



**Ministère de l'enseignement supérieure
et de la recherche scientifique**

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie



Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

**Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER**

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Structure

THEME

**Effet de la position des voiles sur la stabilité
globale d'une structure en béton armé
(Bâtiment R+9)**

Dirigé par :

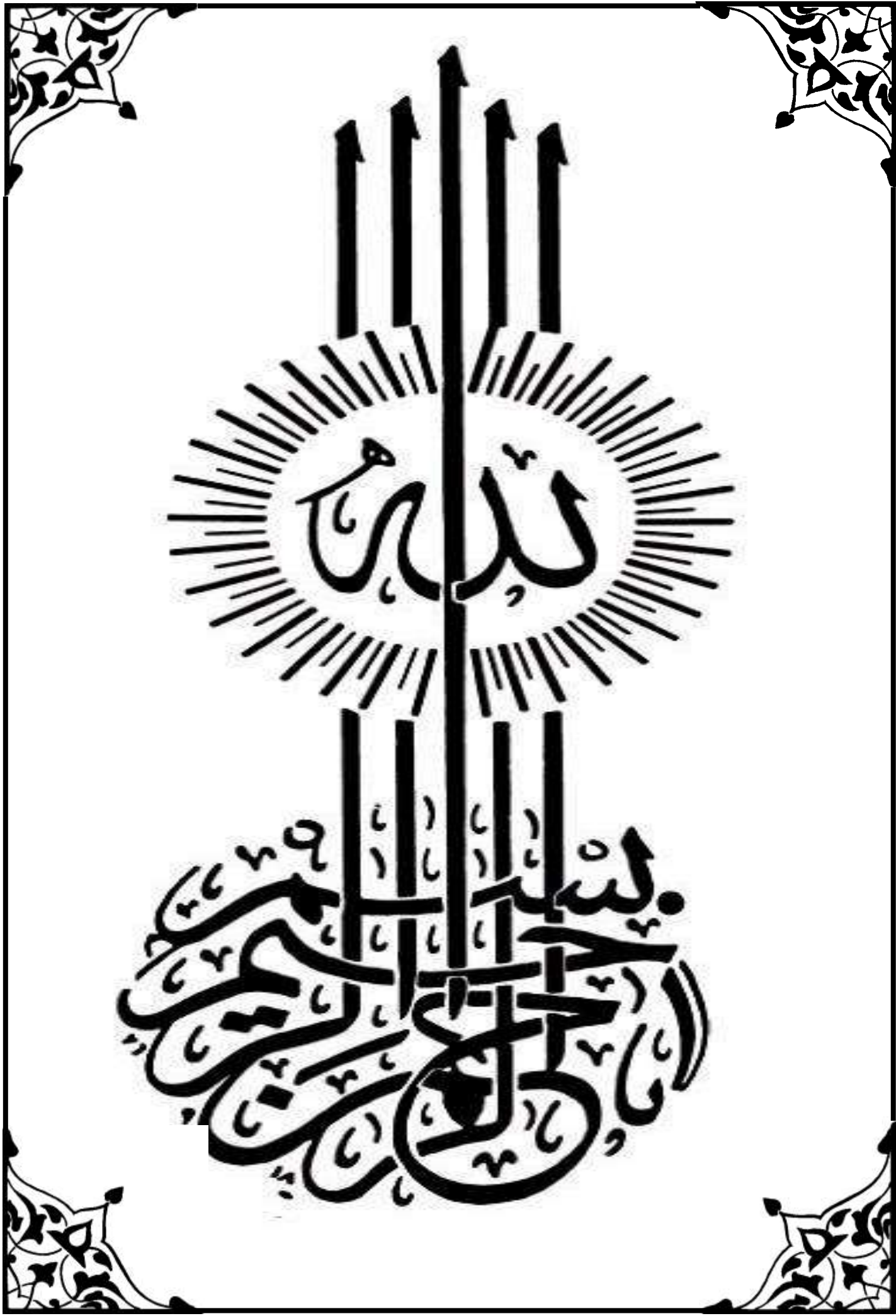
BENYAHIA Abdeslam

Présenté par :

BELGOUMRI Sarra

Promotion : 2015/2016

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ





Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

à Mon cher Père **REZKI** qui nous a quittés, une grande pensée
pour toi *Allah yarahmek*

à ma mère, **KHADRA** qui m'a toujours encouragé et soutenu
dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation,

à Mes frères, **ABDELKARIM** et **OUSSAMA**

à mes sœurs **AMEL**, **MANAR**

à ma belle-sœur **FATIMA**

à Toute la famille **ZIANI ET SEDDEKI**,

à mon cousin **ZIANI MESSAOUD**

à Mes amis et À toute la Promotion 2016.

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

merci



Remerciement

Tout d'abord et avant tous, je remercie ALLAH le tous puissant qui ma donnée la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon encadreur Mr BENYAHIA
ABDESLAM*

Pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.

Je saisis également cette opportunité pour remercier Mr ZIANI LAHCENE qui ma beaucoup aider pour élaborer ce travail.

Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

sarra

SOMMAIRE

Dédicace

Remerciment

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Symboles

Résumé

Introduction Général

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul.

1. Introduction	01
2. Présentation du projet	01
3. Caractéristiques géométriques de la structure.....	02
4. Conception de la structure	02
6. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	03
5. Donnée des sites.....	20
7. Les hypothèses de calcul.....	20
8. Présentation des règlements.....	21

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

1. Introduction	22
2. Pré dimensionnement des éléments structuraux	22
3. les dalles	22
4. Les planchers	24
5. Les poutres.....	26
6. Les poteaux.....	29
7. Les voiles	35
8. Les escaliers	35
9. Descente des charges et pré dimensionnement des éléments.....	37

Chapitre III : Calcule des éléments secondaires

1. étude de l'acrotère.....	49
2. calcule des escaliers.....	56

3. Poutre palier.....	62
4. Les dalle.....	69
5. Etude des balcons.....	83

Chapitre IV : Etude sismique

1. Introduction.....	91
2. Objectif de l'étude dynamique	91
3. Choix de la méthode de calcul.....	91
4. Calcul de la force sismique V	93
5. Détermination des paramètres des combinaisons d'action.....	98
6. Modélisation.....	98
7. Poids total de la structure.....	98
8. Evaluation des excentricités	106
9-Justification de système de contreventement.....	114
10.Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente	123
11-Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	124
12.Résultante des forces sismiques de calcul	125

Chapitre V : Ferrailage des élément porteur

1-Introduction	126
2-Ferrailages des poutres	126
3-Ferrailage des poteaux.....	136
4-Ferrailage des voiles.....	146

Chapitre VI : Etude l'infrastructure

1.Introduction	157
2. Fondations profond	157
3.dimensionnementdes semelles isolées.....	159
4.dimensionnementdes semelles filante.....	167
Conclusion générale	176
Référence	177

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I-1 : caractéristique des aciers

Tableau I-2 : valeurs des contraintes limites

Tableau I-3 : Analyse du diagramme de déformation d'une section

Chapitre II

Tableau II-1 : caractéristiques géométrique

Tableau II-2: charge à la terrasse due aux plancher à corps creux

Tableau II-3: Charge due à la dalle pleine du plancher terrasse

Tableau II-4: Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant

Tableau II-5: Charge due à la dalle pleine de niveau courant

Tableau II-6: Tableau Charge du balcon

Tableau II-7: Charge permanente du mur extérieur

Tableau II-8: Charge permanente du mur intérieur

Tableau II-9: Charge du palier

Tableau II-10: Charge du RDC

Tableau II-11: Charge du Volée

Tableau II-12: Charges et surcharge revenant aux poteaux centraux

Tableau II-13: Charges et surcharge revenant aux poteaux rive

Tableau II-14: Charges et surcharge revenant aux poteaux d'angle

Tableau II-15 : charge permanente et surcharge d'exploitation

Tableau II-16 : section réduit

Tableau II-17: section réduit du poteau central

Tableau II-18: section réduit du poteau de rive

Chapitre III

Tableaux III-1 : les valeurs des moments en travée et en appuis

Tableaux III-2 : valeurs de ferrailage adopté pour les escaliers

Tableaux III-3 : les sollicitations maximales de tous les types de poutrelles.:

Chapitre IV

Tableau IV1: Pénalité P_q en fonction de critère de qualité

Tableau IV2: période et fréquence pour chaque mode

Tableau IV3: période et fréquence pour chaque mode

Tableau IV4 : période et la masse

Tableau IV 5: Poids des différents niveaux

Tableau IV-6: Centre de torsion des planchers

Tableau IV-7: Centre de masse de chaque niveau

Tableau IV-8: Les excentricités théoriques des planchers

Tableau IV-9: Les excentricités accidentelles

Tableau IV10 -: période et fréquence pour chaque mode

Tableau IV11 : période et la masse

Tableau IV12: Poids des différents niveaux

Tableau IV13: Centre de torsion des planchers

Tableau IV14: Centre de masse de chaque niveau

Tableau IV15:*Les excentricités théoriques des planchers*

Tableau IV16: *participation des masse du au charge verticale*

TableauIV17 :*Repère global - Cas: 6 (Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y) Modes actifs :*

TableauIV18 :*Repère global - Cas: 5 (Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X) Modes actifs : CQC*

Tableau IV19: *participation des masse du au charge verticale*

Tableau IV20 :: *Effort tranchant sens X distribué sur la hauteur de la structure*

Tableau IV21: *Effort tranchant sens Y distribué sur la hauteur de la structure*

TableauIV22 : *tableau du combinaison*

TableauIV23 : *du Efforts réduits*

ChapitreV

Tableau V.1: *valeurs de ferrailage des poutres porteuses*

Tableau V.2: *valeurs de ferrailage en travée des poutres non porteuses*

Tableau V.2: *valeurs de ferrailage en travée des poutres non porteuses*

Tableau V3: *valeurs de ferrailage sur appuis des poutres porteuses*

Tableau V.3: *valeurs de effort tranchant*

Tableau V.4: *valeurs de ferrailage sur appuis des poutres porteuses encastré aux voiles*

TableauV.7 :*pourcentage des armatures pour les poteaux*

Tableau V.8 : *sollicitations maximale est valeurs de ferrailages pour les poteaux d'angle*

Tableau V.9: *sollicitations maximale est valeurs de ferrailages pour les poteaux centrale et rive*

Tableau V.10 :*résultats de sollicitations et de ferrailages des voiles*

TableauV.11 :*résultats de sollicitations et de ferrailages des voiles*

Tableau V.12 :*résultats de sollicitations et de ferrailages des voiles*

Chapitre VI

Tableau VI .1 : *Dimensionnement des semelles à ELS - (semelles isolées)*

Tableau VI. 2 : *vérification de la stabilité au renversement*

Tableau VI.3 : *moment*

Liste des figures

Chapitre I

Figure-1 : conception du projet

Figure I-2: Evolution de la résistance du béton à la traction f_{ij} en fonction de celle à la compression f_{cj}

Figure-3 : traction par flexion

Figure-4 : Quand le matériau est en déformation élastique

Figure-5 : Quand le matériau n'est pas élastique

Figure-6 : diagramme de la déformation et contrainte

Figure- 7 : Diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations du béton

Figure-8 : diagramme des contraintes

Figure I-9 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

Figure I-10 : Diagramme contrainte déformation du béton

Figure-11: Diagramme contraintes- déformations de calcul

Figure- 12: Diagramme des déformations limite de la section d'acier

Chapitre II

Figure II :1 : Pré dimensionnement des dalles

Figure II :2 : dalle bi- encastree

Figure II-3 : Dessin d'un plancher en corps creux

Figure II- 4: Notation des poutrelles

FigureII-5 : dimensions par les poutre

Figure II- 6:section du poteau le plus sollicité

Figure II-7:Coupe de voile en élévation

Figure II-8 : composante L'escalier

Figure II : Les escaliers en béton

Figure II-10 : Plancher terrasse inaccessible

Figure II-11 : Plancher terrasse accessible

Figure II-12 : Plancher étage courant :

Figure II-13:Brique creuse

Figure II- 14:dimension de l'acrotère

Figure II-15: schéma de la loi de dégression

Chapitre III

Figure III-1: schéma statique d'acrotère

Figure III-2: Schéma de ferrailage de l'acrotère

Figure III-.3: Schéma statique de l'escalier

Figure III-.4: Schéma statique de l'escalier

Figure III-5 : Schéma de ferrailage d'escalier

Figure III-.6: schéma statique de la poutre palier

Figure III-7:Diagrammes des sollicitations

Figure III-.8:Schéma de ferrailage de la poutre palier

Figure 3.9:Schéma représente coefficient forfaitaire pour les moments sur appuis

Figure III-.10:1^{er} type de poutrelle

Figure III-.11:Diagramme des sollicitations pour le 1^{er} type de poutrelle

Figure III-.12:2^{eme} type de poutrelle

Figure III-.13:Diagramme des sollicitations pour le 2^{eme} type de poutrelle

Figure III-.14 : Schéma de ferrailage des nervures

Figure III-15 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

Figure III-16 : Schéma statique du balcon

Figure III-17 : Ferrailage de balcon

Chapitre IV

Figure IV1 : Spectre de réponse

Figure IV-2:Position des voiles

Figure IV3:Position des voiles

FigureIV4 : distribution F_x sur poteau ELS

FigureIV5 : distribution F_x sur poteau ELU

FigureIV6 : effort tranchant F_z à ELS

FigureIV7 : effort tranchant F_z à ELU

FigureIV8 : effort tranchant F_z à ELU

FigureIV9 : moment sur l'axe y ELU

Chapitre V

Figure V.1 : Exemple de Ferrailages des Poutres porteuses

Figure V.2 : Exemple de Ferrailages de poteau RDC

Figure V.3 : dispositions des armatures verticales dans les voiles

Figure V.4 : Section partiellement comprimée

Figure V.5 : Section entièrement tendue

Figure V.5 : Section entièrement comprimée

Figure V.6 : Exemple de ferrailage de voile

Figure V.7 : Exemple de ferrailage de voile

Figure V.8 : Exemple de ferrailage de voile

Symboles

f_{cj} : résistance en compression à j jour du béton.

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

E_{ij} : module de déformation longitudinale du béton.

E_{vj} : module de déformation différé du béton.

G : Module de déformation transversale.

ν : coefficient de poisson.

f_{bu} : résistance conventionnelle ultime à la compression.

ξ_{bc} : déformation unitaire du béton.

σ_{bc} : contrainte de compression dans le béton,

γ : est un coefficient de sécurité.

θ : est un coefficient en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton en compression.

$\bar{\tau}_u$: Contraintes limites de cisaillement.

f_{su} : résistance caractéristique ultime de l'acier.

$\bar{\sigma}_s$: contrainte admissible d'acier.

f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés

η : coefficient de fissuration

N_u : est l'effort normal ultime

B_r : est la section de béton réduite du béton

λ : l'élancement de l'élément poteau.

\bar{f} : la flèche admissible.

F_p : l'action sismique horizontale.

L_f : longueur de flambement.

e_0 : est l'excentricité de premier ordre, avant application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après l'exécution.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre lié, à la déformation de la structure.

ϕ : le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation initiale instantané sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à **2**

μ_{bu} : moment réduit.

A_s : section d'armature comprimée

A'_s : section d'armature tendue.

S_t : escapement des armatures.

A_r : section d'armature de répartition.

M_0 : moment fléchissant dans la travée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

M_w : La valeur absolue du moment sur appui de gauche dans la travée considéré.

M_e : La valeur absolue du moment sur appui de droite dans la travée considéré.

M_{ut} : moment capable de la table de compression.

A_{min} : section minimale d'armature.

\emptyset_t : diamètre d'armature transversale.

f_{pi} : Flèche instantané due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.

f_{gv} : La flèche différée dues à l'ensemble des charges permanentes.

f_{gi} : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : Flèche instantanée due à charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements et cloisons.

y : position de l'axe neutre.

I_0 : moment d'inertie de la section totale rendue homogène.

M_g : Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes.

M_j : Le moment dû aux charges permanentes appliquées à la mise en œuvre des revêtements.

M_p : Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.

$I_{fi\ p}$, $I_{fi\ j}$, $I_{fi\ g}$ et $I_{fv\ g}$: sont les inerties fissurées.

T_u : Le moment de torsion ultime.

α : Le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section.

Ω : L'aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois.

T_k : le période du mode K.

N : le nombre de niveau au-dessus du sol.

G : centre de gravité.

R : centre e rigidité.

V : effort tranchant.

M_K : moment de renversement.

δk : Les déplacements horizontaux absolus.

Δk : les déplacements relatifs.

R : Coefficient de comportement.

Q : facteur de qualité.

η : facteur de correction d'amortissement.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement.

A_t : section d'armature minimale.

τ_{se} : la contrainte d'adhérence d'entraînement.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau.

M_{uf} : moment fictif.

A'_{sf} : section d'armature fictive

Y_{ser} : la distance entre le centre de pression à l'axe neutre de la fibre supérieure de la section la plus comprimé.

Résumé

Le présent mémoire, étudié un bâtiment R+9 à usage d'habitation, il sera implanté dans burdj bourrai ridj, ville classée comme une zone sismicité (zone sismique IIa) selon le règlement parasismique algérienne (RPA 99 Version 2003).

Le prédimensionnement de cet ouvrage et des éléments porteurs a été fait conformément au CBA93 et RPA 99/Version 2003, l'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de la méthode des éléments finis AUTODESK ROBOT STRUCTURAZLE ANALYSIS PROFESSIONAL 2010 .aussi que le dessin ce fait par AUTOCAD 2007.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية متكونة من الطابق الارضي 9 طوابق عادية في ولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية II.a حسب مركز دراسة هندسة الزلزال الجزائري .

قياس و تسليح هذه البناية و مختلف العناصر الاساسية تتم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس دراسة هندسة الزلزال

الجزائري المعدل بعد زلزال 21 ماي 2003. (RPA 99 Version 2003) و مقياس الاسمنت المسلح CBA93 .

كما تم باستعمال البرنامج التطبيقي للعناصر المنتهية AUTODESK ROBOT STRUCTURAZLE

PROFESSIONAL ANALYSIS اما عملية الرسم كانت باستعمال طريقة الرسم التقني .AUTOCAD 2007.



Introduction

Générale

Introduction Générale

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

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.

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

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

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.

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 chère 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 à l'étude de l'effet de la position des voiles sur la globalité d'une structure en béton armé. Dans notre cas, nous étudierons un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone sismicité moyenne, comportant, un **RDC et 9 étages n'est pas encore réaliser à bordj bou arreridj**

Introduction Générale

Le nord algérien est situé dans une zone critique qui est l'intersection entre la plaque africaine et la plaque eurasiatique, cette zone est susceptible d'être soumise à plusieurs séismes de moyennes et fortes intensités, qui causeront d'importants endommagements de nos ouvrages.

Les dommages causés ne restent pas seulement sur le paramètre de l'intensité sismique, d'autres causes rentrent en jeux tels que :

- Les erreurs commises au niveau de la réalisation, ainsi que la mauvaise qualité des matériaux utilisés.
- La mauvaise connaissance des limites réelles de la résistance d'une structure ainsi que des dommages qui peuvent se produire lors d'un séisme réel.

En ce qui concerne le dernier point, l'étude de l'impact d'un séisme sur une structure représente un outil efficace. Cette étude est exprimée par l'estimation des dommages qui peuvent se produire au niveau d'une structure.

La conception est la réalisation d'un projet de génie civil sont le fruit du travail d'une équipe pluridisciplinaire à plusieurs composant parmi lequel un démembrement chargées de l'étude technique. L'ingénieur d'étude ou de conception est chargé de définir, d'analyser et de dimensionner le système porteur de l'ouvrage pour que sa fonction et sa résistance mécanique soient garanties toute la durée de la structure.



Chapitre I

**Présentation de l'ouvrage
et hypothèse de calcul**

I-1-Introduction

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment.

On sait que 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, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 modifié 99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants à la structure.

Dans le cas de notre étude, nous allons étudier en profondeur l'**Effet de la position des voiles sur la stabilité globale sur une structure en béton armé.**

I-2-Présentation du projet

Le projet de fin d'étude est consacré à la conception d'un immeuble R+9 située dans le pos A7 ILOT 123 à Bordj Bou Arreridj. La conception architecturale est prévue pour la projection d'un certain nombre de blocs de R+4, R+5 et 2 blocs de R+9.

Le but de cette étude est de proposer une structure en béton armé d'un immeuble à neuf niveaux, à vocation d'habitation en déterminant pour tous les éléments une géométrie et une section d'armature. Il comprend 180 logements promotionnels.

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA99/version 2003** comme zone sismique (**Zone II**: groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m)

Le site est considéré comme ferme (S2).

La contrainte admissible du sol $\sigma = 2.5$ bars

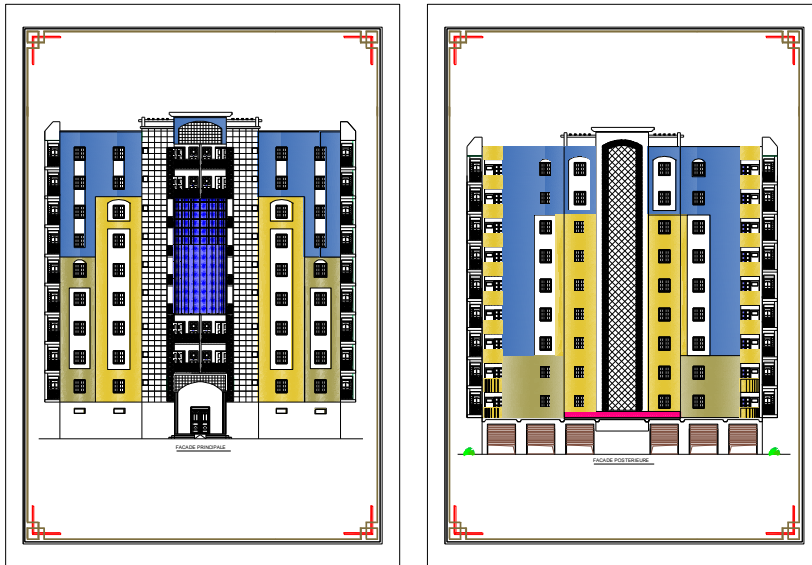


Figure-1 : conception du projet

I-3- Caractéristiques géométriques de la structure

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- Longueur total : 29.9m
- Largeur total : 16m
- Hauteur total : 32.28m
- Hauteur de RDC : 3.74m
- Hauteur des étages est uniforme : 3.06m

I-4 Conception de la structure

-Ossature et système constructif adopté

❖ Ossature :

C'est une ossature auto- stable réalisé en système de portique (poteaux- poutres).

❖ Planchers :

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+5) cm

❖ Escaliers:

On a deux types d'escalier : Escalier droit avec un palier intermédiaire utilisé pour l'accès d'un niveau a autre, par contre l'escalier de RDC a constitué de deux paliers intermédiaires pour l'accès de 1^{er} étage

❖ **Maçonnerie :**

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

❖ **Revêtement :**

- ✓ Enduit en plâtre pour les plafonds.
- ✓ Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- ✓ Revêtement à carrelage pour les planchers.
- ✓ Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

❖ **Isolation :**

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cours de réalisation.

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse

4-2- Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble et par conséquent on a adopté : $\bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ bars}$.

I-5- Caractéristiques mécaniques des matériaux

I-5-1 Béton

On appelle béton armé le matériau obtenu en ajoutant au béton des barres en acier. Ces barres en acier sont généralement appelées **armatures**.

- Dans l'association béton + acier, le béton résiste aux efforts de compression et l'acier résiste aux efforts de traction et éventuellement aux efforts de compression si le béton ne suffit pas pour prendre tous les efforts de compression qui existent.

Béton → Compression (Résistance à la compression = 20 MPA à 40MPA)

(Résistance à la traction = 2 MPA à 4MPA)

Acier → Traction ou compression (200 MPA à 500 MPA)

- Une construction sera appelée en béton armé si les deux matériaux participent à la résistance de l'ensemble.
- Le béton armé est un matériau composite constitué de béton et de barres d'acier qui allie les résistances à la compression du béton et à la traction de l'acier. Il est utilisé comme matériau de construction, en particulier pour le bâtiment et le génie civil.

Le béton est un matériau capable de supporter des efforts de compression importants (10 à 100 MPa) alors que sa résistance aux efforts de traction est très faible (de l'ordre du dixième de sa résistance à la

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul

compression). C'est donc pour pallier cette insuffisance qu'est née l'idée de placer, dans les zones soumises à des efforts de traction, des barres d'acier (armatures) qui elles, sont résistantes aussi bien en compression qu'en traction. Le matériau résultant de l'association du béton et de l'acier est appelé « béton armé ».

Dans une structure en béton armé, les aciers principaux sont positionnés dans les parties tendues du béton pour compenser la mauvaise résistance du béton en traction. Pour une dalle en béton armé par exemple, on place les armatures principales en partie basse des travées et en partie haute au niveau des appuis.

I-5-1-1 Définition: (TEC185 ; I-1) pages 21

C'est un mélange de :

- Liant hydraulique (ciment)
- granulats (sable, gravier)
- eau
- adjuvants : c'est des produits chimiques qu'on ajoute au mélange pour améliorer une qualité.

Qualités recherchées pour un bon béton :

- Résistance mécanique élevée (25-40 MPa)
- Imperméabilité à l'eau et absence de réaction chimique avec l'acier.
- Bonne mise en œuvre (facile à couler).
- Bonne tenue dans le temps

Ces résultats seront obtenus, en jouant sur les paramètres suivants :

- La qualité ciment, granulats.
- Le dosage (quantité).
- Un bon mélange (homogénéité).

I-5-1-2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton: (TEC185 ; I-2-A) Pages 21

A- Masse volumique :

- La masse volumique béton à granulats courants (normal) → 2200 ÷ 2400 kg/m³
- La masse volumique béton à granulats légers → 700 ÷ 1500 kg/m³
- La masse volumique béton à granulats lourds → 3500 ÷ 4000 kg/m³
- La masse volumique du béton armé → 2500 kg/m³

B- Avantages du béton armé: (TEC185; I-II-1) Pages 14

- **L'intérêt économique :** Le béton est le moins coûteux des matériaux résistant à la compression et susceptible d'être associé à d'autres éléments.

On dit que l'acier est actuellement le seul matériau utilisé dans la fabrication des armatures parce que sa résistance est moins chère des matériaux pouvant être résistés à la traction.

- **La souplesse d'utilisation :** le béton étant mis en place (dans des moules : coffrage) à l'état pâteux ; il est possible de réaliser des constructions aux formes les plus variées et les

Armatures peuvent être facilement liées. Les assemblages entre différents éléments en béton se Réalisent par simple contact.

Le béton armé se traite facilement à la préfabrication en usine.

- **Economie d'entretien :** les constructions en béton armé ne nécessitent aucun entretien

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul

Tandis que les constructions métalliques ont besoins d'être peintes régulièrement.

- **Résistance au feu** : les constructions en béton armé se comportent beaucoup mieux en cas D'incendie que les constructions métallique ou en bois. Le béton, grâce à sa mauvaise Conductibilité thermique retarde les effets de la chaleur sur les armatures, il est possible de Remettre en service la construction après les réparations superficielles ce qui est impossible Pour les constructions métalliques. Cette propriété a permit d'utiliser le béton armé dans Certaines parties des fours.

- **Résistance aux efforts accidentels** : le béton armé en raison de son poids important est Moins sensible aux variations de surcharges que d'autres modes de constructions.

- **Durabilité** : le béton armé résiste bien à l'action de l'eau et de l'air la seule condition à observer et la protection des armatures.

C- Les inconvénients du béton armé: (TEC185; I-II-1) Pages 14

- **Le poids** : les ouvrages en B.A sont plus lourds que les autres modes de constructions.

- **L'exécution** : pour exécuter un ouvrage en béton armé il faut :

- Préparation de coffrage qui demande beaucoup de temps et un travail de charpente Important. Ce coffrage doit rester en place jusqu'à se que le béton atteint une résistance Suffisante.

- le placement des armatures

- pendant et après les mises en place du béton, il faut prendre des précautions pour le Protéger contre le gel et l'évaporation de l'eau.

- Le contrôle de la qualité du matériau perfectionné lors du gâchage.

- **Brutalité des accidents** : les accidents qui surviennent d'un ouvrage en béton armé sont en Général soudains ou brutaux, en général ces accidents sont dus à des erreurs de calculs ou de Réalisations.

- **Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé** : il est difficile de modifier un Élément déjà réalisé.

I-5- 2 Dosage du béton:

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes:

❖ Ciment (CPA 325)	dosé à 350kg/m ³
❖ Sable grossier	0<Dg<5mm → 400l
❖ Gravier	15<Dg<25mm → 800l
❖ Eau de gâchage	175l

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200Kg/m³ et 2400Kg/m³. La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peu se forme soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul

Le béton est un matériau obtenu par le mélange de ciment, de granulats (sable et gravier), de l'eau et éventuellement de produit d'addition (adjuvant).

a. Ciment

Le ciment est un liant hydraulique qui présente sous la forme d'une poudre minérale fine

b. Granulat

Les granulats comprennent les sables et les graviers

c. Sable

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm.

d. Gravier

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 à 30.

e. Eau de gâchage

Eau incorporée au mélange liant et granulats afin d'enclencher sa prise et de conférer au béton sa plasticité, qui facilite son écoulement et son moulage

f. Adjuvants

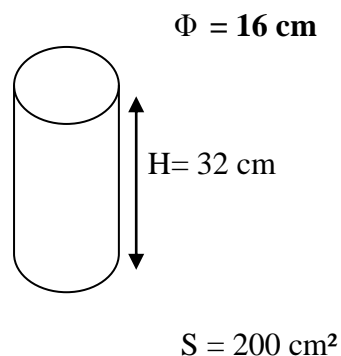
Produit chimique incorporés au moment du malaxage du béton à une dose inférieure ou égale 5% en masse de la teneur en ciment du béton, pour modifier les propriétés du mélange à l'état frais et/ou durci. Les adjuvants peuvent modifier l'ouvrabilité du béton, sa prise et son durcissement.

I-5-2-1-Résistance à la compression: (TEC185)

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m^3 de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

Essai de compression : l'essai est effectué sur des cylindres en béton comme suit :



Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

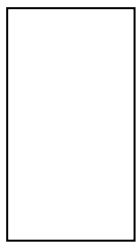
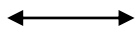
f_{cj} : la résistance à la compression à j jour.

f_{c28} : la résistance à la compression à 28 jour ; On appelle aussi la résistance caractéristique du béton.

I-5-2-2-Résistance à la traction : (TEC185)

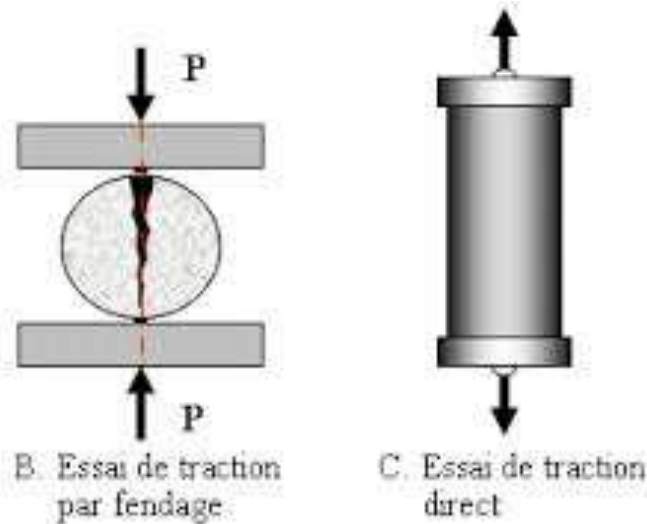
a- Traction par fendage : Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

$\phi = 16 \text{ cm}$



$H = 32 \text{ cm}$

$S = 200 \text{ cm}^2$



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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa.} \end{cases}$$

f_{cj} : la résistance à la compression à j jour.

f_{tj} : la résistance à la traction compression à j jour.

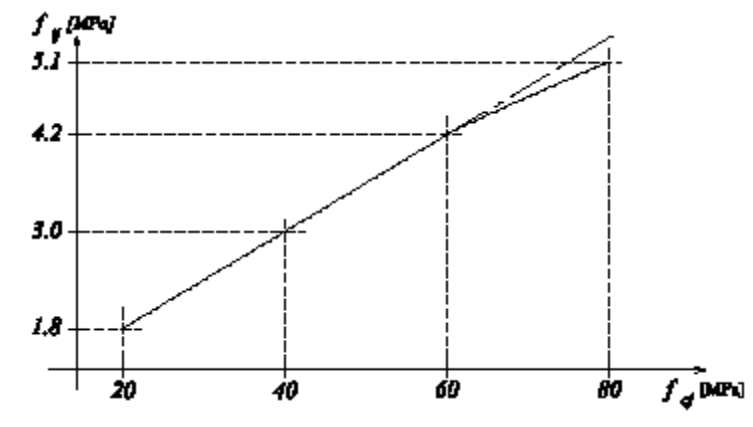


Figure I-2: Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

b- Traction par flexion : Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées

a : une valeur donnée.

F_r : force de rupture.

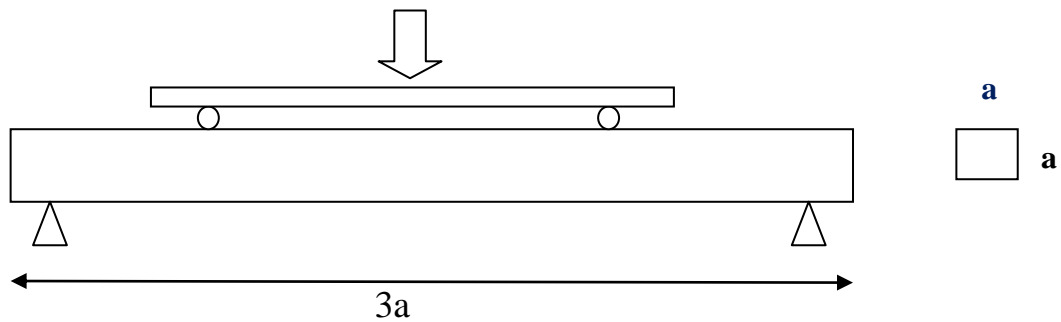


Figure I-3 : traction par flexion

I-5-2-3- Résistance minimale du béton : (TEC185)

La résistance caractéristique minimale f_{c28} doit être de 15 MPa quand on utilise des aciers de haute adhérence et de 12 MPa lorsque l'on utilise des aciers lisses.

I-6-L'élasticité

Le module d'élasticité E est défini par le rapport ;
 $E = \text{contrainte unitaire} / \text{déformation relative}$

I-6-1 - Module de déformation instantané :

Le béton n'est pas un matériau élastique, pendant le déchargement de l'éprouvette, on observe que la courbe de déchargement est décalée par rapport à la courbe de chargement.



Figure I-4 : Quand le matériau est en déformation élastique

- Pour un changement, on admet la relation suivante sous des contraintes normales d'une durée d'application < 24 H.

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$$

i : instantané ; j : jour

I-6-2- Module de déformation différée :

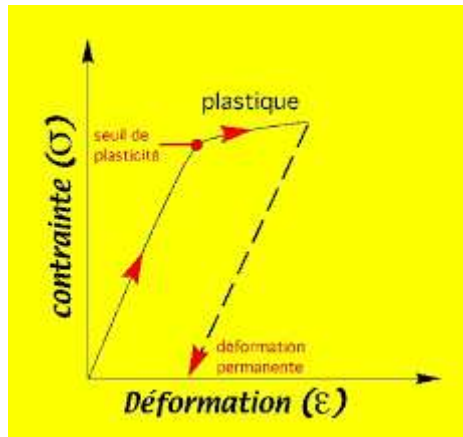


Figure I-5 : Quand le matériau n'est pas élastique

- Pour un changement, on admet la relation suivante sous des contraintes normales d'une durée d'application > 24 H.

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

i : différé ; j : jour

I-6-2-3 La déformation longitudinale du béton : (CBA93)

- Déformation instantanées E_{ij}
Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

Le module de déformation longitudinale instantanée (E_{ij}) de béton est :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} = 32164.20 \text{ MPa}$$

- Déformation différée E_{vj}
Sous des contraintes normales d'une durée d'application supérieure à 24 heures.

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = 10818.86 \text{ MPa}$$

I-6-2-3 -Diagramme déformation – contrainte du béton : (CBA93)

Le diagramme « parabole rectangle » ;

- Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de sa simplicité d'emploi.

- Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec diagramme « parabole rectangle »

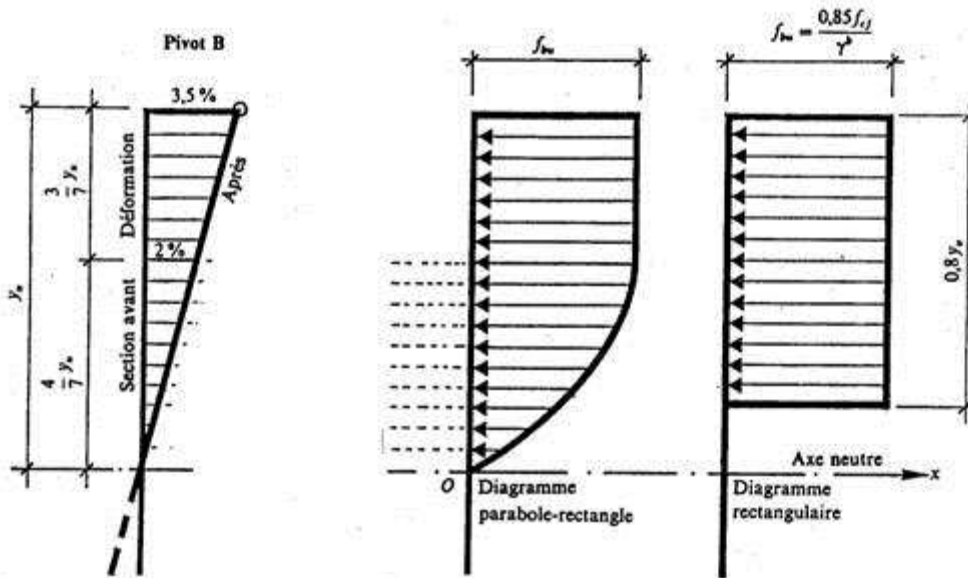


Figure I-6 : diagramme des déformations et contraintes

Notations :

$f_{c,j}$: Résistance caractéristique du béton à jours

γ_b : Coefficient de sécurité du béton égale 1.5

f_{bu} : Contrainte de calcul

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 pour une durée d'application des charges > 24 h.
- 0.9 pour $1 \leq \text{durée} \leq 24$ h
- 0.85 si durée < 1 h.

I-7- Coefficient de poisson :

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

Le coefficient de poisson sera pris égal à:

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

I-8- Les états limites : (CBA93)

Définition: Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées. On distingue deux états limites :

- ✓ **Etat limite ultime (ELU)**
- ✓ **Etat limite service (ELS)**

I-8-1-Etat limite ultime (ELU)

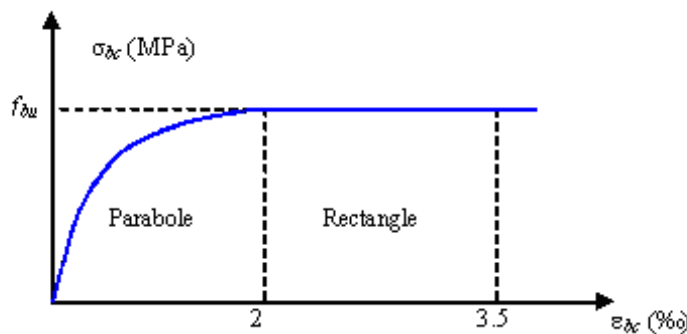
Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux béton et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement

Les sollicitations de calcul à considérer résultent des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

-La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{28}}{\theta_{\gamma b}}$$



FigureI- 7 : Diagramme parabolique rectangle des Contraintes Déformations du béton

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } t > 24 \text{ heures} \quad 1 \\ \text{Si } 1 \leq t \leq 24 \text{ heures} \quad \theta=0.9 \\ 0.85 \quad \text{Si } t < 1 \text{ heure} \end{array} \right.$$

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h,

➤ et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton si ;

$\gamma_b = 1.5$ **Combinaisons courantes**

$\gamma_b = 1.15$ **Combinaisons accidentelles**

Dans notre cas $f_{bu} = 14.2$ MPa

Dans la zone comprimée d'une section droite de poutre fléchie, il sera loisible de remplacer le diagramme parabole rectangle par un diagramme rectangulaire simplifié (**A.4.3.42 du BAEL**).

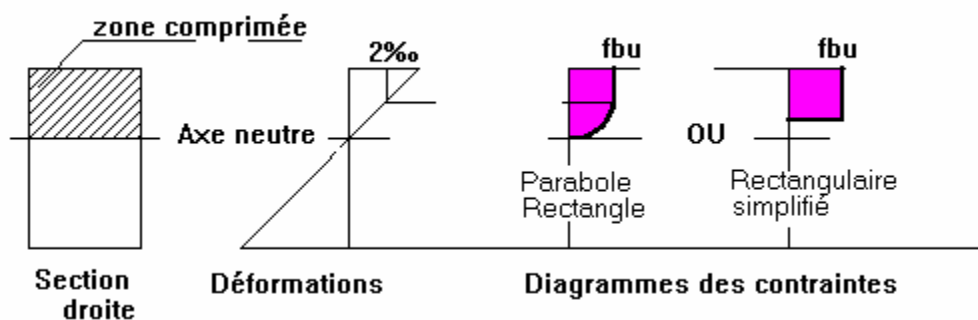


Figure I-8 : diagramme des contraintes

I-8-2- Etat limite service (ELS)

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. La durabilité de la structure est remise en cause.

- Etat limite d'ouverture de fissures : risque d'ouverture de fissures.
- Etat limite de compression du béton : on limite volontairement la contrainte de compression à une valeur raisonnable.
- Etat limite de déformation : flèche maximale. L'état limite de service atteint remet en cause l'aptitude au service de la structure (fissures, fuites, désordres divers). En revanche, la sécurité (c'est à dire sa résistance) n'est pas remise en cause.

La contrainte de compression du béton est limitée à

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{cj} \text{ dans notre cas } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

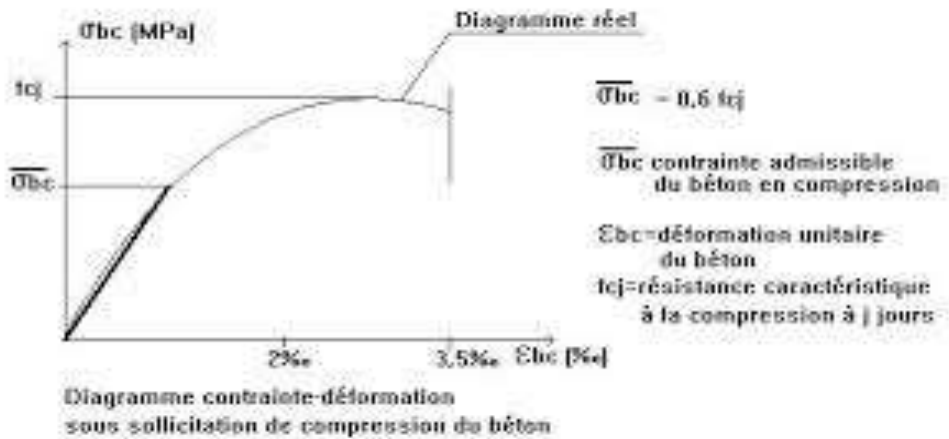


Figure I-9 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

La répartition des déformations et des contraintes dans une section droite d'une poutre fléchie est donc la suivante :

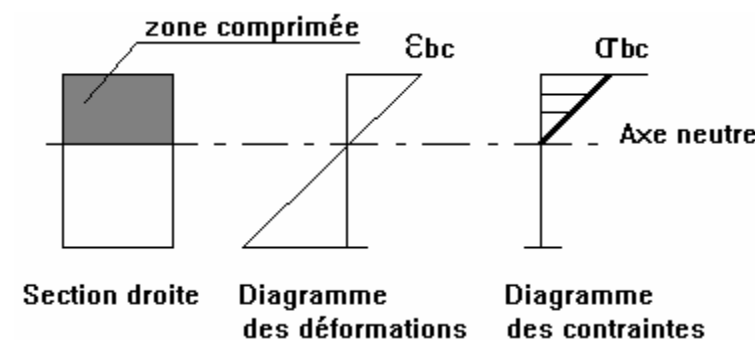


Figure I-10 : Diagramme contrainte déformation du béton

I-9- Les contraintes limites de cisaillement

Une contrainte de cisaillement τ (lettre grecque « tau ») est une contrainte appliquée de manière parallèle ou tangentielle à une face d'un matériau, par opposition aux contraintes normales qui sont appliquées de manière perpendiculaire. C'est le rapport d'une force à une surface, qui possède donc la dimension d'une pression, exprimée en pascals ou pour les grandes valeurs en méga pascals (MPa).

La contrainte de cisaillement à ELU est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

La contrainte admissible de cisaillement est fixé par ;

$$\tau_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul

$$\tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable et Fissuration très préjudiciable.}$$

13-L'acier

I-9-1 :Généralité

L'acier est alliage de fer et de carbone en faible pourcentage de ce dernier. Les aciers utilisés pour le béton armé sont appelés armatures doivent adhérer au béton afin de supporter les efforts de traction.

Selon le pourcentage du carbone dans le fer on distingue :

- Acier doux ou mi durs pour 0.15 à 0.25% de carbone
- Aciers dur pour 0.25 à 0.40% de carbone

. Leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. Il existe plusieurs types :

ACIER	DESIGNATION	LIMITE D'ELASTICITE	UTILISATION
RONDS LISSES	FeE 220 FeE 240	215 235	Cadre et étriers des poutres et des poteaux, anneaux de levage des pièces préfabriqués
ACIER HA TYPE	FeE 400 FeE 500	400 500	Tous travaux en béton armé
TREILLIS SOUDES (RONDS LISSES TYPE)	TLE 520 $\theta \leq 6$	520	Emploi courant pour : -Radiers - Voiles -Planchers -dallage
	TLE 500 $\theta > 6$	500	

Tableau I-1 : caractéristique des aciers

- Les ronds lisses de nuances (**Fe E 325**)



- les barres à hautes adhérence de nuance (**Fe E 400**)



- les treillis soudés ($\emptyset 6$) pour le hourdis des plancher à corps creux (**Fe E 500**)



Le module d'élasticité longitudinal de l'acier pour toutes les nuances est (CBA93)

$$E_s = 2,110^4$$

I-9-2- La diagramme contrainte Déformation

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

I-9-3- Les contraintes :

➤ Etat limite ultime :

Barre lisse : $\sigma_s = 204.34 \text{ MPa}$
 Barre H.A : $\sigma_s = 347.83 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s = 1.5$ Combinaisons courantes

$\gamma_s = 1.15$ Combinaisons accidentelles

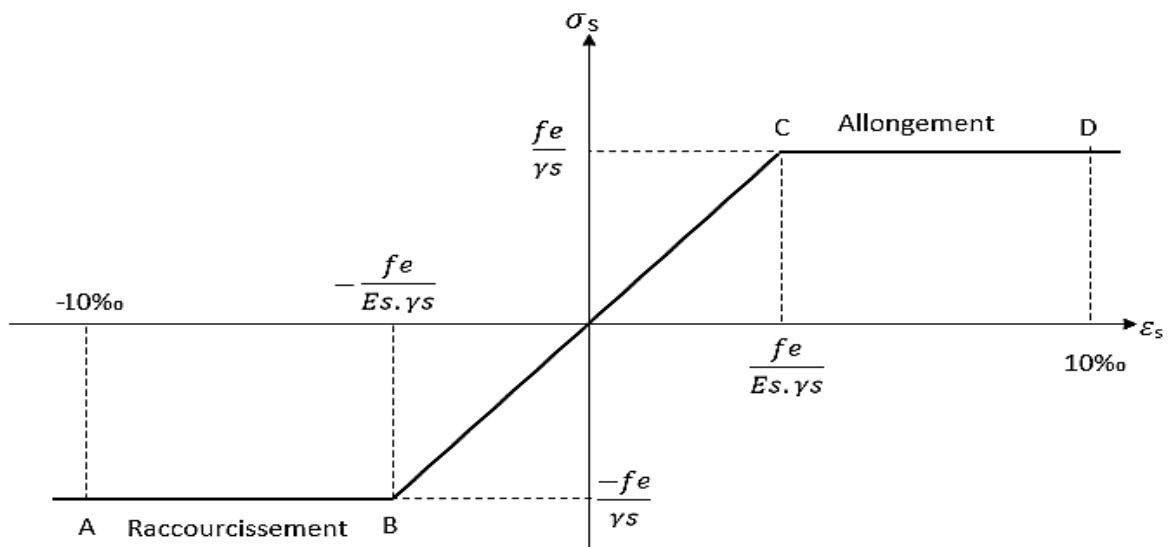


Figure I-11: Diagramme contraintes- déformations de calcul

f_e : Limite d'élasticité garantie

γ_s : Coefficient de sécurité avec :

$\gamma_s = 1.00$ situation normale

$\gamma_s = 1.15$ situation accidentelle

$\gamma_s = 1.5$ Combinaisons courantes

➤ Etat limite service :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible: pas de limitation.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries, à des condensations, ou peuvent être alternativement noyés et immergés en eau douce.:

$$\sigma_s \leq \sigma_{bc} = \min(2/3 f_e, 110 \eta f_{tj})$$

- La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en mis en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, atmosphère marine telle que embruns et brouillards salins, eau très pure, gaz ou sol particulièrement corrosifs) ou bien doivent assurer une étanchéité:

$$\sigma_s \leq \sigma_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \eta f_{tj})$$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec :

➤ $\sigma_s = f_e / \gamma$

- A (L'ELS

Cas	Conditions particulières	Contraintes limites de traction (en MPa)
Fissuration peu préjudiciable	Locaux couverts et clos non soumis à condensations	négliger
Fissuration préjudiciable	Coefficient de fissuration η $\eta = 1$ pour ronds lisses $\eta = 1,6$ pour aciers HA diamètre ≥ 6 mm $\eta = 1,3$ pour aciers HA si diamètre < 6 mm	$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} f_{tj}\right)$
Fissuration très préjudiciable	Diamètres des aciers > 8 mm (**)	$\bar{\sigma}_s = \min(0.5 f_e; 90 \sqrt{\eta} f_{tj})$

Tableau I-2 : valeurs des contraintes limites

I-9-4- Règles des trois pivots

On distingue trois domaines 1, 2, 3, à l'aide de trois pivots A, B, C et des droites représentatives de la déformation qui passent par l'un des trois pivots pour matérialiser les diagrammes de déformation de la section du béton.

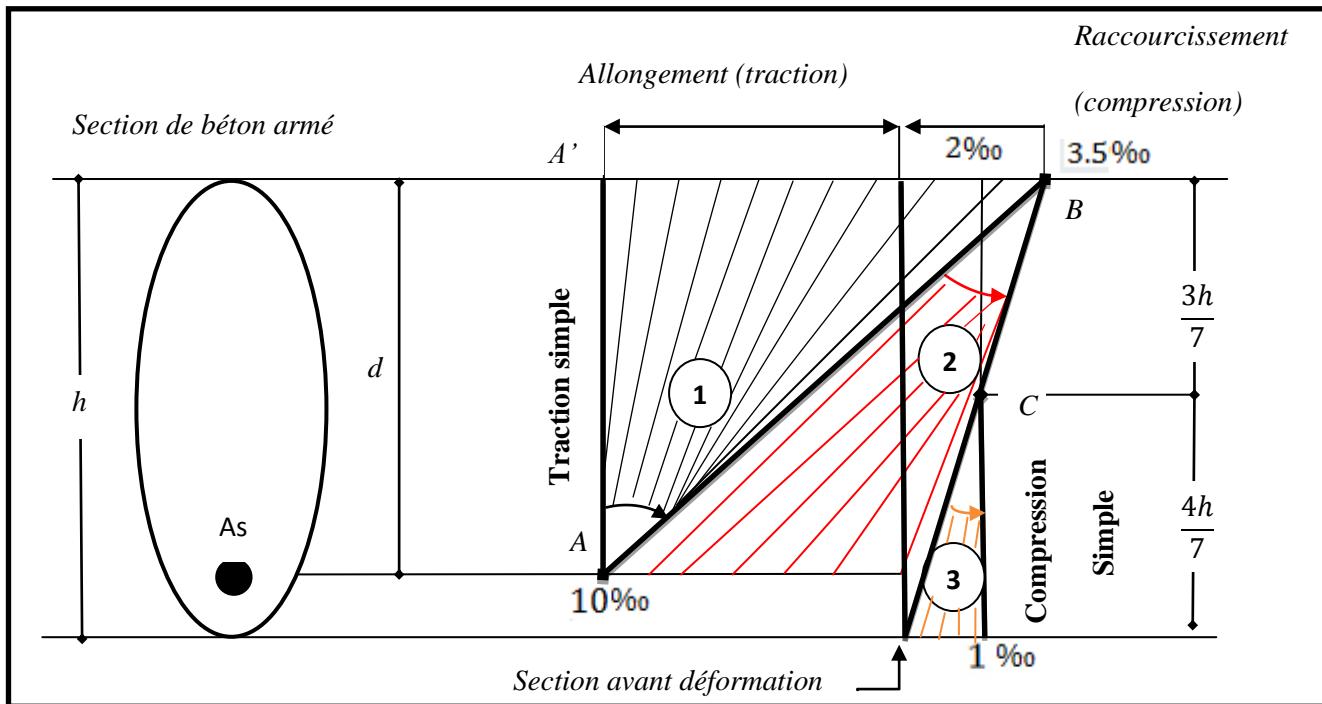


Figure I- 12: Diagramme des déformations limite de la section d'acier

Analyse du diagramme des déformations		
Pivot A Domaine 1	Pivot B Domaine 2	Pivot C Domaine 3
Allongement de l'acier : $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$	Raccourcissement du béton comprimé $\epsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$	Raccourcissement du béton comprimé $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ pour $y_u = \frac{3}{7}h$
Traction simple : • Limite AA' béton entièrement tendu Flexion simple ou composée acier tendu $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$ • béton partiellement comprimé $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰}$	Flexion simple ou composée : • acier tendu $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$ béton partiellement comprimé	Compression simple : Si la droite de déformation est parallèle à la droite représentative de la section avant déformation, sinon flexion composée

Tableau I-3 : Analyse du diagramme de déformation d'une section

- ✓ **Pivot A** : allongement de l'acier le plus tendu $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$
pièce soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée
- ✓ **Pivot B** : raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée $\epsilon = 3.5 \text{ ‰}$
pièce soumise à la flexion simple ou composée

- ✓ **Pivot C** : raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3/7 h$ de la fibre la plus comprimée
 $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$

-Pièce soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée

I-9-4- La déformation longitudinale du béton : (CBA93)

- Déformation instantané
- Déformation différée

6- Donnée du site

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA99/version 2003** comme zone sismique (**Zone II**: groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m)

Le site est considéré comme ferme (S2).

La contrainte admissible du sol $\sigma = 2.5$ bars

7- Les hypothèses de calcul

Le calcul d'un ouvrage en béton armé ne se limite pas à la seule maîtrise du calcul du béton armé. Outre une bonne maîtrise de la mécanique des milieux continus et de la résistance des matériaux, cela nécessite aussi la compréhension des phénomènes physiques qui engendrent les efforts sur l'ouvrage (hydrostatique, mécanique des sols, effets du vent sur les structures, phénomènes vibratoires, rhéologie des matériaux, limites des modèles de calcul, etc.): c'est le métier d'ingénieur en béton armé.

Les modèles de comportement linéaire simples, utilisés à l'origine pour dimensionner le béton, ont aujourd'hui cédé la place à des modèles rhéologiques beaucoup plus complexes, mais plus proches du comportement réel des matériaux. Ces progrès scientifiques et techniques ont permis de réduire les quantités de matière nécessaires à la construction des ouvrages, et donc de réaliser des économies substantielles.

Le calcul du béton armé est bien trop complexe pour être expliqué en quelques lignes dans cet article. Le lecteur intéressé par le dimensionnement du béton armé pourra se reporter aux ouvrages spécialisés et aux règles de calcul du béton armé. Les cours cités dans les liens externes constituent une première introduction au calcul du béton armé.

7-1 Etat ultime de résistance

Les calculs sont conduits à partir des hypothèses suivantes, les sollicitations étant obtenues à l'aide de la combinaison d'action correspondant à l'état ultime :

- La résistance à la traction du béton est négligé à cause de la fissuration.
- Conservatoire des sections planes avant et après déformation (Théorie Navet Bernoulli)
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton
- Les position que peut prendre le diagramme des déformations d'une section droite passent au moins par l'un des trois pivots définis par la règle des trois pivots.

- Raccourcissement ultime du béton $\epsilon_{bu} = 3.5\text{‰}$ en flexion ; $\epsilon_{bu} = 2\text{‰}$ en compression
- Allongement ultime de l'acier est limité à 10‰

7-1 Etat service de résistance

Les calculs sont conduits à partir des hypothèses suivantes, les sollicitations étant obtenues à l'aide de la combinaison d'action correspondant à l'état-limite de service :

- Les sections droites planes après déformation
- Le béton à une résistance de traction supposée nulle
- Les contraintes de compression pour le béton de traction pour l'acier sont supposées proportionnelles à leur déformation élastique (loi HOOK) : $\sigma_b = E_b \cdot \epsilon_b$; $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$
- Par la convention $\eta = \frac{E_s}{E_b}$ apport d'équivalence à pour valeur fixé forfaitairement $\eta = 15$

Il est abstraction du retrait et fluage.

8- Présentation des règlements

Les règlements techniques utilisés en Algérie pour le code du béton armé sont :

- **CBA93** : Règle de conception et de calcul de structure en béton armé. Le CBA93 (D.T.R.-B.C-241) permet le dimensionnement des pièces aux états limites ultimes (E.L.U) et aux services (E.L.S)
- **RPA99** : Règlement parasismiques Algériennes R.P.A.99 « 3Version 2003 » (D.T.R.-B.C.248) permet de justifier des calculs vis-à-vis du séisme.
- **BAEL91 : (Béton Armé Aux Etats Limites)** donnant des recommandations spéciales pour les pays Algérien dans le domaine parasismique R.P.A
- Le document technique réglementaire (D.T.R.-B.C.2.2) pour la détermination des charges permanentes et des surcharges d'exploitation



Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments structuraux

1- Introduction

Le pré dimensionnement sert à définir les dimensions des différents éléments de la structure. Il sert également à la détermination des caractéristiques d'une installation lors de sa conception pour satisfaire à des critères préétablis et à la pratique règlementaire . Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 version 2003 et du CBA93. Ces résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérification dans la phase de calcul. Il a pour but de pré-dimensionner ou vérifier rapidement la bonne tenue d'éléments de structures en Béton Armé (BA).

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- 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

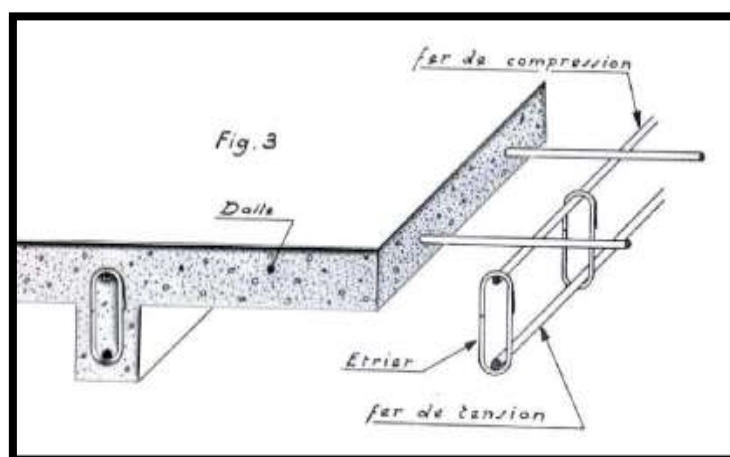
Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

2- Pré dimensionnement des éléments structuraux : (CBA93)

2-1- les dalles :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur par rapport aux autres dimensions. Ce sont des dalles minces en béton précontraint destinées à former la partie inférieure d'un plancher de type dalle pleine. L'épaisseur du béton complémentaire coulé sur place doit être au moins égale à celle du pré dalle. L'épaisseur de la pré-dalle est en général de 5 à 6 cm, les largeurs et les longueurs sont en fonction de la portée .les largeurs sont des multiples de 60 cm.



FigureII-1 : Pré dimensionnement des dalles

2-1-1 Conditions de résistance au feu

Le béton ne brûle pas et ne se consume pas. Les structures en béton incendiées peuvent en général être réparées là où des structures en d'autres matériaux devraient obligatoirement être reconstruites. Il permet de :

- ralentir la progression de la chaleur
- ne pas dégager de fumées et ne fond pas
- prévenir ainsi tous risques d'effondrement

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

- $e = 7\text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu
- $e = 11\text{ cm}$ pour 2 heure de coupe-feu
- $e = 17.5$ pour un coupe-feu de 4 heures

On admet $e = 16\text{ cm}$

2-1-2-Conditions d'isolation phonique

L'**isolation phonique**, ou **isolation acoustique**, vise à éviter la propagation du bruit.

Pour tenir compte des bruits aériens, il est nécessaire d'avoir une épaisseur minimale supérieur ou égale a 16 cm.

2-1-3-Conditions de résistance à la flexion

Pour une dalle reposant deux cotés dont la dimension de la plus grande portée est L_{\max}

On a :

- Dalles reposant sur deux appuis $L_{\max}/35 < e < L_{\max}/30$
- Dalles reposant sur trois ou quatre appuis $L_{\max}/50 < e < L_{\max}/40$

L_{\max} : est la petite portée de panneaux le plus sollicité.

Dans notre cas, la dalle reposant sur deux appuis à une portée égale à :

$$L_{\max} = L_x = 4.10$$

Donc on a : $11.71 \leq e \leq 13.67\text{ cm}$

On prend : $e = 13\text{ cm}$

2-1-4-Conditions de la flèche

Nous devons vérifier que la flèche maximale subie par la dalle est inférieur à la valeur limite des flèches, ceci est fixé par le BAEL91.

❖ Si la portée L_{\max} est au plus égale à 5m. Cela nous donne :

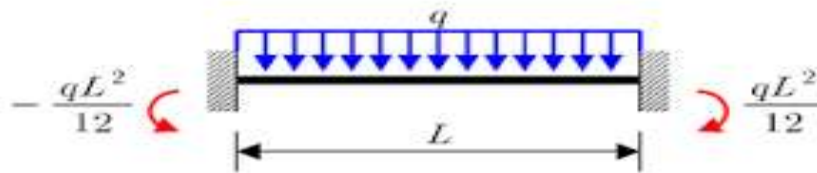
$$f_{\max} \leq \frac{L_{\max}}{500}$$

❖ Si la portée L_{\max} est supérieure à 5m. Cela nous donne :

$$f_{\max} \leq 0.5 + \frac{L_{\max}}{1000}$$

Dans notre cas, $L_{\max} < 5\text{m}$, on doit vérifier la condition suivante :

$$f_{\max} \leq \frac{L_{\max}}{500}$$



FigureII-2 : dalle bi- encastrée

On considérants une bande de 1m de largeur et de 4.3m de longueur, supposé et travailler comme une poutre encastrée aux deux extrémités la valeur maximal de la flèche par :

$$F_{\max} = c \frac{5qL^4}{384.B} \quad \text{et} \quad f = \frac{1}{500}$$

Avec

$$B = \frac{EL}{1-\nu^2}$$

I : inertie $I = \frac{b.e^3}{12}$

$$E_{vj} = E = 1100^3 \sqrt{f_c 28} = 32164 \text{ MPa (module d'élasticité du béton)}$$

ν : coefficient de poisson 0.2

c : 0.098 (pour une dalle encastrée)

q : chargement de la dalle à ELS

2-2-Les planchers :

Les planchers sont des parties horizontales de la construction séparant les niveaux d'un bâtiment, et capable de supporter les charges d'utilisations, ils résistent bien aux efforts horizontaux. Les planchers transmettent des charges permanentes aux poutres sous voiles d'appuis. Dans ces planchers sont en corps creux. On appelle plancher nervurée l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée. Les nervures sont en béton armé coule sur place et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

A partir du CBA 93, le calcul de l'épaisseur total des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$ht \geq \frac{Lx}{22.5}$$

ht : La hauteur total au plancher (corps creux + dalle de compression)

Lx : La longueur de grand panneau entre nus de nervures : **Lx=410 cm**

Lx (cm)	Lx/ 22.5 (cm)	Ht (cm)
410	18.22	21

On prend ht=21 cm (16+5)

- ❖ 16 cm pour le corps creux.
- ❖ 5 cm pour la dalle de compression.

- Pour les plancher de dalle pleine:

L'épaisseur de la dalle pleine est de 15 cm

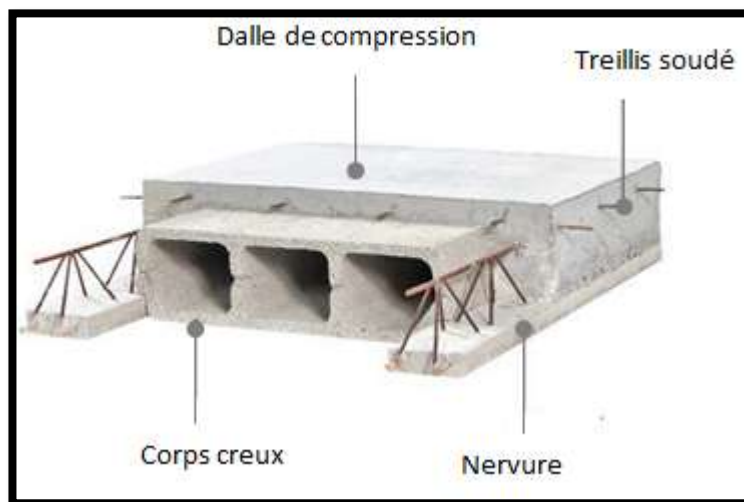


Figure II-3 : Dessin d'un plancher en corps creux

2-2-1 Les nervures:

On considère la section transversale des nervures une section en (t) des caractéristiques géométrique suivante :

La largeur d'une table de compression $b = b_0 + 2b_1$

b_0 : 10 cm pour des raisons constructives

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} \right\}$$

$$b_1 = \min \{ 20.5 , 41 \} \qquad b = 51 \text{ cm}$$

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Epaisseur de la dalle de compression (h_0)	4 cm
Epaisseur de l'entrevous	16 cm
Entraxe des nervures	65 cm
Largeur des nervures (b_0)	10 cm
Distance entre nus de deux nervures (L_0)	55 cm

Tableau II-1 : caractéristiques géométrique

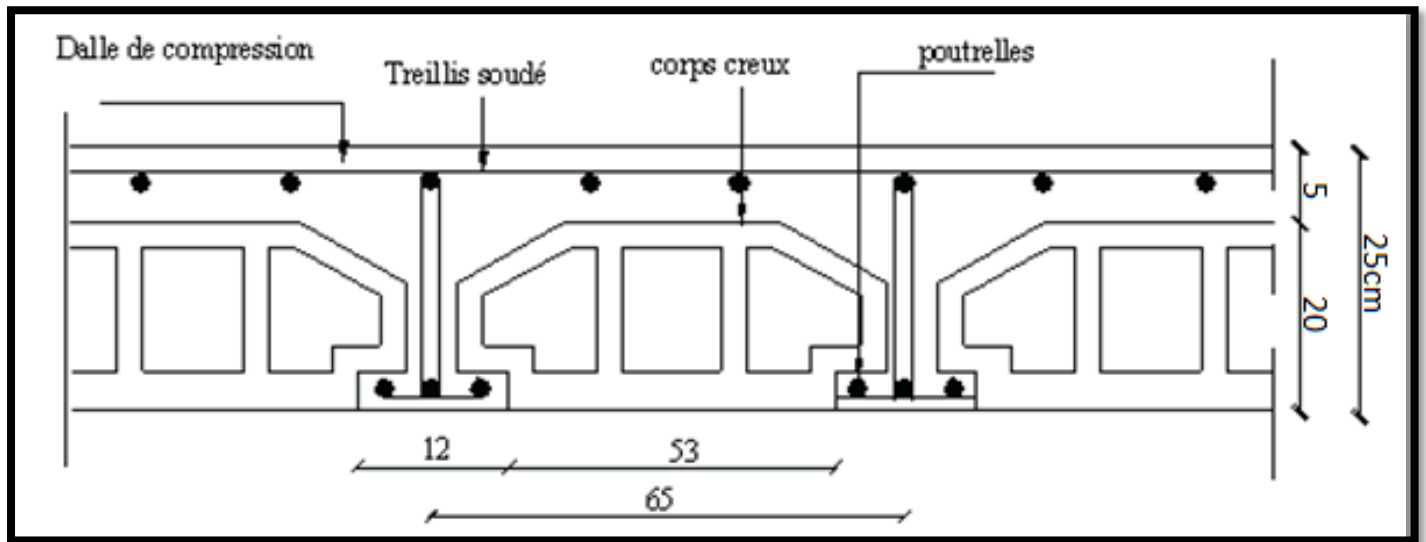


Figure II- 4: Notation des poutrelles

2-3-Les poutres :

Une poutre est une pièce mécanique de forme ou d'enveloppe convexe parallélépipédique, conçue pour résister à la flexion. Elle est placée en général en position horizontale, où elle sert alors à supporter des charges au-dessus du vide, les poids de la construction et du mobilier, et à les transmettre sur le côté aux piliers, colonnes ou au murs sur lesquels elle s'appuie.

2-3-1- Pré dimensionnement

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 du R.P.A99 (Version 2003)

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4.0$
- $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$

h peut-être ramené à 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles

b : largeur de la poutre

h : hauteur utile de la poutre

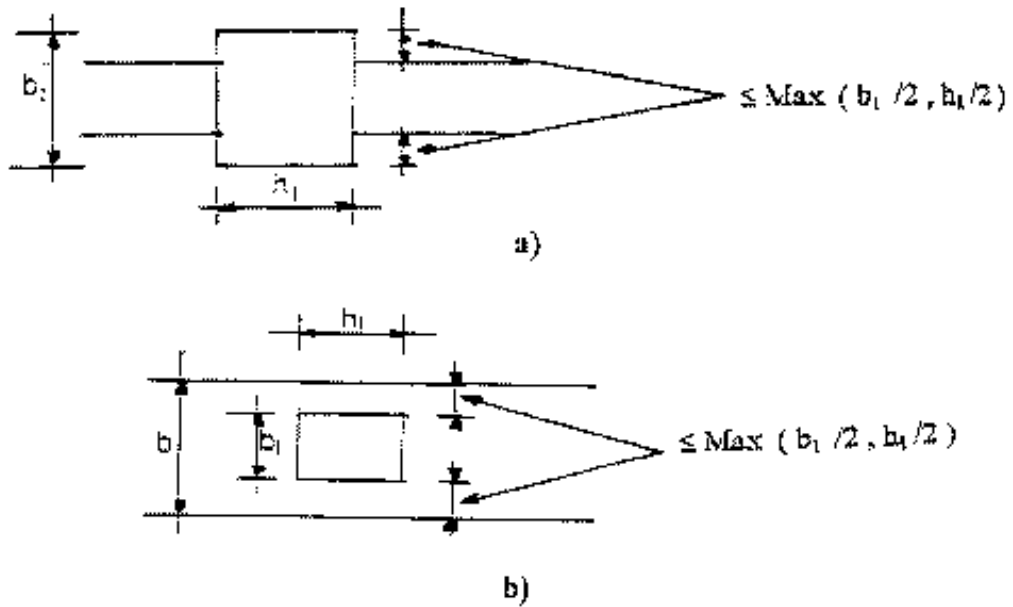


Fig 7.4 : Dimensions à respecter par les poutres

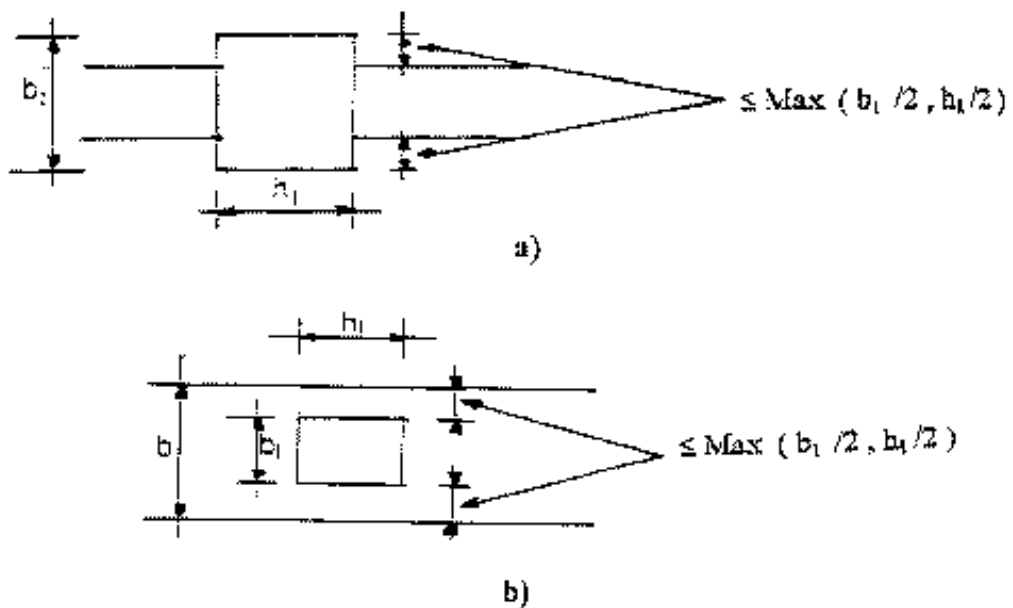


Fig 7.4 : Dimensions à respecter par les poutres

FigureII-5 : dimensions par les poutre

Le pré dimensionnement des poutres obéit aux règles suivantes :

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

- **Les poutres principales:**

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

On a:

$$Lx = 5.25 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{525}{15} \leq h \leq \frac{525 \text{ cm}}{10}$$

$$0.35 \leq h \leq 0.55$$

On prend:

$$h = 45 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$\frac{b}{h} \leq 4 \quad \text{CV}$$

$$L = 5.25 \text{ m} \rightarrow P1 \text{ (30} \times \text{45) cm}^2$$

- **Les poutres secondaires:**

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées.

D'après les règles de CBA93

On a :

$$L = 3.70 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370 \text{ cm}}{10}$$

$$24.67 \leq h \leq 37 \text{ cm}$$

On prend:

$$h = 30 \text{ cm et } b = 35 \text{ cm}$$

Vérification :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$\frac{b}{h} \geq 4 \quad \text{CV}$$

$$L = 3.60 \text{ m} \rightarrow \text{ch1 (30} \times \text{40) cm}^2$$

$$L = 3.70 \text{ m} \rightarrow \text{ch2 (30} \times \text{35) cm}^2$$

- **Les poutres paliers:**

On a :

$$L = 360 \text{ cm}$$

$$24 \leq h \leq 36$$

On prend:

$$h = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{h} \geq 4 \text{ cm}$$

2-4-Les poteaux :

Un poteau est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure (par exemple via un réseau de poutres ou de dalles d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage (par exemple les fondations).

2-4-1-Pré dimensionnement des poteaux

On suppose une charge moyenne de 1 (t/m²) par étage.

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003.

- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 25 \text{ cm}$

- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq \frac{he}{20}$

- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

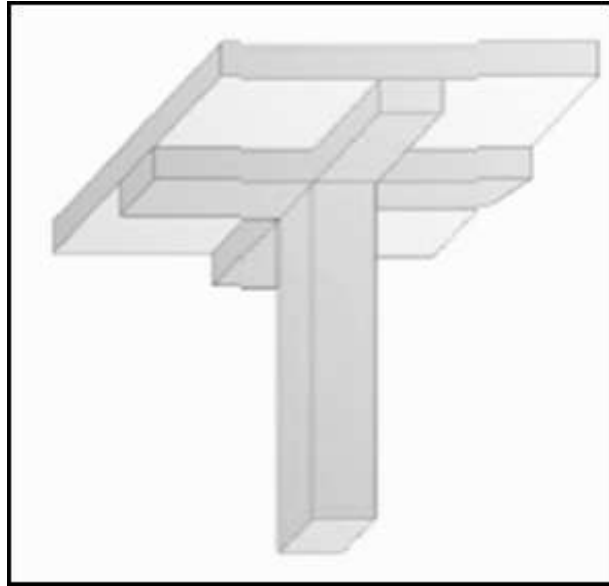
- $h_{\text{max}} = 3.06$

On prend:

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

Vérification :

- $\text{Min}(40; 40) \geq 30 \text{ cm}$
- $\text{Min}(40; 40) \geq \frac{he}{20}$
- $0.25 < \frac{b}{h} < 4$
- $h_{\text{max}} = 3.06$



FigureII- 6: section du poteau le plus sollicité

- L : longueur du plancher (L = 3.95 m).

- l : largeur du plancher (l = 4.50 m).

On range dans cette catégorie les éléments porteurs dont le rapport des côtés de la section droite est compris entre 0.2 et 5. On distingue les poteaux à la compression centrée et les autres dont le moment n'est pas pris en compte dans la justification de la stabilité et de la résistance.

Le calcul de la section du béton sera faite en compression centrée, les règles CBA 93 préconisent de prendre une section réduite en laissant 1 cm de chaque côté pour tenir compte de la ségrégation du béton.

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 ; l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau.

Doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha [(Br \times f_{c28} / 0,9 \gamma_b) + (A \cdot f_e / \gamma_s)]$$

Et d'après les règles BAEL 91, elles préconisent de prendre ma section réduit :

$$Br \geq R N_u / \left(\left(\frac{f_{bc}}{0,9 \gamma_b} \right) + 0.85 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \left(\frac{A}{Br} \right) \right)$$

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

En sachant que:

Br: section réduite du Poteau (en cm²)

Poteaux rectangulaires \Longrightarrow Br = (a-0,02) (b-0,02) m²

A: Section d'acier comprimés prise en compte dans le calcul

f_{c28} : Résistance à la compression du béton = 25 MPa

f_{bc} : $0.85 (f_{c28}/\gamma_b) = 14.16$ MPa

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400 MPa

γ_b : 1.5 coefficient de sécurité du béton (situation durable)

γ_s : 1.15 Coefficient de sécurité d'acier

R: coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux. Il prend les valeurs ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda^2}{35} \right)} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 \\ 0 < \lambda < 70: \alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \end{array} \right.$$

Avec $\lambda = \frac{L_f}{i}$ c'est l'élançement mécanique

$L_f = 0.7 \times L_0$

$I = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$, c'est le rayon de giration ; ou :

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}} \quad I = \frac{h \cdot b^3}{12} \text{ (poteau carré).}$$

- Le règlement CBA93 Définit la longueur de flambement L_f comme suit :
- $0.7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
- Soit encastré dans un massif de fondation.
- Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans sens considéré

Et le traversant de part en part .

L_0 : est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fonction à la face supérieur du plancher .

On se fixe un élançement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée :

D'où : $R = 1$

D'après le RPA99/Version 2003 :

$A/Br = 0,8\%$ (zone II)

$$Br \text{ (cm}^2\text{)} \geq 6,75 Nu(t)$$

- Nu : étant la charge verticale a l'ELU.

Avec :

$$Nu = Pu \times S \times n$$

Pu: charge du plancher

$$Pu = 1t/m^2$$

S:surface supporté par le poteau le plus sollicité

$$S = L \times l$$

$$S = 4.50 \times 3.95 = 17,55 \text{ m}^2$$

n:nombre d'étage.

$$Nu = 1 \times 17,55 \times 10 = 175,50 \text{ t.}$$

$$Nu = 1,755 \text{ MN.}$$

• Section réduite

$$Br \geq R Nu / \left(\left(\frac{f_{bc}}{0,9 \gamma_b} \right) + 0,85 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \left(\frac{A}{Br} \right) \right)$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50 \\ 0 < \lambda < 70: \alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \end{array} \right.$$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'ou : $\beta = 1.2$

f_{c28} : Résistance à la compression du béton = 25 MPa

$$f_{bc} := 0,85 (f_{c28}/\gamma_b \times$$

$$* \theta) = 14.16 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{bc} = 4.16 \text{ MPa}$$

Avec :

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

$$\gamma_b = 1.5 \text{ (cas générale)}$$

$$\text{Theta} = 1 \text{ (charge > 24h)}$$

$$B_r \geq \frac{1.2 \times 1.755}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 \times 400}{100 \times 1.15}} \implies B_r = 0.1768 \text{ m}^2$$

On à :

$$B_r \geq (a - 0.02)^2$$

$$\rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0.02$$

$$a \geq 0.1768 + 0.02$$

$$a \geq 0.450$$

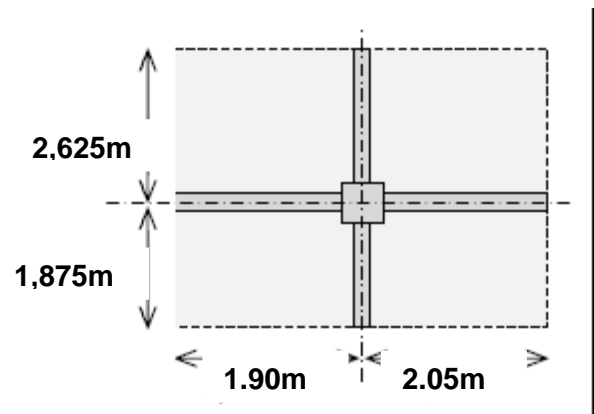
donc on prend $a = b = 45 \text{ cm}$

dont un poteau de $45 \times 45 \text{ cm}^2$

Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003:

- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 25 \text{ cm}$ $b = 45 > 25$ cv
- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ $b = 45 < (\frac{306}{20} = 15.3)$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$ $\frac{1}{4} < (\frac{45}{45} = 1) < 4$

$$h_{\text{max}} = 3.06$$



Vérification du poteau de 2^{ème} sous sol au flambement:

Calcul de moment d'inertie

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{45 \times 45^3}{12} = 584.567$$

- Rayon de giration i_x, i_y

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} =$$

Avec:

$A = (b \times h)$ (Section du poteau)

$$A = 45 \times 45 = 2025$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{584.567}{2025}} = 16.12 \text{ cm}$$

Calcul de l'élancement :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$$

Avec : $l_f = 0.7 \times L_0$ (Cac générale)

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

$$l_f = 2.142$$

$$\implies \lambda_y = \frac{214.2}{16.12} = 13.28$$

Donc on a :

$$\lambda_x = \lambda_y = 13.2 < 50 \implies \text{Le flambement est vérifiée}$$

2-5-Les voiles :

2-5-1-Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs réalisées en béton armés, ils auront pour rôle contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$.

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le R.P.A 99 V2003, P 56, exige une épaisseur minimale de 15cm, de plus l'épaisseur R.P.A 99 V2003, doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

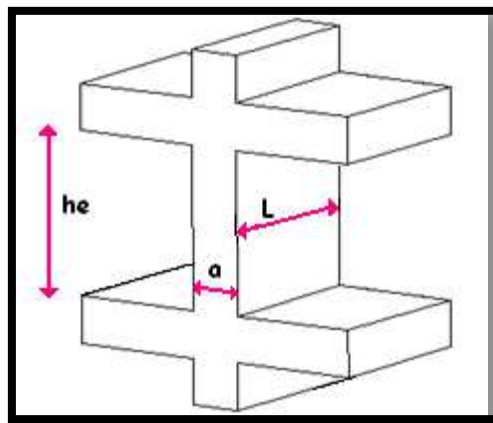


Figure II-7: Coupe de voile en élévation

$$a \geq \max \left\{ \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right\}$$

h_e : L'épaisseur de voile On prend : $h_e = 3.06$

Donc : $a = 20$

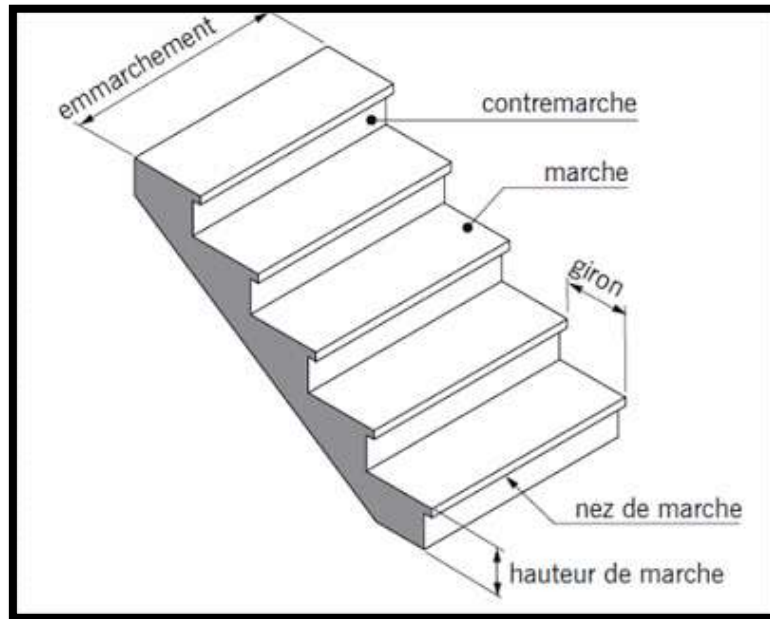
2-6-Les escaliers :

Ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

Terminologies

L'embranchement : largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.

La contremarche: Désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives, soit la pièce de bois ou de métal obturant l'espace entre ces deux marches.



FigureII-8 : composante L'escalier

L'échiffre ou mur d'échiffre : désigne le mur sur lequel prennent appui les marches d'un escalier. On appelle souvent, improprement, « murs d'échiffre » les murs qui délimitent la cage d'escalier même lorsque ceux-ci ne supportent pas l'escalier.

Le palier: plate-forme en béton, en bois ou en métal située en extrémité d'une volée. On distingue plusieurs types de paliers:

- Le palier d'arrivée ou palier d'étage appelé aussi parfois palier de communication : palier situé dans le prolongement d'un plancher d'étage.
- Le palier intermédiaire ou palier de repos : palier inséré entre deux volées et situé entre deux étages. En principe, un palier intermédiaire ne dessert aucun local. Ce type de palier est rendu nécessaire quand le nombre de marches est trop important pour une seule volée ou lorsque la seconde volée n'est pas placée dans le prolongement de la première. Dans ce cas, il est parfois appelé palier d'angle ou palier de virage.

La cage d'escalier : espace limité par des planchers, des murs et/ou des cloisons à l'intérieur duquel est placé l'escalier.

2-6-1 Les escaliers en béton

L'escalier coulé en place : escalier réalisé entièrement sur le chantier. Le béton est coulé après la mise en place du coffrage (moule constitué de planches en bois et/ou d'éléments métalliques) et des armatures.

La paillasse : dalle inclinée en béton armé constituant l'élément porteur de l'escalier. Elle renferme toutes les armatures en acier longitudinales et transversales.



FigureII9 : Les escaliers en béton

6-2-2- Hauteur et largeur des marches : H et L

	Valeur courantes (m)	Valeurs extrêmes
H	0.16 à 0.17	0.13 à 0.17
L	0.26 à 0.29	0.26 à 0.36

La relation entre H et L est donnée par la formule de Blondel :

$$L+2H=0.60 \text{ m à } 0.64 \text{ m}$$

Dans notre cas, la hauteur d'étage est d'Etage courant : 3.06m avec deux volées :

Nombre de contre marches :

$$n = \frac{3.06 \times 0.5}{0.17} = 9 \quad n=9-1=8$$

$$D'où : H = \frac{1.53}{9} = 0.17 \text{ et } L = 0.62 - 2 \times H = 0.30 \text{ m}$$

Largeur des escaliers (volée-paillasse) :

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante :

$$L/30 < e < L/20$$

Avec L : la longueur de volée d'escaliers = 2.4m

$$\text{Donc } 0.08 \leq e \leq 0.12 \text{ m} \approx \mathbf{0.12 \text{ cm}}$$

3- Descente des charges et pré dimensionnement des éléments:

Les charges réglementaires sont :

- Les charges permanentes qui présentent le poids propre (G)
- Les charges exploitation ou surcharges (Q)

➤ **Les charges permanentes (G)**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le document technique réglementaire (D.T.R) des charges permanentes et charges d'exploitation.

➤ **Les charges d'exploitations (Q)**

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation « normale ». On comprends que le plancher d'un ouvrage à usage d'habitation est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces changements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges.

3-1-Plancher terrasse inaccessible :

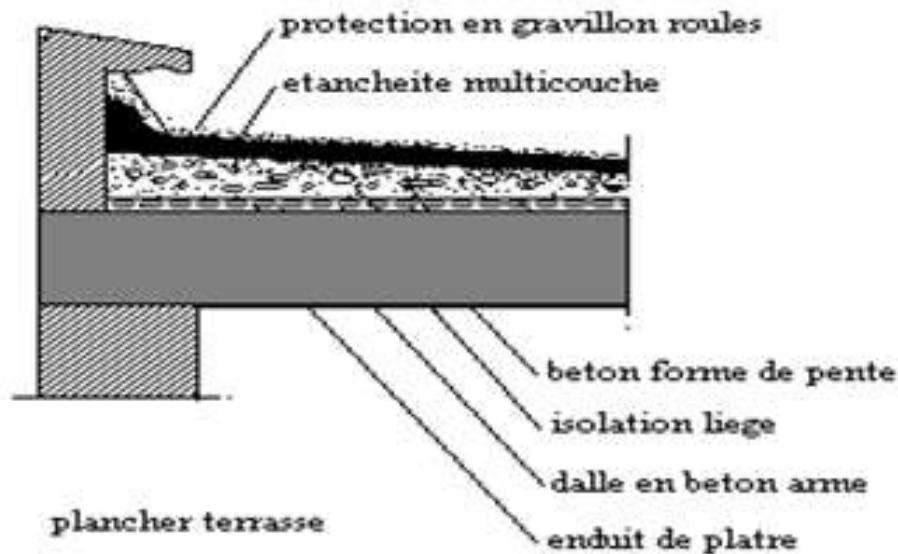


Figure II-10 :Plancher terrasse inaccessible

charge à la terrasse due aux plancher à corps creux

Matériaux	Epaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
Protection en gravillons roulés	0.05	1700	85
Etanchéités multicouches	0.02	600	12
Forme de pente	0.10	2200	220
Isolation thermique en liège	0.04	400	16
Plancher en corps creux(16+5)			320
Enduit plâtre	0.02	1000	20

Tableau II-2:charge à la terrasse due aux plancher à corps creux

$G=637\text{kg/m}^2$

$Q=100\text{kg/m}^2$

- Dalle pleine :

Désignation	Epaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
Protection en gravillons roulées	0.05	1700	85
Etanchéités multicouches	0.02	600	12
Forme de pente	0.1	2200	220
Isolation thermique en liège	0.04	400	16
Dalle pleine(15)	0.15	2500	375
Enduit plâtre	0.02	1000	20

Tableau II-3: Charge due à la dalle pleine du plancher terrasse

$G=728\text{kg/m}^2$

$Q=100\text{kg/m}^2$

3-2-Plancher étage courant :

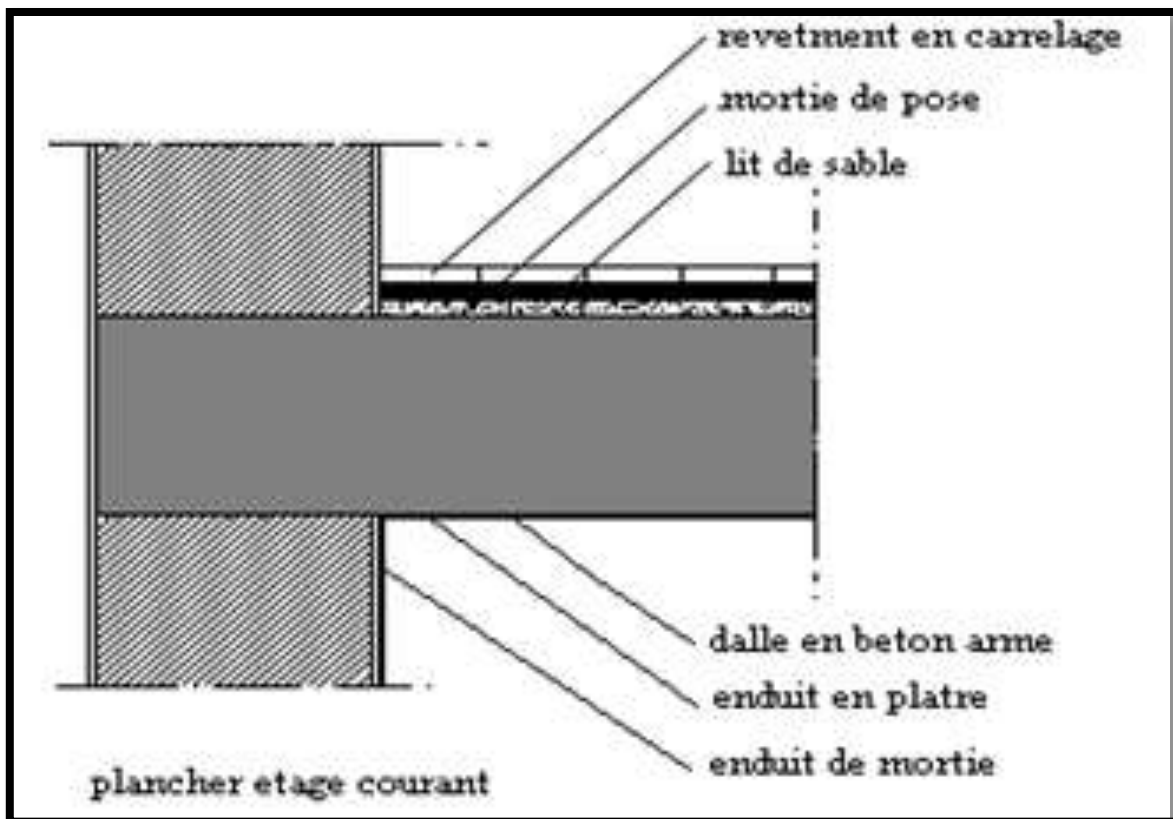


Figure II-12 : Plancher étage courant :

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Plancher étage courant : (Usage d'habitation)

Désignation	Epaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
Carrelage	0.02	2200	44
Mortier	0.02	2000	40
Lit de sable	0.02	1800	36
Plancher en corps creux(15+4)			320
Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Cloisons intérieures	0.1	1000	100

Tableau II-4: Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant

$$G=560\text{kg/m}^2$$

$$Q=150\text{kg/m}^2$$

- Dalle pleine

Désignation	Epaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
Carrelage	0.02	2200	44
Mortier	0.02	2000	40
Lit de sable	0.02	1800	36
Dalle pleine(15)	0.15	2500	375
Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Cloisons intérieures	0.1	1000	100

Tableau II-5: Charge due à la dalle pleine de niveau courant

$$G=615\text{kg/m}^2$$

$$Q=150\text{kg/m}^2$$

Surcharge d'exploitation (Q) :

- Plancher étage courant: $Q = 150 \text{ kg/m}^2$.

- Plancher terrasse : $Q = 100 \text{ kg/m}^2$.

3-4- Balcon :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée :

$$1/15 < e < (l/20) + 7$$

$$\text{On a: } L=1.32\text{m}$$

$$9.33 < e < 14$$

$$\text{On adopte } e=12\text{cm}$$

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Matériaux	Epaisseur (m)	Densité kg/m ³	Poids (kg/m ²)
Lit de sable	0.02	1800	36
Mortier de pose	0.02	2000	40
Lit de sable	0.02	1800	36
Dalle en béton armé	0.15	2500	375
Enduit en ciment	0.02	2000	40

Tableau II-6: Tableau Charge du balcon

G =535kg/m²

Q=350kg/m²

3-5-Murs extérieurs en maçonnerie :

Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).

- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

➤ **Mur**

a. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur

Matériau	Densité kg/m ²	Epaisseur(m)	Poids kg/m ²
Enduit extérieur	1200	0.02	24
Brique creuse	900	0.15	135
Brique creuse	900	0.1	90
Enduit intérieur	1200	0.02	24

Tableau II-7: Charge permanente du mur extérieur

G=273kg/m²

b. Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm.

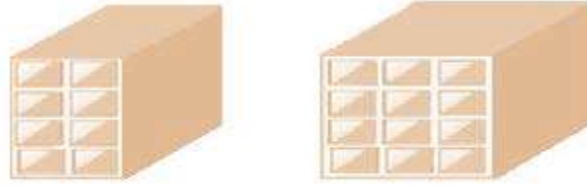


Figure II-13: Brique creuse

Matériaux	Epaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
Enduit extérieur	2	2000	40
Briques creuses	10	900	90
Briques creuses	15	900	135
Enduit plâtre	1.5	1400	21

Tableau II-8: Charge permanente du mur intérieur

G = 286 kg/m²

Si on considère les 30% d'ouvertures.

La maçonnerie utilisée est en briques (double cloison) avec 30% d'ouvertures.

Remarque:

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

- Murs avec portes (90% G).
- Murs avec fenêtres (80% G).
- Murs avec portes et fenêtres (70% G).

• **L'ascenseur :**

G = 1000 kg/m²

Q = 800 kg/m

3-6 Acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

- La surface de l'acrotère est :

$$S = (0.05 \times 0.1) / (2) + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.0675 \text{ m}^2/\text{l}$$

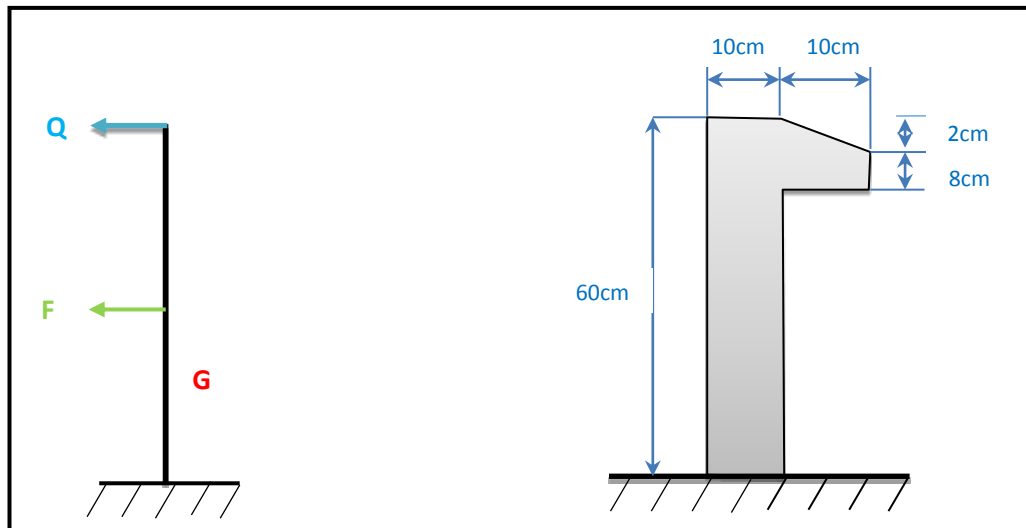


Figure II- 14: dimension de l'acrotère

La charge horizontale:

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

$A = 0,15$ coefficient d'accélération de la zone

$W_p = 168,75 \text{ kg/ml}$ poids de l'acrotère

$C_p = 0,8$ facteur de la force horizontale

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 168,75 = 54 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 54 \text{ kg/ml}$$

- Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = (0,058 \times 2500) = 147 \text{ kg/m}$$

$$\mathbf{G = 171 \text{ kg/m}^2}$$

3-7- Scalier:

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

➤ **Paliers**

- Etage courant :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
Carrelage	0.02	2200	44
Mortier de pose	0.02	2200	44
			54
Poids propre de palier	0.1	2500	250
Enduit plâtre	0.02	1200	2024

Tableau II-9: Charge du palier

G =362kg/m²

Q=250kg/m²

- Rez-de-chaussée : RDC

Matériaux	Epaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Dalle Pleine (BA)	16	2500	400
Enduit plâtre	2	1400	20

Tableau II-10: Charge du RDC

G =566kg/m² ; Q=250kg/m²

*Volée (paillasse)

- Etage courant :

G =660kg/m² ; Q=250kg/m²

Matériaux	Epaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
Carrelage	0.02	2200	44
Mortier horizontal	0.02	2000	40
Carrelage contre marche	0.02	$2000 \times \frac{0.17}{0.3}$	22.66
Mortier vertical	0.02	$2000 \times \frac{0.17}{0.3}$	22.67
Paillasse en BA	0.18	2500	450
Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Contre marche		$2500 \times \frac{0.17}{2}$	212.5

Tableau II-11: Charge du Volée

G=811.83kg/m²

Q=250kg/m²

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

$$\alpha = \text{Arc tg } \alpha = 0.17/0.30 = 29.54^\circ$$

*Poteaux central :

Le poteau central le plus sollicité à une surface de participation

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

On majore la surface de 15% pour prendre en compte le poids des éléments porteurs (poutres et poteaux) soit :

$$S = (2.05 \times 1.875) + (1.9 \times 1.875) + (2.625 \times 20.5) + (1.9 \times 2.625)$$

$$S = 17.77 \text{ m}^2$$

Charges et surcharge revenant aux poteaux centraux

	Plancher	Poutre	Charge G (t)	Surcharge Q (t)
Terrasse	$0.625 \times 17.77 = 11.31$	$(0.3 \times 0.45 \times 4.5) + (0.3 \times 0.3 \times 3.6) \times 2.5 = 1.417$	12.72t	$0.1 \times 17.77 = 1.78t$
Etage courant	$0.560 \times 17.77 = 9.95t$	1.42t	11.37t	$0.150 \times 17.77 = 2.67t$
RDC	9.95t	1.42t		2.67t

Tableau II-12: Charges et surcharge revenant aux poteaux centraux

*Poteaux de rive :

$$S = 2 \times (2.625 + 1.875) = 9 \text{ m}^2$$

Charges et surcharge revenant aux poteaux des rive

			Charge G	Surcharge Q
Terrasse	Plancher	$0.637 \times 9 = 5.37t$	7.66t	$0.1 \times 9 = 0.9t$
	Poutre	$(0.3 \times 0.3 \times 2) + (0.3 \times 0.45 \times 4.5) = 1.96t$	7.66t	0.9t
Etage courant	Plancher	$0.560 \times 9 = 5.04t$		$0.156 \times 9 = 1.35$
	Poutre	1.96t		
	Mur sur poutre	$(3.06 - 0.45) \times (2.35 + 2.30) \times 0.22 = 2.32t$		
Balcon				
RDC	Plancher	$0.560 \times 9 = 5.04t$		1.35t
	Poutre	1.96t		
	Mur sur poutre			

Tableau II-13: Charges et surcharge revenant aux poteaux rive

***Poteaux d'angle:**

$$S=1.85 \times 2.3 = 4.26 \text{ m}^2$$

			Charge G	Surcharge Q
Terrasse	Plancher	$0.637 \times 4.26 = 2.71t$	3.9t	$0.1 \times 4.26 = 0.426t$
	Poutre	$(0.45 \times 0.3 \times 2.3) + (0.3 \times 0.3 \times 1.85) \times 2.5 = 1.19t$	3.9t	0.426t
	acrotère		3.9t	0.426t
Etage courant	Plancher	$0.560 \times 4.26 = 2.39t$	3.58t	$0.150 \times 4.26 = 0.639t$
	Poutre	1.19t	3.58t	
RDC	Plancher	2.39t	3.58t	0.639t
	Poutre	1.19t	3.58t	0.639t

Tableau II-14: Charges et surcharge revenant aux poteaux d'angle

Loi de dégression des charges : (DTRB.C.22.A/6. 3)

Les charges d'exploitations résultent des mobiliers, personnes, objet en dépôt temporaire ou permanent et peuvent inclure certains équipements fixes tels que les radiateurs, les appareils sanitaires ou de chauffage individuel. Seules les cloisons dont le poids est supérieur à 2.5 kN/m sont prises en compte comme charge permanente. Lorsqu'une charge d'exploitation s'applique à une surface S, les chances sont faibles de voir celle-ci recevoir la totalité de la charge. On est donc conduit à adopter un coefficient de majoration pour les petites surfaces et de minorations pour les grandes. La norme NF P 06-001 permet une dégression de 1 à 0.8 des charges pour les locaux de 15 à 50 m² et une augmentation pour les locaux de 0 à 15 m². Il existe aussi une dégression verticale des charges d'exploitation.

La loi de dégression est la suivante:

Q₀ = valeur de la charge d'exploitation sur la terrasse

Q₁ = valeur de la charge d'exploitation du dernier niveau

Q_n = valeur de la charge d'exploitation de l'étage n compté à partir du haut

Q_{rn} = 1 kN/m² à partir du haut pour les locaux de bureaux, 0 pour les autres

Si la charge Q_n a la même valeur Q à tous les étages, sauf la terrasse, cela revient à effectuer une réduction de 10 % par niveau, limitée à 50 % au total.

Sous le 6e étage par exemple: $0.5 (Q - Q_r) + Q_r$

On adopte pour le calcul :

Sous toit ou terrasse Q₀ = Q₀

Sous dernier étage Q₁ = Q₀ + Q₁

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Sous l'étage immédiatement inférieur $Q_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

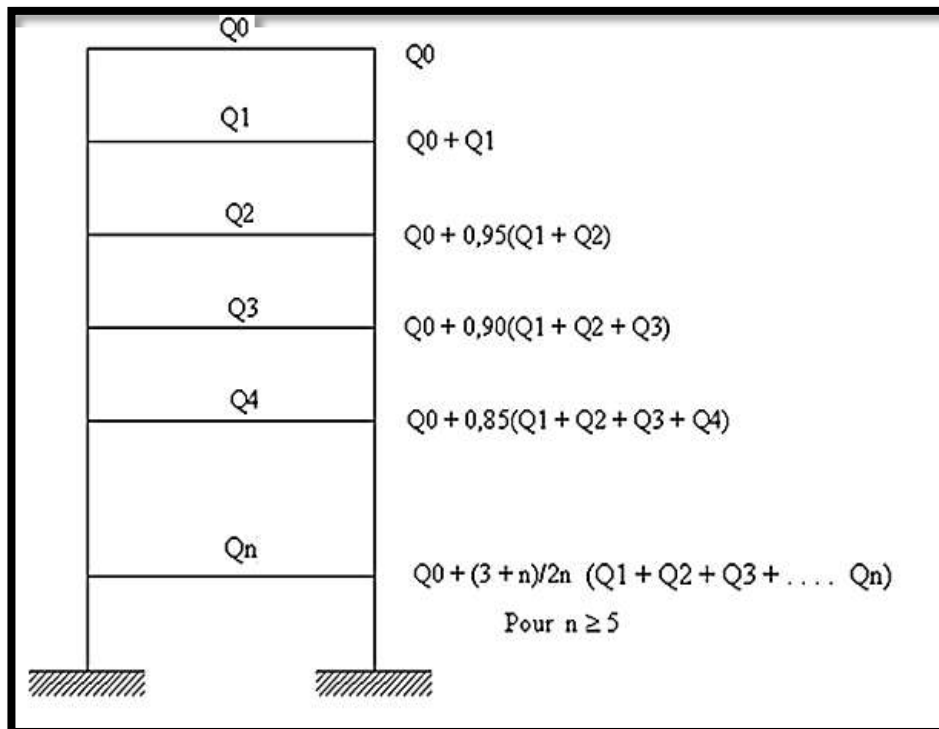
Sous le 3ème étage $Q_3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 4ème étage $Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 5ème étage et les suivants

$$Q_n = Q_0 + \frac{(3+n)}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n > 5$



Les surcharges sont appliquées de la manière **Figure II-15: schéma de la loi de dégression**

$$N_u = (1.35 N_G + 1.5 N_Q)$$

	<i>Q poteau centrale</i>	<i>Q poteau de rive</i>
<i>terrasse</i>	1.780	0.90
<i>Q9</i>	2.541	2.089
<i>Q8</i>	4.652	3.258
<i>Q7</i>	4.997	4.205
<i>Q6</i>	6.214	5.081
<i>Q5</i>	8.254	5.265
<i>Q4</i>	10.125	6.254
<i>Q3</i>	12.236	6.858
<i>Q2</i>	14.25	8.587
<i>Q1</i>	14.958	8.958
<i>RDC</i>	28.962	14.061

Tableau II-16 : charge permanente et surcharge d'exploitation

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Pour les poteaux centraux : $\beta = 1.15$

NIVEAU	G(t)	Ng(t)	Q(t)	Nq(t)	Nu(t)	Br (cm ²)	\sqrt{Br} (cm ²)
terrasse	11.37	12.72	1.78	1.87	22.61	176.80	0
9	11.37	22.99	4.18	5.85	45.78	309.00	17.59
8	11.37	33.27	6.43	11.28	72.83	491.60	22.17
7	11.37	43.56	8.43	12.36	102.36	697.40	26.40
6	11.37	53.84	10.18	14.89	126.58	923.70	30.39
5	11.37	64.11	11.68	14.98	136.85	1176	37.89
4	11.37	74.39	12.58	20.59	172.96	1426.1	48.25
3	11.37	79.02	13.54	31.25	211.25	1696.4	50.23
2	11.37	80.25	13.98	55.53	287.58	1798.8	55.01
1	11.37	84.67	14.96	69.49	301.23	1865.5	56.03
RDC	11.37	94.95	28.96	98.96	317.23	2010	56.25

Tableau II-17: section réduit du poteau central

Pour les poteau de rive : $\beta = 1.2$

NIVEAU	G(t)	Ng(t)	Q(t)	Nq(t)	Nu(t)	Br (cm ²)	\sqrt{Br} (cm ²)
terrasse	7.66	7.45	0.90	0.90	13.56	87.42	9.40
9	7.66	17.14	2.08	2.91	32.25	214.26	14.66
8	7.66	26.83	3.012	6.11	45.38	285.36	17.70
7	7.66	36.52	4.204	10.32	64.25	422.36	20.55
6	7.66	49.21	4.985	15.40	107.44	700.50	26.46
5	7.66	50.12	5.024	18.25	128.77	835.54	28.97
4	7.66	56.15	5.086	21.03	130.21	847.45	29.11
3	7.66	55.90	5.83	27.65	138.23	958.12	31.62
2	7.66	65.59	6.45	35.25	153.25	1000.95	33.85
1	7.66	75.29	6.96	54.25	160.36	1512.36	40.15
RDC	7.66	84.97	7.09	98.58	262.69	1713.56	45.25

Tableau II-18: section réduit du poteau de rive

Le RPA99 version 2003 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

b1, h1, he : dimension du poteau

Pour la zone II on a ;

- $\text{Min}(b1, h1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b1, h1) \geq h_e/20$
- $1/4 < b1/h1 < 4$



Chapitre III

Calcule des élément secondaire

1-L'acrotère:

1-1-Evaluation des charges

D'après le chapitre précédent on a :

$$G = 2.233 \text{ KN/ml}$$

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

1-2-VERIFICATION SOUS L'EFFET DE SEISME

L'acrotère est soumis à une charge horizontale totale F_p tel que : $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$

(Selon Art.6-2-3 page 56 RPA99 version 2003)

A : coefficient d'accélération de la zone en fonction du groupe d'usage.

C_p : est le facteur de force horizontale.

W_p : poids de l'élément considéré.

$A = 0.15$, zone IIa et groupe d'usage 2, Suivant le tableau 4-1 de RPA99.

$C_p = 0.8$ élément de console (tableau 6.1 de RPA 99).

$W_p = 2.233 \text{ KN/ml}$.

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.233 = 1.786 \text{ KN/ml}$$

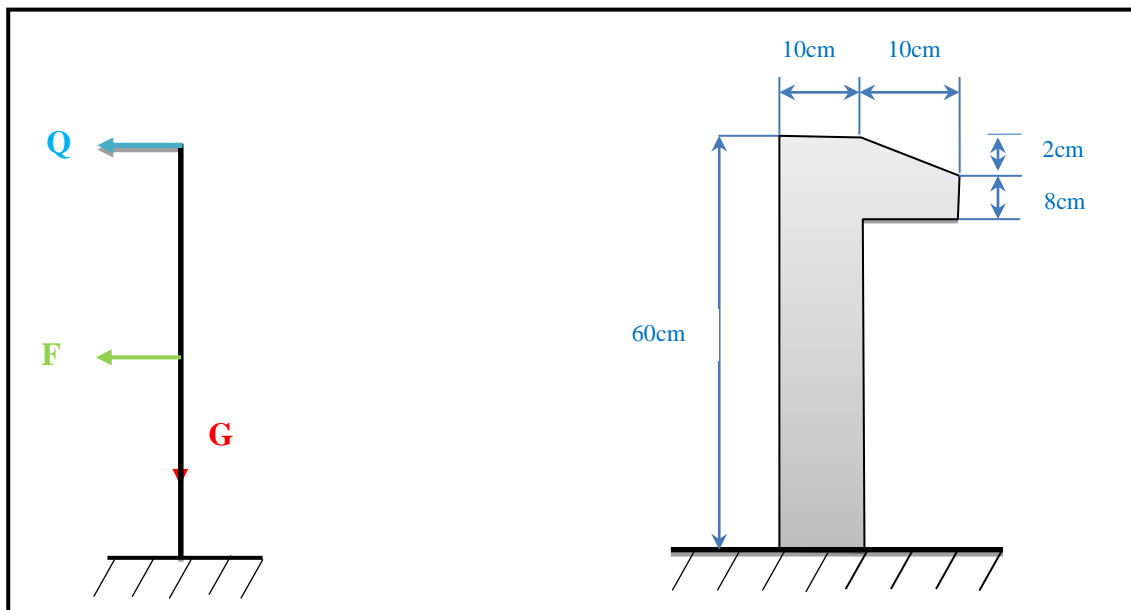


Figure III-1: schéma statique d'acrotère

1-3-Calcul des sollicitations :

- l'ELU :

$$\text{Sous } G : \begin{cases} N_G = G = 2.233 \text{ KN/ml}, \\ M_G = 0 \\ V_G = 0 \end{cases}$$

$$\text{Sous } Q : \begin{cases} N_Q = 0 \\ M_Q = Q \times L = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KNm/ml}, \\ V_Q = Q = 1 \text{ KN/ml}. \end{cases}$$

$$\text{Sous } F_p : \begin{cases} N_E = 0 \\ M_E = F_p \times Z_G = 1.786 \times 0.3281 = 0.585 \text{ KNm/ml}, \\ V_E = F_p = 1.786 \text{ KN/ml}. \end{cases}$$

1-4-Combinaison des sollicitations :

$$\text{à l'ELU : } \begin{cases} N_u = N_G + 1.5N_Q = 2.233 + 1.5 \times 0 = 2.233 \text{ KN/ml}, \\ M_u = M_G + 1.5M_Q = 0 + 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KNm/ml}, \\ V_u = V_G + 1.5V_E = 0 + 1.5 \times 1.7864 = 2.68 \text{ KN/ml}. \end{cases}$$

$$\text{à l'ELS : } \begin{cases} N_{ser} = N_G + N_Q = 2.233 + 0 = 2.233 \text{ KN/ml}, \\ M_{ser} = M_G + M_Q = 0 + 0.6 = 0.6 \text{ KNm/ml}, \\ V_{ser} = V_G + V_E = 1.7864 \text{ KN/ml}. \end{cases}$$

L'acrotère travaille à la flexion composée avec compression. Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme en remplaçant l'excentricité réelle par une excentricité totale de calcul (**selon les règles BAEL91 page 168**) :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

- e_1 : excentricité (dite du premier ordre), de la résultante des contraintes normales

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.233} = 0.403 \text{ m}$$

- e_2 : excentricité due aux effets de second ordre, liés à la déformation de la structure

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000 h} (2 + \alpha\phi)$$

L_f : longueurs de flambement = $2L_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considéré ; ce rapport est généralement pris égal 1 à 2

α : le rapport entre les moment

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10000 \times 0.1} (2) = 0.00864 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2\text{cm}; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2\text{cm}; \frac{60}{250} \right\} = 0.02 \text{ m}$$

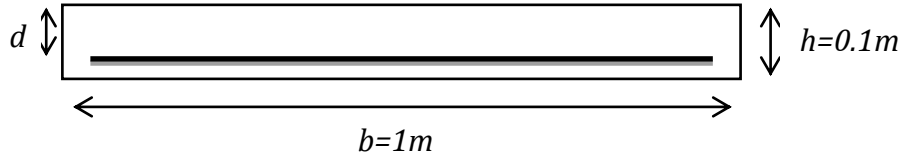
Alors

$$e = 0.403 + 0.02 + 0.00864 = 0.4316 \text{ m}$$

Chapitre III : Calcul des élément secondaire

On $ah/6 = 0.1/6 = 0.016m$. donc le centre de pression est à l'extérieur du noyau centrale, la section donc est partiellement comprimée et son ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uf} .

1-5-Calcul des armatures :



Calcul du moment fictif :

$$M_{uf} = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 2.233 \left(0.4316 + 0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 1.031 \text{ KN m/ml}$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment M_{uf}

$$\gamma = \frac{M_{uf}}{M_{ser}} = \frac{1.031}{0.6} = 1.718$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa,} \\ \text{acier FeE400.} \end{array} \right. \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\rightarrow \mu_{lu} = 0.341 \times 1.718 - 0.1776 = 0.408$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.031}{1 \times 0.08^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.01134$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow (A_s' = 0, \text{ section d'acier comprimée})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.01134}) = 0.01426$$

$$Z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 0.08(1 - 0.4 \times 0.01426) = 0.07954 \text{ m}$$

$\alpha = 0.01426 < 0.259$, l'ELU est atteint en pivot A, avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

La section fictive d'acier tendue :

$$A_{sf} = \frac{M_{uf}}{Z_d \sigma_s} = \frac{1.031}{0.07954 \times 348 \times 10^3} = 0.372 \text{ cm}^2$$

La section réelle d'aciers tendus :

$$A_{Sr} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 0.372 - \frac{2.233}{348 \times 10^3} = 0.3078 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{smin} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{smin} = \max \left\{ \frac{100 \times 10}{1000}; 0.23 \times 100 \times 8 \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$\Rightarrow A_{smin} = \max \{0.966 \text{ cm}^2; 0.3 \text{ cm}^2\}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$A_{S \min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_S < A_{S \min} \text{ Donc on prend } A_S = A_{S \min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

on adopte 4T8 avec $A_S = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Vérification: $S_{t \max} = \min(3h: 33 \text{ cm}) = \min(30 \text{ cm}: 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t \max} = 30 \text{ cm}$

$S_t < S_{t \max}$ la condition est vérifiée.

Armatures de répartition:

$$A_{sr} = \frac{A_S}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

on adopte 4T6 avec $A_{sr} = 1.13 \text{ cm}^2$

Espacement : $S_l = \frac{60}{4} = 20 \text{ cm}$

1-6-Vérification à l'ELS :

Don il faut vérifier que

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases} \text{ Avec } \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n} f_{tj}\right) = 202 \text{ Mpa} \end{cases}$$

- **Calcul des contraintes σ_{bc} et σ_s :**

$$N_{ser} = 2.233 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m/ml}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.233} = 0.2687 \text{ m}$$

$$\rightarrow c = \frac{h}{2} - e = \frac{0.1}{2} - 0.2687 = -0.2187 \text{ m}$$

On calcule les deux termes **p** et **q** comme suit :

$$\begin{cases} p = -3 c^2 - 90 A'_s \frac{(c - d')}{b} + 90 A_s \frac{(d - c)}{b} \\ q = -2 c^3 - 90 A'_s \frac{(c - d')^2}{b} - 90 A_s \frac{(d - c)^2}{b} \end{cases}$$

$$A'_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} p = -3 (-0.2187)^2 + 90 \times 1.51 \cdot 10^{-4} \frac{(0.08 + 0.2187)}{1} = -0.139 \\ q = -2 (-0.2187)^3 - 90 \times 1.51 \cdot 10^{-4} \frac{(0.08 + 0.2187)^2}{1} = 0.019 \end{cases}$$

Puis on résout l'équation : $z^3 + p z + q = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 p^3}{27} = 0.019^2 + \frac{4 (-0.139)^3}{27} = -3.68 \times 10^{-5} < 0$$

$$\Delta < 0 \rightarrow \begin{cases} \varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) \\ a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3 \times 0.019}{2 \times (-0.139)} \sqrt{\frac{-3}{-0.139}} \right) \\ a = 2 \sqrt{\frac{0.139}{3}} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \varphi = 162.27^\circ \\ a = 0.43 \end{cases}$$

Les trois solutions de l'équation de degré 3 sont comme suit :

$$\begin{cases} z_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 0.43 \times \cos \left(\frac{162.27}{3} \right) = 0.252 \text{ m} \\ z_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right) = 0.43 \times \cos \left(\frac{162.27}{3} + 120 \right) = -0.427 \text{ m} \\ z_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right) = 0.43 \times \cos \left(\frac{162.27}{3} + 240 \right) = 0.175 \text{ m} \end{cases}$$

On calcule y_{ser} , représente la distance entre le centre de pression à l'axe de la fibre la plus comprimé (supérieure) :

$$y_{ser} = z + c$$

$\Delta < 0$, on choisit parmi les trois solutions précédentes celui qui donne :

$$0 \leq y_{ser} \leq d \Rightarrow 0 \leq y_{ser} \leq 0.08 \text{ m}$$

Alors on prend : $z = z_1 = 0.252 \text{ m}$

$$y_{ser} = 0.252 - 0.2187 = 0.0333 \Rightarrow 0 < 0.0333 < 0.08 \text{ m}$$

On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b y_{ser}^3}{3} + 15 [A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - d')^2]$$

$$\rightarrow I = \frac{1 \times 0.0333^3}{3} + 15 \times 1.51 \times 10^{-4} (0.08 - 0.0333)^2 = 1.724 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Les contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{z N_{ser}}{I} y_{ser} \\ \sigma_s = 15 \frac{z N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{0.252 \times 2.233 \times 10^{-3}}{1.724 \times 10^{-5}} \times 0.0333 \\ \sigma_s = 15 \times \frac{0.252 \times 2.233 \times 10^{-3}}{1.724 \times 10^{-5}} \times (0.08 - 0.0333) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 1.086 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} & \dots \text{ Condition vérifiée} \\ \sigma_s = 22.86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} & \dots \text{ Condition vérifiée} \end{cases}$$

• **Conclusion :**

Le ferrailage adopté à l'ELU, est valable pour l'ELS.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

1-7-Vérification à l'effort tranchant (ELU) :

Suivant l'article A.5.1.1 des règles BAEL91 modifié 99, on doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{2.68 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0335 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0.0335 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{ Condition vérifiée}$$

Cela veut dire que ce n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales.

1-8-Vérification au flambement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = l_f \cdot \sqrt{\frac{A}{I}} = 60 \cdot \sqrt{\frac{10 \times 100}{835.07}} = 65.65 \text{ cm}$$

$$\lambda \leq \max \left[50; \min \left(67 \frac{e_0}{h}, 100 \right) \right] \Rightarrow \lambda \leq 100 \dots \dots CV$$

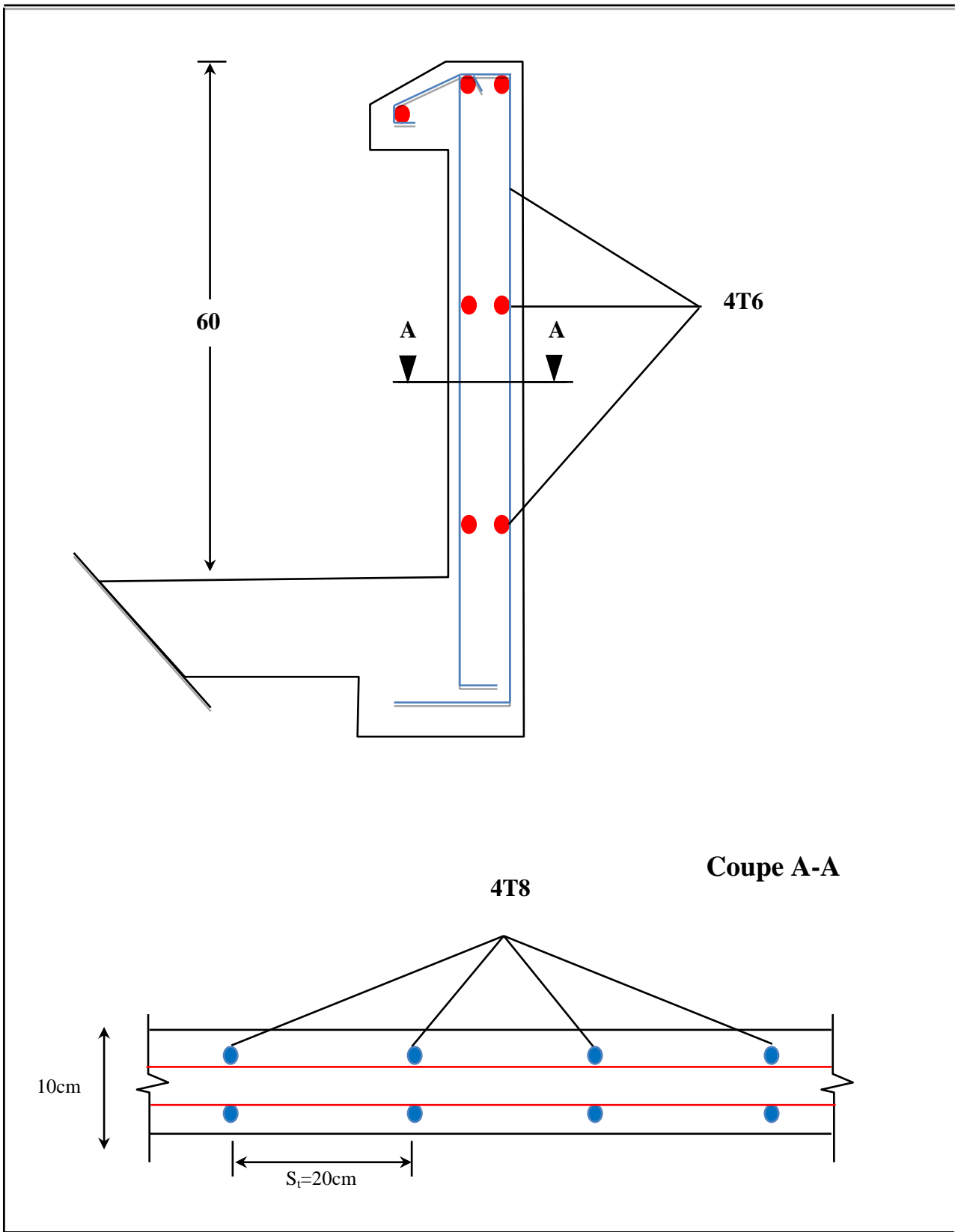


Figure III-2: Schéma de ferrailage de l'acrotère

2- Les escaliers :

2-1- Hypothèses de calcul :

- La fissuration sera considérée comme peu préjudiciable
- Le calcul de ferrailage à l'ELU puis une vérification des contraintes à l'ELS
- L'ensemble volée-palier sera considéré comme une poutre simplement fléchiée de largeur unitaire, et bi-articulée à ses deux extrémités pour le calcul du moment de la travée isostatique. Ce moment sera ventilé en travée et sur appuis par des coefficients de continuité qui tiennent compte de l'effet d'encastrement aux extrémités de cette poutre.

2-2- Evaluation des charges :

D'après le chapitre précédent on a :

$$G_v = 7.65 \text{ KN/m}^2 \quad G_p = 5.6 \text{ KN/m}^2; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{mur} = 2.85 \times 1.53 \times 1 = 4.36 \text{ KN/ml}$$

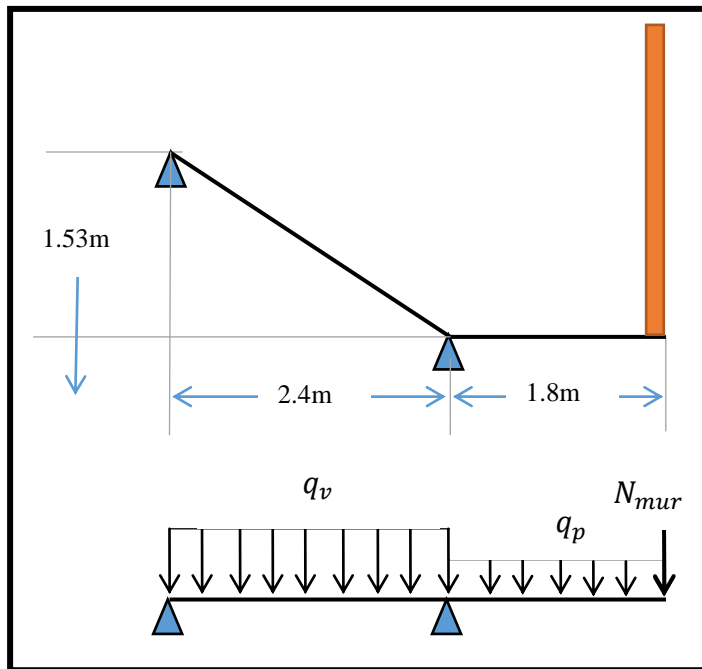


Figure III-3: Schéma statique de l'escalier

2-3- Combinaison des charges :

Volée :

$$\begin{cases} \text{à l'ELU } q_v = 1.35G_v + 1.5Q = 1.35 \times 7.65 + 1.5 \times 2.5 = 14.07 \text{ KN/m}^2 \\ \text{à l'ELS } q_v = G_v + Q = 7.65 + 2.5 = 10.15 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Palier :

$$\begin{cases} \text{à l'ELU } : q_p = 1.35G_p + 1.5Q = 1.35 \times 5.6 + 1.5 \times 2.5 = 11.31 \text{ KN/m}^2 \\ \text{à l'ELS } : q_p = G_p + Q = 5.6 + 2.5 = 8.1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

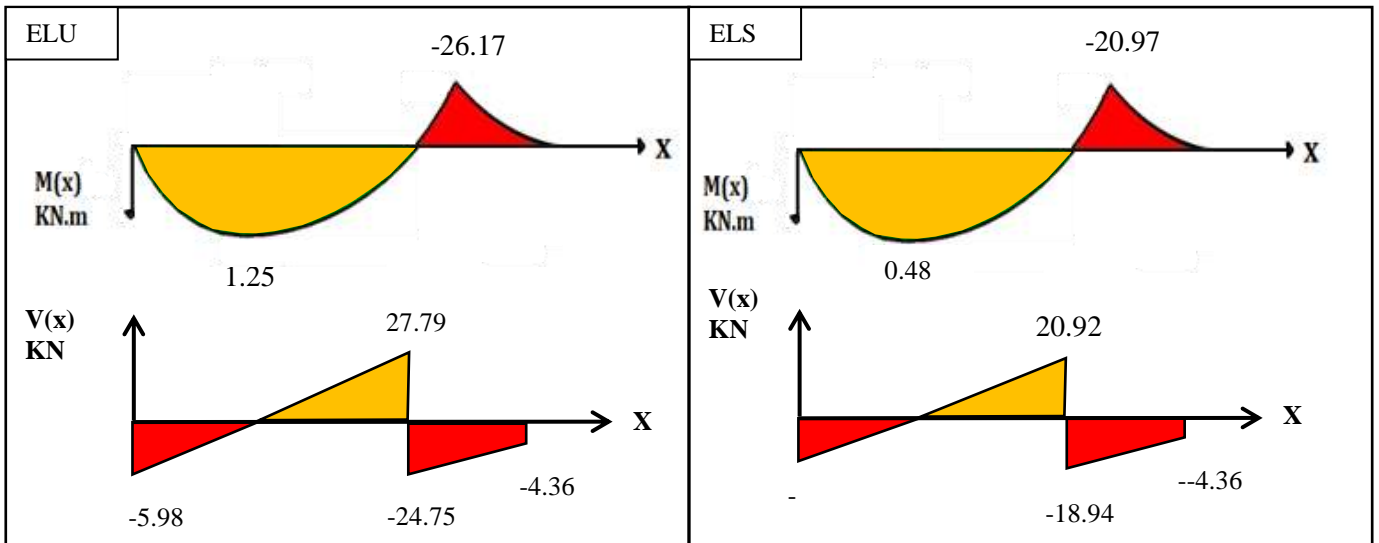


Figure III-4 : Diagrammes des sollicitations

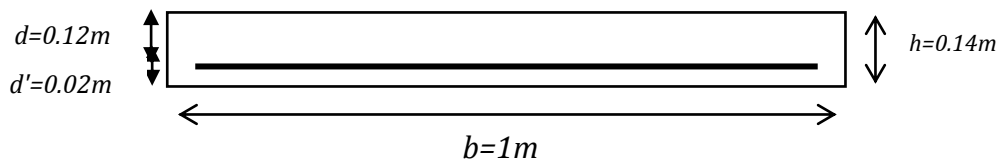
On tenant en considération l'effet de l'encastrement aux extrémités, et selon l'article A.8.2, 32 des règles BAEL91 modifié 99 on aura comme moments :

$$\begin{cases} M_{appuis} = -0.3M_0 \\ M_{travée} = 0.85M_0 \end{cases}$$

	ELU	ELS
$M_t = 0.85M_{max} (kN.m)$	1.06	0.4
$M_a = -0.3M_{max} (kNm)$	7.85	6.29
T (kN)	27.79	20.92

Tableaux III-1 : les valeurs des moments en travée et en appuis

2-4-Calcul des armatures :



– **En travée :**

$$M_u = 1.06 \text{ KN.m/ml}; \quad M_{ser} = 0.4 \text{ KN.m/ml}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 2.65$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \\ \text{acier FeE400.} \end{cases} \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.726$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.06}{1 \times 0.12^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.0051$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow (A_s' = 0, \text{ section d'acier comprimée})$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0051}) = 0.0094$$

$$z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.12(1 - 0.4 \times 0.0094) = 0.119\text{m}$$

$\alpha = 0.0116 < 0.259$, l'ELU est atteint en pivot A, avec :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_u \cdot f_{su}} = \frac{1.06 \times 10}{0.119 \times 348} = 0.25\text{cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{smin} = \max\left\{\frac{bh}{1000}; 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right\} = 1.4\text{cm}^2$$

$$A_s = \max\{A_{smin}; A_s\} = 1.4\text{cm}^2$$

On adopte 5T 10 avec $A_s = 3.93\text{cm}^2$

L'espacement entre les barres $S_t = 20\text{cm} < \min\{3h; 33\text{cm}\}$

Armature de répartition :

Selon l'article A.8.2, 42 du BAEL91 modifier 99

$$A_{sr} = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98\text{cm}^2 \text{ on adopte 4T10 avec } A_s = 3.14\text{cm}^2$$

L'espacement entre les barres $S_t = 25\text{cm} < \min\{4h; 45\text{cm}\}$

– **En Appuis:**

$$M_u = 7.85\text{KN.m/ml}; \quad M_{ser} = 6.29\text{KN.m/ml}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.24$$

$$\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \\ \text{acier FeE400.} \end{cases} \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.24$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.85}{1 \times 0.12^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.038$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow (A_s' = 0, \text{ section d'acier comprimée})$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.038}) = 0.048$$

$$z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.12(1 - 0.4 \times 0.048) = 0.117m$$

$\alpha = 0.051 < 0.259$, l'ELU est atteint en pivot A, avec :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_u \cdot f_{su}} = \frac{7.85 \times 10}{0.117 \times 348} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{s \min} = \max \left\{ \frac{b h}{1000}; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{A_{s \min}; A_s\} = 1.92 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T 10 avec $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$

L'espacement entre les barres $S_t = 20 \text{ cm} < \min\{3h; 33 \text{ cm}\}$

Armature de répartition :

Selon l'article A.8.2, 42 du BAEL91 modifier 99

$$A_{sr} = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \text{ on adopte 4T10 avec } A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

L'espacement entre les barres $S_t = 25 \text{ cm} < \min\{4h; 45 \text{ cm}\}$

2-5-Vérification à l'ELS:

- Vérification des contraintes :

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1.06}{0.4} = 2.65$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100} = \frac{2.65 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 1.07 > \alpha = 0.0094$$

En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{8.33}{6.29} = 1.32$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100} = \frac{1.32 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.41 > \alpha = 0.051$$

Donc pas vérification des contraintes à l'ELS.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

2-6-Vérification de l'effort tranchant à (L'ELU):

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{27.79 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2-7-Vérification de la flèche:

Avant de passer à la vérification de la flèche proprement dit, on doit examiner les conditions de non vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles BAEL comme suit :

$$\begin{cases} h \geq \max \left\{ \frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10 M_0} \right\} \\ A_s \leq \frac{4.2 b d}{f_e} \\ L \leq 8.00 \text{ m} \\ \begin{cases} M_t = 0.4 \text{ KNm/ml} \\ M_0 = 1.06 \text{ KNm/ml} \\ L = 2.4 \text{ m} \end{cases} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} h = 14 \text{ cm} > \max \left\{ \frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10 M_0} \right\} = \max \left\{ \frac{240}{16}; \frac{0.4 \times 240}{10 \times 1.06} \right\} = 9.05 \text{ cm} \text{ condition Vérifiée.} \\ A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 b_0 d}{f_e} = \frac{4.2 \times 100 \times 12}{400} = 12.6 \text{ cm}^2 \text{ condition Vérifiée.} \\ L = 3.60 \text{ m} \leq 8.00 \text{ m} \text{ condition Vérifiée.} \end{cases}$$

Puisque les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérification de la flèche.

	M_t [KNm]	M_{ser} [KNm]	$A_s^{calculer}$ cm ²	A_s^{min} cm ²	$A_s^{adopté}$ cm ²	Description des barres	A_R cm ²	Description des barres
travée	1.06	0.4	0.25	1.4	3.93	5T10	0.98	4T10
appuis	7.85	6.26	1.92	1.44	3.93	510	0.98	4T10

Tableaux III-.2 : valeurs de ferrailage adopté pour les escaliers

Schéma de ferrailage

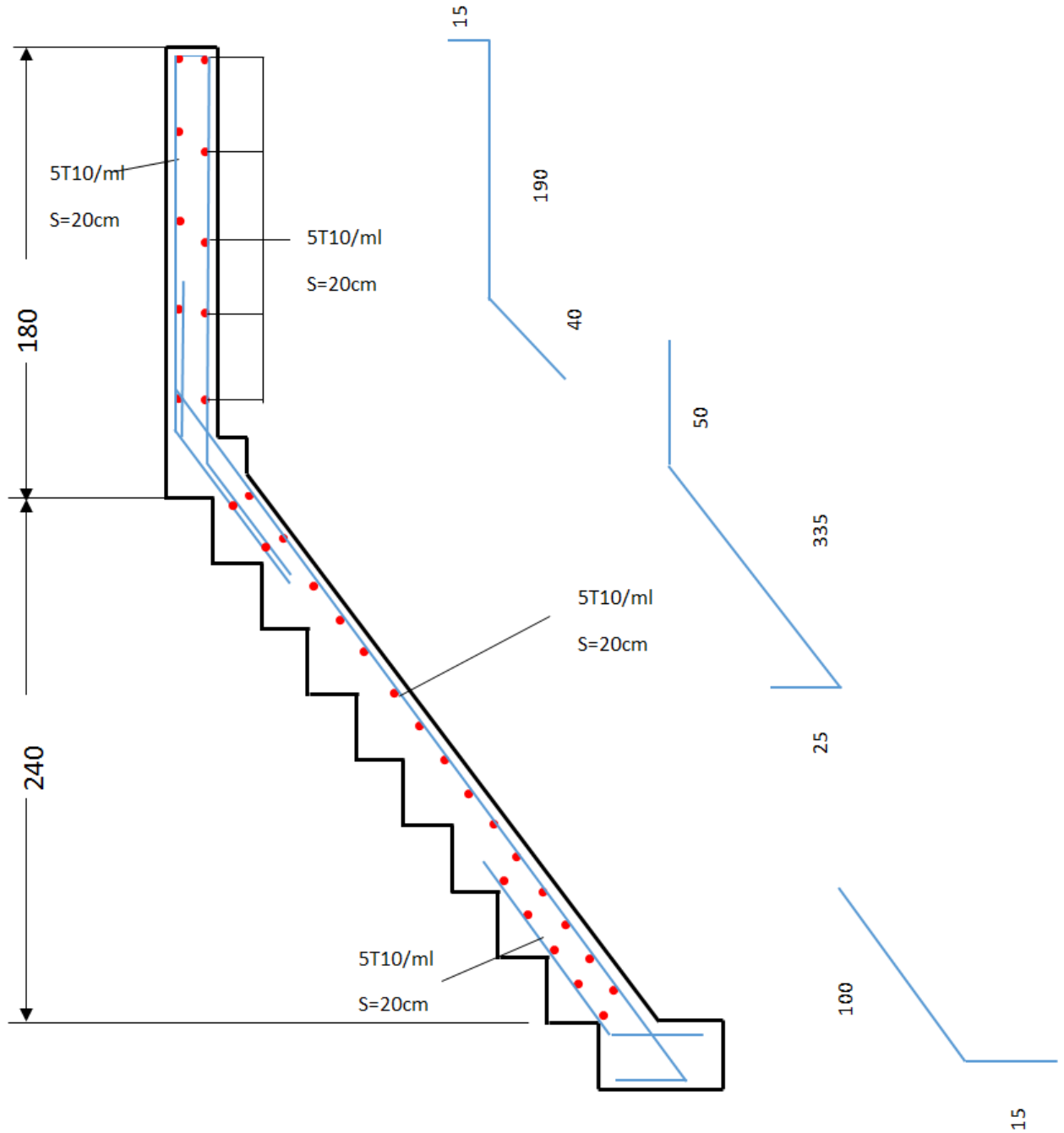


Figure III-4 : Schéma de ferrailage d'escalier

3-Calcul de la poutre de palier :

3-1-Pré dimensionnement de la poutre :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h_p \leq \frac{300}{10}$$

$$\Rightarrow 20 \leq h_p \leq 30 \dots \text{on adopte } h_p = 30\text{cm}$$

$$0.4h_p \leq b \leq 0.8h_p \Rightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.8 \times 30$$

$$\Rightarrow 12 \leq b \leq 24 \dots \text{On adopte } b = 20\text{cm}$$

-Vérification selon le RPA:

- $b = 20\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$
- $h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$
- $h/b = 30/20 = 1,5 < 4 \dots \dots \dots \text{CV}$

Donc les dimensions de la poutre de palier sont de $(30 \times 20) \text{ cm}^2$

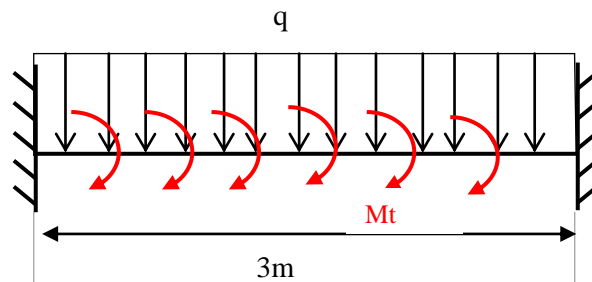


Figure III-5 : schéma statique de la poutre palier

3-2-Evaluation des charges :

G : poids propre de la poutre palière = $0.3 \times 0.2 \times 25 = 1.5 \text{ KN/ml}$

V : la réaction d'appuis

$$V_u = 27.7 \text{ KN} \quad V_s = 20.92 \text{ KN}$$

3-3-Combinaison des charges :

$$\begin{cases} \text{à l'ELU : } q^u = 1.35G + V_u = 1.35 \times 1.5 + 1.5 \times 27.7 = 41.28 \text{ KN/ml} \\ \text{à l'ELS : } q^{ser} = G + V_s = 1.5 + 27.7 = 29.2 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Couple de torsion(C):

Les couples de torsion appliquées à la poutre sont les moments d'encastrement des paliers, c'est-à-dire:

$$C_u = M_u^{palier} = 7.85 \text{ KN.m/ml}$$

Le moment de torsion (T) :

$$T_u = \frac{C_u L}{2} = \frac{7.85 \times 3}{2} = 11.77 \text{ KN.m}$$

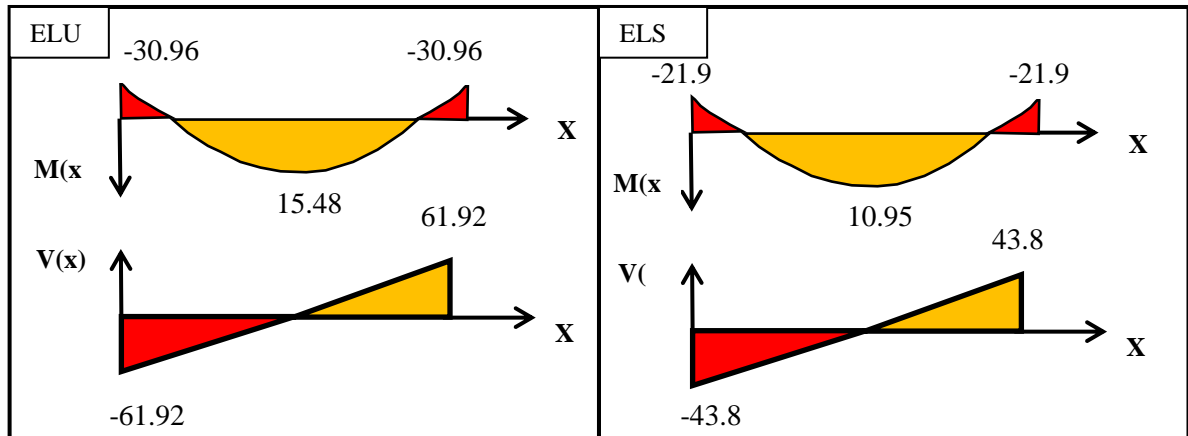
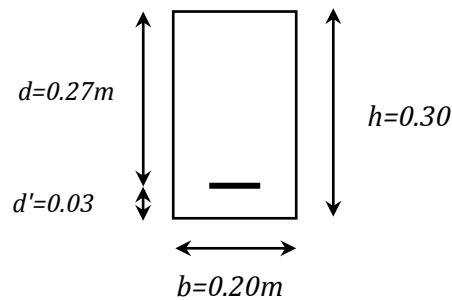


Figure III-7: Diagrammes des sollicitations

3-4-Calcul des armatures :



– En travée :

$$M_u = 15.48 \text{ KN.m/ml}; \quad M_{ser} = 10.95 \text{ KN.m/ml}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.41$$

$$\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \\ \text{acier FeE400.} \end{cases} \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.303$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15.48}{0.2 \times 0.27^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.074$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow (A_s' = 0, \text{ section d'acier comprimée})$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.074}) = 0.096$$

$$z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.27(1 - 0.4 \times 0.096) = 0.259 \text{ m}$$

$\alpha = 0.096 < 0.259$, l'ELU est atteint en pivot A, avec :

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_u \cdot f_{su}} = \frac{15.48 \times 10}{0.259 \times 348} = 1.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \max \left\{ \frac{b h}{1000}; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 0.6 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_s = \max\{A_{s \min}; A_s\} = 1.71 \text{ cm}^2$$

On adopte 3T 14 avec $A_s = 4.62 \text{ cm}^2$

– **En Appuis:**

$$M_u = 30.96 \text{ KN.m/ml}; \quad M_{ser} = 21.9 \text{ KN.m/ml}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.41$$

$$\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \\ \text{acier FeE400.} \end{cases} \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.303$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{30.96}{0.2 \times 0.27^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.149$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow (A_s' = 0, \text{ section d'acier comprimée})$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.149}) = 0.202$$

$$z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.27(1 - 0.4 \times 0.202) = 0.24 \text{ m}$$

$\alpha = 0.202 < 0.259$, l'ELU est atteint en pivot A, avec :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_u \cdot f_{su}} = \frac{30.96 \times 10}{0.24 \times 348} = 3.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \max \left\{ \frac{b h}{1000}; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 0.72 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{A_{s \min}; A_s\} = 3.7 \text{ cm}^2$$

On adopte 3T 14 avec $A_s = 4.62 \text{ cm}^2$

– **Armatures transversales :**

Suivant l'article A.5.1, 22 des règles BAEL91 modifié99 on a :

$$\frac{A_t f_{e_t}}{b s_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

S_t : est l'espacement des cours s'armatures transversales, qui est donné par l'article 7.5.2.2 des règles RPA comme suit :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\varphi_l; 30cm \right\}$$

Avec φ_l est le plus petit des diamètres longitudinaux c.-à-d. 1.4 cm,

$$S_t \leq 7.5cm$$

Donc on adopte $S_t = 7cm$

Hors zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 cm,$$

Donc on adopte : et $S_t = 15 cm$.

$$A_t \geq \frac{b \times s_t \times 0.4MPa}{f_{e_t}} = \frac{30 \times 15 \times 0.40}{235} = 0.75$$

$$A_t = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 cm^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

3-5-Vérification de l'effort tranchant à (L'ELU):

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{61.92 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.27} = 1.14 MPa$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = 3.33 MPa$$

Donc :

$$\tau_u = 1.14 MPa < \bar{\tau} = 3.33 MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

3-6-Vérification à l'ELS:

• Vérification des contraintes :

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15.48}{10.95} = 1.41$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 > \alpha = 0.096$$

En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{30.96}{21.9} = 1.41$$

Chapitre III : Calcul des élément secondaire

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100} = \frac{1.41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.41 > \alpha = 0.202$$

Donc pas vérification des contraintes à L' ELS.

3-7-Vérification de la flèche:

Avant de passer à la vérification de la flèche proprement dit, on doit examiner les conditions de non vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles BAEL comme suit :

$$\begin{cases} h \geq \max \left\{ \frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10 M_0} \right\} \\ A_s \leq \frac{4.2 b d}{f_e} \\ L \leq 8.00 m \\ \begin{cases} M_t = 10.95 \text{ KNm/ml} \\ M_0 = 15.48 \text{ KNm/ml} \\ L = 3 \text{ m} \end{cases} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} h = 30 \text{ cm} > \max \left\{ \frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10 M_0} \right\} = \max \left\{ \frac{300}{16}; \frac{10.95 \times 300}{10 \times 15.48} \right\} = 21.2 \text{ cm} \text{ condition Vérifiée.} \\ A_s = 4.62 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 b_0 d}{f_e} = \frac{4.2 \times 20 \times 27}{400} = 5.67 \text{ cm}^2 \text{ condition Vérifiée.} \\ L = 3.00 \text{ m} \leq 8.00 \text{ m} \text{ .condition Vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérification de la flèche.

3-8-Ferraillage sous sollicitations de torsion :

a) Calcul de la contrainte tangentielle de torsion :

Selon l'article A.5.4.2 des règles BAEL91 modifiée99, les contraintes de cisaillement dues à la torsion pour une section pleine se calcul comme suit :

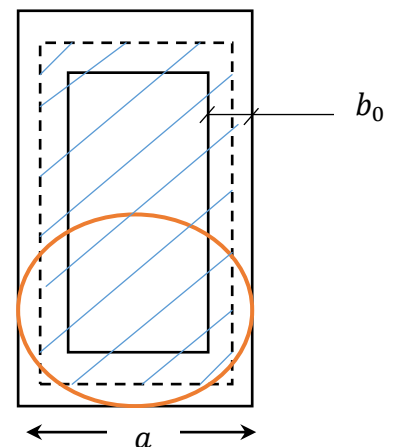
$$\tau_{uT} = \frac{T_u}{2\Omega b_0}$$

Avec :

$$b_0 = \frac{a}{6}$$

T_u : le moment de torsion ultime, dont il est égale à : **11.77 KNm**,

a : le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section



Ω : l'aire du contour à mi- épaisseur des parois (aire hachuré dans la fig.)

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Donc :

$$a = 0.20m \rightarrow b_0 = \frac{0.20}{6} = 0.033 m$$

$$\Omega = (b - b_0)(h - b_0) = (0.20 - 0.033)(0.30 - 0.033) = 0.044 m^2$$

$$\rightarrow \tau_{u_T} = \frac{11770}{2 \times 440 \times 3.3} = 4.05 MPa.$$

b) Vérification des contraintes tangentielles :

L'article A.5.4.3 des règles BAEL91 recommande de faire la vérification suivante :

$$\sqrt{\tau_{u_T}^2 + \tau_{u_V}^2} \leq \bar{\tau} = 3.33 MPa$$

$$\rightarrow \sqrt{\tau_{u_T}^2 + \tau_{u_V}^2} = \sqrt{4.05^2 + 1.14^2} = 4.2 MPa > \bar{\tau} = 3.33 MPa \text{ condition non Vérifiée}$$

On va augmenter la section de la poutre palière (30*30)

$$a = 0.30m \rightarrow b_0 = \frac{0.30}{6} = 0.05 m$$

$$\Omega = (b - b_0)(h - b_0) = (0.3 - 0.05)(0.30 - 0.05) = 0.0625 m^2$$

$$\rightarrow \tau_{u_T} = \frac{11770}{2 \times 625 \times 3.3} = 2.85 MPa.$$

$$\rightarrow \sqrt{\tau_{u_T}^2 + \tau_{u_V}^2} = \sqrt{2.85^2 + 1.14^2} = 3.17 MPa > \bar{\tau} = 3.33 MPa \text{ condition Vérifiée}$$

c) Détermination des armatures de torsion :

c.1) Les armatures longitudinales :

Suivant la règle des coutures décrit par l'article A.5.3.1 des règles BAEL91 on a :

$$\frac{\sum A_l f_e}{U \gamma_s} = \frac{T_u}{2\Omega}$$

Où :

$\sum A_l$: est la section des armatures longitudinales engendrés par la torsion, et que l'on note A_s^t ,

U : le périmètre de l'aire Ω , et qui se calcul comme suit :

$$U = [(b - b_0) + (h - b_0)] \times 2 = [(0.30 - 0.05) + (0.30 - 0.05)] \times 2 = 0.75 m$$

Par conséquent on n'aura :

$$A_s^t = \frac{\gamma_s U T_u}{2 f_e \Omega} = \frac{1.15 \times 0.75 \times 0.01177}{2 \times 400 \times 0.0625} = 2.03 \cdot 10^{-4} m^2 = 2.03 cm^2$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Description des barres :

On adopte pour les armatures longitudinales de torsion : 3T12 avec

$$A_s^T = 3.39 \text{ cm}^2$$

c.2) Les armatures transversales :

Selon la même règle on a :

$$\frac{A_t^T f_{e_t}}{s_t \gamma_s} = \frac{T_u}{2\Omega}$$

$$\rightarrow A_t^T = \frac{\gamma_s s_t T_u}{2 f_{e_t} \Omega} = \frac{1.15 \times 0.15 \times 0.01177}{2 \times 235 \times 0.0625} = 0.691 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.691 \text{ cm}^2$$

3-9-Ferraillage totale :

La poutre palier, on doit superposer les deux ferraillages de flexion et de torsion :

a) Armatures longitudinales :

a.1) En travée :

$$A_s^{\text{travée}} = A_s^{\text{flexion}} + A_s^{\text{torsion}} = 3T14 + 3T12 = 8.01 \text{ cm}^2$$

a.2) Sur appuis :

$$A_s^{\text{appuis}} = A_s^{\text{flexion}} + A_s^{\text{torsion}} = 3T14 + 3T12 = 8.01 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + A_t^{\text{torsion}} = 1.35 + 0.691 = 2.04 \text{ cm}^2$$

On adopte alors pour les armatures transversales **5T8** avec $A_t = 2.51 \text{ cm}^2$, un cadre et un épingle de 8.

Vérification au ferraillage minimale (Torsion-flexion) :

Sur appuis :

On doit vérifier que :

$$\frac{A_s f_e}{b_0 U} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \frac{A_s f_e}{b_0 U} = \frac{8.01 \times 10^{-4} \times 400}{0.05 \times 0.75} = 8.54 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa}$$

En travée :

$$\rightarrow \frac{A_s f_e}{b_0 U} = \frac{8.01 \cdot 10^{-4} \times 400}{0.05 \times 1.1} = 8.54 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa}$$

Armatures transversales :

On doit vérifier que :

$$\frac{A_t f_{et}}{b_0 s_t} \geq 0.4 \text{ MPa},$$

$$\rightarrow \frac{A_t f_{et}}{b_0 s_t} = \frac{2.3610^{-4} \times 235}{0.05 \times 0.15} = 7.39 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

Schéma de ferrailage

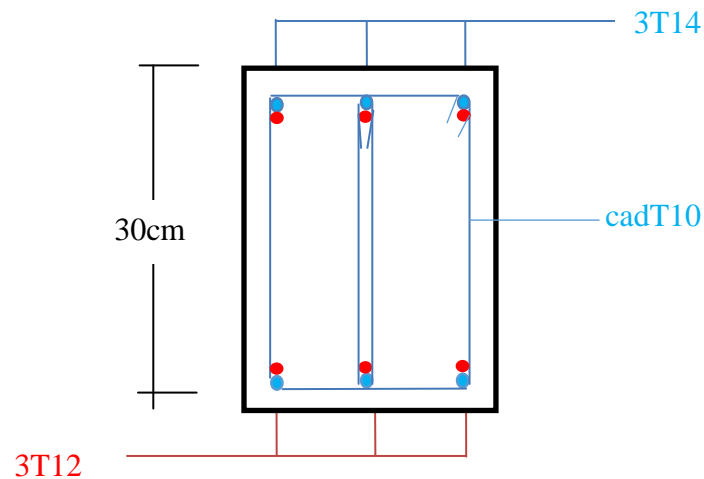


Figure III-8: Schéma de ferrailage de la poutre palier

4-Les dalles :

4-1-Plancher à corps creux :

Choix de la méthode de calcul : (d'après BAEL91 art3.4 page 49)

On vérifie les conditions d'application de la méthode forfaitaire

$$1/Q \leq \max[2G; 5 \text{ KN/m}^2]$$

Cas de terrasse inaccessible

$$1 \text{ KN/m}^2 \leq \max[12.16; 5 \text{ KN/m}^2] \dots \text{condition vérifier}$$

Cas d'étage courant

$$1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max[9.68; 5 \text{ KN/m}^2]$$

2/ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuitécondition vérifier.

3/ La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

4/ Les portées successives sont dans un rapport $0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$.

$$0,8 \leq 0,84 \leq 1,25 \dots CV$$

principe de la méthode:

- On calcule le rapport $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Pour chaque travée supportant une charge uniformément répartie on calcule le moment Max (

$M_0 = \frac{ql^2}{8}$) dans la travée de compression: dans travée de portée L (entre nus des appuis)

- M_w, M_e : valeur absolue des moments sur appuis de gauche (w) et de droite (e) dans la travée.
- M_t : moment maximal en travée considérée.

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

- $M_t \geq \text{Max}\{1,05M_0; (1+0,3\alpha)\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $$\begin{cases} M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 & \text{Dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 & \text{Dans une travée de rive.} \end{cases}$$
- La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à:
 - $0,6M_0$: pour une poutre à deux travées
 - $0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
 - $0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

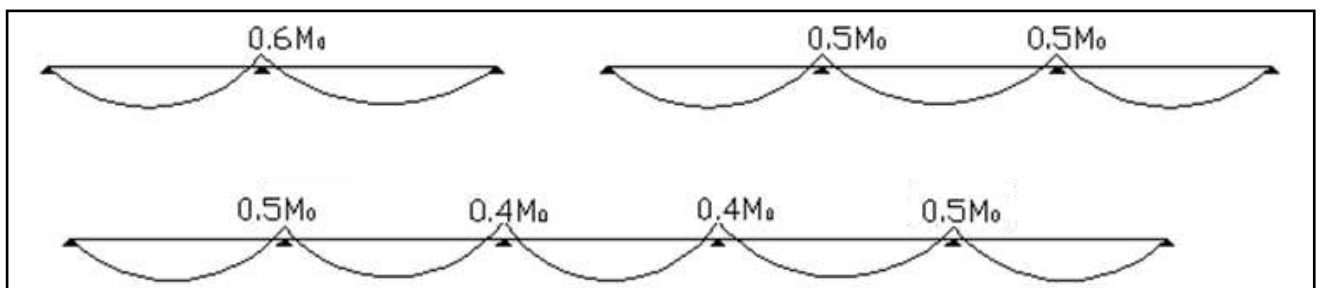


Figure III-9: Schéma représente coefficient forfaitaire pour les moments sur appuis

- L'effort tranchant:**

$$a = l \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \quad \text{et} \quad b = l - a$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \quad \text{et} \quad V_e = 2 \frac{M_w + M_e}{b}$$

4-2-Application de la méthode:

– 1^{er} type :

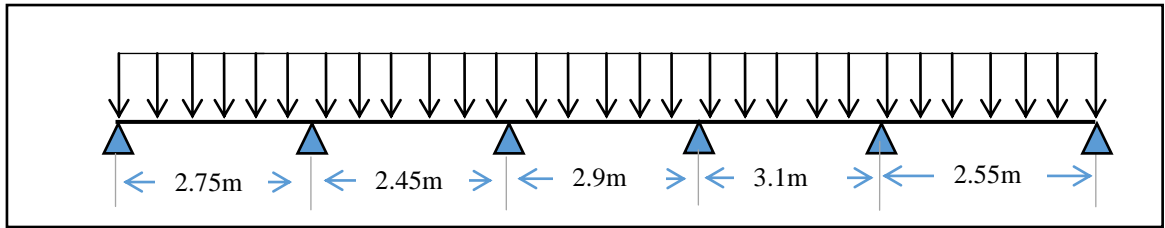


Figure III-.10: 1^{er} type de poutrelle

$$G = 3.95 \text{ KN/ml} \quad ; \quad Q = 0.65 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} \text{à l'ELU } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.95 + 1.5 \times 0.65 = 6.30 \text{ KN/ml} \\ \text{à l'ELS } q_{ser} = G + Q = 3.95 + 0.65 = 4.6 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

A L'ELU :

$$\alpha = \frac{0.65}{3.95 + 0.65} = 0.14$$

$$^{(1)}M_A = \text{coef forfaitaire} \times \max(M_{01}; M_{02}) = 0.5 \times \max(5.96; 4.73) = 2.98 \text{ KN.m}$$

$$^{(2)}M_t = \max\{1.05, (1 + 0.3\alpha)\}M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 1.05 \times 4.73 - \frac{2.98 + 2.65}{2} = 2.15 \text{ KN.m}$$

$$^{(3)}a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{2.45}{1 + \sqrt{\frac{2.65 + 2.47}{2.98 + 2.47}}} = 1.24 \text{ m}$$

$$^{(4)}b = L - a = 2.45 - 1.24 = 1.21 \text{ m}$$

$$^{(5)}V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} = -2 \times \frac{2.98 + 2.47}{1.24} = -8.76 \text{ KN}$$

$$^{(6)}V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b} = 2 \times \frac{2.65 + 2.47}{1.21} = 8.46 \text{ KN}$$

Chapitre III : Calcul des élément secondaire

Travée :	1	2	3	4	5	
L(m) :	2,75	2,45	2,90	3,10	2,55	
$M_0 = \frac{ql^2}{8} (KN.m)$	5,96	4,73	6,63	7,58	5,13	
Appuis :	1	2	3	4	5	6
Coefficient forfaitaire	0,00	0,50	0,40	0,40	0,50	0,00
$(^1)M_A (KN.m)$:	0,00	2,98	2,65	3,03	3,79	0,00
$(^2)M_t (KN.m)$:	4,77	2,15	4,12	4,55	3,49	
$M_t (KN.m) tr. rive \sim 0.62M_0$	3,70				3,18	
$M_t (KN.m) tr. inter \sim 0.52M_0$		2,47	3,45	3,94		
$M_t (KN.m) resultat$:	4,77	2,47	4,12	4,55	3,49	
$a^{(3)} (m)$	1,21	1,24	1,43	1,51	1,51	
$b^{(4)} (m)$	1,54	1,21	1,47	1,59	1,04	
$V_w^{(5)} (KN)$	-7,89	-8,76	-9,47	-10,02	-9,66	
$V_e^{(6)} (KN)$	10,06	8,46	9,73	10,50	6,69	

A L'ELS :

$$(^1)M_A = \text{coef forfaitaire} \times \max(M_{01}; M_{02}) = 0.5 \times \max(4.35; 3.35) = 2.17 \text{KN.m}$$

$$(^2)M_t = \max\{1.05, (1 + 0.3\alpha)\}M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 1.05 \times 3.45 - \frac{1.93 + 2.17}{2} = 1.57 \text{KN.m}$$

$$(^3)a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{2.45}{1 + \sqrt{\frac{1.93 + 1.8}{2.17 + 1.8}}} = 1.24 \text{m}$$

$$(^4)b = L - a = 2.45 - 1.24 = 1.21 \text{m}$$

$$(^5)V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} = -2 \times \frac{2.17 + 1.8}{1.24} = -8.76 \text{KN}$$

$$(^6)V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b} = 2 \times \frac{1.93 + 1.8}{1.21} = 6.16 \text{KN}$$

Travée :	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00
L(m) :	2,75	2,45	2,90	3,10	2,55	
$M_0 = \frac{ql^2}{8} (KN.m)$	4,35	3,45	4,84	5,53	3,74	
Appuis :	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00
Coefficient forfaitaire	0,00	0,50	0,40	0,40	0,50	0,00
$(^1)M_A (KN.m)$:	0,00	2,17	1,93	2,21	2,76	
$(^2)M_t (KN.m)$:	3,48	1,57	3,01	3,32	2,54	
$M_t (KN.m) tr. rive \sim 0.62M_0$	2,70				2,32	
$M_t (KN.m) tr. inter \sim 0.52M_0$		1,80	2,52	2,88		
$M_t (KN.m) resultat$:	3,48	1,80	3,01	3,32	2,54	
$a^{(3)} (m)$	1,21	1,24	1,43	1,51	1,51	

Chapitre III : Calcul des élément secondaire

$b^{(4)} (m)$	1,54	1,21	1,47	1,59	1,04	
$V_w^{(5)} (KN)$	-5,76	-6,39	-6,91	-7,30	-7,04	
$V_e^{(6)} (KN)$	7,34	6,16	7,10	7,66	4,88	

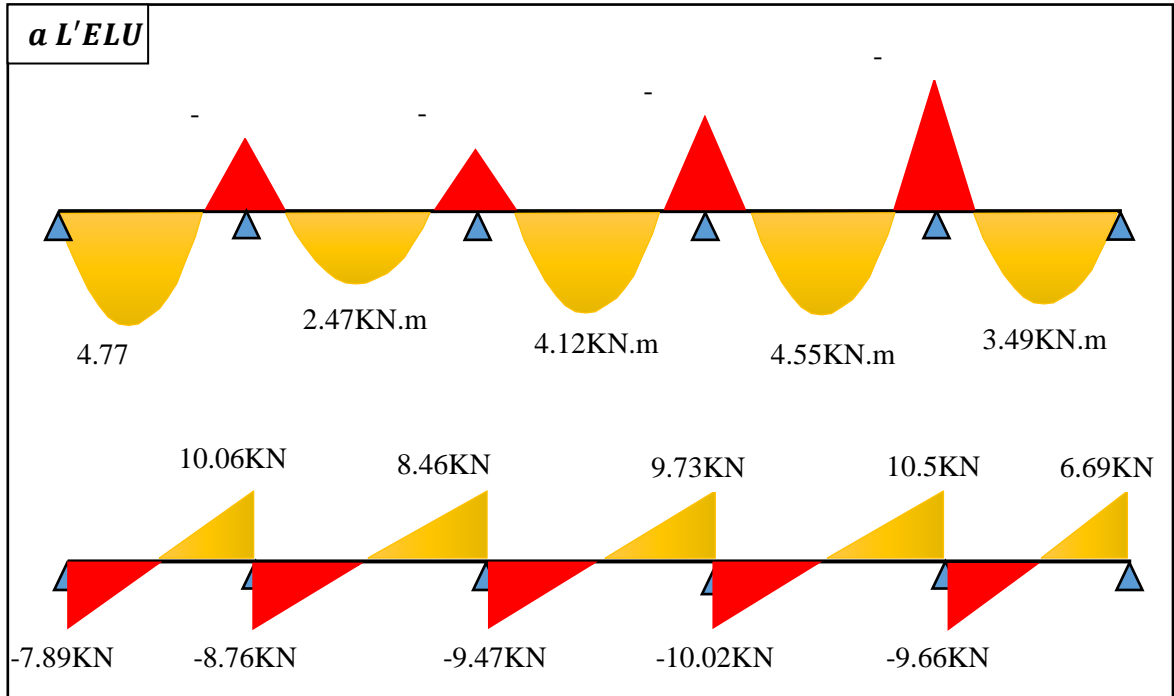


Figure III-11: Diagramme des sollicitations pour le 1^{er} type de poutrelle

– 2^{eme} type :

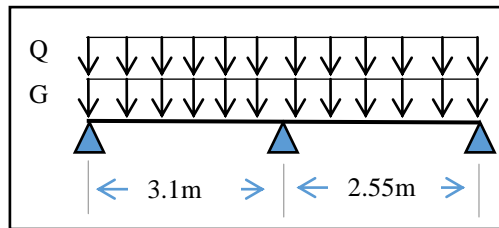


Figure III-12: 2^{eme} type de poutrelle

4-3-Evaluation des charges et surcharges :

$$G = 6.08 \times 0.65 = 3.95 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.00 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

4-4-Combinaison des charges :

$$\begin{cases} \text{à L'ELU } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.95 + 1.5 \times 0.65 = 6.30 \text{ KN/ml} \\ \text{à L'ELS } q_{ser} = G + Q = 3.95 + 0.65 = 4.6 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

A L'ELU :

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\alpha = \frac{0.65}{3.95 + 0.65} = 0.14$$

$${}^{(1)}M_A = \text{cof forfaitaire} \times \max(M_{01}; M_{02}) = 0.6 \times \max(7.56; 5.12) = 4.54 \text{ KN.m}$$

$${}^{(2)}M_t = \max\{1.05, (1 + 0.3\alpha)\} M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 1.05 \times 7.56 - \frac{4.54}{2} = 5.67 \text{ KN.m}$$

$${}^{(3)}a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.10}{1 + \sqrt{\frac{4.54 + 5.67}{5.67}}} = 1.32 \text{ m}$$

$${}^{(4)}b = L - a = 3.1 - 1.32 = 1.78 \text{ m}$$

$${}^{(5)}V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} = -2 \times \frac{5.67}{1.32} = -8.6 \text{ KN}$$

$${}^{(6)}V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b} = 2 \times \frac{4.54 + 5.67}{1.78} = 11.47 \text{ K}$$

– A L'ELU :

Travée :	1	2	
L(m) :	3,10	2,55	
$M_0 = \frac{ql^2}{8} \text{ (KN.m)}$	7,56	5,12	
Appuis :	1	2	3
Coefficient forfaitaire	0,00	0,60	0,00
${}^{(1)}M_A \text{ (KN.m)}$:	0,00	4,54	0,00
${}^{(2)}M_t \text{ (KN.m)}$:	5,67	3,11	

$M_t \text{ (KN.m) tr. rive} \sim 0.62M_0$	4,68	3,07	
$M_t \text{ (KN.m) resultat}$:	5,67	3,11	
$a^{(3)} \text{ (m)}$	1,32	1,59	
$b^{(4)} \text{ (m)}$	1,78	0,96	
$V_w^{(5)} \text{ (KN)}$	-8.6	-9,64	
$V_e^{(6)} \text{ (KN)}$	11.47	6,45	

– A L'ELS :

Travée :	1	2	
L(m) :	3,10	2,55	
$M_0 = \frac{ql^2}{8} \text{ (KN.m)}$	5,53	3,74	
Appuis :	1	2	3
Coefficient forfaitaire	0,00	0,60	0,00
${}^{(1)}M_A \text{ (KN.m)}$:	0,00	3,31	0,00
${}^{(2)}M_t \text{ (KN.m)}$:	4,14	2,26	
$M_t \text{ (KN.m) tr. rive} \sim 0.62M_0$	3,43	2,31	
$M_t \text{ (KN.m) resultat}$:	4,14	2,31	
$a^{(3)} \text{ (m)}$	1,32	1,59	
$b^{(4)} \text{ (m)}$	1,78	0,96	
$V_w^{(5)} \text{ (KN)}$	-6,26	-7,07	
$V_e^{(6)} \text{ (KN)}$	8,40	4,81	

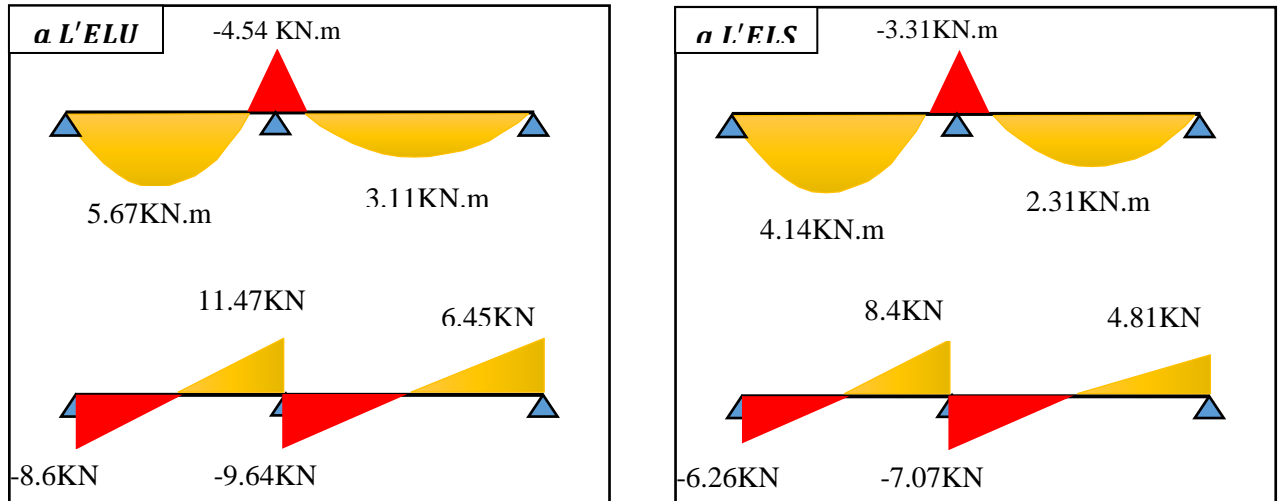


Figure III-.13: Diagramme des sollicitations pour le 2 eme type de poutrelle

Type de poutrelle	Méthode de calcul	ELU		ELS		T ^{max} (KN)
		M _t ^{max} (KN.m)	M _a ^{max} (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)	M _a ^{max} (KN.m)	
1	Forfaitaire	5.67	-4.54	4.14	-3.31	11.47
2	Forfaitaire					
Moment maximum		5.67	-4.54	4.14	-3.31	

Tableaux III-3 : les sollicitations maximales de tous les types de poutrelles. :

4-5-Calcul des armatures :

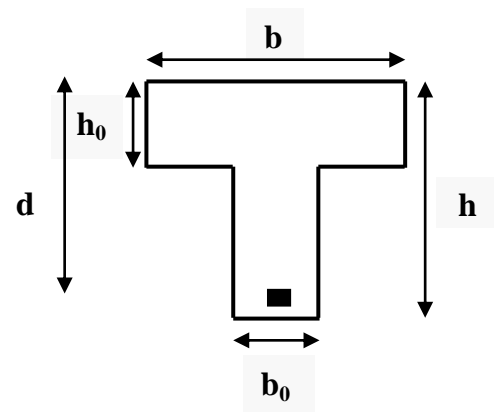
D'après le pré-dimssinement on a :

$$b_0 = 10cm$$

$$h_0 = 4cm$$

$$b = 65cm$$

$$h = 20cm$$



On commence par rechercher a quel cas correspond un problème donné, en considérant tout d'abord le cas limite ou l'axe neutre est situé au raccord entre nervure et table :

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{4}{18} = 0.22$$

$$\alpha_0 = 0.22 \Rightarrow \mu_0 = 1.14\alpha_0 - 0.57\alpha_0^2 - 0.07 = 0.153 . (BAEL 91 p127)$$

Puis on calcule le moment capable de la table :

$$M_t = \mu_0 b d^2 f_{bc}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

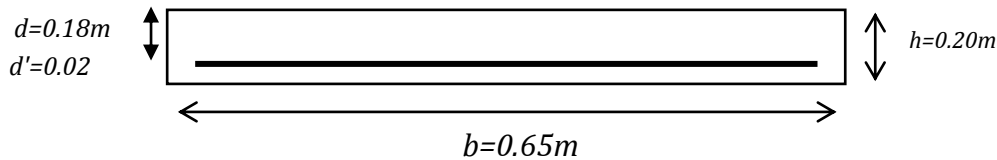
$$M_t = 0.153 \times 0.60 \times 0.18^2 \times 14.20 \times 10^3 = 42.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 4.77 \text{ KN.m} < M_t = 42.23 \text{ KN.m}$$

→ L'axe neutre est dans la table de compression

Le calcul sera fait comme une section rectangulaire de largeur b et hauteur h

- **Ferraillage en travée :**



$$M_u = 4.77 \text{ KN.m/ml}; \quad M_{ser} = 4.14 \text{ KN.m/ml}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.15$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa,} \\ \text{acier FeE400.} \end{array} \right. \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.215$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.77}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.0159$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu}$ ELU est atteint au pivot A ($A_s' = 0$, section d'acier comprimée)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0159}) = 0.020$$

$$z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.020) = 0.178 \text{ m}$$

$\alpha = 0.020 < 0.259$, l'ELU est atteint en pivot A, avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_u \cdot f_{su}} = \frac{4.77 \times 10}{0.178 \times 348} = 0.77 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{s \min} = \max \left\{ \frac{b h}{1000}; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{ A_{s \min}; A_s \} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte (2HAT10) de section $A = 1.57 \text{ cm}^2$

- **En appui :**

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$M_u = -4.54 \text{ KN.m/ml}; \quad M_{ser} = -3.31 \text{ KN.m/ml}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.37$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa,} \\ \text{acier FeE400.} \end{array} \right. \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.289$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.54}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.0151$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu}$ ELU est atteint au pivot A ($A_s' = 0$, section d'acier comprimée)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0151}) = 0.019$$

$$z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.019) = 0.178 \text{ m}$$

$\alpha = 0.020 < 0.259$, l'ELU est atteint en pivot A, avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_u \cdot f_{su}} = \frac{4.54 \times 10}{0.178 \times 348} = 0.73 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{s \min} = \max \left\{ \frac{b h}{1000}; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{ A_{s \min}; A_s \} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte (2HAT10) de section $A = 1.57 \text{ cm}^2$

4-5-Armatures transversales :

Selon l'article (A.7.2.2) de BAEL 91

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10 \right\} \Rightarrow \phi_t \leq 5,71 \text{ mm},$$

Donc on prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = 2\phi_8 = 1 \text{ cm}^2$$

Espacement : d'après RPA99/V2003 [7.5.2.2]

Dans la zone nodale :

$$St = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} \Rightarrow \min \{ 5; 12\phi_l \} \Rightarrow St = 5 \text{ cm}$$

En dehors de la zone nodale :

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$St \leq \frac{h}{2} = 10 \text{ cm} \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

4-6-Vérification de l'effort tranchant à (ELU):

Suivant l'article A.5.1.1 des règles BAEL91 modifié 99, on doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{11.47 \cdot 10^{-3}}{0.65 \times 0.18} = 0.098 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u = 0.098 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \quad \text{Condition vérifiée}$$

Cela veut dire que ce n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales.

4-7-Vérification à l'ELS :

- Vérification des contraintes

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{4.77}{4.14} = 1.15$$
$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.15 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.325 > \alpha = 0.020$$

En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{4.54}{3.31} = 1.37$$
$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 > \alpha = 0.020$$

Donc pas vérification des contraintes à l'ELS.

4-8-Vérification de la flèche:

Avant de passer à la vérification de la flèche proprement dit, on doit examiner les conditions de non vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles BAEL comme suit :

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left\{ \frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10 M_0} \right\} \Rightarrow h \geq \max \left\{ \frac{3.1}{16}; \frac{4.14 \times 3.1}{10 \times 4.77} \right\} \Rightarrow h = 20 \text{ cm} \leq 27 \text{ cm} \text{ condition non vérifiée} \\ A_s \leq 4.2 \times \frac{b \times d}{f_e} \Rightarrow A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \leq 11.34 \text{ condition vérifiée} \\ L \leq 8 \text{ m} \Rightarrow 3.10 \text{ m} \leq 8 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque la première condition est non vérifiée, on doit donc faire une vérification de la flèche comme suit, on examinant la condition suivante :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Avec :

f_{gv} et f_{gi} : les flèches instantanée et différée dues à l'ensemble des charges permanentes

f_{ji} : la flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons

f_{pi} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporter par l'élément considéré

\bar{f} : est la flèche admissible, elle se calcule selon l'article B.6.5.3 du BAEL91 comme suit :

Pour $l < 5 \text{ m}$:

$$\bar{f} = l/500 = 3100/500 = 6.2 \text{ mm}$$

- Calcul des moments :

1. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_g) :

$$M_g = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{3.14 \times 3.1^2}{8} = 3.77 \text{ KN.m}$$

2. Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j):

$$M_j = M_g = 3.77 \text{ KN.m}$$

3. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation :

$$M_p = M_t^{ser} = 4.14 \text{ KN.m}$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$= \frac{15 \times 1.57}{65} \left[\sqrt{1 + \frac{65(18 \times 1.57)}{7.5(1.57)^2}} - 1 \right] = 3.26 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] = \frac{65 \times 3.26^3}{3} + 15 \times 1.57(18 - 3.26)^2$$

$$= 5867.31 \text{ cm}^4$$

- **l'inertie de la section totale homogène :**

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right] = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \left[1.57 \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2 \right]$$

$$= 44840.53 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des facteurs λ_i et λ_v :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{Avec } \rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{1.57}{65 \times 18} \Rightarrow \rho = 0.0013$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0013 \left(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65} \right)} = 32.81 \quad \text{et } \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 13.12$$

Calcul des Contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{sg} = \frac{15 M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 377}{5867.31} (180 - 32.6) \Rightarrow \sigma_{sg} = 142.06 \text{ MPa} \\ \sigma_{sj} = \frac{15 M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 377}{5867.31} (180 - 32.6) \Rightarrow \sigma_{sj} = 142.06 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = \frac{15 M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 414}{5867.31} (180 - 32.6) \Rightarrow \sigma_{sp} = 156 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Calcul des paramètres (μ) :**

$$\begin{cases} \mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0013 \times 142.06 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = -0.29 < 0 \Rightarrow \mu_g = 0 \\ \mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0013 \times 142.06 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = -0.29 < 0 \Rightarrow \mu_j = 0 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0013 \times 156 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = -0.26 < 0 \Rightarrow \mu_p = 0 \end{cases}$$

- **Calcul de l'inertie fissurée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 44840.53}{1} \Rightarrow I_{fi}^g = 49324.58 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 29549.77}{1} \Rightarrow I_{fi}^i = 49324.58 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 29549.77}{1} \Rightarrow I_{fi}^p = 49324.58 \text{ cm}^4 \\ I_{fv}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + 0.4\lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 29549.77}{1} \Rightarrow I_{fv}^g = 49324.58 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

- **Calcul des flèches**

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = \frac{3.77 \times 3.10^2}{10 \times 10818.87 \times 49324.58 \times 10^{-5}} \Rightarrow f_{gv} = 0.00067 \text{ m} \\ f_{gi} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = \frac{3.77 \times 3.10^2}{10 \times 32164.2 \times 49324.58 \times 10^{-5}} \Rightarrow f_{gi} = 0.00022 \text{ m} \\ f_{ji} = \frac{M_{tj} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = \frac{3.77 \times 3.10^2}{10 \times 32164.2 \times 49324.58 \times 10^{-5}} \Rightarrow f_{ji} = 0.00022 \text{ m} \\ f_{pi} = \frac{M_{tp} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = \frac{4.14 \times 3.10^2}{10 \times 32164.2 \times 49324.58 \times 10^{-5}} \Rightarrow f_{pi} = 0.00025 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc } \Delta f_t = (0.67 - 0.22 + 0.25 - 0.22) = 0.48 \text{ m}$$

$$0.48 \text{ mm} < f = \frac{3100}{500} = 6.2 \text{ mm} \dots \text{Condition vérifiée}$$

4-9-Ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm ; pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 30 cm ; pour les armatures parallèle aux nervures.

Les sections doivent être :

$$- \text{ si } l < 50 \text{ cm} \Rightarrow A_s > \frac{200}{f_e} (\text{cm}^2) f_e \text{ en MPa}$$

$$- \text{ si } 50 \text{ cm} < l < 80 \text{ cm} \Rightarrow A_s > \frac{4l}{f_e} (\text{cm}^2)$$

l : Longueur entre l'axe des poutrelles (cm).

Dans notre cas : $f_e = 400 \text{ MPa}$; $l = 65 \text{ cm}$

Chapitre III : Calcul des élément secondaire

$$- 50\text{ cm} < l < 80\text{ cm} \Rightarrow A_s > \frac{4 \times 65}{400} = 0.65\text{ cm}^2$$

Le diamètre des barres doit être :

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{4}{10} = 0.4\text{ cm}$$

On prend un diamètre $\phi = 6\text{ mm}$ pour les deux sens. On prend $(3\phi 6)$ de surface $A_{s1} = 0.85\text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 20\text{ cm} \leq 20$ **Condition vérifiée**

Donc : pour 1ml on prend $5\phi 6 / \text{ml}$ de surface $A_s = 1.41\text{ cm}^2$

Pour les armatures parallèles aux nervures, elles doivent vérifiées :

$$A_{s2} \leq \frac{A_{s1}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705\text{ cm}^2$$

Soit $5\phi 6$ Avec un espacement $St = 20\text{ cm}$

Donc pour la dalle de compression, on adopte un triller soudé d'un quadrillage à maille de **20 cm** suivant les deux sens.

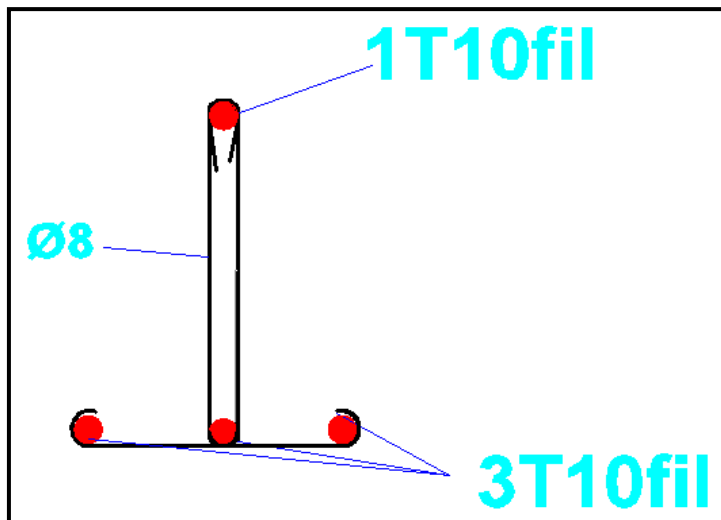


Figure III-14 : Schéma de ferrailage des nervures

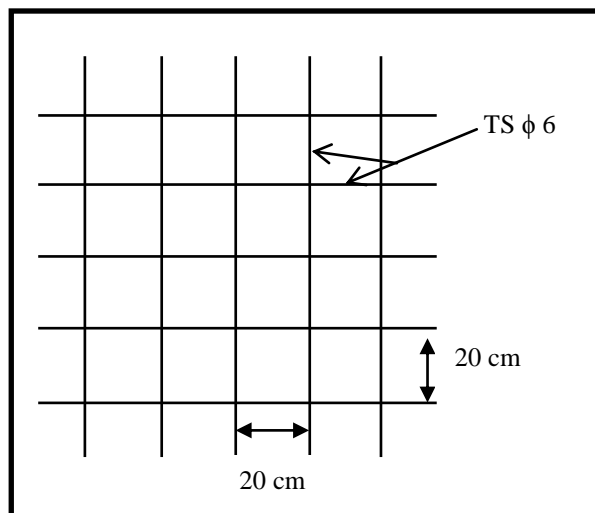


Figure III-15 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

5-Les balcons :

Le balcon est assimilé d'une dalle console uniformément chargée encastrée au niveau de la poutre, le béton sera réalisé en dalle pleine de 15 cm d'épaisseur, soumise à son poids propre G , à une charge d'exploitation Q et à une charge concentrée à son extrémité libre due à la maçonnerie du garde-corps P .

5-1-Evaluation des charges :

Pour une bande de 1m de largeur.

- Charge permanente : $G = 4.79 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- Charge concentrée P (garde-corps) :

Enduit de ciment ($e = 4\text{cm}$) : 0.8KN/ml

*Brique creux($e=10\text{ cm}$) : 1.15KN/ml

$$P = 1.95 \text{ KN/m}^2$$

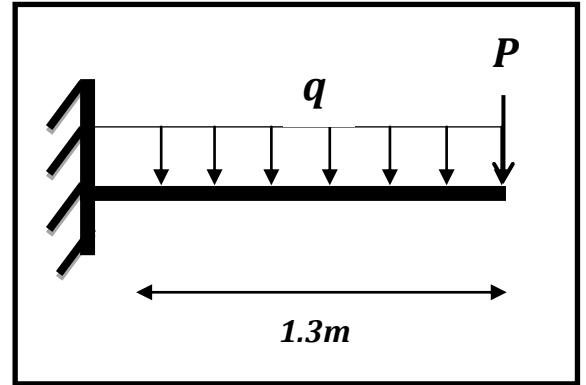


Figure III-16 : Schéma statique du balcon

5-2-Combinaison d'action :

$$\text{à L'ELU} \begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,79 + 1,5 \times 3,50 = 11,71 \text{ KN/m}^2 \\ P_u = 1,35P = 1,35 \times 1,95 = 2.63 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{à L'ELS} \begin{cases} q_s = G + Q = 4.49 + 3.5 = 7.99 \text{ KN/m}^2. \\ P_s = P = 1.95 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

5-3-Calcul des sollicitations :

à L'ELU :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + p_u l = \frac{11.71 \times 1.3^2}{2} + 2.63 \times 1.3 = 13.31 \text{ KN.m}$$

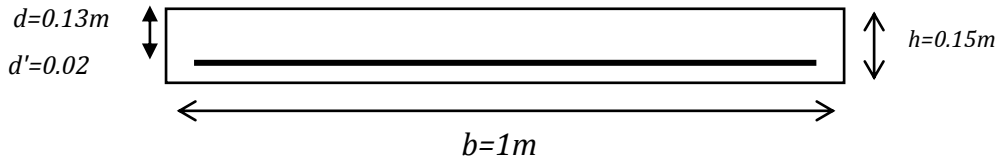
$$V_u = q_u \times l + p_u = 11.71 \times 1.3 + 2.63 = 17.85 \text{ KN}$$

à L'ELS :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + p_s l = \frac{7.99 \times 1.3^2}{2} + 1.95 \times 1.3 = 9.28 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s \times l + p_s = 7.99 \times 1.3 + 1.95 = 12.33 \text{ KN}$$

5-4-Calcul des armatures :



$$M_u = 13.31 \text{ KN.m/ml}; \quad M_{ser} = 8.29 \text{ KN.m/ml}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.6$$

$$\mu_{tu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.369$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13.31}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.055$$

$$\mu_{bu} < \mu_{tu} \rightarrow (A_s' = 0, \text{ section d'acier comprimée})$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.055}) = 0.071$$

$$z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.13(1 - 0.4 \times 0.071) = 0.126 \text{ m}$$

$\alpha = 0.01426 < 0.259$, l'ELU est atteint en pivot A, avec :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_u \cdot f_{su}} = \frac{13.31 \times 10}{0.126 \times 348} = 3.035 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \max \left\{ \frac{b h}{1000}; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 1.5 \text{ cm}^2$$

On adopte 5 10 avec $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$

L'espacement entre les barres $S_t = 20 \text{ cm} < \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$

Armature de répartition :

$$A_s = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

on adopte 4Φ8 avec $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

L'espacement entre les barres $S_t = 25 \text{ cm} < \min\{4h; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$

5-5-Vérification à l'ELS :

- Vérification des contraintes

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n}f_{tj}\right) = 202 \text{ Mpa}$$

Calcul des contraintes σ_{bc} et σ_s

$$M_{ser} = 9.28 \text{ KN.m}; A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

Centre de gravité :

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 3.93}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(13 \times 3.93)}{7.5(3.93)^2}} - 1 \right] = 3.37 \text{ cm}$$

Inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times 3.37^3}{3} + 15[3.93(13 - 3.37)^2] = 6742.6 \text{ cm}^4$$

Contrainte :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{928}{6742.6} \times 33.7 = 4.63 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots CV$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \cdot \frac{928}{6742.6} (130 - 33.7) = 198.8 \text{ Mpa} < 202 \text{ Mpa} \dots CV$$

Les armatures adoptées à l'ELU est valable à l'ELS

5-6-Vérification de l'effort tranchant :

Le règlement impose la vérification suivante :

$$\text{Fissuration peut préjudiciable : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \min\left\{0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right\}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{0.01785}{1 \times 0.13} = 0.137 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée}$$

5-7-Vérification de la flèche:

Avant de passer à la vérification de la flèche proprement dit, on doit examiner les conditions de non vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles BAEL comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \frac{L}{16} \\ A_s \leq \frac{4.2b \times d}{f_e} \\ L \leq 8m \end{array} \right.$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.15 \geq \frac{1.3}{16} = 0.08 \text{ condition vérifiée} \\ 3.93 \leq \frac{4.2 \times 100 \times 13}{400} \Rightarrow A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \leq 11.34 \text{ condition vérifiée} \\ L \leq 8\text{m} \Rightarrow 1.3 \text{ m} \leq 8\text{m} \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérification de la flèche.

Ferraillage :

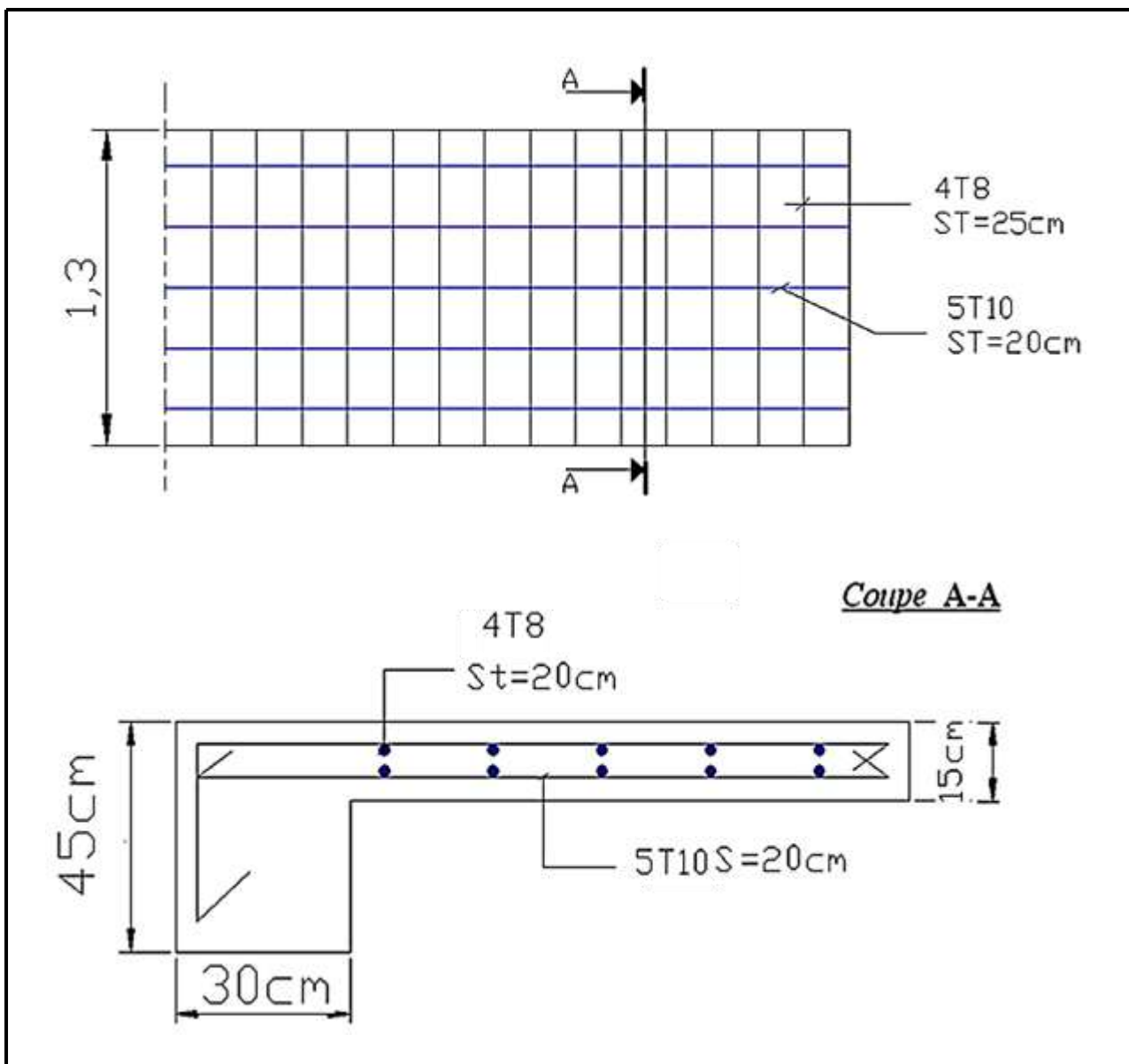


Figure III-.17 : Ferraillage de



Chapitre IV

Etude sismique

1-Introduction

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées

-Méthode statique équivalente

-Méthode dynamique (modale spectrale)

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

Les différentes méthodes de calcul sismique:

L'évaluation des forces sismiques s'effectue suivant l'une des trois méthodes suivantes :

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

2- Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

3- Choix de la méthode de calcul:

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable

- article 4.1.2 de RPA: (Zone II et groupe d'usage 2, la hauteur du bâtiment atteint de 31.28 m).

Tout fois cette méthode sera utilisée pour vérification.

La réglementation parasismique algérienne RPA99/V2003 est le support réglementaire pour toutes les vérifications.

Chapitre IV : Etude sismique

Le calcul dynamique consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs natures (modes de torsion ou de translation) ; les caractéristiques dynamiques de la structure sont déterminées par le logiciel calcul et ceci on adoptant une modélisation par un modèle tridimensionnel encastré a la base et ou les masses sont concentrées au niveau des centre de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

3-1- Méthode d'analyse modale spectrale:

- Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les réponses de la structure sont déterminées par le logiciel **Etas 8.45** celui c'est un programme de calcul statique et dynamique de structure à comportement linéaire. mis au point à l'université de Berkeley en Californie aux états unis d'Amérique.

Nous avons fait appeler au logiciel «**Etas 8.45**» pour déterminé:

- ▶ Les périodes propres.
- ▶ Les coefficients de participation modale α_i .
- ▶ Les déplacements des planchers.
- ▶ Les forces sismiques.
- ▶ Les sollicitations.

Domaine d'application :

La méthode dynamique modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment, et en particulier dans les cas où la méthode statique équivalente est inapplicable.

3-2- Méthode statique équivalente:

- Principe:

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

Domaine d'application :

La méthode statique équivalente s'applique aux bâtiments ou blocs qui présentent des régularités en plans et en élévations avec une hauteur totale qui ne dépasse les 65 m en zones I et II-a et 30 m en zones II-b et III, si non ces bâtiments ou blocs doivent respecter les conditions présentés dans l'article 4.1.2 des règles RPA99v2003.

Chapitre IV : Etude sismique

3-3-La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Principe :

Cette méthode est fondée sur l'étude des efforts dans la structure en fonction du temps, elle nécessite la donnée d'un accélérogramme et impose en pratique l'usage de l'ordinateur.

La structure est supposée soumise à un séisme qui provoque des mouvements du sol dans une direction donnée, définie par l'accélérogramme. Elle est représentée par un modèle dont on calcule la matrice de raideur K , la matrice des masses M et l'amortissement ξ que l'on suppose en générale identique pour tous les modes.

Domaine d'application :

Elle s'applique au cas par cas pour les structures de grande importance par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisés, ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire

4-Calcul de la force sismique V :

La méthode statique équivalente ne peut pas être utilisée car notre bâtiment ne satisfait pas toutes les conditions d'application ; mais à titre de comparaison avec la méthode dynamique nous allons évaluer la force sismique totale

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

4-1- Détermination des paramètres du spectre de réponse ; RPA99 art 4.3.3 :

❖ Coefficient d'accélération A :

- Zone(2) D'après la classification sismique de wilaya de bordj Bou-Arredj (RPA 99)
- Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient $A=0.15$

❖ Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Chapitre IV : Etude sismique

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=5**

- Facteur de qualité Q :
- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen fonction de la catégorie de site du facteur de conation d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).
- Le facteur de qualité de la structure est fonction de :
- Conditions minimales sur le s files de contreventement :
 - systeme de voiles : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité..
 - systeme de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.
- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.
Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.
- - la régularité en plan et en élévation
- - la qualité du contrôle de la construction
Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.
- La valeur de Q est déterminée par la formule

Critère « q »	Observé	N/observ	
1. Conditions minimales sur les files de	0.05	0,05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0,05	0.05
3. Régularité en plan	0	0	0
4. Régularité en élévation	0	0,0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0,10	0.10
Total			0.20

TableauIV1:Pénalité P_q en fonction de critère de qualité

Chapitre IV : Etude sismique

$$Q = 1 + \sum Pq \text{ (Tableau 4.4 : RPA 99V2003)}$$

Sens longitudinal $\rightarrow Q_x = 1 + 0.20 = 1.20$

Sens transversal $\rightarrow Q_y = 1 + 0.20 = 1.20$

- Facteur de correction d'amortissement " η " :

η facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7 \text{ Formule 4.3 : RPA 99}$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7$ % pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = 0.882 \geq 0.7 \text{ c.v}$$

Période T1 et T2 du site considéré :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99.

$$\begin{cases} T_1 = 0,15. \\ T_2 = 0,40 \end{cases}$$

- Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA99)

$$(S_a / g) = \begin{cases} 1,25A [1 + (T/T_1) (2,5\eta (Q/R) - 1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A) (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{3/5} (Q/R) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Chapitre IV : Etude sismique

T : Période fondamentale de la structure

Sa /g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m /s²

a. Caractéristiques de l'ouvrage :

- Zone IIa : **sismicité moyenne.**
- Groupe 2 : ouvrages courants et d'importance moyenne
- Site S2 : T1= 0.15 s et T2=0.4 s
- Système de contreventement : R=5 (portiques + voiles)
- Coefficient d'accélération de la zone A=0,15
- Facteur de qualité Q=1,20

b. le spectre de réponse : A c c é è r a
2 . 0

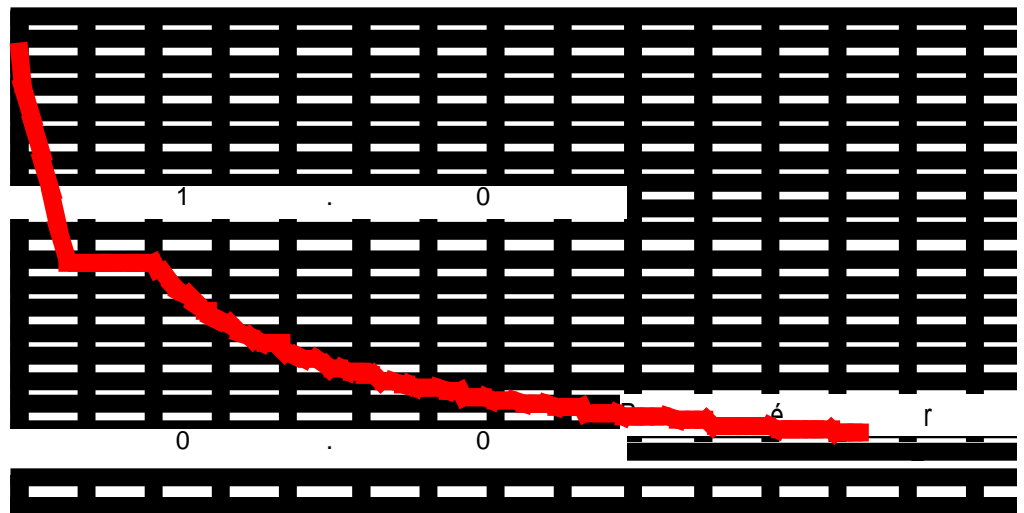


Figure IV1 : Spectre de réponse

4-3 Estimation de la période fondamentale T :

a) par la formule empirique : $T = C_T h_N^{3/4}$

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

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$h_N = 31.28\text{m}$

C_T : coefficient fonction de système de contrant ,du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA99

On a : portique autostable en B.A avec remplissage en maçonnerie

$C_T = 0.05$

Chapitre IV : Etude sismique

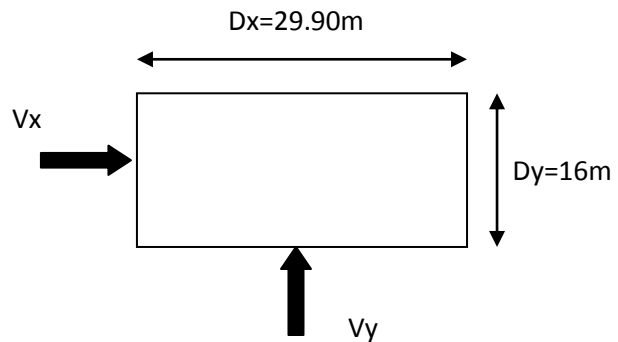
D'où : $T = 0.05 \times 31.28^{3/4} = 0.661 \text{ sec}$

b) par la formule $T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$ RPA 99

D : la dimension du bâtiment mesurée à la considérée. Base dans la direction de calcul

► **Sens longitudinal :**

$$T_x = 0.09 \frac{31.28}{\sqrt{29.90}} = 0.514 \text{ sec}$$



► **Sens transversal :**

$$T_y = 0.09 \frac{31.28}{\sqrt{16}} = 0.703 \text{ sec}$$

Le même **article (4.2.4)** stipule de prendre la valeur la plus petite entre les deux pour chaque direction de calcul considérée

Sens longitudinal : $T_x = 0.514 \text{ sec} (T_2 \leq T_x \leq 3.0 \text{ sec})$

Sens transversal : $T_y = 0.703 (T_2 \leq T_y \leq 3.0 \text{ sec})$

$T = \min (T_1, T_x, T_y) = 0.514 \text{ s}$

• **Facteur d'amplification Dynamique moyen "D" :**

$$\begin{cases} 0 < T < T_2 \rightarrow D = 2,5 \eta \\ T_2 < T < 3s \rightarrow D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \\ T \geq 3s \rightarrow D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} \end{cases}$$

Donc : $\begin{cases} D_x = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 (0.4 / 0.514)^{2/3} = 1.82 \\ D_y = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 (0.4 / 0.703)^{2/3} = 1.44 \end{cases}$

$D_x = 1.82$

$D_y = 1.44$

Chapitre IV : Etude sismique

5- Détermination des paramètres des combinaisons d'action

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites.

$$ELU = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

$$ELS = G + Q$$

$$G + Q + \mp 1.2 \cdot E$$

$$G + Q \mp E$$

$$0.8 \cdot G \mp E$$

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

6-Modélisation:

Notre structure est régulière en plan donc d'après l'article 4.3.2.b du RPA 99, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encasté à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du noeud maître de la structure (**notion de diaphragme**

7-Poids total de la structure

Selon les RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction des charges d'exploitations, d'après : (le tableau 4.5, RPA99V2003, P30)

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) .

$$W = \sum w_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents est à celles de équipements fixes

Solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99.

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant $\beta = 0,20$.(type d'ouvrage)

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{gi} + 0,2 W_{Qi}$

Chapitre IV : Etude sismique

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure on a le tableau suivant qui est donné par le logiciel Robot Professional 2010

$$\mathbf{W = 23676.22 KN}$$

Par conséquent on n'aura comme résultante des forces sismique statique à la base :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{sta.x} = \frac{0.15 \times 1.82 \times 1.20 \times 23676.22}{5} = 1551.265KN \\ V_{sta.y} = \frac{0.15 \times 1.44 \times 1.20 \times 23676.22}{5} = 1227.375KN \end{array} \right.$$

7-1-LA METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE :

a-Introduction :

La structure rend le calcul dynamique manuellement très laborieux, et nécessite beaucoup de temps et d'efforts, donc on va calculer les efforts sismiques par la méthode dynamique modale spectrale en servant d'un logiciel de calcul sur ordinateur pour l'analyse modale et sismique, et qui va nous donner les résultats suivantes :

- Les périodes naturelles de la structure pour chaque mode de vibration,
- Les formes modales (les déformés),
- Les valeurs propres,
- Les masses modales (pourcentage de participation des masses modales),
- Les moments d'inertie massiques,
- Les coordonnées des centres de gravité et de rigidité des différents étages,
- Les déplacements horizontaux des CDG d'étages sous les forces sismique,
- La répartition des forces sismiques en étages, les forces pseudo-élastiques ainsi que les forces d'interaction.

Ainsi que d'autres résultats dynamiques que nous les exposerons dans les prochains articles.

b-Objectif de l'étude modale :

Le but principal de l'analyse modale dans cette étude est le calcul des périodes propres, ainsi la visualisation des formes modales des différents modes de vibration afin de bien positionner les voiles de contreventement, pour éviter l'apparition d'une torsion nuisible prématuré dans les premiers deux modes, et l'évaluation de flexibilité structurelle en vue d'une éventuelle rigidifiassions.

c-Nombre des modes a considéré :

Concernant le nombre de modes à considérer dans l'analyse modale spectrale, il est calculé par la formule de l'article 4.3.4 b des règles RPA suivante :

$$\mathbf{K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{avec : } T_K \leq 0.20s}$$

Chapitre IV : Etude sismique

Où :

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol,

T_K : la période de mode K (le dernier mode à considérer).

Donc : $K \geq 3\sqrt{10} = 9.48$ on adopte : $K = 10$ modes

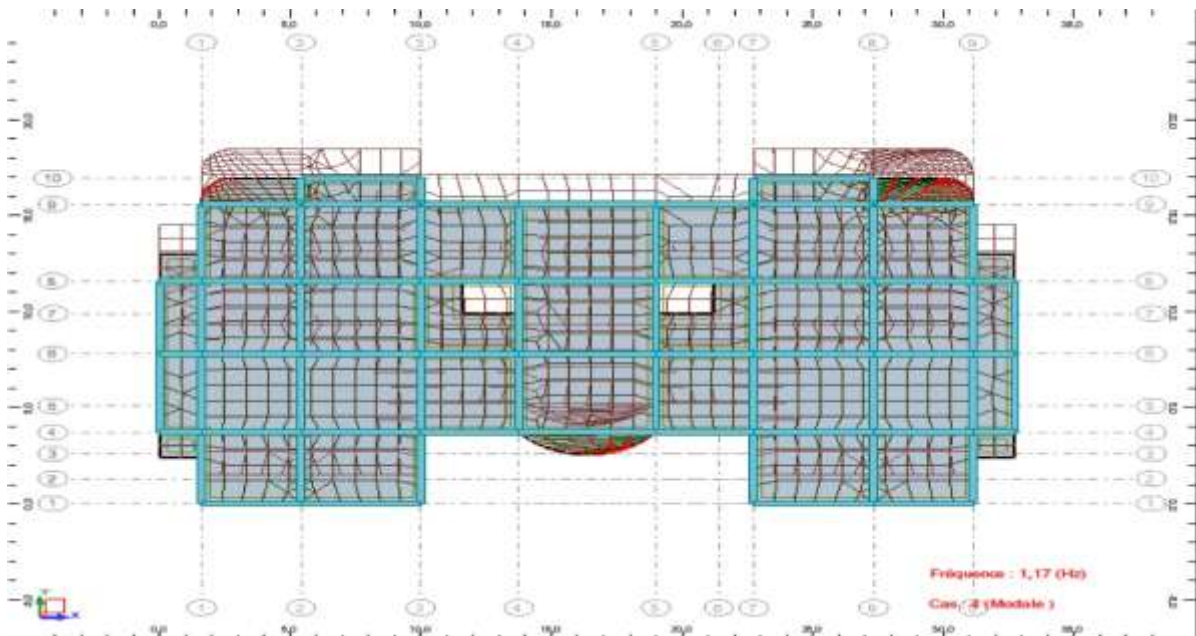
$T_K = T_{10} = 0.09 \text{ s} < 0.20 \text{ s}$ condition vérifiée

d-L'analyse sismique :

L'étude sismique de la structure consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure. Et comme étape primaire on introduit les données du spectre de réponse

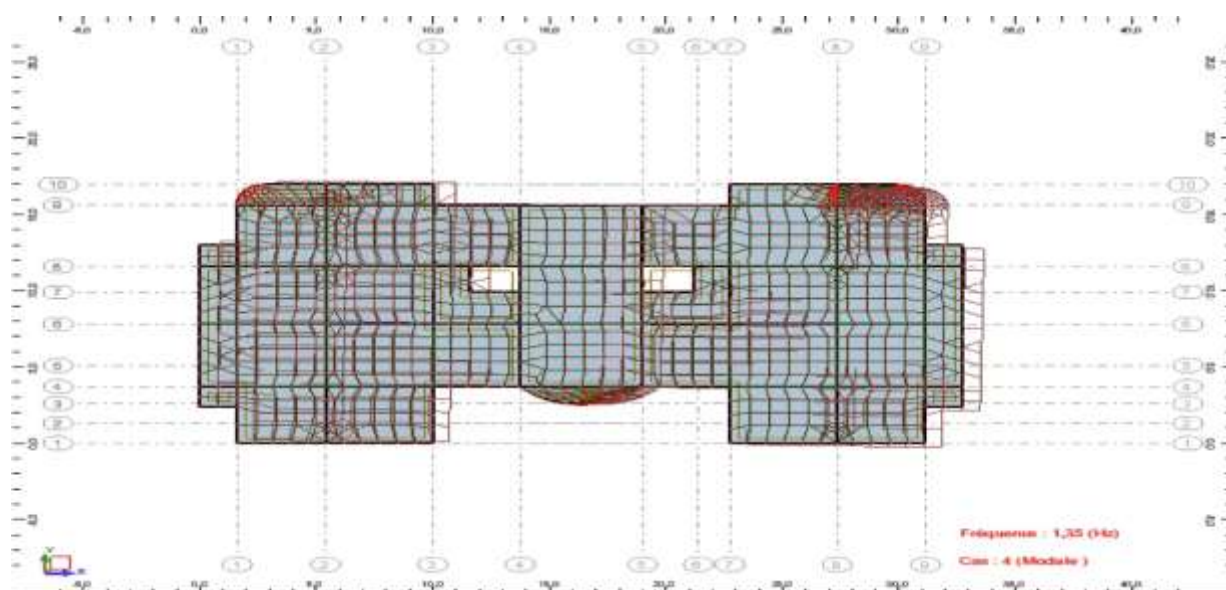
1^{er} cas :

Model

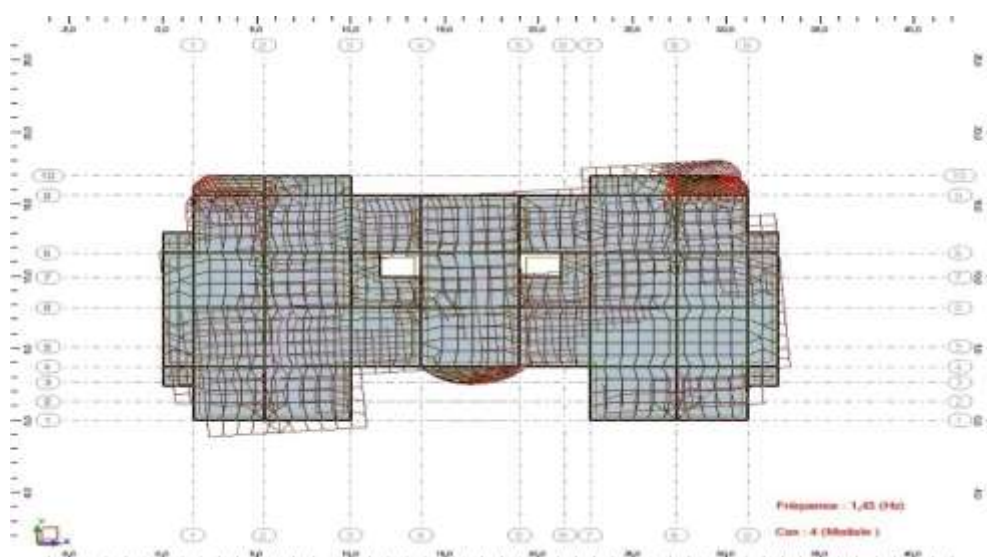


Chapitre IV : Etude sismique

Mode 2



Mode 3



e-Vérification de la période

Mode	Période [sec]	Fréquence [Hz]
1	1.23	1.57
2	1.01	1.631
3	0.75	1.974
4	0.29	6.573
5	0.27	7.34

Chapitre IV : Etude sismique

6	0,22	9.175
7	0,15	14.242
8	0,12	16.612
9	0.9	20.582
10	0.05	1.57

Tableau IV-3: période et fréquence pour chaque mode

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
1	0,79	0,00	71,77	0,00	71,77	5313949,48	5313949,48
2	0,74	71,93	71,77	71,93	0,00	5313949,48	5313949,48
3	0,67	73,02	71,77	1,09	0,00	5313949,48	5313949,48
4	0,19	73,03	89,14	0,00	17,37	5313949,48	5313949,48
5	0,19	89,05	89,14	16,03	0,00	5313949,48	5313949,48
6	0,15	89,59	89,14	0,54	0,00	5313949,48	5313949,48
7	0,11	89,59	92,83	0,00	3,69	5313949,48	5313949,48
8	0,09	94,50	92,83	4,91	0,00	5313949,48	5313949,48
9	0,09	94,53	93,57	0,02	0,74	5313949,48	5313949,48
10	0,08	94,53	94,07	0,00	0,50	5313949,48	5313949,48

Tableau IV4 : période et la masse

D'après le **RPA 99/ V2003**. Les valeurs de la période de calcul à partir des formules numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

- La période donnée par robot est : $T_{R_{obot}} = 1.23s$
- La période de la méthode statique équivalente est : $T_{MSE} = 0.66s$

f-Vérification de l'effort tranchant à la base :

D'après le **RPA 99 v 2003** la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Chapitre IV : Etude sismique

Si $V_t < 0.8V$. Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces. déplacements. moments...) dans le rapport $0,8 \times \frac{V}{V_t}$.

Cas/Etage	Masse [kg]
1/1	345003,51
1/2	310469,93
1/3	310469,93
1/4	309066,67
1/5	309066,67
1/6	308322,58
1/7	309066,67
1/8	310674,07
1/9	309066,67
1/10	313244,72

Tableau IV :5:Poids des différents niveaux

$$W = 20139.87 \text{ KN}$$

j-Les données géométriques : x

On calcule les données géométriques de notre structure par rapport au repère (OX, OY) comme le montre la figure suivante :

Chapitre IV : Etude sismique

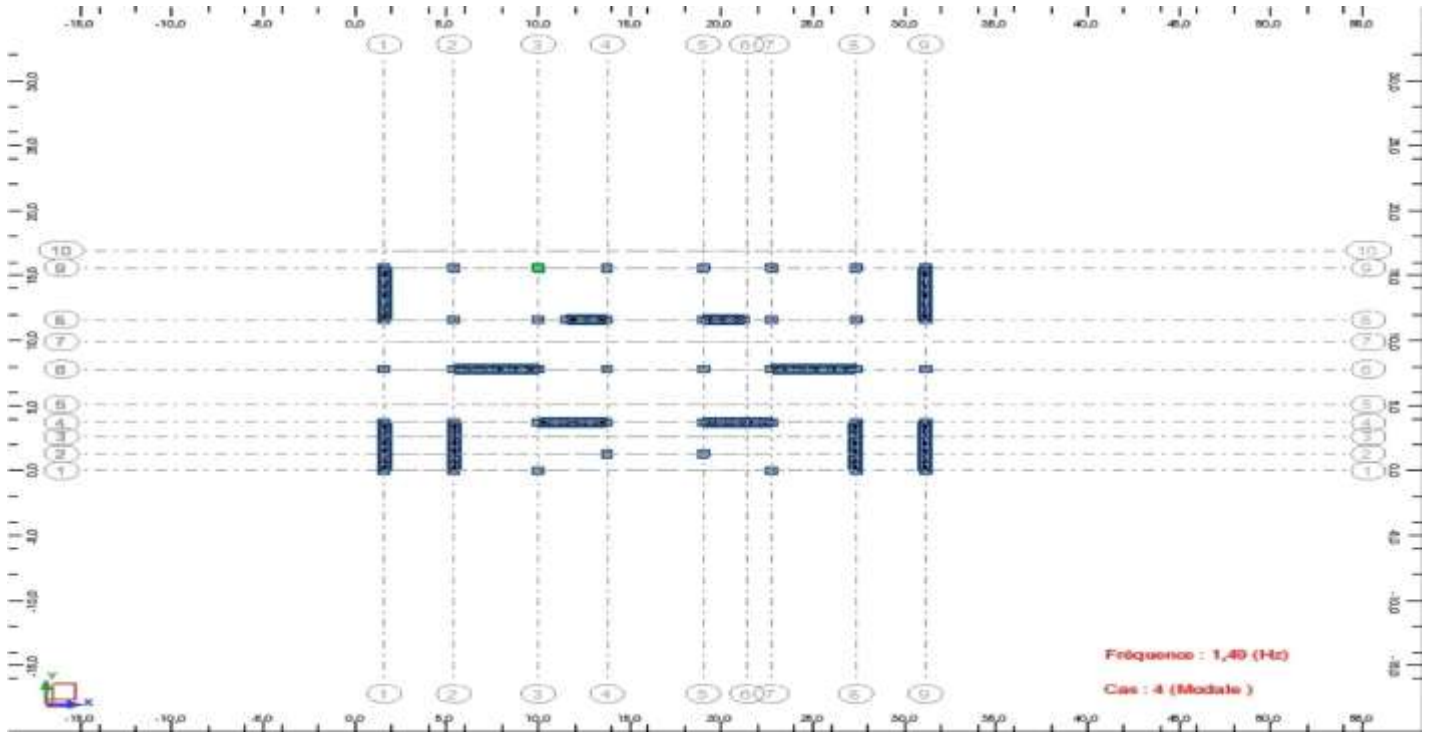


Figure IV-2: Position des voiles

k--L'excentricité :

a. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point tel que :

- toute force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à la force et sans rotation.
- tout moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

le centre de torsion est repère dans le même système d'axe choisi, il est défini par la *formule suivante* :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_t = \frac{\sum I_{xi} \times X_i}{\sum I_{xi}} \\ Y_t = \frac{\sum I_{yi} \times y_i}{\sum I_{yi}} \end{array} \right.$$

X_t : L'abscisse du centre de torsion.

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox).

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy).

x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

y_i : l'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

Chapitre IV : Etude sismique

Pour les poteaux

$$I_x = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$I_y = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$I_x = I_y = \frac{b^4}{12} \text{ (carrée)}$$

Pour les voiles:

Les dimensions sont constantes, alors :

$$I_x = \frac{b \times l^3}{12}$$

$$I_y = \frac{l \times b^3}{12}$$

D'après l'application de la formule(A) les résultats du centre de torsion sont regroupés dans le tableau suivants :

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]
1/1	16,36 7,90 2,89
1/2	16,36 8,09 6,18
1/3	16,36 8,09 9,24
1/4	16,37 8,08 12,30
1/5	16,37 8,08 15,36
1/6	16,34 8,07 18,41
1/7	16,37 8,08 21,48
1/8	16,34 8,09 24,54
1/9	16,37 8,08 27,60
1/10	16,37 8,15 30,66

Tableau IV-6: Centre de torsion des planchers

b. Centre de masse :

Pour la détermination du centre de masse on a les formules suivantes :

$$X_m = \frac{\sum (w_i \times x_i)}{\sum w_i}$$

$$Y_m = \frac{\sum (w_i \times y_i)}{\sum w_i}$$

Chapitre IV : Etude sismique

Les résultats du centre de masse donné par le « robot » les différents niveaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Cas/Etage	R (x,y,z) [m]
1	16,38 6,44 2,89
2	16.36 8.09 6.18
3	16.36 8.09 6.24
4	16.37 8.08 12.30
5	16.37 8.08 15.36
6	16.34 8.07 18.41
7	16.37 8.08 21.48
8	16.34 8.09 24.54
9	16.37 8.08 27.60
10	16.37 8.15 30.66

TableauIV-7:Centre de masse de chaque niveau

8. Evaluation des excentricités :

Selon les **RPA** on doit calculer deux types d'excentricités :

- ◆ Excentricité théorique.
- ◆ Excentricité accidentelle.

a. Excentricités théoriques :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes,

$$e_{xt}=X_m - X_t$$

$$e_{yt}=Y_m - Y_t$$

Chapitre IV : Etude sismique

X_m ;centre de masse.

X_t, Y_t : Les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats des excentricités théoriques sont regroupés dans le tableau suivant :

Nom	ex0 [m]	ey0 [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
Etage 1	0,02	1,46	1,64	0,85
Etage 2	0,02	1,65	1,64	0,85
Etage 3	0,02	1,65	1,64	0,85
Etage 4	0,00	1,64	1,64	0,85
Etage 5	0,00	1,64	1,64	0,85
Etage 6	0,03	1,63	1,64	0,85
Etage 7	0,00	1,64	1,64	0,85
Etage 8	0,04	1,64	1,64	0,85
Etage 9	0,00	1,64	1,64	0,85
Etage 10	0,00	1,71	1,64	0,85

Tableau IV-8: Les excentricités théoriques des planchers

b- Excentricités accidentelles (additionnelles) : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux Rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la Résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à La plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être Prise en considérations de part et d'autre du centre de torsion).

$$\begin{cases} e_{xa} = \max(5\% * L_{X_{max}} ; e_{xt}) \\ e_{ya} = \max(5\% * L_{Y_{max}} ; e_{yt}) \end{cases} \quad \text{RPA 99:formule 4.3.7}$$

$$L_x = 29.90 \text{ m}$$

$$L_y = 16 \text{ m}$$

Accidentelles sont regroupés dans le tableau suivant :

Chapitre IV : Etude sismique

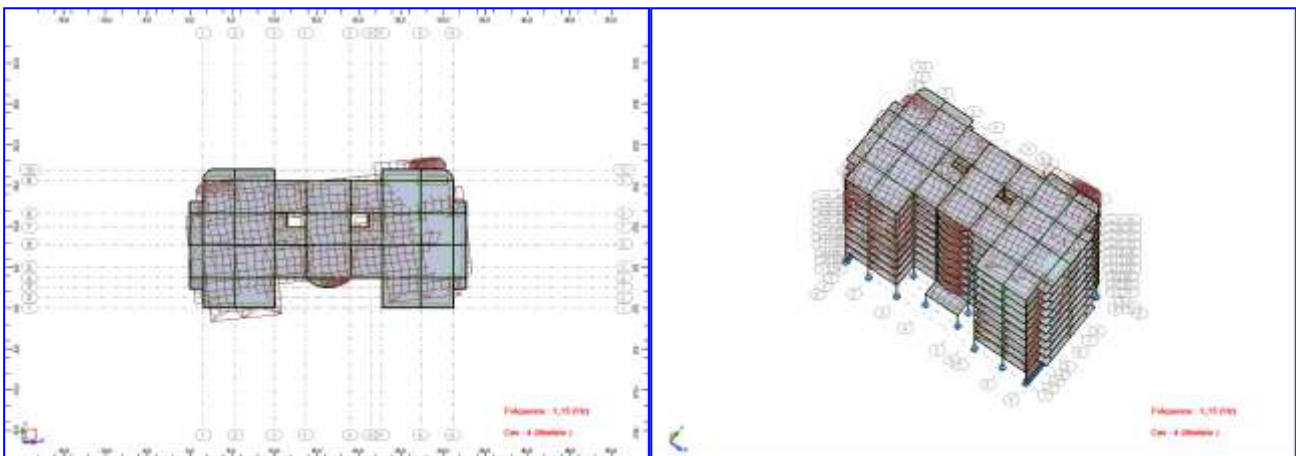
ex1 [m]	ey1 [m]
1,64	0,85
1,64	0,85
1,64	0,85
1,64	0,85
1,64	0,85
1,64	0,85
1,64	0,85
1,64	0,85
1,64	0,85
1,64	0,85
1,64	0,85
1,64	0,85

TableauIV-9: *Les excentricités accidentelles*

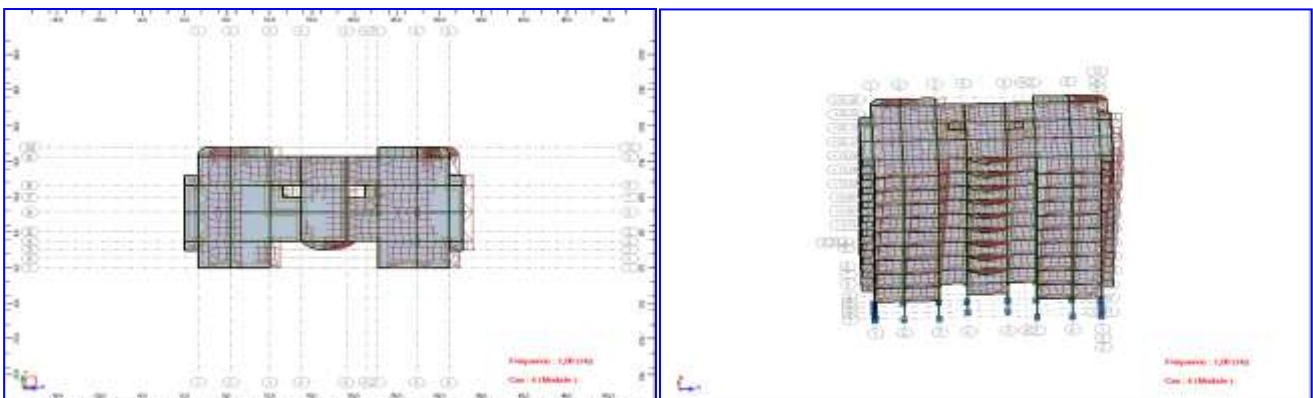
On remarque dans le 1^{er} cas excentricités plus grande(il existe grande torsion et translations

Dans 2^{ème} cas :

Model

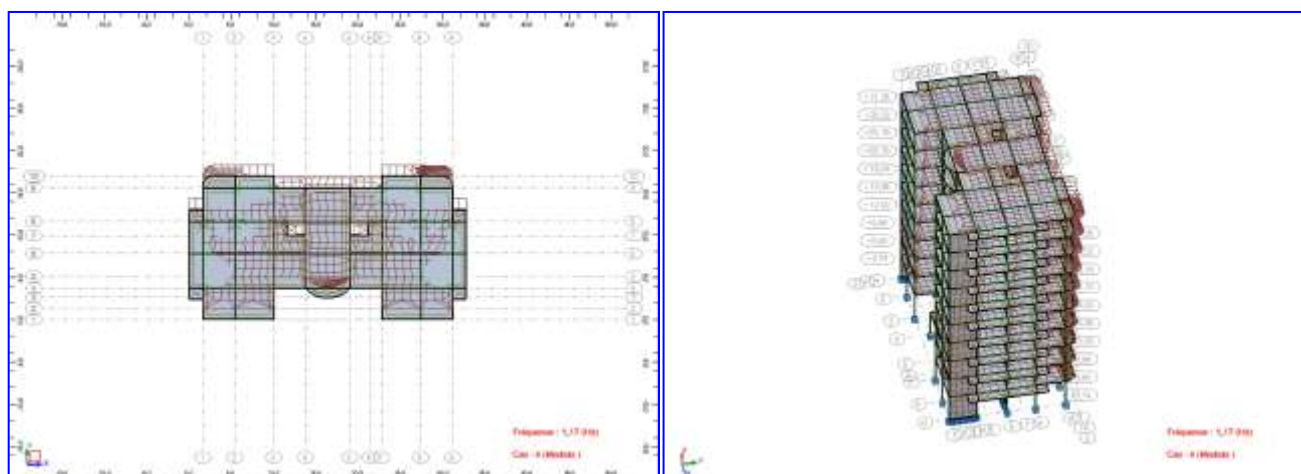


Mode 2



Chapitre IV : Etude sismique

Mode 3



a-Vérification de la période:

Mode	Période [sec]	Fréquence [Hz]
1	0,79	1,02
2	0,74	1,1
3	0,71	1,12
4	0,28	3,62
5	0,23	4,34
6	0,22	4,57
7	0,14	7,33
8	0,11	9,19
9	0,1	9,75
10	0,09	10,57

Tableau IV10-: période et fréquence pour chaque mode

Chapitre IV : Etude sismique

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
4/1	1.02	0.79	74,09	0,28	0,01	0,28	5700565,79
4/2	1,1	0,74	74,09	0,28	0,01	0,28	5700565,79
4/3	1,12	0,71	74,09	70,31	0	70,03	5700565,79
4/4	3,62	0,28	88,55	70,31	14,46	0	5700565,79
4/5	4,34	0,23	88,64	70,31	0,09	0,01	5700565,79
4/6	4,57	0,22	88,64	87,71	0	17,4	5700565,79
4/7	7,33	0,14	94,13	87,71	5,49	0	5700565,79
4/8	9,19	0,11	94,2	87,71	0,07	0	5700565,79
4/9	9,75	0,1	94,2	94,13	0	6,42	5700565,79
4/10	10,57	0,09	94,2	94,13	0	0	5700565,79

Tableau IV11 : période et la masse

D'après le **RPA 99/ V2003**. Les valeurs de la période de calcul à partir des formules numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

➤ La période donnée par robot est : $T_{R_{obot}} = 0.79s$

➤ La période de la méthode statique équivalente est : $T_{MSE} = 0.66s$

$T_{robot} = 0.79s < 1.3 \times T_{MSE} = 0.85$ *Condition vérifiée.*

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq 0.79 \leq T_2 \longrightarrow \text{Nons} \\ 2.5 \times 0.882 \times (0.40/0.79)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq 0.79 \leq 3.0s \longrightarrow OK = 1.32 \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Paramètres du spectre:

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.400

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.32 \times 1.20}{5} \times 23676.22 = 1125.09 KN$$

Chapitre IV : Etude sismique

b-Vérification de l'effort tranchant à la base :

D'après le **RPA 99 v 2003** la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8V$. Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces. déplacements. moments...) dans le rapport $0,8 \times \frac{V}{V_t}$.

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]
4/1	Niveau +3,74	307489,55
4/2	Niveau +6,80	279521,56
4/3	Niveau +9,86	279521,56
4/4	Niveau +12,92	279521,56
4/5	Niveau +15,98	279521,56
4/6	Niveau +19,04	279521,56
4/7	Niveau +22,10	279521,56
4/8	Niveau +25,16	279521,56
4/9	Niveau +28,22	279521,56
4/10	Niveau +31,28	283699,61

TableauIV12: Poids des différents niveaux

$$\underline{\underline{W = 23676.22 \text{ KN}}}$$

c-Les données géométriques : x

On calcule les données géométriques de notre structure par rapport au repère (OX, OY) comme le montre la figure suivante :

Chapitre IV : Etude sismique

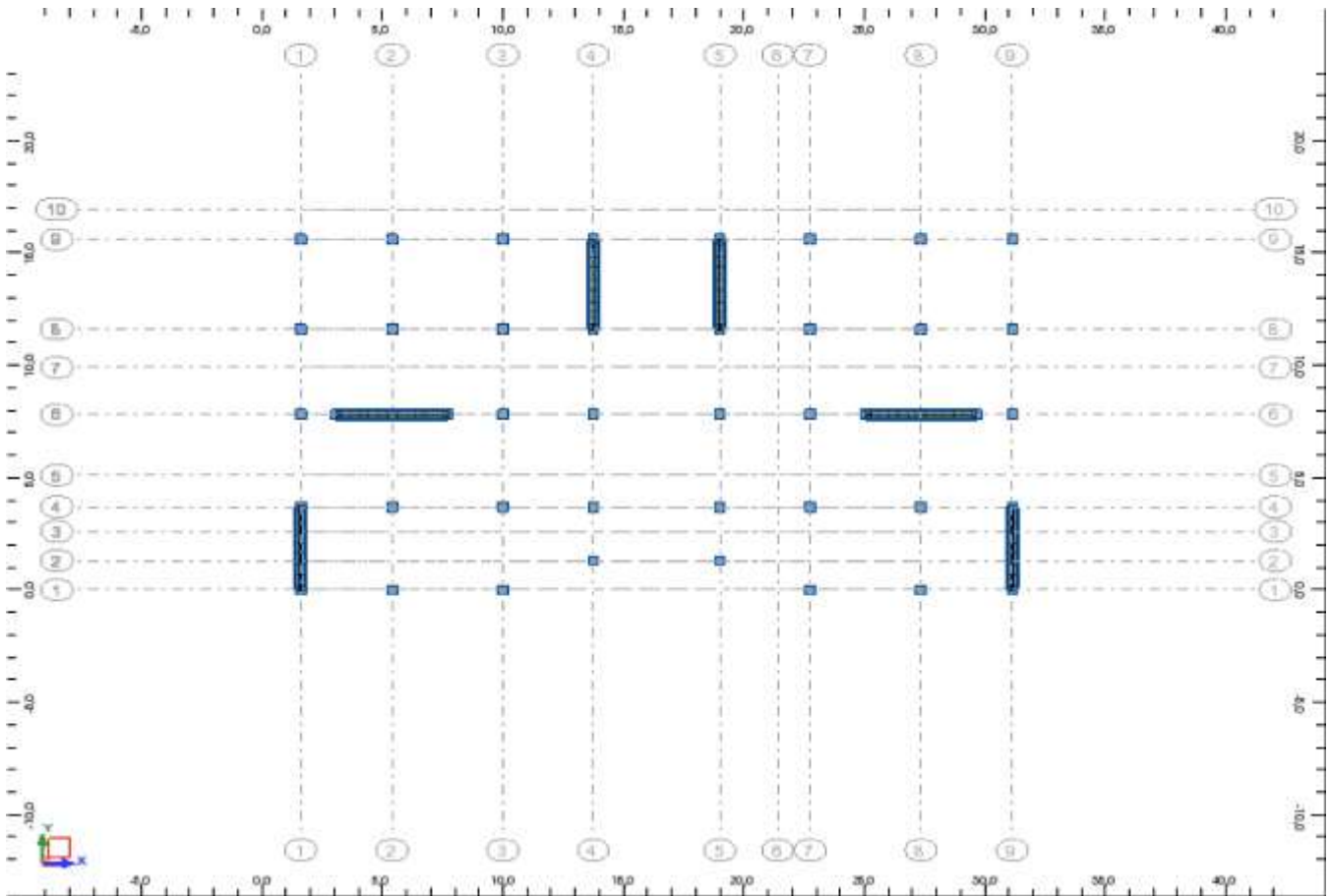


Figure IV13: Position des voiles

d-L'excentricité :

D'après les résultats de logicielle le centre de torsion sont regroupés dans le tableau

Suivants :

Cas/Etage	Nom	R (x,y,z) [m]
4/1	Niveau +3,74	16,38 8,39 3,01
4/2	Niveau +6,80	16,38 8,40 6,27
4/3	Niveau +9,86	16,38 8,40 9,33
4/4	Niveau +12,92	16,38 8,40 12,39
4/5	Niveau +15,98	16,38 8,40 15,45
4/6	Niveau +19,04	16,38 8,40 18,51
4/7	Niveau +22,10	16,38 8,40 21,57
4/8	Niveau +25,16	16,38 8,40 24,63
4/9	Niveau +28,22	16,38 8,40 27,69
4/10	Niveau +31,28	16,38 8,40 30,76

Tableau IV13: Centre de torsion des planchers

Chapitre IV : Etude sismique

c. Centre de masse :

Les résultats du centre de masse donné par le « robot » les différents niveaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Cas/Etage	Nom	G (x,y,z) [m]
4/1	Niveau +3,74	16,37 8,25 3,01
4/2	Niveau +6,80	16,37 8,42 6,27
4/3	Niveau +9,86	16,37 8,42 9,33
4/4	Niveau +12,92	16,37 8,42 12,39
4/5	Niveau +15,98	16,37 8,42 15,45
4/6	Niveau +19,04	16,37 8,42 18,51
4/7	Niveau +22,10	16,37 8,42 21,57
4/8	Niveau +25,16	16,37 8,42 24,63
4/9	Niveau +28,22	16,37 8,42 27,69
4/10	Niveau +31,28	16,37 8,50 30,76

Tableau IV14: Centre de masse de chaque niveau

e. Evaluation des excentricités :

Selon les **RPA** on doit calculer deux types d'excentricités :

Les résultats des excentricités théoriques * d'après robot * sont regroupés dans le tableau suivant :

Cas/Etage	Nom	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
4/1	Niveau +3,74	16,37 8,25 3,01	16,38 8,39 3,01	0	0,14	0	0
4/2	Niveau +6,80	16,37 8,42 6,27	16,38 8,40 6,27	0	0,02	0	0
4/3	Niveau +9,86	16,37 8,42 9,33	16,38 8,40 9,33	0	0,02	0	0
4/4	Niveau +12,92	16,37 8,42 12,39	16,38 8,40 12,39	0	0,02	0	0
4/5	Niveau +15,98	16,37 8,42 15,45	16,38 8,40 15,45	0	0,02	0	0
4/6	Niveau +19,04	16,37 8,42 18,51	16,38 8,40 18,51	0	0,02	0	0
4/7	Niveau +22,10	16,37 8,42 21,57	16,38 8,40 21,57	0	0,02	0	0
4/8	Niveau +25,16	16,37 8,42 24,63	16,38 8,40 24,63	0	0,02	0	0
4/9	Niveau +28,22	16,37 8,42 27,69	16,38 8,40 27,69	0	0,02	0	0
4/10	Niveau +31,28	16,37 8,50 30,76	16,38 8,40 30,76	0	0,1	0	0

Tableau IV15: Les excentricités théoriques des planchers

- Excentricités accidentelles (additionnelles) : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considérations de part et d'autre du centre de torsion).

Chapitre IV : Etude sismique

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{xa} = \max(5\% * L_{X_{\max}} ; e_{xt}) \\ e_{ya} = \max(5\% * L_{Y_{\max}} ; e_{yt}) \end{array} \right.$$

RPA 99:formule 4.3.7

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 29.90 \text{ m} \quad \text{donc } e_{xa} = \max(29.90 * 5 / 100, 0.00) = 1.495 \text{ m} \\ L_y = 16 \text{ m} \quad \text{donc } e_{ya} = \max(16.00 * 5 / 100, 0.14) = 0.80 \text{ m} \end{array} \right\}$$

Donc résultats est

9-Justification de système de contreventement

9-1-Vérification de participation des masse du au charge verticale

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
347/21 (C)	0,97	30,22	288,62	6,72	1,22	0
348/21 (C)	0,86	1,25	467,57	-1,4	1,11	0,02
349/21 (C)	-1,47	1,1	413,54	-1,22	-1,81	0,03
350/21 (C)	1,46	1,09	413,51	-1,22	1,81	-0,03
351/21 (C)	-0,86	1,25	467,52	-1,39	-1,12	-0,02
352/21 (C)	-0,97	30,22	288,47	6,72	-1,22	0
353/21 (C)	-0,24	-27,12	334,26	-9,15	-0,19	0,06
354/21 (C)	1,2	-0,58	602,49	0,89	1,54	0
355/21 (C)	-1,54	0,41	614,95	-0,35	-1,92	0,01
356/21 (C)	2,33	2,3	585,92	-2,72	2,92	0
357/21 (C)	-2,33	2,29	585,94	-2,7	-2,92	0
358/21 (C)	1,54	0,41	615,08	-0,35	1,91	-0,01
359/21 (C)	-1,19	-0,55	603,64	0,86	-1,53	0
360/21 (C)	0,22	-27,15	334,74	-9,16	0,17	-0,06
361/21 (C)	-3,71	0,18	448,6	-0,04	-4,52	0,01
362/21 (C)	0,23	-0,14	523,56	0,37	-15,79	-0,02
363/21 (C)	0,7	-0,81	489,13	1,18	0,82	0
364/21 (C)	2,27	-1,33	620,07	1,81	2,83	0,01
365/21 (C)	-2,27	-1,33	619,56	1,81	-2,83	-0,01
366/21 (C)	-0,69	-0,81	489,67	1,18	-0,82	0

Chapitre IV : Etude sismique

367/21 (C)	-2,1	-0,16	522,58	0,38	-16,21	0,02
368/21 (C)	3,71	0,18	447,61	-0,05	4,52	-0,01
369/21 (C)	-0,78	-0,24	599,23	0,49	-0,96	0,01
370/21 (C)	0,77	0,69	635,19	-0,71	0,97	0
371/21 (C)	-1,8	0,72	571	-0,72	-2,28	-0,01
372/21 (C)	0,58	27,27	313,45	11,08	0,63	0,11
373/21 (C)	-0,57	27,26	313,3	11,08	-0,63	-0,11
374/21 (C)	1,8	0,71	571,02	-0,71	2,27	0,01
375/21 (C)	-0,76	0,68	636,78	-0,7	-0,95	0
376/21 (C)	0,76	-0,25	599,59	0,5	0,93	-0,02
377/21 (C)	1,31	-1,26	430,5	1,77	1,67	0,01
378/21 (C)	1,59	-0,04	673,69	0,21	2,01	0
379/21 (C)	-2,01	0,03	634,4	0,14	-2,51	-0,01
380/21 (C)	-0,28	-37,34	380,53	-10,96	-0,37	-0,07
381/21 (C)	0,28	-37,33	380,5	-10,96	0,36	0,07
392/21 (C)	2	0,04	634,23	0,13	2,5	0,01
398/21 (C)	-1,62	-0,05	673,76	0,22	-2,04	0
399/21 (C)	-1,32	-1,28	430,69	1,79	-1,67	-0,01
424/21 (C)	2,96	2,18	34,81	-2,66	3,68	0
426/21 (C)	-2,95	2,17	34,82	-2,64	-3,67	0
Somme			19324,52			
Cas 21 (C)	G+0,2Q					
Somme totale	0	0	23676,22	-1,17	1,68	-0,02
Somme réactions	0	0	23676,22	198588,48	-387698,06	0
Somme efforts	0	0	-23676,22	-198588,5	387698,06	0
Vérification	0	0	0	-0,01	0	0
Précision	7,64E-06	9,54E-15				

Tableau IV16: participation des masse du au charge verticale

Chapitre IV : Etude sismique

Donc les poteaux reprend : $19324.52 / 23676.22 = 81.62 \%$

donc le portique reprend plus de 80 % due au charge Horizontale(Les voile reprends au plus 20 %)

9-2-Vérification de participation des masse du au charge Horizontale

- Pour les poteaux :

Repère global - Cas: 6 (Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y) Modes actifs : CQC

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
347/6/CQC			1395,65	8,52	0,47	0,07
348/6/CQC	0,44	6,16	219,99	18,61	0,46	0,06
349/6/CQC	0,17	6,25	173,19	18,88	0,47	0,09
350/6/CQC	0,17	6,25	173,22	18,88	0,47	0,09
351/6/CQC	0,44	6,16	220,02	18,61	0,46	0,06
352/6/CQC	0,44		1395,19	8,52	0,47	0,07
353/6/CQC	0,74		1229,66	5,26	0,97	0,05
354/6/CQC	0,87	8,61	24,87	21,68	1,15	0,07
355/6/CQC	0,2	8,57	29,94	21,74	0,27	0
356/6/CQC	0,05	9,12	139	22,16	0,08	0,03
357/6/CQC	0,06	9,13	138,93	22,17	0,09	0,03
358/6/CQC	0,2	8,57	29,93	21,74	0,26	0
359/6/CQC	0,88	8,6	25,46	21,67	1,15	0,07
360/6/CQC	0,73		1229,7	5,26	0,96	0,05
361/6/CQC	0,43	9,26	46,41	22,33	0,55	0,04
362/6/CQC	0,67		15,34	24,46	0,57	0,19
363/6/CQC	0,25	8,62	25,29	21,73	0,3	0,03
364/6/CQC	0,31	9,47	124,33	22,59	0,37	0,03
365/6/CQC	0,3	9,47	124,47	22,59	0,37	0,03
366/6/CQC	0,25	8,62	25,45	21,73	0,3	0,03
367/6/CQC	0,6		15,23	24,43	0,41	0,17
368/6/CQC	0,42	9,25	46,15	22,32	0,54	0,04

Chapitre IV : Etude sismique

369/6/CQC	0,06	8,45	35,28	21,41	0,07	0,04
370/6/CQC	0,05	8,83	43,23	22,01	0,09	0,01
371/6/CQC	1,03	8,41	29,12	21,42	1,28	0,03
372/6/CQC	0,69		1330,73	11,19	0,77	0,11
373/6/CQC	0,69		1330,64	11,18	0,76	0,11
374/6/CQC	1,03	8,41	29,14	21,42	1,27	0,03
375/6/CQC	0,06	8,84	41,85	22,02	0,1	0,01
376/6/CQC	0,06	8,44	34,86	21,41	0,06	0,04
377/6/CQC	0,11	5,85	160,3	18,22	0,13	0,02
378/6/CQC	0,02	6,33	170,07	18,88	0,03	0,01
379/6/CQC	0,71	5,99	217,09	18,37	0,82	0,04
380/6/CQC	0,72		1499,35	16,62	0,76	0,12
381/6/CQC	0,72		1499,37	16,63	0,77	0,12
392/6/CQC	0,71	5,99	217,11	18,37	0,82	0,04
398/6/CQC	0,02	6,34	170,85	18,88	0,03	0,01
399/6/CQC	0,11	5,85	160,51	18,22	0,14	0,02
424/6/CQC	0,23	6,37	13,87	11,9	0,28	0,02
426/6/CQC	0,23	6,39	13,92	11,92	0,29	0,02
Somme		232,6				
Cas	6 - Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y					
Mode CQC						
Somme totale	23,75	2387,57	17461,28	1186,15	23,09	3,6
Somme réactions	0,37	2366,27	0	49089,62	7,95	38741,79
Somme efforts	0,37	2366,3	0	49090,07	7,94	38742,27
Vérification	0,74	4732,57	0	98179,69	15,89	77484,07
Précision	2,14E-04	9,54E-03				
			9,74%			

TableauIV17 :Repère global - Cas: 6 (Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y) Modes actifs : CQC

Donc les poteaux reprend : $232.60 / 2387.57 = 9.74 \%$

Chapitre IV : Etude sismique

Repère global - Cas: 5 (Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X) Modes actifs : CQC

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
348/5/CQC	12,07	0,39	46,3	0,94	31,53	0,04
349/5/CQC	8,7	0,43	108,02	0,88	27,31	0,03
350/5/CQC	8,71	0,43	107,97	0,88	27,32	0,03
351/5/CQC	12,07	0,39	46,25	0,94	31,53	0,04
354/5/CQC	11,66	0,46	49,25	1,03	30,95	0,04
355/5/CQC	12,01	0,26	39,95	0,46	31,42	0,04
356/5/CQC	12,62	0,09	43,81	0,2	32,19	0,07
357/5/CQC	12,62	0,09	43,65	0,2	32,2	0,07
358/5/CQC	12,01	0,25	39,6	0,46	31,42	0,04
359/5/CQC	11,67	0,46	49,62	1,03	30,96	0,04
361/5/CQC	16,87	0,69	757,31	1,43	37,31	0,06
363/5/CQC	17,78	0,48	344,13	0,87	38,68	0,09
364/5/CQC	13,09	0,06	77,52	0,16	32,92	0,05
365/5/CQC	13,09	0,06	77,2	0,16	32,92	0,05
366/5/CQC	17,73	0,48	340,99	0,87	38,6	0,09
368/5/CQC	16,99	0,69	762,28	1,43	37,46	0,06
369/5/CQC	9,57	0,63	255,72	0,98	28,61	0,11
370/5/CQC	11,74	0,48	27,94	1,05	31,36	0,12
371/5/CQC	13,01	0,77	15,26	1,18	33,03	0,09
374/5/CQC	13,01	0,76	14,88	1,18	33,03	0,1
375/5/CQC	11,74	0,49	28,36	1,06	31,37	0,12
376/5/CQC	9,57	0,64	256,14	0,98	28,62	0,11
377/5/CQC	10,03	0,57	175,06	1,38	29,62	0,1
378/5/CQC	13,31	0,47	19,8	1,03	33,73	0,08
379/5/CQC	13,05	0,12	27,8	0,33	33,42	0,07

Chapitre IV : Etude sismique

392/5/CQC	13,05	0,12	27,7	0,33	33,42	0,07
398/5/CQC	13,32	0,47	19,77	1,03	33,74	0,08
399/5/CQC	10,04	0,58	175,08	1,38	29,62	0,1
424/5/CQC	6,86	0,14	4,21	0,14	14,49	0,06
426/5/CQC	6,86	0,14	4,21	0,14	14,49	0,06

364,85

Cas	5 - Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X					
Mode CQC						
Somme totale	2279,71	150,3	13194,85	54,19	2135,83	7,47
Somme réactions	2270,69	0,38	0	8,29	47225,86	19290,37
Somme efforts	2270,69	0,37	0	8,29	47226,13	19290,31
Vérification	4541,38	0,75	0	16,58	94451,98	38580,67
Précision	1,43E-03	9,54E-03				

Tableau IV18 : Repère global - Cas: 5 (Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X) Modes actifs : CQC

Donc les poteaux reprend : $364,85 / 2387,57 = 16,00 \%$

D'après les résultats de les portique reprend au plus 20,00 % dans les deux sens XX et YY

9-3-vérification de participation des masse du au charge Horizontale

- Pour les Voiles

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
347/6/CQC	0,44	154,99	1395,65	8,52	0,47	0,07
352/6/CQC	0,44	154,91	1395,19	8,52	0,47	0,07
353/6/CQC	0,74	138,75	1229,66	5,26	0,97	0,05
360/6/CQC	0,73	138,72	1229,7	5,26	0,96	0,05
362/6/CQC	0,67	9,6	15,34	24,46	0,57	0,19
367/6/CQC	0,6	9,58	15,23	24,43	0,41	0,17
372/6/CQC	0,69	152,1	1330,73	11,19	0,77	0,11
373/6/CQC	0,69	152,09	1330,64	11,18	0,76	0,11

Chapitre IV : Etude sismique

380/6/CQC	0,72	167,84	1499,35	16,62	0,76	0,12
381/6/CQC	0,72	167,84	1499,37	16,63	0,77	0,12
4298/6/CQC	0,92	0,25	3,61	1,51	0,32	0,2
4299/6/CQC	0,88	1,43	5,91	3,02	0,09	0,05
4301/6/CQC	0,38	0,86	5,87	3,08	0,05	0,06
4315/6/CQC	0,22	1,83	9,22	4,62	0,06	0,19
4316/6/CQC	0,86	0,37	5,13	2,2	0,83	0,24
4328/6/CQC	0,69	0,25	3,43	1,51	0,34	0,2
4329/6/CQC	0,53	1,43	6,21	3,02	0,09	0,05
4331/6/CQC	0,35	0,85	6,07	3,08	0,08	0,06
4345/6/CQC	0,91	1,83	8,94	4,63	0,06	0,19
4346/6/CQC	1,2	0,38	5,31	2,21	0,82	0,24
4825/6/CQC	0,08	67,11	342,34	32,75	0,12	0
4826/6/CQC	0,03	69,41	50,86	28,92	0,07	0
4827/6/CQC	0,03	70,8	441,86	32,69	0,05	0
4850/6/CQC	0,08	67,15	342,25	32,76	0,12	0
4851/6/CQC	0,03	69,46	51,01	28,93	0,07	0
4852/6/CQC	0,03	70,85	442,06	32,7	0,05	0
4866/6/CQC	0,05	82,94	497,48	40,45	0,06	0
4867/6/CQC	0,02	80,38	54,49	35,69	0,02	0
4868/6/CQC	0,04	78,81	391,31	40,14	0,07	0
4891/6/CQC	0,05	82,94	497,46	40,46	0,06	0
4892/6/CQC	0,02	80,38	54,46	35,69	0,02	0
4893/6/CQC	0,04	78,81	391,35	40,14	0,07	0
	Somme	2154,94				
Cas	6 - Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y					
Mode CQC						
Somme totale	23,75	2387,57	17461,28	1186,15	23,09	3,6

Chapitre IV : Etude sismique

Somme réactions	0,37	2366,27	0	49089,62	7,95	38741,79
Somme efforts	0,37	2366,3	0	49090,07	7,94	38742,27
Vérification	0,74	4732,57	0	98179,69	15,89	77484,07
Précision	2,14E-04	9,54E-03				

Donc les Voiles reprend : $2154.94 / 2387.57 = 0,90 = 90.25 \%$ dans le sens YY

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
347/5/CQC	8,83	20,63	162,46	2,38	29,15	0,73
352/5/CQC	8,84	20,64	162,6	2,39	29,16	0,73
353/5/CQC	9,03	9,09	105,42	4,26	29,28	0,72
360/5/CQC	9,03	9,08	105,23	4,26	29,29	0,72
362/5/CQC	168,28	0,55	167,5	1,2	97,2	0,02
367/5/CQC	168,23	0,56	15,69	1,2	91,67	0,04
372/5/CQC	12,52	2,22	25,83	1	34,23	0,59
373/5/CQC	12,51	2,19	25,53	1	34,23	0,59
380/5/CQC	12,82	3,79	32,45	0,8	34,87	0,47
381/5/CQC	12,82	3,82	32,67	0,8	34,87	0,47
4298/5/CQC	175,42	0,02	738,2	0,07	61,82	0,01
4299/5/CQC	129,25	0,07	925,55	0,13	40,09	0
4301/5/CQC	87,63	0,04	424,22	0,14	23,07	0
4315/5/CQC	135,89	0,12	893,48	0,24	92,74	0,01
4316/5/CQC	206,98	0,04	936,76	0,12	125,52	0,01
4328/5/CQC	166,37	0,04	697,01	0,09	57,91	0,01
4329/5/CQC	122	0,09	853,61	0,17	39,03	0
4331/5/CQC	87,62	0,06	354,25	0,16	23,58	0
4345/5/CQC	140,22	0,09	999,23	0,21	93,25	0,01
4346/5/CQC	217,87	0,02	996,4	0,1	135	0,01

Chapitre IV : Etude sismique

4825/5/CQC	1,69	6,98	67,51	1,28	5	0,03
4826/5/CQC	1,53	9,77	73,91	1,12	4,97	0,02
4827/5/CQC	1,66	11,48	83,21	1,6	4,99	0,02
4850/5/CQC	1,69	6,97	67,56	1,28	5	0,03
4851/5/CQC	1,53	9,77	73,89	1,12	4,97	0,02
4852/5/CQC	1,66	11,48	83,16	1,6	4,99	0,02
4866/5/CQC	2,24	1,95	18,67	0,27	6,17	0,01
4867/5/CQC	1,98	1,41	17,5	0,19	6,03	0
4868/5/CQC	2,24	0,96	16,71	0,21	6,12	0,01
4891/5/CQC	2,24	1,93	18,59	0,27	6,17	0,01
4892/5/CQC	1,98	1,4	17,5	0,19	6,03	0
4893/5/CQC	2,24	0,95	16,8	0,21	6,12	0,01
Somme	1914,84					
Cas	5 - Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X					
Mode CQC						
Somme totale	2279,71	150,3	13194,85	54,19	2135,83	7,47
Somme réactions	2270,69	0,38	0	8,29	47225,86	19290,37
Somme efforts	2270,69	0,37	0	8,29	47226,13	19290,31
Vérification	4541,38	0,75	0	16,58	94451,98	38580,67
Précision	1,43E-03	9,54E-03				

Tableau IV19: participation des masse du au charge verticale

Donc les Voiles reprend : $1914.84 / 2279.71 = 0,8399 = 83.99 \%$ dans le sens XX

D'après les résultats les Voiles reprend plus 80 % due aux charges horizontales dans les deux sens

Donc d'après l'RPA99 Version 2003 on a :

4.b Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

Chapitre IV : Etude sismique

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum donc d'après Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement $R = 4$

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

10. Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003 par la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{sta,x} = \frac{0.15 \times 1.82 \times 1.20 \times 23676.22}{5} = 1551.265KN \\ V_{sta,y} = \frac{0.15 \times 1.44 \times 1.20 \times 23676.22}{5} = 1227.375KN \end{array} \right.$$

Chapitre IV : Etude sismique

11-Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$

où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à $0,7$ secondes.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t)Wh_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Les résultats de la force sismique à la base V doit être distribué sur la hauteur de la structure, ce calculé à été effectué par robot

Les résultats sont présentés sur le tableau suivant :

Suivant(x)

Niveau	Force FX (t)	Effort tranchant sens X (t)
1	5.91	232.134
2	74.92	223.356
3	108.647	210.083
4	142.36	194.854
5	176.058	176.706
6	209.80	135.017
7	243.520	
8	277.19	95.335
9	310.957	43.694
10	349.827	15.896

Tableau IV20 :: Effort tranchant sens X distribué sur la hauteur de la structure

Chapitre IV : Etude sismique

Suivant (y) :

Niveau	Force FX (t)	Effort tranchant sens X (t)
1	12.0116	218.563
2	15.658	206.520
3	21.287	173.761
4	23.246	152.474
5	25.977	128.598
6	30.607	103.251
7	32.599	95.265
8	40.254	74.259
9	52.257	43.565
10	95.12	15.00

Tableau IV21: *Effort tranchant sens Y distribué sur la hauteur de la structure*

12. Résultante des forces sismiques de calcul :

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6, p54), la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,80 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 V_s/V_t$.

✓ D'après les résultats précédents on remarque que la condition :
« V_t dynamique $> 80\%$ V_s statique » est vérifiée.

En choisie le portique 5 (plus chargé) :

Chapitre IV : Etude sismique

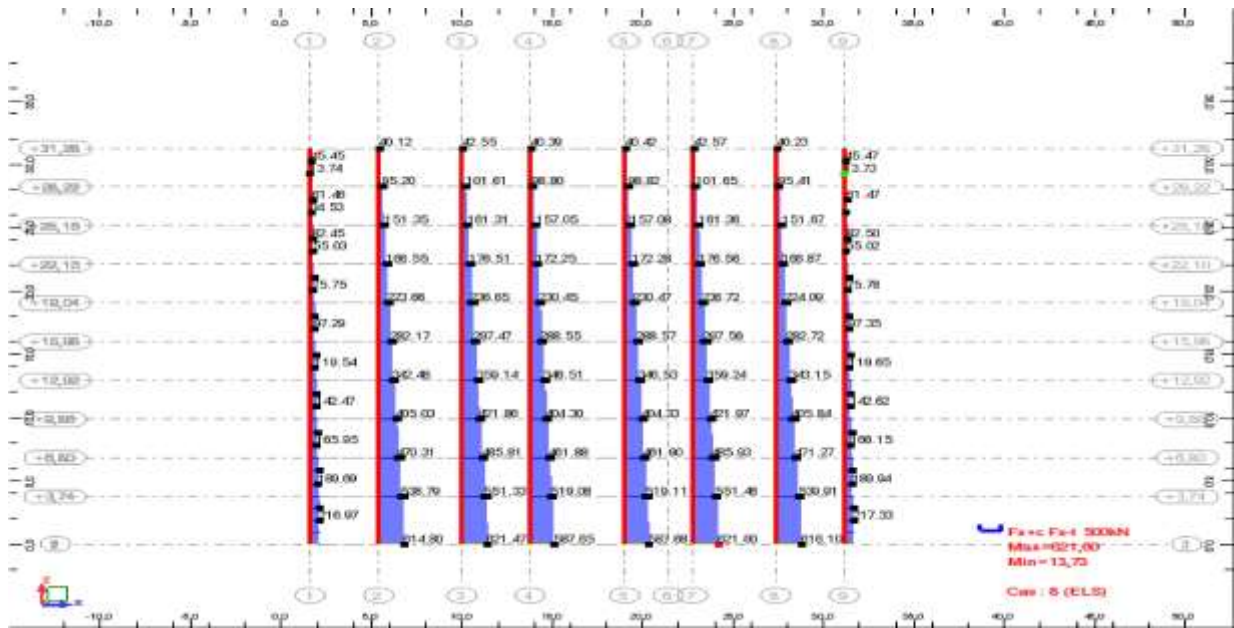


Figure IV4 : distribution Fx sur poteau ELS

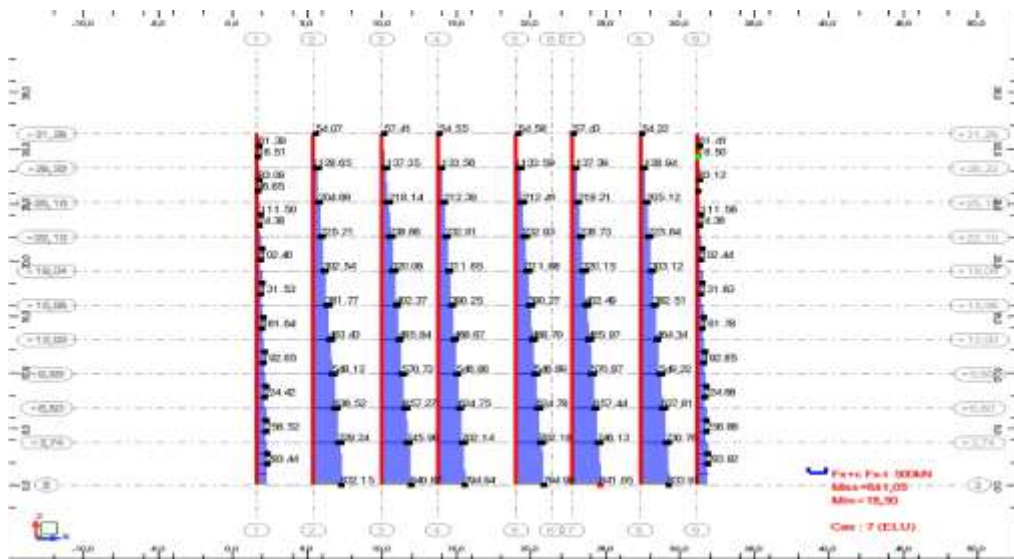


Figure IV5 : distribution Fx sur poteau ELU

Chapitre IV : Etude sismique

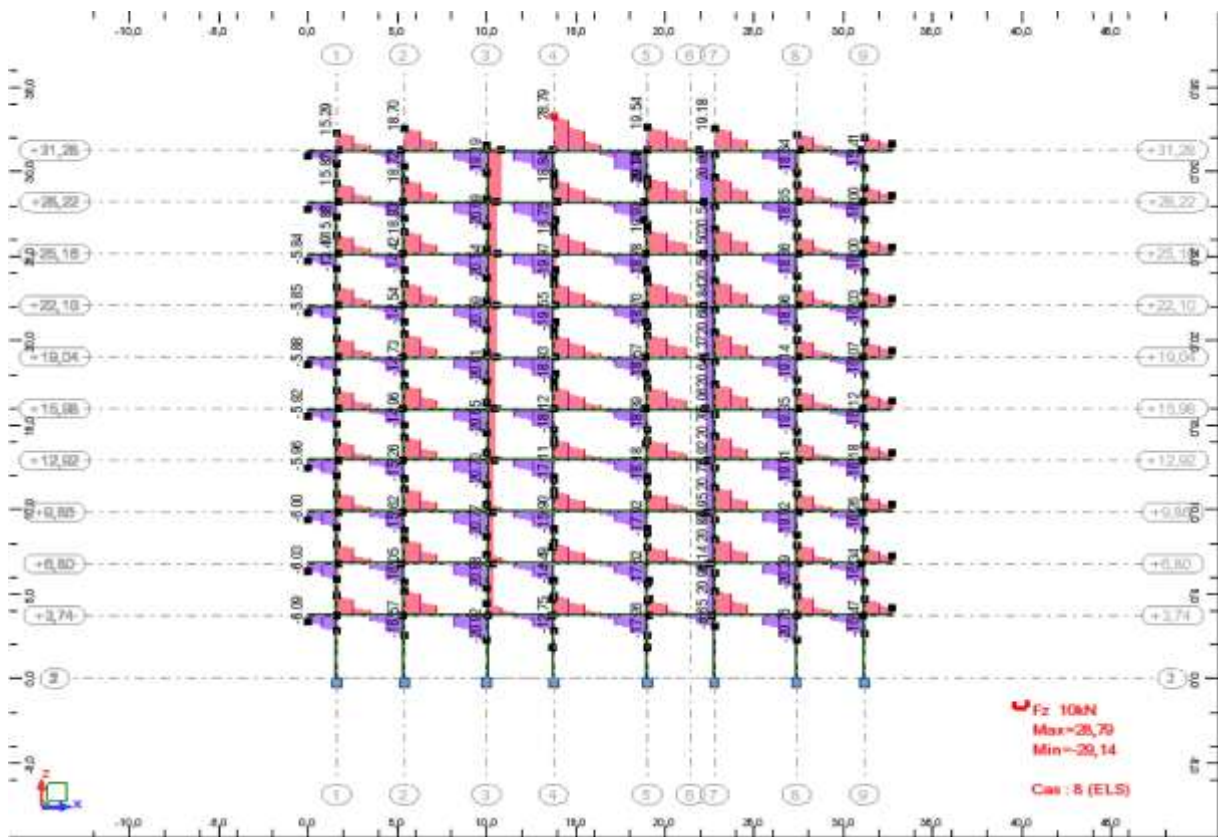


Figure IV6 : effort tranchant F_z à ELS

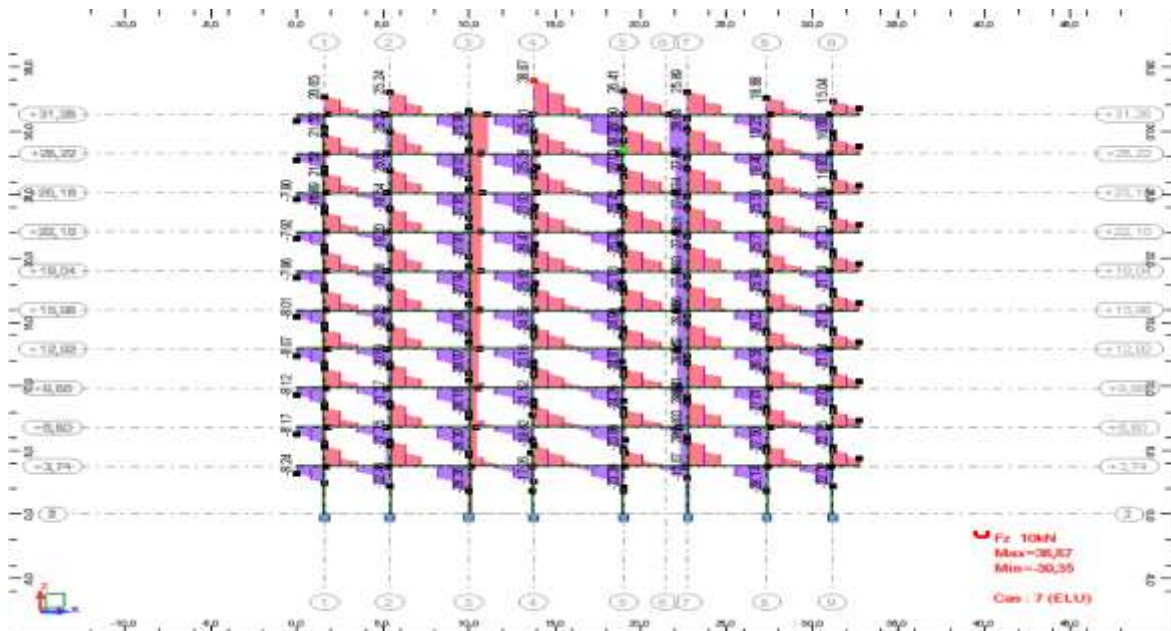


Figure IV7 : effort tranchant F_z à ELU

Chapitre IV : Etude sismique

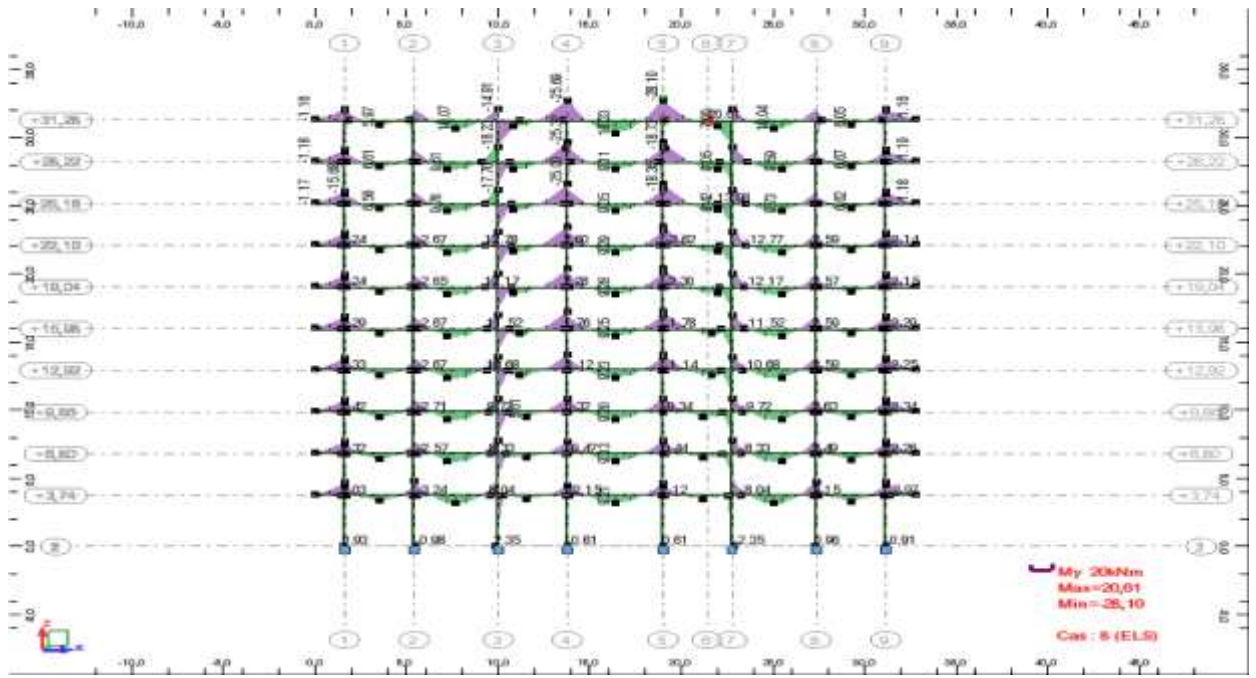


Figure IV 8 : moment sur l'axe y ELS

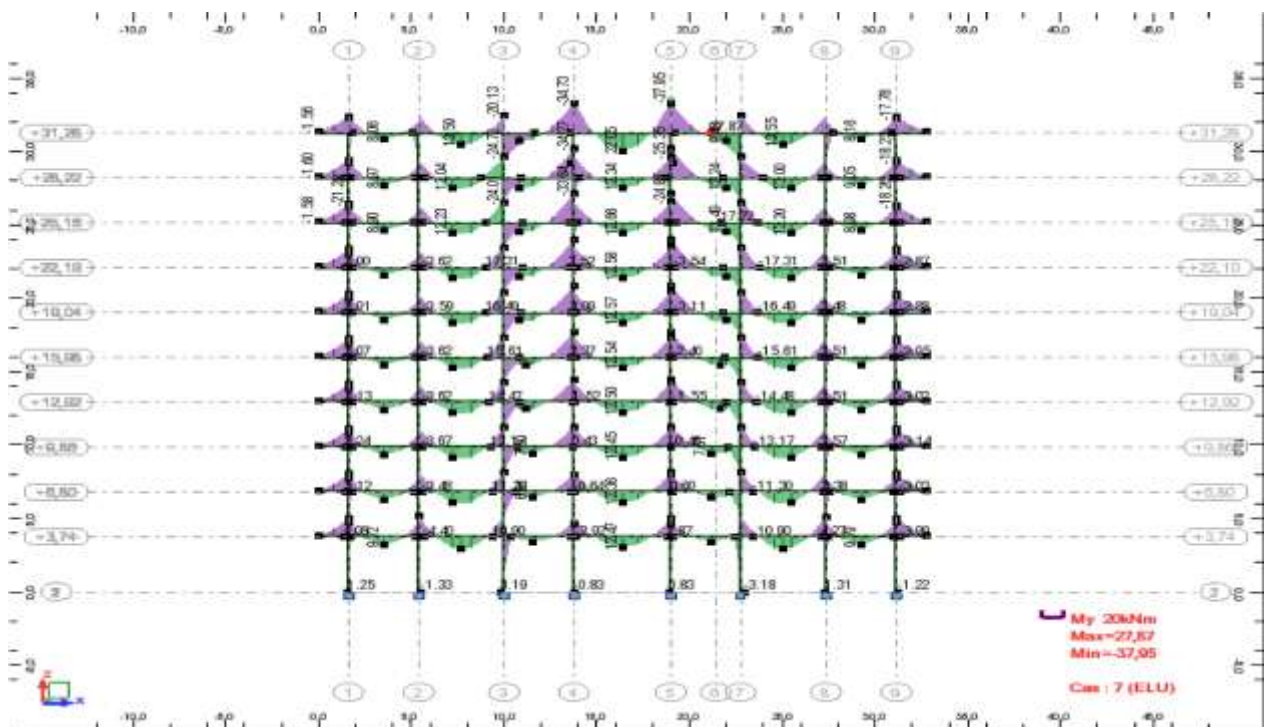


Figure IV 9 : moment sur l'axe y ELU

Chapitre IV : Etude sismique

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Nature de la combinaison	Nature du cas	Définition
7 (C)	1.35G+1.5Q(ELU)	Combinaison linéaire	ELU	permanente	$(1+2)*1.35+3*1.50$
8 (C)	G + Q (ELS)	Combinaison linéaire	ELU		$(1+2+3)*1.00$
9 (C) (CQC)	G+Q+Ex(ELAX)	Combinaison linéaire	ELU		$(1+2+3+5+1)*1.00$
10 (C) (CQC)	G+Q-Ex(ELAX)	Combinaison linéaire	ELU		$(1+2+3)*1.00+5*-1.00$
11 (C) (CQC)	G+Q+Ey(ELA+Y)	Combinaison linéaire	ELU		$(1+2+3+6+1)*1.00$
12 (C) (CQC)	G+Q-Ey(ELA-Y)	Combinaison linéaire	ELU		$(1+2+3)*1.00+6*-1.00$
13 (C) (CQC)	G+Q+1.2Ex(ELA+1.2X)	Combinaison linéaire	ELU		$(1+2+3+1)*1.00+5*1.20$
14 (C) (CQC)	G+Q-1.2Ex(ELA-1.2X)	Combinaison linéaire	ELU		$(1+2+3)*1.00+5*-1.20$
15 (C) (CQC)	G+Q+1.2Ey(ELA+1.2y)	Combinaison linéaire	ELU		$(1+2+3+1)*1.00+6*1.20$
16 (C) (CQC)	G+Q+1.2Ey(ELA+1.2y)	Combinaison linéaire	ELU		$(1+2+3)*1.00+6*-1.20$
17 (C) (CQC)	(0.8G+EX)	Combinaison linéaire	ELU		$(1+2)*0.80+5*1.00$
18 (C) (CQC)	0.8G-EX	Combinaison linéaire	ELU		$(1+2)*0.80+5*-1.00$
19 (C) (CQC)	0.8G+EY	Combinaison linéaire	ELU		$(1+2)*0.80+6*1.00$
20 (C) (CQC)	0.8G-EY	Combinaison linéaire	ELU		$(1+2)*0.80+6*-1.00$
21 (C)	G+0,2Q	Combinaison linéaire	ELU		$(1+2)*1.00+3*0.20$

TableauIV22 : tableau du combinaison

Cas/Etage	G (x,y) [m]	FX [kN]	FY [kN]	MZ [kNm]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
5/ 1	16,38 8,25	1488,36	-36,54	1167,56	-684,98	2173,33	-37,12	0,58
5/ 2	16,37 8,42	722,84	-53,78	811,29	-988,27	1711,11	-54,26	0,49
5/ 3	16,37 8,42	307,83	-64,03	614,75	-1132,22	1440,05	-64,47	0,44
5/ 4	16,37 8,42	40,77	-72,31	506,97	-1181,18	1221,95	-72,69	0,38
5/ 5	16,37 8,42	-126,45	-77,40	504,81	-1167,33	1040,88	-77,71	0,31
5/ 6	16,37 8,42	-237,10	-80,75	467,92	-1109,87	872,77	-81,00	0,25
5/ 7	16,37 8,42	-315,42	-82,76	434,74	-1021,54	706,13	-82,93	0,17
5/ 8	16,37 8,42	-377,54	-85,72	493,14	-913,48	535,95	-85,93	0,21
5/ 9	16,37 8,42	-470,58	-81,52	486,90	-803,69	333,11	-81,66	0,14
5/ 10	16,37 8,50	-465,50	-114,58	136,89	-782,17	316,67	-114,99	0,41

TableauIV23 : du Efforts réduits



Chapitre V

FERRAILLAGE DES ELEMENT PORTEURS

Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

1-Introduction :

Le ferrailage permet la détermination de la quantité d'acier à mettre dans les coffrages pour reprendre les sollicitations, déduites à partir des combinaisons les plus défavorables, que le béton lui seul est incapable de les prendre à cause de sa faible résistance à la traction.

1-1-Combinaison des charges :

Les combinaisons de charges que nous allons les utilisés pour le calcul de ferrailage dans les éléments porteurs de la structure sont de deux natures distinctes :

1-2-Combinaisons BAEL :

Selon les règles CBA93 et BAEL91mod.99, et combinant les charges verticales permanentes et d'exploitations comme suit :

$$\begin{cases} \text{aL'ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{aL'ELS: } G + Q \end{cases}$$

1-3-Combinaisons RPA :

Correspondent à la situation accidentelle de la structure, ces combinaisons sont prescrites par le règlement parasismique algérien RPA99v2003 par la baie de l'article 5.2 comme suit :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

2-Ferrailages des poutres :

2-1- Recommandations des RPA99v2003 :

➤ Armatures longitudinal : (Article 7.5.2.1.)

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

$$\begin{cases} \text{Poutres porteuses } A_S^{min} = 0.5\%(b \times h) = 0.005(30 \times 45) = 6.75 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres non porteuses } A_S^{min} = 0.5\%(b \times h) = 0.005(30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

➤ POUTRES POUTURES (Poutres principales) :

$$\begin{cases} 4\% \text{ en zone corante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_S^{max} = 0.04(30 \times 45) = 54 \text{ cm}^2 \\ A_S^{max} = 0.06(30 \times 45) = 81 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} 4\% \text{ en zone corante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_S^{max} = 0.04(30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2 \\ A_S^{max} = 0.06(30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

➤ Poutres de de chainages (Poutres secondaires):

$$\begin{cases} 4\% \text{ en zone corante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_s^{max} = 0.04(30 \times 40) = 36 \text{ cm}^2 \\ A_s^{max} = 0.06(30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} 4\% \text{ en zone corante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_s^{max} = 0.04(30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2 \\ A_s^{max} = 0.06(30 \times 35) = 63 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- La longueur minimale de recouvrement pour la zone sismique IIa est de 40Φ ,
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° ,
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de deux U superposés formant un carré ou un rectangle.

2-1-Recommandations du BAEL91mod.99 :

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{s.min} = \max \left\{ 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000} \right\}$$

➤ Poutres porteuses:

$$A_{s.min} = \max \left\{ 0.23 \times 30 \times 45 \frac{2.1}{400}; \frac{30 \times 45}{1000} \right\} = 1.63 \text{ cm}^2$$

➤ Poutres non porteuses :

$$A_{s.min} = \max \left\{ 0.23 \times 30 \times 40 \frac{2.1}{400}; \frac{30 \times 40}{1000} \right\} = 1.44 \text{ cm}^2$$

2-2-Ferrailage longitudinal :

Le ferrailage se fera conformément aux règlements BAEL91

➤ Exemples de calcul :

Dans ce qui suit, on va faire le calcul détaillé de ferrailage les poutres les plus sollicitées en travée et sur appuis

Ferrailage en travée :

La poutre apparaît au niveau (plancher terrasse), elle est de portée de 5.25 m et soumise en travée aux sollicitations maximales suivantes :

$$\begin{cases} M_u = 37.78 \text{ KN.m} \rightarrow 1.35G + 1.5Q \\ M_{ser} = 27.97 \text{ KN.m} \rightarrow G + Q \end{cases} \rightarrow \text{avec } a=30 \text{ cm } b=45 \text{ Cm}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{37.78}{27.97} = 1.35$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.29$$

Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{37.78}{0.3 \times 0.42^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.050$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow (As' = 0, \text{section d'acier comprimée})$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.05}) = 0.064$$

$$z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.42(1 - 0.4 \times 0.064) = 0.409 \text{ m}$$

$\alpha = 0.064 < 0.409$, l'ELU est atteint en pivot A, avec :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\% \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\% \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_u \cdot f_{su}} = \frac{37.78 \times 10}{0.4 \times 348} = 2.71 \text{ cm}^2$$

➤ Description des barres :

On adopte le ferrailage suivant : 3T14 + 3T12 avec : $A_s = 8.01 \text{ cm}^2$.

Ferrailage sur appuis :

La poutre apparait au niveau (plancher terrasse), elle est de portée de 6.35 m et soumise en travée aux sollicitations maximales suivantes :

$$\begin{cases} M_u = -128.51 \text{ KN.m} \rightarrow G + Q + E_x \\ M_{ser} = -31.06 \text{ KN.m} \rightarrow G + Q \end{cases}$$

Donc

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{128.51}{31.06} = 4.13$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.262$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{105.15}{0.3 \times 0.42^2 \times 18.48 \times 10^3} = 0.131$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow (As' = 0, \text{section d'acier comprimée})$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.131}) = 0.176$$

$$z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.42(1 - 0.4 \times 0.176) = 0.390 \text{ m}$$

$\alpha = 0.16 < 0.259$, l'ELU est atteint en pivot A, avec :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\% \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\% \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_u \cdot f_{su}} = \frac{128.51 \times 10}{0.39 \times 348} = 9.46 \text{ cm}^2$$

➤ Description des barres :

on adopte le ferrailage suivant : 3T16 + 3T14 avec : $A_s = 10.65 \text{ cm}^2$.

➤ Ferrailage minimale :

$$A_{s.min} = \max(A_{s.min}^{RPA}; A_{s.min}^{BAEL})$$

$$A_{s.min} = \max(6.75; 1.63) = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s^{adopté} = 8.01 + 10.65 \text{ cm}^2 = 18.66 > 6.75 \text{ cm}^2$$

Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

Ferrailage en travée :

Combinaison ELU : 1.35G + 1.5Q

Combinaison ELS : G + Q

➤ Poutres porteuses :

A - POUTRES PRINCIPALE 30 x 45

➤ Ferrailage En travées :

Etage	Section	$M_{t(u)}^{\max}$ [KNm]	$M_{ser}^{coressp}$ [KNm]	$A_s^{calculer}$ cm^2	A_s^{\min} cm^2	$A_s^{adopté}$ cm^2	A_s^{\max} cm^2	Description des barres
Terrasse	30 x 45	21.88	16.21	1.3	6.75	8.01	54	3T14+3T12
Courant	30 x 45	21.50	15.85	1.3	6.75	8.01	54	3T14+3T12
RDC	30 x 45	22.20	16.37	1.3	6.75	8.01	54	3T14+3T12

Ferrailage sur appui :

Etage	Section	$M_{t(u)}^{\max}$ [KNm]	$M_{ser}^{coressp}$ [KNm]	$A_s^{calculer}$ cm^2	A_s^{\min} cm^2	$A_s^{adopté}$ cm^2	A_s^{\max} cm^2	Description des barres
Terrasse	30 x 45	37.70	27.92	2.1	6.75	8.01	54	3T14+3T12
Courant	30 x 45	34.88	25.72	2	6.75	8.01	54	3T14+3T12
RDC	30 x 45	34.98	25.80	2	6.75	8.01	54	3T14+3T12

B - POUTRES PRINCIPALE 30 x 40

➤ Ferrailage En travées :

Etage	Section	$M_{t(u)}^{\max}$ [KNm]	$M_{ser}^{coressp}$ [KNm]	$A_s^{calculer}$ cm^2	A_s^{\min} cm^2	$A_s^{adopté}$ cm^2	A_s^{\max} cm^2	Description des barres
Terrasse	30 x 40	15.09	11.19	1.1	6.75	4.71	48	3T14+3T12
Courant	30 x 40	26.90	19.92	1.7	6.75	4.71	48	3T14+3T12
RDC	30 x 40	14.53	10.71	1.1	6.75	4.71	48	3T14+3T12

Tableau V.1: valeurs de ferrailage des poutres porteuses

Ferrailage sur appui :

Etage	Section	$M_{t(u)}^{\max}$ [KNm]	$M_{ser}^{coressp}$ [KNm]	$A_s^{calculer}$ cm^2	A_s^{\min} cm^2	$A_s^{adopté}$ cm^2	A_s^{\max} cm^2	Description des barres
Terrasse	30 x 40	37.36	27.64	2.4	6.75	4.71	48	3T14+3T12
Courant	30 x 40	41.73	30.81	2.7	6.75	4.71	48	3T14+3T12
RDC	30 x 40	39.21	28.99	2.5	6.75	4.71	48	3T14+3T12

Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

➤ Poutres secondaire (poutres de chaînage):

1-EN TRAVEES

A - POUTRES SECONDAIRES 30 x 35

Etage	Section	$M_{t(u)}^{\max}$ [KNm]	$M_{ser}^{coressp}$ [KNm]	$A_s^{calculer}$ cm ²	A_s^{min} cm ²	$A_s^{adopté}$ cm ²	A_s^{\max} cm ²	Description des barres
Terrasse	30× 35	10.22	7.54	1	1.44	4.62	42	3T14
Courant	30× 35	13.42	9.91	1	1.44	4.62	42	3T14
RDC	30× 35	5.81	4.29	1	1.44	4.62	42	

Tableau V.2: valeurs de ferrailage en travée des poutres non porteuses

1-Sur appuis :

A - POUTRES SECONDAIRES 30 x 35

Etage	Section	$M_{t(u)}^{\max}$ [KNm]	$M_{ser}^{coressp}$ [KNm]	$A_s^{calculer}$ cm ²	A_s^{min} cm ²	$A_s^{adopté}$ cm ²	A_s^{\max} cm ²	Description des barres
Terrasse	30× 35	23.93	17.69	1.8	1.44	4.62	42	3T14
Courant	30× 35	26.53	19.60	2	1.44	4.62	42	3T14
RDC	30× 35	12.66	9.36	1	1.44	4.62	42	

Tableau V.2: valeurs de ferrailage en travée des poutres non porteuses

Ferrailage sur appui :

Généralement la combinaison : $G + Q \pm E$

➤ Poutres porteuses :

Extrémités non encastres aux voiles :

Etage	Section	M_a^{\max} [KNm]	$A_s^{calculer}$ cm ²	A_s^{min} cm ²	$A_s^{adopté}$ cm ²	A_s^{\max} cm ²	Description des barres
9	30× 45	66.82	3.8	6.75	6.41	81	3T16 + 3T14
8	30× 45	88.22	6.4	6.75	6.41	81	3T16 + 3T14
7	30× 45	91.47	6.7	6.75	6.41	81	3T16 + 3T14
6	30× 45	95.46	6.6	6.75	6.41	81	3T16 + 3T14
5	30× 45	98.66	7.3	6.75	6.41	81	3T16 + 3T14
4	30× 45	100.59	7.4	6.75	6.41	81	3T16 + 3T14

Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

3	30× 45	100.71	7.4	6.75	6.41	81	3T16 + 3T14
2	30× 45	98.30	7.2	6.75	6.41	81	3T16 + 3T14
1	30× 45	92.43	6.8	6.75	6.41	81	3T16 + 3T14
RDC	30× 45	80.66	5.9	6.75	6.41	81	3T16 + 3T14

Tableau V3: valeurs de ferrailage sur appuis des poutres porteuses

Extrémités encastres aux voiles :

Etage	Section	M_a^{\max} [KNm]	A_s^{calculer} cm ²	A_s^{\min} cm ²	$A_s^{\text{adopté}}$ cm ²	A_s^{\max} cm ²	Description des barres
9	30× 45	79.52	6.7	6.75	6.66	81	3T20 + 3T14
8	30× 45	76.18	5.5	6.75	6.66	81	3T20 + 3T14
7	30× 45	79.98	5.7	6.75	6.66	81	3T20 + 3T14
6	30× 45	83.80	6.1	6.75	6.66	81	3T20 + 3T14
5	30× 45	86.71	6.3	6.75	6.66	81	3T20 + 3T14
4	30× 45	88.17	6.4	6.75	6.66	81	3T20 + 3T14
3	30× 45	87.57	6.4	6.75	6.66	81	3T20 + 3T14
2	30× 45	84.12	6.1	6.75	6.66	81	3T20 + 3T14
1	30× 45	76.67	5.5	6.75	6.66	81	3T20 + 3T14
RDC	30× 45	64.32	4.6	6.75	6.66	81	3T20 + 3T14

Tableau V.4: valeurs de ferrailage sur appuis des poutres porteuses encastres aux voiles

➤ **Poutres non porteuses :**

2-3-Vérification à l'effort tranchant (ELU) :

Barre/Noeud/Cas	FZ [kN]	Barre/Noeud/Cas	FZ [kN]	Barre/Noeud/Cas	FZ [kN]	Barre/Noeud/Cas	FZ [kN]
1134/451/7 (C)	-20,34	40/5/7 (C)	6,41	293/88/7 (C)	-7,81	973/320/7 (C)	11,52
1146/403/7 (C)	-19,8	894/385/7 (C)	6,57	158/23/7 (C)	-7,77	1133/449/7 (C)	11,59
170/37/7 (C)	-19,32	157/40/7 (C)	6,7	903/388/7 (C)	-7,7	19/239/7 (C)	11,59
307/85/7 (C)	-18,52	294/88/7 (C)	6,89	708/214/7 (C)	-7,69	703/207/7 (C)	11,75
1123/437/7 (C)	-17,98	430/136/7 (C)	7,11	1122/436/7 (C)	-7,64	24/286/7 (C)	11,76
1273/499/7 (C)	-17,85	1128/442/7 (C)	7,18	1261/484/7 (C)	-7,6	28/334/7 (C)	11,78
1019/389/7 (C)	-17,62	1002/477/7 (C)	7,21	156/40/7 (C)	-7,55	20/238/7 (C)	11,79
443/133/7 (C)	-17,48	982/318/7 (C)	7,24	883/385/7 (C)	-7,39	16/190/7 (C)	11,81
159/31/7 (C)	-17,32	1267/490/7 (C)	7,24	1259/481/7 (C)	-7,33	23/287/7 (C)	11,81
1262/485/7 (C)	-17,29	846/270/7 (C)	7,38	1120/433/7 (C)	-7,26	12/142/7 (C)	11,82
296/79/7 (C)	-16,87	566/184/7 (C)	7,39	572/166/7 (C)	-7,15	32/445/7 (C)	11,84
432/127/7 (C)	-16,31	840/263/7 (C)	7,39	436/118/7 (C)	-6,71	8/94/7 (C)	11,84
579/181/7 (C)	-16,18	164/22/7 (C)	7,52	841/279/7 (C)	-6,53	4/46/7 (C)	11,85
568/175/7 (C)	-15,6	710/222/7 (C)	7,56	300/70/7 (C)	-6,34	40/397/7 (C)	11,87
704/223/7 (C)	-14,73	574/174/7 (C)	7,7	982/326/7 (C)	-6,26	837/272/7 (C)	11,95
715/229/7 (C)	-14,6	702/232/7 (C)	7,73	163/22/7 (C)	-6,03	27/335/7 (C)	12,08

Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

1128/443/7 (C)	-14,48	301/70/7 (C)	7,76	846/278/7 (C)	-5,87	708/206/7 (C)	12,09
164/30/7 (C)	-14,15	438/126/7 (C)	7,82	1180/394/7 (C)	-5,82	567/159/7 (C)	12,15
301/78/7 (C)	-13,93	979/429/7 (C)	7,84	710/230/7 (C)	-5,51	972/312/7 (C)	12,2
1267/491/7 (C)	-13,91	162/3/7 (C)	7,89	1127/442/7 (C)	-5,51	1266/489/7 (C)	12,36
1264/487/7 (C)	-13,83	185/51/7 (C)	7,9	705/231/7 (C)	-5,37	701/224/7 (C)	12,4
1125/439/7 (C)	-13,79	302/78/7 (C)	7,92	1266/490/7 (C)	-5,35	841/271/7 (C)	12,47
1039/391/7 (C)	-13,78	317/99/7 (C)	7,94	574/182/7 (C)	-5,22	431/111/7 (C)	12,48
161/47/7 (C)	-13,77	440/147/7 (C)	7,99	438/134/7 (C)	-4,96	836/264/7 (C)	12,59
298/95/7 (C)	-13,73	165/30/7 (C)	8	302/86/7 (C)	-4,76	1261/483/7 (C)	12,65
840/271/7 (C)	-13,71	571/195/7 (C)	8,05	165/38/7 (C)	-4,59	572/158/7 (C)	12,68
434/143/7 (C)	-13,67	437/118/7 (C)	8,06	1308/396/7 (C)	-4,45	295/63/7 (C)	12,74
437/126/7 (C)	-13,64	1308/395/7 (C)	8,09	1129/444/7 (C)	-4,38	565/176/7 (C)	12,82
570/191/7 (C)	-13,6	1129/443/7 (C)	8,09	569/183/7 (C)	-4,37	1258/479/7 (C)	12,85
706/239/7 (C)	-13,5	594/243/7 (C)	8,11	1268/492/7 (C)	-4,29	700/216/7 (C)	12,92
842/287/7 (C)	-13,35	838/280/7 (C)	8,14	433/135/7 (C)	-3,54	158/15/7 (C)	12,94
573/174/7 (C)	-13,27	725/291/7 (C)	8,15	1134/450/7 (C)	-2,88	903/387/7 (C)	13,12
978/335/7 (C)	-13,2	848/339/7 (C)	8,23	297/87/7 (C)	-2,87	436/110/7 (C)	13,18
1121/434/7 (C)	-13,19	1268/491/7 (C)	8,29	1146/402/7 (C)	-2,38	564/168/7 (C)	13,18
709/222/7 (C)	-12,84	573/166/7 (C)	8,44	160/39/7 (C)	-2,35	429/128/7 (C)	13,2
894/386/7 (C)	-12,81	976/311/7 (C)	8,7	1263/486/7 (C)	-2,13	1122/435/7 (C)	13,23
851/277/7 (C)	-12,78	974/328/7 (C)	8,73	170/29/7 (C)	-2,03	428/120/7 (C)	13,4
157/48/7 (C)	-12,58	709/214/7 (C)	8,89	1030/390/7 (C)	-2	1259/480/7 (C)	13,44
976/319/7 (C)	-12,42	2012/425/7 (C)	8,9	1124/438/7 (C)	-1,63	705/223/7 (C)	13,51
845/270/7 (C)	-12,35	1264/486/7 (C)	9,07	307/77/7 (C)	-1,42	293/80/7 (C)	13,51
294/96/7 (C)	-12,26	984/475/7 (C)	9,08	1273/498/7 (C)	-1,4	292/72/7 (C)	13,57
430/144/7 (C)	-11,87	730/337/7 (C)	9,33	2012/309/7 (C)	-0,8	300/62/7 (C)	13,59
981/318/7 (C)	-11,72	845/262/7 (C)	9,41	443/125/7 (C)	-0,63	155/24/7 (C)	13,68
983/334/7 (C)	-11,58	36/487/7 (C)	9,43	579/173/7 (C)	0,37	767/383/7 (C)	13,71
847/286/7 (C)	-11,43	707/289/7 (C)	9,44	715/221/7 (C)	1,59	156/32/7 (C)	13,75
566/192/7 (C)	-11,39	576/241/7 (C)	9,56	851/269/7 (C)	2,97	1119/431/7 (C)	13,77
711/238/7 (C)	-11,35	453/193/7 (C)	9,65	1123/436/7 (C)	3,08	883/384/7 (C)	13,89
575/190/7 (C)	-11,27	1039/390/7 (C)	9,66	1262/484/7 (C)	3,36	163/14/7 (C)	13,92
1260/482/7 (C)	-11,23	161/39/7 (C)	9,68	1019/388/7 (C)	3,46	1120/432/7 (C)	14,01
439/142/7 (C)	-11,19	298/87/7 (C)	9,69	159/23/7 (C)	3,76	1180/393/7 (C)	14,16
303/94/7 (C)	-11,12	1125/438/7 (C)	9,69	36/488/7 (C)	3,85	569/175/7 (C)	14,39
986/317/7 (C)	-11,11	434/135/7 (C)	9,7	31/440/7 (C)	4,11	1127/441/7 (C)	14,48
166/46/7 (C)	-11,05	570/183/7 (C)	9,72	35/4/7 (C)	4,18	1002/481/7 (C)	15,04
972/320/7 (C)	-11,04	322/145/7 (C)	9,73	3/52/7 (C)	4,18	433/127/7 (C)	15,12
1319/397/7 (C)	-11	706/231/7 (C)	9,76	7/100/7 (C)	4,2	297/79/7 (C)	15,71
1269/493/7 (C)	-10,93	299/97/7 (C)	9,78	296/71/7 (C)	4,21	1263/485/7 (C)	16,03
850/269/7 (C)	-10,92	167/49/7 (C)	9,81	11/148/7 (C)	4,23	160/31/7 (C)	16,17
1130/445/7 (C)	-10,91	842/279/7 (C)	9,82	15/196/7 (C)	4,26	1030/389/7 (C)	16,49
714/221/7 (C)	-10,9	978/327/7 (C)	9,88	19/244/7 (C)	4,3	979/433/7 (C)	16,69
578/173/7 (C)	-10,87	861/427/7 (C)	9,9	23/292/7 (C)	4,34	1124/437/7 (C)	16,8
442/125/7 (C)	-10,86	44/45/7 (C)	9,93	27/340/7 (C)	4,43	162/385/7 (C)	16,83
306/77/7 (C)	-10,85	981/310/7 (C)	10,06	987/317/7 (C)	4,77	185/40/7 (C)	16,94
169/29/7 (C)	-10,83	1269/492/7 (C)	10,17	432/119/7 (C)	4,78	317/88/7 (C)	17,12
1131/402/7 (C)	-10,8	983/326/7 (C)	10,24	568/167/7 (C)	5,49	440/136/7 (C)	17,33
702/240/7 (C)	-10,8	847/278/7 (C)	10,35	1260/481/7 (C)	5,87	571/184/7 (C)	17,59
1133/450/7 (C)	-10,78	711/230/7 (C)	10,39	37/494/7 (C)	5,88	594/232/7 (C)	17,88

Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

836/272/7 (C)	-10,52	575/182/7 (C)	10,44	1121/433/7 (C)	6,3	997/476/7 (C)	17,92
987/325/7 (C)	-10,47	980/302/7 (C)	10,46	24/293/7 (C)	6,3	725/280/7 (C)	18,19
1272/498/7 (C)	-10,43	439/134/7 (C)	10,49	28/341/7 (C)	6,32	848/328/7 (C)	18,58
700/224/7 (C)	-10,13	303/86/7 (C)	10,54	20/245/7 (C)	6,33	984/479/7 (C)	19,82
838/288/7 (C)	-10,12	37/493/7 (C)	10,57	16/197/7 (C)	6,35	730/312/7 (C)	20
973/328/7 (C)	-10,1	166/38/7 (C)	10,58	704/215/7 (C)	6,36	707/264/7 (C)	20,31
564/176/7 (C)	-9,8	975/303/7 (C)	10,59	12/149/7 (C)	6,37	576/216/7 (C)	20,6
975/311/7 (C)	-9,71	1319/396/7 (C)	10,62	32/446/7 (C)	6,38	453/168/7 (C)	20,84
837/280/7 (C)	-9,56	1130/444/7 (C)	10,71	8/101/7 (C)	6,38	322/120/7 (C)	21,02
428/128/7 (C)	-9,54	986/309/7 (C)	10,79	4/53/7 (C)	6,39	299/72/7 (C)	21,16
1258/480/7 (C)	-9,5	31/439/7 (C)	10,84	44/383/7 (C)	21,49	458/194/7 (C)	21,24
292/80/7 (C)	-9,34	35/391/7 (C)	10,99	997/480/7 (C)	27,89	589/242/7 (C)	21,25
155/32/7 (C)	-9,2	3/47/7 (C)	11,04	458/176/7 (C)	31,48	435/146/7 (C)	21,25
980/310/7 (C)	-9,17	7/95/7 (C)	11,14	589/224/7 (C)	31,48	167/24/7 (C)	21,26
974/336/7 (C)	-9,16	850/261/7 (C)	11,17	843/320/7 (C)	31,5	843/338/7 (C)	21,27
839/263/7 (C)	-9,14	977/319/7 (C)	11,24	435/128/7 (C)	31,5	304/98/7 (C)	21,27
767/384/7 (C)	-9,14	714/213/7 (C)	11,25	304/80/7 (C)	31,52	49/2/7 (C)	21,3
701/232/7 (C)	-9,05	11/143/7 (C)	11,26	712/272/7 (C)	31,55	180/50/7 (C)	21,3
1119/432/7 (C)	-9,03	839/255/7 (C)	11,28	180/32/7 (C)	31,55	712/290/7 (C)	21,31
703/215/7 (C)	-8,75	1272/497/7 (C)	11,33	49/384/7 (C)	31,56	866/428/7 (C)	21,42
565/184/7 (C)	-8,57	578/165/7 (C)	11,33	866/432/7 (C)	31,71	861/431/7 (C)	21,47
567/167/7 (C)	-8,42	442/117/7 (C)	11,39	431/119/7 (C)	-8,15	306/69/7 (C)	11,43
844/262/7 (C)	-8,3	15/191/7 (C)	11,41	295/71/7 (C)	-7,94	169/21/7 (C)	11,47
429/136/7 (C)	-8,16	844/254/7 (C)	11,42	977/327/7 (C)	-7,93	1131/401/7 (C)	11,51

Tableau V.3: valeurs de effort tranchant

Suivant l'article A.5.1.1 des règles BAEL91 modifié 99, on doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

$$V_u^{max} = 31.71 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{31.71 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.42} = 0.25 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 4.34 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0.25 < \bar{\tau}_u = 4.34 \text{ MPa} \dots \text{ Condition vérifiée}$$

2-4-Vérification des contraintes

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{37.78}{27.97} = 1.35$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.42 > \alpha = 0.1$$

Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

sur appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{128.51}{31.06} = 4.13$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100} = \frac{4.13 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 1.815 > \alpha = 0.16$$

Donc pas vérification des contraintes à L'ELS.

2-5-Ferrailage transversal :

Suivant l'article A.5.1, 23 des règles BAEL91 modifié99 on a :

$$\frac{A_t}{bs_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{tj}K)}{0.9f_{et}(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec :

$$\begin{cases} K = 1; & \text{pour la flexion simple} \\ \alpha = 90^\circ; & \text{pour les armatures droits} \end{cases}$$

f_{et} : La limite élastique garantie des armatures transversales,

γ_s : Le coefficient de sécurité partiel sur les armatures

S_t : est l'espacement des cours d'armatures transversales, qui est donné par l'article 7.5.2.2 des règles RPA99v2003 comme suit :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\varphi_l; 30cm\right\}$$

Avec φ_l est le plus petit diamètre des barres longitudinales, c'est-à-dire 1.4 cm,

Donc on adopte :

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq \min\left\{\frac{45}{4}; 12 \times 1.4; 30cm\right\} = 16.8 \text{ cm} \quad \text{Poutres porteuses}$$

$$S_t = 8 \text{ cm} \leq \min\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1.4; 30cm\right\} = 8.75cm \quad \text{Poutres } \square \text{ on porteuses}$$

Hors zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}, \quad \text{Poutres porteuses}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}, \quad \text{Poutres non porteuses}$$

Donc on adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$,

➤ Poutres porteuses :

$$V_u^{max} = 207.30 \text{ KN}(G + Q + E) \rightarrow \tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{0.2073}{0.30 \times 0.42} = 1.64 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow A_t \geq \frac{bs_t\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{tj}K)}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} = \frac{30 \times 15 \times 1(1.64 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 235 \times 1} = 2.14 \text{ cm}^2$$

Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

La valeur limite décrit par l'article 7.5.2.2. Des règles RPA99v2003 :

$$A_t \geq A_t^{min} = 0.003 s_t \square$$

$$A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.14 \geq 1.35 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Description des armatures :

On adopte cadre $\Phi 8$ et un épingle $\Phi 8$

Poutres non porteuses :

$$V_u^{max} = 65.92 \text{ KN}(G + Q + E) \rightarrow \tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{0.6592}{0.30 \times 0.32} = 6.86 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow A_t \geq \frac{bs_t \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}{0.9 f_{et} (\cos \alpha + \sin \alpha)} = \frac{30 \times 15 \times 1 (6.86 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 235 \times 1} = 9.09 \text{ cm}^2$$

La valeur limite décrit par l'article 7.5.2.2 des règles RPA99v2003 :

$$A_t \geq A_t^{min} = 0.003 s_t b$$

$$\rightarrow A_t = 9.09 > A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_t = 9.09 \text{ cm}^2$$

➤ Description des armatures :

On adopte cadre $\Phi 8$ et un épingle $\Phi 8$

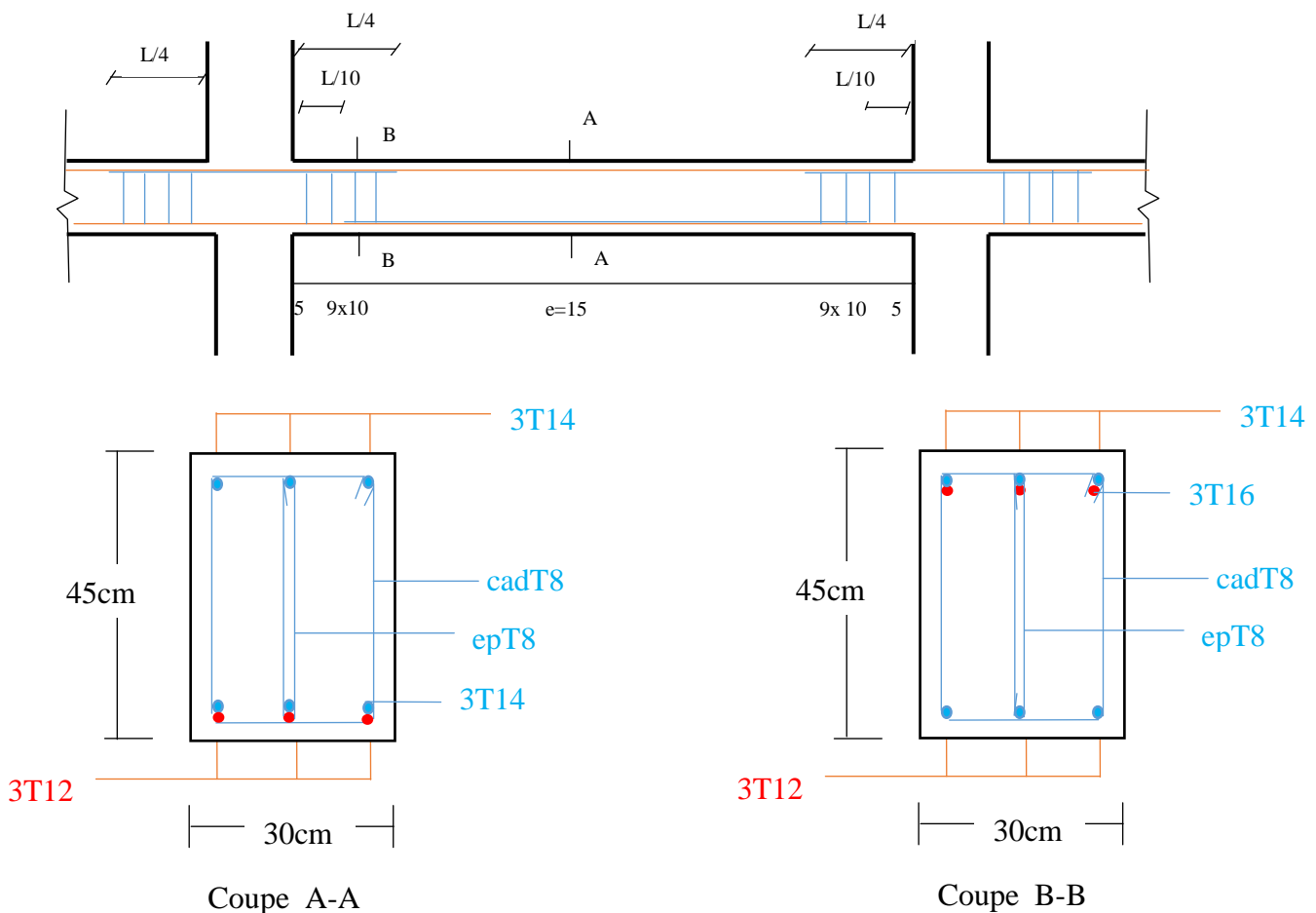




Figure V.1 : Exemple de Ferrailages des Poutres porteuses

3-Ferrailage des poteaux:

1-Introduction :

Le ferrailage final des poteaux est déterminé on combinant les cas les plus défavorables donnés par les deux cas de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal (compression), moment fléchissant correspondant,
- Moment fléchissant maximal, effort normal correspondant.

Selon la position du poteau vissée par les calculs, la fissuration considérée comme suite :

- Peut préjudiciable dans le cas des poteaux intermédiaires.
- Préjudiciable dans le cas contraire (poteau de rive ou d'angle en façade).

3-1 Ferrailage longitudinal :

- **Recommandations des règles RPA99v2003 :**

Selon l'article 7.4.2.1 des mêmes règles, on a les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimal sera de 0.8% pour la zone sismique IIa,

Leur pourcentage maximal sera de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Poteau	Zone	Ferrailage min [cm ²]	Ferrailage max [cm ²]
45 x45	Courante	$0.008 \times 45 \times 45 = 16.2$	$0.04 \times 45 \times 45 = 81$
	De recouvrement	$0.008 \times 45 \times 45 = 16.2$	$0.06 \times 45 \times 45 = 121.5$
Ø 40	Courante	$0.008 \times \pi \times 20^2 = 10.048$	$0.04 \times \pi \times 20^2 = 25.37$
	De recouvrement	$0.008 \times 12.57 = 10.048$	$0.06 \times \pi \times 20^2 = 75.36$

Tableau V.7 : pourcentage des armatures pour les poteaux

Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

Le diamètre minimum est de 12mm

La longueur minimale des recouvrements est de:

40φ en zone IIa

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser

- 25 cm en zone IIa

➤ **Etapes de calcul :**

L'article A.4.3.5 des règles BAEL91rev.99, pour la détermination du mode de travail de l'élément, soit en flexion composée ou en flambement

➤ Exemples de calcul :

Dans ce qui suit on va présenter un exemple de calcul de ferrailage détaillés qui correspondent aux deux différentes répartitions de contraintes dans les sections, que nous pouvant les rencontrés souvent dans le calcul des poteaux, ce sont les sections partiellement comprimées et les sections entièrement comprimé.

Poteau soumis à N^{max} et $M^{correspondant}$:

$$\begin{cases} N^{max} = 576.39 \text{ KN}, \\ M^{correspondant} = 12.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul de la longueur de flambement :

➤ Raideur des poutres :

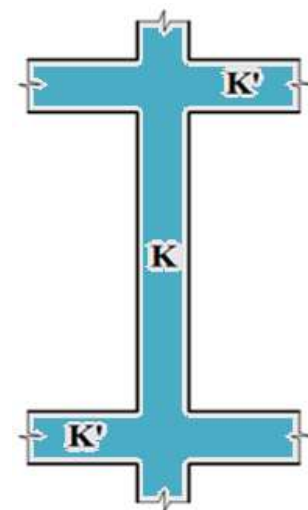
$$K' = \frac{I'}{L'} = \frac{b'h'^3}{12 L'} = \frac{0.30 \times 0.40^3}{12 \times 3.80} = 4.21 \times 10^{-4} m^3$$

➤ Raideur des poteaux :

$$K = \frac{I}{L} = \frac{bh^3}{12 L} = \frac{0.45 \times 0.45^3}{12 \times 3.74} = 9.13 \times 10^{-4} m^3$$

Donc :

$$K > K'$$



C'est-à-dire que les poteaux sont plus raide que les poutres dans le sens de flambement considéré, ce qui conduit à :

$$L_f = 3.74 m$$

Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

Calcul des excentricités :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{12.85}{576.39} = 0.022m$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2cm; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2cm; \frac{3.74}{250} \right\} = 2cm = 0.014 m$$

$$e_2 = \frac{3 L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \varphi)$$

$$\varphi = 2, \text{ et } \alpha \text{ ce calcul comme suit } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{5.7637}{5.7637 + 6.22} = 0.48$$

$$\rightarrow e_2 = \frac{3 \times 3.74^2}{10^4 \times 0.45} (2 + 0.48 \times 2) = 0.027 m$$

Vérification de la condition de flambement :

Suivant l'organigramme 1, on doit faire la vérification suivante :

$$\frac{L_f}{h} = \frac{3.74}{0.45} = 8.31 < \text{Max} \left\{ 15; 20 \frac{(e_0 + e_a)}{h} \right\} = \text{Max} \left\{ 15; 20 \frac{(0.022 + 0.014)}{0.45} = 1.6 \right\} = 15$$

La condition étant vérifiée, le poteau donc sera justifié en flexion composée avec une excentricité e qui inclure les effets de seconde ordre :

$$e = e_0 + e_a + e_2 = 0.022 + 0.014 + 0.027 = 0.063m$$

Répartition des contraintes dans la section :

Suivant l'organigramme 2 on a :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{bh f_{bc}}$$

$$\psi_1 = \frac{5.6739}{0.45 \times 0.45 \times 18.47} = 1.49 > \frac{2}{3}$$

Donc :

$$\zeta = \frac{(3\psi_1 - 1)(1 - \psi_1)}{4\psi_1}$$

$$\zeta = \frac{(3 \times 1.49 - 1)(1 - 1.49)}{4 \times 1.49} = 0.12$$

$$\psi_1 < 0.81 \rightarrow e_{NC} = \zeta h$$

Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

$$= 0.12 \times 0.45 = 0.054 \text{ m} < e = 0.101 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

Calcul du ferrailage fictif en flexion simple :

$$M_{u \text{ fictif}} = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ufictif} = 5.6739 \left(0.063 + 0.42 - \frac{0.45}{2} \right) = 1.463 \text{ MN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{12.85}{9.51} = 1.35 \rightarrow \mu_{lu} = 0.341 \times 1.35 - 0.1776 = 0.284$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uf}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.463}{0.45 \times 0.42^2 \times 18.8} = 0.890 > \mu_{lu} \rightarrow A'_{sf} \neq 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{lu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.890}) = 0.925 \\ z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 0.42(1 - 0.4 \times 0.925) = 0.264 \text{ m} \end{cases}$$

$$\sigma_{sc} = 9\gamma f_{c28} - \delta'[370 + 12f_{c28}]$$

$$\sigma_{sc} = 9 \times 0.284 \times 25 - \frac{3}{42} [370 + 12 \times 25] = 16.042 \text{ Mpa}$$

$$\square_{lu} = \mu_{lu} bd^2 f_{bu} = 0.284 \times 0.45 \times 0.42^2 \times 18.8 = 0.423 \text{ MN.m}$$

Donc le ferrailage fictif ce calcul comme suit :

$$A'_s = \frac{M_{ufictif} - M_{lu}}{\sigma_{sc}(d - d')}$$

$$A'_{sf} = \frac{1.463 - 0.423}{16.042(0.42 - 0.03)} = 16.62 \text{ cm}^2 (28.82)$$

$$\begin{cases} A_{s1} = \frac{M_{lu}}{Z_d f_{su}} \\ A_{s2} = \frac{A'_s \sigma_{sc}}{f_{su}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{s1} = \frac{0.240 \times 10^4}{0.264 \times 348} = 26.12 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 16.62 \times \frac{15.593}{348} = 0.7447 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\rightarrow A_{sf} = A_{s1} + A_{s2} = 26.86 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage réel se déduit du fictif comme suit :

Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

$$\begin{cases} A'_s = A'_{sf} = 16.62 \text{ cm}^2, \\ A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 26.86 \times 10^{-4} - \frac{5.6739}{348} = -0.0136 \text{ cm}^2 < 0 \end{cases}$$

Puisque A_s est négative, on va prendre le ferrailage minimal donné comme suivant :

$$A_s = A_s^{min} = \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 2.44 \text{ cm}^2$$

Par conséquent :

$$\begin{cases} A'_s = 16.62 \text{ cm}^2, \\ A_s = 2.44 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

Qui se donne une section d'acier totale égale a :

$$A_s^{tot} = 16.62 + 2.44 = 19.06 \text{ cm}^2 > 16.20 \text{ cm}^2 = A_{smin}^{RPA}$$

$$A_s^{tot} = 19.06 \text{ cm}^2$$

on adopte le ferrailage suivant : 4 HA 20 + 4 HA 16 = 20.61 cm² > 19.06 CV

3-3-Ferrailage transversal :

L'article 7.4.2.2 des mêmes règles recommande que:

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

- V_U : l'effort tranchant de calcul
 - h_1 : hauteur totale de la section brute
 - f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
 - ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est en fonction de l'élançement géométrique λ_g .
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$
 - Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales de diamètre (Φ cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux,
 - L'espacement t entre les armatures transversales doit être au plus égale aux valeurs maximales suivantes qui correspond à la zone sismique 3 :

$$\begin{cases} \text{Dans la zone nodale : } t \leq 10 \text{ cm} \\ \text{hors zone nodale : } t' \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10 \Phi_l\right) \end{cases}$$

Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

Où :

Φ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale en % est donnée en fonction de l'élanement géométrique du poteau dans la direction considérée comme suit :

$$\text{Si : } \lambda_g \geq 5 \rightarrow \frac{A_t}{tb} = 0.3\%$$

$$\text{Si : } \lambda_g \leq 3 \rightarrow \frac{A_t}{tb} = 0.8\%$$

Si : $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ on interpole entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{3.74}{0.45} = 8.31 > 5 \rightarrow \rho_a = 2.50$$

t : est l'espacement des armatures transversales, il est déduit par les valeurs maximales suivantes :

Dans la zone nodale :

$$t \leq 10 \text{ cm}$$

→ On adopte $t = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante :

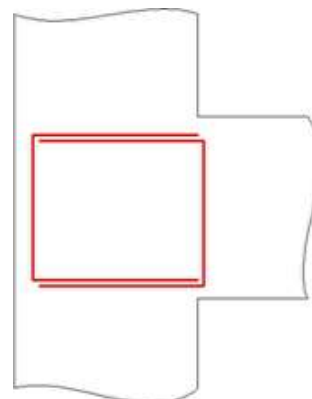
$$t' \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10 \Phi_l\right)$$

$$t' \leq \min\left(\frac{45}{2}; \frac{45}{2}; 10 \times 1.6\right) = 16$$

On adopte : $t' = 15 \text{ cm}$.

- Ferrailage transversal des nœuds

A cause de la vulnérabilité des zones nodales face aux actions sismiques, le règlement RPA99rév2003 recommande de prévoir des armatures transversales constituées de deux U superposés formant un carré ou un rectangle. Les directions de recouvrement de ces U doit être alternées (Voir Fig.VI-2)



Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

Donc on adopte trois fois deux en U de diamètre 10mm par nœud, espacés de 10 cm.

3-4-Vérification spécifiques

➤ Sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et 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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Où

N_d désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c_j} est la résistance caractéristique du béton

L'effort normal obtenue par logiciel ROBOT $N=738,91$ KN

$$v = \frac{738,91}{45 \times 45 \times 25} = 0.014 < 0.3 \quad \text{C. vérifiée}$$

3-5-Vérification des contraintes :

➤ Contraintes de cisaillement (ELU) :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \text{Min}\{\bar{\tau}_u^{RPA}; \bar{\tau}_u^{BAEL}\}$$

Avec :

Selon l'article 7.4.3.2 des règles RPA99rév2003 on a :

$$\begin{aligned} \bar{\tau}_u^{RPA} &= \rho_d f_{c28} \\ \lambda_g &= \frac{L_f}{a} = \frac{374}{45} = 8.1 > 5 \rightarrow \rho_d = 0.075 \\ \rightarrow \bar{\tau}_u^{RPA} &= 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Selon l'article A.5.1, 21 des règles BAEL91mod.99, et pour une fissuration préjudiciable on a :

$$\begin{aligned} \bar{\tau}_u &= \text{Min}\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\} = \text{Min}\left\{\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4\right\} = 2.5 \text{ MPa} \\ \tau_u &= \frac{V_u}{bd} = \frac{0.079}{0.45 \times 0.42} = 0.42 \text{ MPa} < \text{Min}\{0.42; 2.5\} = 0.42 \text{ MPa} \quad \text{C. vérifiée} \end{aligned}$$

➤ Contraintes normales (ELS) :

Dans ce qui suit on va présenter la vérification des contraintes normales dans le béton et dans l'acier

Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa.$$

$$M_{ser} = 11,23KNm, \quad N_{ser} = 421,66KN$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{11,23}{421,66} = 0,0266 m,$$

$$A_s = A'_s = \frac{A_s^{adopt}}{2} = \frac{20,61}{2} = 10,305 cm^2.$$

$$c = \frac{h}{2} - e = 0,225 - 0,0266m = 0,199m$$

On calcul les deux termes p et q comme suit :

$$\begin{cases} p = -3c^2 - 90A'_s \frac{(c-d')}{b} + 90A_s \frac{(d-c)}{b} \\ q = -2c^3 - 90A'_s \frac{(c-d')^2}{b} - 90A_s \frac{(d-c)^2}{b} \end{cases}$$

$$\begin{cases} p = -3(0,199)^2 - 90 \times 20,61 \times 10^{-4} \frac{(0,199 - 0,03)}{0,45} + 90 \times 20,61 \times 10^{-4} \frac{(0,42 - 0,199)}{0,45} = -0,341 \\ q = -2(0,199)^3 - 90 \times 20,61 \times 10^{-4} \frac{(0,199 - 0,03)^2}{0,45} - 90 \times 20,61 \times 10^{-4} \frac{(0,42 - 0,199)^2}{0,45} = -0,021 \end{cases}$$

Puis on résolve l'équation : $z^3 + pz + q = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (-0,021)^2 + \frac{4(-0,341)^3}{27} = -5,43 \times 10^{-3} < 0$$

$$\Delta < 0 \rightarrow \begin{cases} \varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3 \times -0,021}{2 \times (-0,341)} \sqrt{\frac{-3}{-0,341}} \right) \\ a = 2\sqrt{\frac{0,341}{3}} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \varphi = 59,51^\circ \\ a = 0,21 \end{cases}$$

Les trois solutions de l'équation de degré 3 sont comme suit :

$$\begin{cases} z_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 0,21 \times \cos \left(\frac{59,51}{3} \right) = 0,197 m \\ z_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right) = 0,21 \times \cos \left(\frac{59,51}{3} + 120 \right) = -0,160 m \\ z_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right) = 0,21 \times \cos \left(\frac{59,51}{3} + 240 \right) = -0,037 m \end{cases}$$

On calcul y_{ser} , représente la distance entre le centre de pression a l'axe de la fibre la plus comprimé (supérieure) :

$$y_{ser} = z + c$$

$\Delta < 0$, on choisit parmi les trois solutions précédentes celui qui donne :

$$0 \leq y_{ser} \leq d \Rightarrow 0 \leq y_{ser} \leq 0,42 m$$

Alors on prend : $z = z_1 = 0,22 m$

$$y_{ser} = 0,22 + 0,199 = 0,41 \Rightarrow 0 < 0,41 < 0,42 m$$

On calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b y_{ser}^3}{3} + 15 [A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - d')^2]$$

Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

$$\rightarrow I = \frac{0.45 \times 0.41^3}{3} + 15(20.61 \times 10^{-4}(0.42 - 0.41)^2 + 20.61 \times 10^{-4}(0.41 - 0.03)^2) = \mathbf{0.144 m^4}$$

Les contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{z N_{ser}}{I} y_{ser} \\ \sigma_s = 15 \frac{z N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0.41 \times 4.2166}{0.144} \times 0.41 \\ \sigma_s = 15 \times \frac{0.41 \times 4.2166}{0.144} \times (0.42 - 0.41) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\square c} = 4.922 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \quad \dots \text{ Condition vérifiée} \\ \sigma_s = 1.80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \mathbf{202 \text{ MPa}} \quad \dots \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Conclusion :

On peut conclure que le ferrailage adopté à l'ELU, vérifie le non dépassement des contraintes limites à l'ELS.

Exemple d'un poteau d'angle a E L U														
NIV	Section	Barre/Nœud/Cas	N cor	M max	A _{S1}	A _{S2}	A _S ^{MIN}	A _S ^{Adoptée}	choix des barres					
RDC	45 X 45	1051/301/7 (C)	504,74	5,09	3,60	3,60	16,20	20,61	4T20+4T16					
		1051/349/7 (C)	529,82	2,52										
1 ER ETAGE		915/253/7 (C)	453,11	7,71										
2 EME ETAGE		915/301/7 (C)	473,63	8,56										
		779/205/7 (C)	399,51	7,29										
3 EME ETAGE		779/253/7 (C)	420,03	7,15										
		643/157/7 (C)	344,56	8,94										
4 EME ETAGE		643/205/7 (C)	365,08	8,15										
		40 X 40	507/109/7 (C)	293,07						7,97	3,20	3,20	12,80	16,08
507/157/7 (C)			309,28	6,99										
5 EME ETAGE	371/61/7 (C)		240,82	8,97										
6 EME ETAGE	371/109/7 (C)		257,04	8,70										
	234/13/7 (C)		187,55	9,30										
7 EME ETAGE	234/61/7 (C)		203,76	9,16										
	98/409/7 (C)		133,40	11,11										
98/13/7 (C)	149,61		10,11											
8 EME ETAGE	35 X 35	1209/457/7 (C)	83,10	8,27	2,80	2,80	9,80	12.32	4T14+4T14					
		1209/409/7 (C)	95,51	7,81										
9 EME ETAGE		1348/505/7 (C)	32,65	12,49										
1348/457/7 (C)		45,07	10,38											

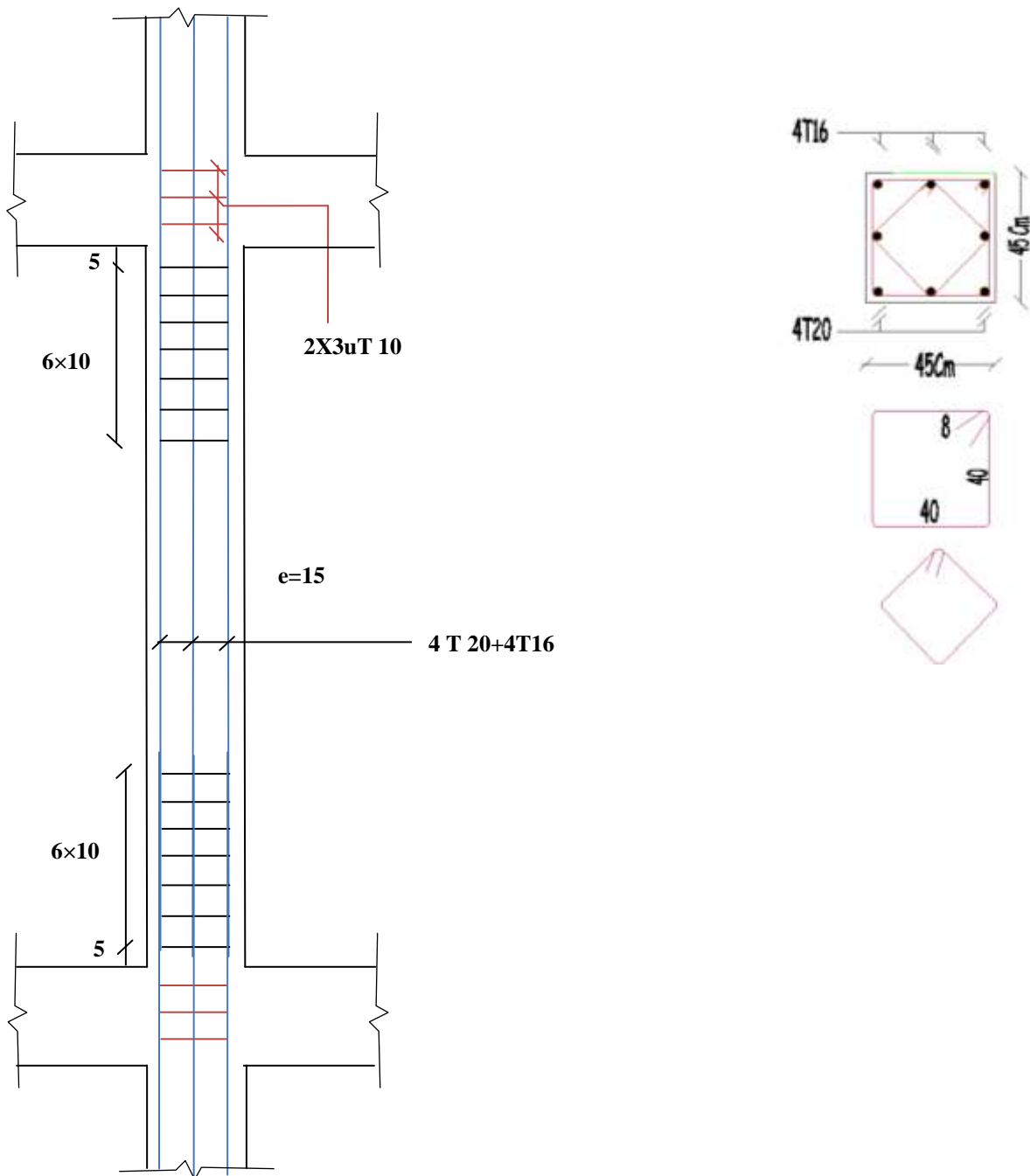
Tableau V.8 : sollicitations maximale est valeurs de ferrailages pour les poteaux d'angle

Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

Tableau V.9: sollicitations maximale est valeurs de ferrailages pour les poteaux centrale

Exemple d'un poteaux centrale a E L U														
NIV	Section	Barre/Nœud/Cas	N cor	M _{max}	A _{S1}	A _{S2}	A _S ^{MIN}	A _S ^{Adoptée}	choix des barres					
RDC	45 X 45	1066/316/7 (C)	802,54	7,98	3,60	3,60	16,20	20,61	4T20+4T16					
		1066/364/7 (C)	827,62	3,98										
1 ER ETAGE		930/268/7 (C)	704,01	12,38										
2 EME ETAGE		930/316/7 (C)	724,53	13,50										
		794/220/7 (C)	610,88	11,79										
3 EME ETAGE		794/268/7 (C)	631,40	10,05										
		658/172/7 (C)	521,44	14,20										
4 EME ETAGE		658/220/7 (C)	541,96	12,94										
		40 X 40	522/124/7 (C)	438,74						12,53	3,20	3,20	12,80	16,08
522/172/7 (C)			454,96	11,33										
5 EME ETAGE	386/76/7 (C)		358,09	14,66										
6 EME ETAGE	386/124/7 (C)		374,30	14,38										
	250/28/7 (C)		280,25	15,46										
7 EME ETAGE	250/76/7 (C)		296,46	15,32										
	113/406/7 (C)		204,67	18,43										
8 EME ETAGE	113/28/7 (C)	220,89	17,04											
	35 X 35	1224/454/7 (C)	132,87	12,95	2,80	2,80	9,80	12,32	4T14+4T14					
1224/406/7 (C)		145,29	12,25											
9 EME ETAGE		1363/502/7 (C)	60,99	18,14										
1363/454/7 (C)		73,40	15,74											
Exemple d'un poteau RIVE a E L U														
NIV	Section	Barre/Nœud/Cas	N cor	M _{max}	A _{S1}	A _{S2}	A _S ^{MIN}	A _S ^{Adoptée}	choix des barres					
RDC	45 X 45	1085/335/8 (C)	874,15	5,60	3,60	3,60	16,20	20,61	4T20+4T16					
		1085/398/8 (C)	899,23	2,85										
1 ER ETAGE		949/287/8 (C)	777,64	9,39										
2 EME ETAGE		949/335/8 (C)	798,16	9,73										
		813/239/8 (C)	683,05	9,81										
3 EME ETAGE		813/287/8 (C)	703,57	9,47										
		677/191/8 (C)	589,8	12,16										
4 EME ETAGE		677/239/8 (C)	610,32	11,09										
		40 X 40	541/143/7 (C)	501,31						10,19	3,20	3,20	12,80	16,08
541/191/7 (C)			517,52	9,25										
5 EME ETAGE	405/95/7 (C)		412,9	11,36										
6 EME ETAGE	405/143/7 (C)		429,11	11,21										
	269/47/7 (C)		325,53	11,62										
7 EME ETAGE	269/95/7 (C)		341,74	11,55										
	132/391/7 (C)		239,1	13,62										
8 EME ETAGE	132/47/7 (C)	255,32	12,57											
	35 X 35	1243/439/7 (C)	155,62	1,08	2,80	2,80	9,80	12,32	4T14+4T14					
1243/391/7 (C)		168,04	9,08											
9 EME ETAGE		1382/487/7 (C)	71,32	13,59										
1382/439/7 (C)		83,73	11,71											

Tableau V.9: sollicitations maximale est valeurs de ferrailages pour les poteaux centrale et rive



4-Ferrailage des voiles:

4-1-Introduction : *Figure V.2 : Exemple de Ferrailages de poteau RDC*

Le ferrailage des voiles consiste à la détermination de trois types d'aciers, qui sont :

- Aciers verticaux,
- Aciers horizontaux,
- Aciers transversaux.

Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

4-2-Recommandations du règlement RPA99ver2003 :

Aciers verticaux (Art.7.7.4.1):

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%,
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armature verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu,
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile,
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux,
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement),

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur un dixième de la largeur du voile (voir Fig suivante). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm

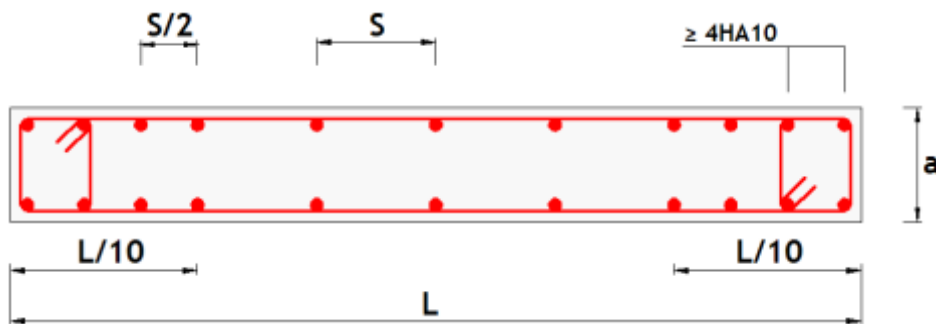


Figure V.3 : dispositions des armatures verticales dans les voiles

Aciers horizontaux (Art.7.7.4.2):

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ ,
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes (Art.7.7.4.3):

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux (voiles), est donné comme suit :

$$\begin{cases} \text{Globalement dans la section du voile :} & 0.15\% \\ \text{En zone courante :} & 0.10\% \end{cases}$$

Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit vérifier la condition suivante :

$$s \leq \text{Min}\{1.5a; 30\text{cm}\}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur,
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joins de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

4-3-Méthode de calcul :

Les contraintes extrêmes au niveau des abouts du voiles sont calculé suivante le principe de Navier-Bernoulli comme suit :

$$\begin{cases} \sigma_a = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} v \\ \sigma_b = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} v' \end{cases}$$

Détermination la nature de la section du voile :

- Si σ_a et σ_b sont des signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).
- Si σ_a et σ_b sont des signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).
- Si σ_a et σ_b sont des signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

a- Section partiellement comprimée (tendue) :

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendu : $[\mu]$ en utilisant les triangles semblables :

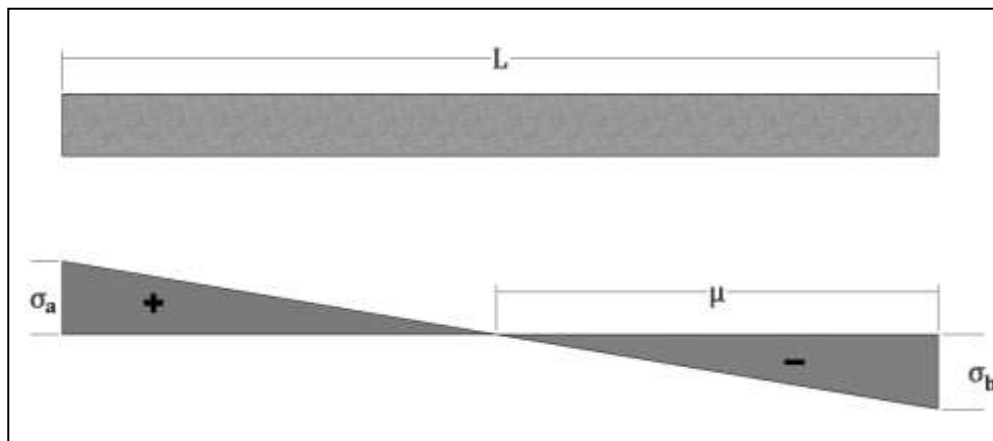


Figure V.4 : Section partiellement comprimée

$$\text{Tang} \alpha = \frac{\sigma_a}{L - \mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \Rightarrow \mu = \frac{L}{\left[\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b} \right) + 1 \right]}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$\mathbf{T} = (\sigma_b \times \mu \times b) / 2$$

La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A_s = \frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)}$$

b- Section entièrement tendue :

Dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue $[\mu]$ est égale à (L) l'effort de traction est égale à : $T = (\sigma_a \times \sigma_b \times \mu \times b)/2$

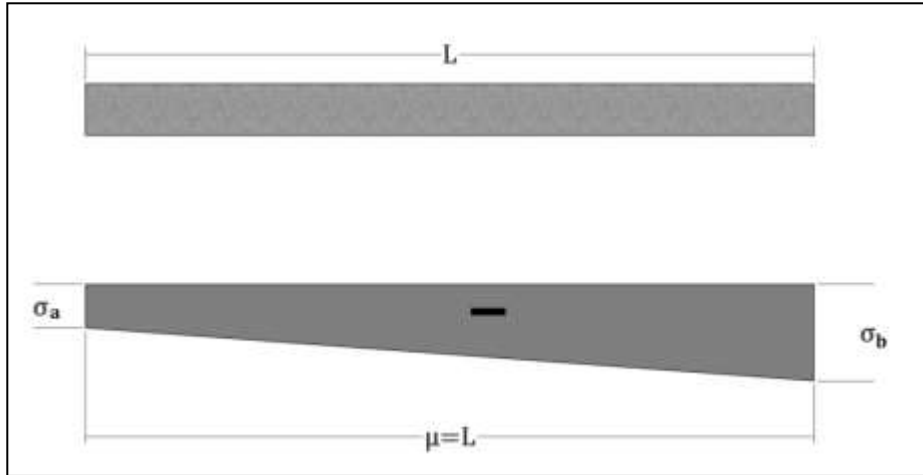


Figure V.5 : Section entièrement tendue

La section d'armature est :

$$A_s = \frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

c- Section entièrement comprimée :

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).

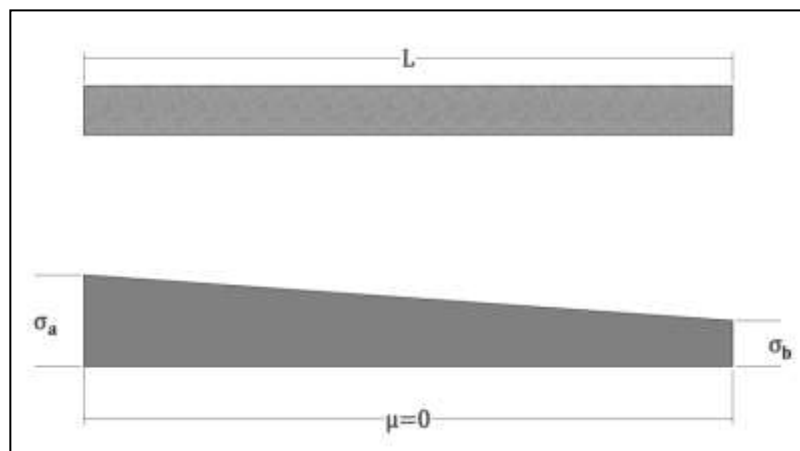


Figure V.5 : Section entièrement comprimée

Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

4-4-Exemple de calcul :

On va faire un exemple de calcul bien détaillé du ferrailage d'un seul voile (L= 4.00m) pour différent sollicitations. Mais le ferrailage des autres voiles sera mentionné dans un tableau qui récapitule le ferrailage des différents voiles.

4-5-Ferrailage vertical :

$$\begin{cases} N^{correspondant} = 2365.72 \text{ KN}, \\ M^{max} = 7781.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{Mv}{I} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{Mv'}{I} \end{cases}$$

Avec : h=4.00m, b=20cm, d=3.27m, d'=0.03m

$$\begin{aligned} v = v' &= \frac{h}{2} = \frac{3.3}{2} = 1.65 \text{ m} \\ B &= b \times h = 0.2 \times 3.3 = 0.66 \text{ m}^2. \\ I &= \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.2 \times 3.3^3}{12} = 0.59 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Donc, les contraintes valent :

$$\begin{cases} \sigma_a = \frac{2365.72}{0.66} + \frac{7781.32 \times 1.65}{0.59} = 25345.74 \text{ MPa} & \text{compression} \\ \sigma_b = \frac{2365.72}{0.66} - \frac{7781.32 \times 1.65}{0.59} = -18176.89 \text{ MPa} & \text{traction} \end{cases}$$

La section partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{L}{\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b}\right) + 1} = \frac{3.3}{\left(\frac{25345.74}{18176.89}\right) + 1} = 1.37 \text{ m}$$

Donc :

$$T = \frac{18176.89 \times 1.37 \times 0.2}{2} = 2490.23 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{2490.23 \times 10^3}{\left(\frac{400}{1}\right)} = 62.25$$

Donc : $A_s = 31.12 \text{ cm}^2/\text{nape}$

Donc on adopte **28 T12**/pour la zone tendu avec **AS=31.67 cm²**

Ferrailage minimal :

Selon le RPA99V2003 article (7.7.4.1 Aciers verticaux) :

$$A_{s \min}^{RPA} = 0.20\% B = 13.2 \text{ cm}^2$$

Par conséquent, on n'aura :

$$A_s > A_{s \min}^{RPA} = 13.12 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

L'espace entre les barres verticales recommandé par l'RPA est limité comme suit :

Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

$$s \leq \text{Min}\{1.5a; 30\text{cm}\} = \text{Min}\{1.5 \times 20; 30\text{cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$St : 15\text{cm}$.

4-6-Ferrailage horizontal:

$$A_{sh} = Av \times \frac{2}{3} = 62.25 \times \frac{2}{3} = 41.50\text{cm}^2$$

$$A_{sh} = 20.75 \text{ cm}^2/\text{nape}$$

On adopte : **20T10 avec AS = 15.71cm²/nape** avec un espacement de 15cm

Ferrailage minimal :

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 330 = 9.9\text{cm}^2 < A_{sh}^{adopté} \text{ condition vérifiée}$$

4-7-Ferrailage transversale:

On adopte des épingles de 8mm pour garder un écartement constant entre les nappes d'acier et assurer leur stabilité lors des phases d'exécution.

Vérification des contraintes de cisaillement :

- Selon l'article 7.7.2 de RPA 99 V2003, on doit vérifier la formule suivante :

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V}{0.9 \times h \times b} = \frac{1.4 \times 1.796}{0.9 \times 3.3 \times 0.2} = 4.23\text{Mpa} \leq \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5\text{MPa} \text{ C.V}$$

Les tableaux suivants récapitulent l'ensemble des résultats de sollicitations et de ferrailages des voiles ;

Dans notre cas on a trois type des Voile l'un des Trois (V3=4.60m)en sens YY et les deux autres types en sens XX (V1= 4.00 m ; V2 = 3.70 m)

Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

Les tableaux suivants récapitulent l'ensemble des résultats de sollicitations et de ferrillages des voiles ;

Types	Panneau/Coupe/Cas	N_{cor} NRx [kN]	M_{max} MRz [kNm]	V V' B,I	σ_a KN/m ²	σ_b KN/m ²	longueur de la zone tendue LT m	Effort de traction
Voile V1 ==> L=4,60 m	1090/4326-4344/14 (C) (CQC)	-1914,69	-9384,56	I=1,0667 m ⁴	15386,33	-11223,96	1,940	-2177,71
	1090/4326~4273-4344~4284/14 (C) (CQC)	-1763,78	-7177,77		12093,57	-8259,27	1,867	-1541,76
	954/4273-4284/14 (C) (CQC)	-1685,75	-5390,78		9475,22	-5810,55	1,749	-1016,03
	1090/4273-4284/14 (C) (CQC)	-1622,55	-5670,23		9802,72	-6275,44	1,795	-1126,70
	954/4223-4234/14 (C) (CQC)	-1568,16	-2833,32		5721,52	-2312,47	1,324	-306,18
	818/4223-4234/14 (C) (CQC)	-1433,89	-3379,96		6350,58	-3233,43	1,552	-501,81
	954/4273~4223-4284~4234/14 (C) (CQC)	-1340,56	-4218,78	7438,39	-4524,13	1,740	-787,05	
	818/4173-4184/14 (C) (CQC)	-1253,35	-1563,79	3579,43	-854,76	0,887	-75,79	
	682/4173-4184/14 (C) (CQC)	-1208,15	-2124,08	4324,66	-1698,25	1,297	-220,27	
	818/4223~4173-4234~4184/14 (C) (CQC)	-1176,3	-2484,94	4801,66	-2244,48	1,465	-328,88	
	682/4123-4134/14 (C) (CQC)	-1038	-1204,04	2835,31	-578,79	0,780	-45,14	
	682/4173~4123-4184~4134/14 (C) (CQC)	-1005,65	-1523,05	3252,43	-1066,24	1,136	-121,09	
	546/4123-4134/14 (C) (CQC)	-997,07	-1448,8	3137,84	-970,29	1,086	-105,42	
	546/4073-4084/14 (C) (CQC)	-948,53	-1391,77	3004,22	-942,20	1,098	-103,48	
	410/4023-4034/14 (C) (CQC)	-873,47	-1626,67	3255,67	-1356,82	1,353	-183,60	
	546/4123~4073-4134~4084/14 (C) (CQC)	-842,59	-1216,39	2640,42	-808,70	1,079	-87,22	
	410/4073-4084/14 (C) (CQC)	-807,17	-1224,28	2613,11	-858,39	1,137	-97,64	

Tableau V.10 : résultats de sollicitations et de ferrillages des voiles

μ_m	As Min 15%	V	τ_b	τ_b	As	As/2	As _h	As 1 seul nappe	Choix des barres	Section adoptée
1,94	13,80	1,940	3,281	5,000	-54,4	27,22	36,20	18,148	14*HA 14 +14*HA 12	37.38cm ²
1,87	13,80	1,867	3,156	5,000	38,54	19,27	25,696	12,848	28 T12 Esp 15 Cm	31.67cm ²
1,75	13,80	1,749	2,957	5,000	25,40	12,70	16,934	8,467	28 T12 Esp 15 Cm	31.67cm ²
1,80	13,80	1,795	3,036	5,000	28,16	14,08	18,778	9,389	28 T12 Esp 15 Cm	31.67cm ²
1,32	13,80	1,324	2,239	5,000	7,65	3,827	5,103	2,552	28 T12 Esp 15 Cm	31.67cm ²
1,55	13,80	1,552	2,624	5,000	12,54	6,273	8,363	4,182	28 T12 Esp 15 Cm	31.67cm ²
1,74	13,80	1,740	2,941	5,000	19,67	9,838	13,118	6,559	28 T12 Esp 15 Cm	31.67cm ²
0,89	13,80	0,887	1,499	5,000	1,895	0,947	1,263	0,632	28 T12 Esp 15 Cm	31.67cm ²
1,30	13,80	1,297	2,193	5,000	5,507	2,753	3,671	1,836	28 T12 Esp 15 Cm	31.67cm ²
1,47	13,80	1,465	2,478	5,000	8,222	4,111	5,481	2,741	28 T12 Esp 15 Cm	31.67cm ²
0,78	13,80	0,780	1,319	5,000	1,128	0,564	0,752	0,376	28 T12 Esp 15 Cm	31.67cm ²
1,14	13,80	1,136	1,920	5,000	3,027	1,514	2,018	1,009	28 T12 Esp 15 Cm	31.67cm ²
1,09	13,80	1,086	1,837	5,000	2,635	1,318	1,757	0,878	28 T12 Esp 15 Cm	31.67cm ²
1,10	13,80	1,098	1,857	5,000	2,587	1,293	1,725	0,862	28 T12 Esp 15 Cm	31.67cm ²
1,35	13,80	1,353	2,288	5,000	4,590	2,295	3,060	1,530	28 T12 Esp 15 Cm	31.67cm ²
1,08	13,80	1,079	1,824	5,000	2,181	1,090	1,454	0,727	28 T12 Esp 15 Cm	31.67cm ²
1,14	13,80	1,137	1,923	5,000	2,441	1,220	1,627	0,814	28 T12 Esp 15 Cm	31.67cm ²

Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

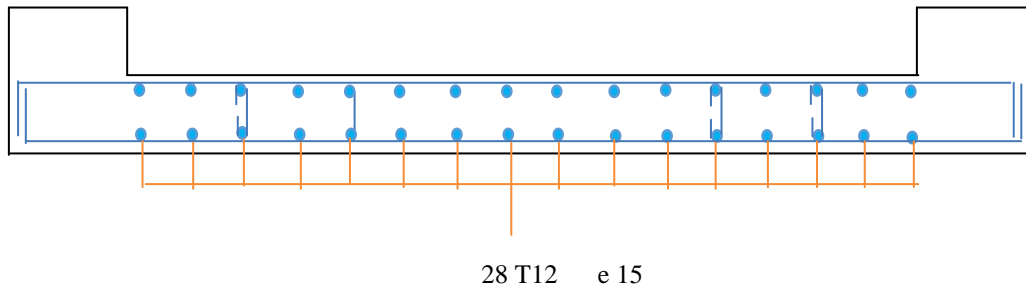


Figure V.6 : Exemple de ferrailage de voile

Les tableaux suivants récapitulent l'ensemble des résultats de sollicitations et de ferrillages des voiles ;

Types	Panneau/Coupe/Cas	N_{cor}	M_{max}	V ; V' B,I	σ_a KN/m ²	σ_b KN/m ²	L de la zone tendue LT m	Effort de traction
		NRx [kN]	MRz [kNm]					
Voile V2 ==> L=3,70 m	276/112-120/15 (C) (CQC)	-558,79	506,41	v=1,85 m B=0,844m ² I=0,844 m ⁴	-1864,86	354,62	0,59	20,96
	412/112-120/15 (C) (CQC)	-672,82	580,14		-2180,52	362,09	0,53	19,08
	412/160~112-168~120/15 (C) (CQC)	-671,58	648,17		-2327,93	512,85	0,67	34,26
	412/160-168/15 (C) (CQC)	-672,83	741,47		-2534,07	715,61	0,81	58,31
	548/160-168/15 (C) (CQC)	-783,89	857,52		-2938,46	819,84	0,81	66,17
	548/208~160-216~168/15 (C) (CQC)	-783,99	958,64		-3160,19	1041,30	0,92	95,49
	548/208-216/15 (C) (CQC)	-787,93	1090,73		-3454,97	1325,43	1,03	135,97
	684/208-216/15 (C) (CQC)	-894,1	1244,35		-3935,09	1518,60	1,03	156,46
	684/256~208-264~216/15 (C) (CQC)	-897,04	1380,34		-4237,07	1812,63	1,11	200,95
	684/256-264/15 (C) (CQC)	-905,41	1556,08		-4633,49	2186,44	1,19	259,36
	820/256-264/15 (C) (CQC)	-1004,51	1747,17		-5186,16	2471,27	1,19	295,09
	820/304~256-312~264/15 (C) (CQC)	-1012,24	1921,89		-5579,48	2843,70	1,25	355,22
	820/304-312/15 (C) (CQC)	-1027,42	2148,07		-6095,64	3318,83	1,30	432,89
	956/304-312/15 (C) (CQC)	-1175,94	2377,41		-6798,92	3620,70	1,29	465,52
	956/352~304-360~312/15 (C) (CQC)	-1133,8	2699,25		-7447,25	4382,92	1,37	600,81
	956/352-360/15 (C) (CQC)	-1093,98	3019,18		-8094,52	5137,82	1,44	738,11

Tableau V.11 : résultats de sollicitations et de ferrillages des voiles

Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

μ_m	As Min 15%	V	τ_b	As	As/2	Ash	1 seul nappe	Choix des barres	Section adoptée
0,59	11,10	0,591	1,243	0,524	0,262	0,349	0,175	23 T12 Esp 15 Cm	23 * HA 12 = 26.01cm ²
0,53	11,10	0,527	1,108	0,477	0,238	0,318	0,159	23 T12 Esp 15 Cm	23 * HA 12 = 26.01cm ²
0,67	11,10	0,668	1,404	0,856	0,428	0,571	0,285	23 T12 Esp 15 Cm	23 * HA 12 = 26.01cm ²
0,81	11,10	0,815	1,713	1,458	0,729	0,972	0,486	23 T12 Esp 15 Cm	23 * HA 12 = 26.01cm ²
0,81	11,10	0,807	1,697	1,654	0,827	1,103	0,551	23 T12 Esp 15 Cm	23 * HA 12 = 26.01cm ²
0,92	11,10	0,917	1,928	2,387	1,194	1,591	0,796	23 T12 Esp 15 Cm	23 * HA 12 = 26.01cm ²
1,03	11,10	1,026	2,156	3,399	1,700	2,266	1,133	23 T12 Esp 15 Cm	23 * HA 12 = 26.01cm ²
1,03	11,10	1,030	2,166	3,911	1,956	2,608	1,304	23 T12 Esp 15 Cm	23 * HA 12 = 26.01cm ²
1,11	11,10	1,109	2,330	5,024	2,512	3,349	1,675	23 T12 Esp 15 Cm	23 * HA 12 = 26.01cm ²
1,19	11,10	1,186	2,494	6,484	3,242	4,323	2,161	23 T12 Esp 15 Cm	23 * HA 12 = 26.01cm ²
1,19	11,10	1,194	2,510	7,377	3,689	4,918	2,459	23 T12 Esp 15 Cm	23 * HA 12 = 26.01cm ²
1,25	11,10	1,249	2,626	8,880	4,440	5,920	2,960	23 T12 Esp 15 Cm	23 * HA 12 = 26.01cm ²
1,30	11,10	1,304	2,742	10,822	5,411	7,215	3,607	23 T12 Esp 15 Cm	23 * HA 12 = 26.01cm ²
1,29	11,10	1,286	2,703	11,638	5,819	7,759	3,879	23 T12 Esp 15 Cm	23 * HA 12 = 26.01cm ²
1,37	11,10	1,371	2,882	15,020	7,510	10,014	5,007	23 T12 Esp 15 Cm	23 * HA 12 = 26.01cm ²
1,44	11,10	1,437	3,020	18,453	9,226	12,302	6,151	23 T12 Esp 15 Cm	23 * HA 12 = 26.01cm ²

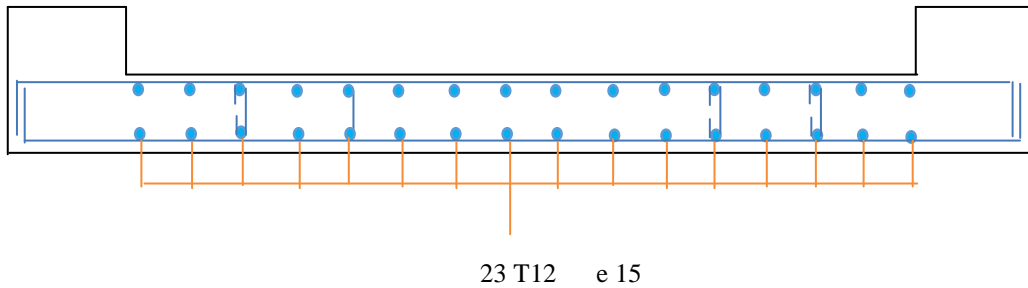


Figure V.7 : Exemple de ferrailage de voile

Chapitre V : Ferrailage Des Elément Porteurs

Les tableaux suivants récapitulent l'ensemble des résultats de sollicitations et de ferrillages des voiles ;

Types	Panneau/Coupe/Cas	N_{cor}	M_{max}	$V ; V'$ B, I	σ_a KN/m ²	σ_b KN/m ²	LT (m)	Effort de traction
		NRx [kN]	MRz [kNm]					
Voile V3 ==> L=4,00 m	277/132-140/15 (C) (CQC)	-708,82	651,13	v=2,30 m B=0.66 m ² I=0.59 m ⁴	-1693,61	152,70	0,38	5,81
	413/132-140/15 (C) (CQC)	-827,45	744,71		-1955,23	156,42	0,34	5,33
	413/180~132-188~140/15 (C) (CQC)	-833,82	832,24		-2086,25	273,60	0,53	14,59
	413/180-188/15 (C) (CQC)	-840,74	947,67		-2257,43	429,73	0,74	31,61
	549/180-188/15 (C) (CQC)	-957,43	1098,47		-2598,06	516,69	0,76	39,43
	549/228~180-236~188/15 (C) (CQC)	-963,66	1228,86		-2789,70	694,78	0,92	63,73
	549/228-236/15 (C) (CQC)	-971,67	1392,49		-3030,39	918,07	1,07	98,19
	685/228-236/15 (C) (CQC)	-1084,64	1593,8		-3438,60	1080,68	1,10	118,87
	685/276~228-284~236/15 (C) (CQC)	-1092,1	1767,31		-3692,70	1318,57	1,21	159,59
	685/276-284/15 (C) (CQC)	-1102,87	1982,99		-4010,19	1612,65	1,32	212,76
	821/276-284/15 (C) (CQC)	-1210,03	2231,22		-4478,61	1848,11	1,34	248,33
	821/324~276-332~284/15 (C) (CQC)	-1220,75	2447,42		-4796,78	2142,97	1,42	304,40
	821/324-332/15 (C) (CQC)	-1236,63	2717,75		-5197,31	2508,98	1,50	375,76
	957/324-332/15 (C) (CQC)	-1333,96	2994,47		-5695,42	2795,51	1,51	423,37
	957/372~324-380~332/15 (C) (CQC)	-1352,71	3374,44		-6254,51	3313,84	1,59	527,94
957/372-380/15 (C) (CQC)	-1362,4	3729,26	-6768,10	3806,36	1,66	630,26		

Tableau V.12 : résultats de sollicitations et de ferrillages des voiles

μ_m	As Min 15%	V	τ_b	As	As/2	Ash	Pour 1 Seul nappe	Choix des barres	Section adoptée
0,38	13,80	0,380	0,643	0,145	0,073	0,097	0,048	24 T12 Esp 15 Cm	24 *HA12 = 27.14cm ²
0,34	13,80	0,341	0,576	0,133	0,067	0,089	0,044	24 T12 Esp 15 Cm	24 *HA12 = 27.14cm ²
0,53	13,80	0,533	0,902	0,365	0,182	0,243	0,122	24 T12 Esp 15 Cm	24 *HA12 = 27.14cm ²
0,74	13,80	0,736	1,244	0,790	0,395	0,527	0,263	24 T12 Esp 15 Cm	24 *HA12 = 27.14cm ²
0,76	13,80	0,763	1,290	0,986	0,493	0,657	0,329	24 T12 Esp 15 Cm	24 *HA12 = 27.14cm ²
0,92	13,80	0,917	1,551	1,593	0,797	1,062	0,531	24 T12 Esp 15 Cm	24 *HA12 = 27.14cm ²
1,07	13,80	1,070	1,808	2,455	1,227	1,637	0,818	24 T12 Esp 15 Cm	24 *HA12 = 27.14cm ²
1,10	13,80	1,100	1,860	2,972	1,486	1,981	0,991	24 T12 Esp 15 Cm	24 *HA12 = 27.14cm ²
1,21	13,80	1,210	2,046	3,990	1,995	2,660	1,330	24 T12 Esp 15 Cm	24 *HA12 = 27.14cm ²
1,32	13,80	1,319	2,231	5,319	2,659	3,546	1,773	24 T12 Esp 15 Cm	24 *HA12 = 27.14cm ²
1,34	13,80	1,344	2,272	6,208	3,104	4,139	2,069	24 T12 Esp 15 Cm	24 *HA12 = 27.14cm ²
1,42	13,80	1,420	2,402	7,610	3,805	5,073	2,537	24 T12 Esp 15 Cm	24 *HA12 = 27.14cm ²
1,50	13,80	1,498	2,532	9,394	4,697	6,263	3,131	24 T12 Esp 15 Cm	24 *HA12 = 27.14cm ²
1,51	13,80	1,514	2,561	10,584	5,292	7,056	3,528	24 T12 Esp 15 Cm	24 *HA12 = 27.14cm ²
1,59	13,80	1,593	2,694	13,198	6,599	8,799	4,399	24 T12 Esp 15 Cm	24 *HA12 = 27.14cm ²
1,66	13,80	1,656	2,800	15,756	7,878	10,504	5,252	24 T12 Esp 15 Cm	24 *HA12 = 27.14cm ²

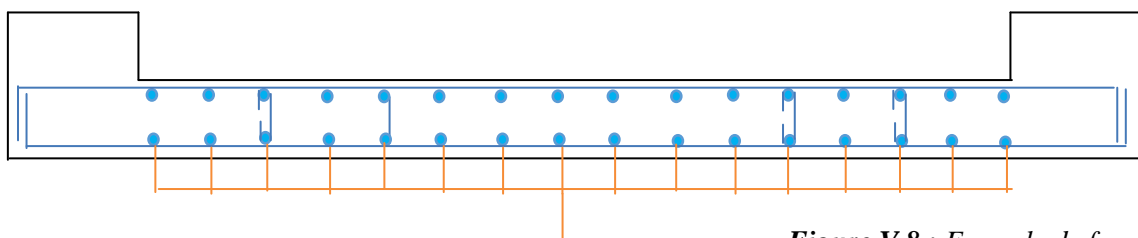


Figure V.8 : Exemple de ferrailage de voile

24 T12 e 15 Cm



Chapitre VI

ETUDE L'INFRASTRUCTURE

1-Introduction :

On appelle une fondation, la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le sol et qui a pour rôle transmettre à celui-ci toutes les charges et les surcharges supportées par cet ouvrage.

1-2-Types de fondation :

On distingue deux types de fondation :

1-1-1- Fondations superficielle: semelle isolées, semelle filante, radiers.

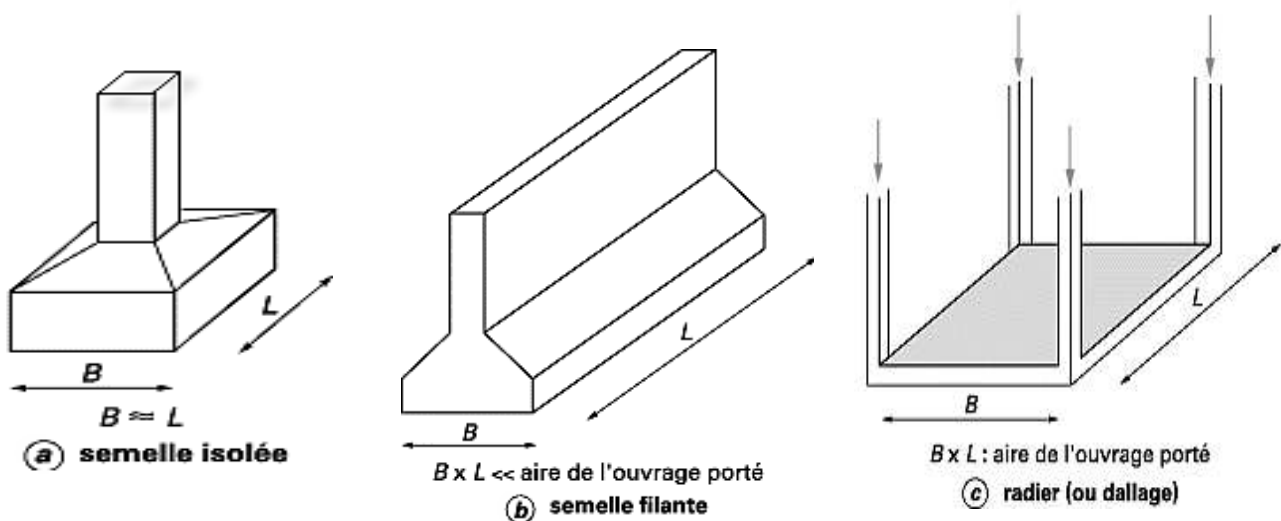


Figure 6.1 : types des fondations

1-2-2 Les **semelles isolées**, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B / L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;

1-2-3 Les **semelles filantes**, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L / B > 10$ pour fixer les idées) ;

□ Les **radiers** ou **dallages**, de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

2. Fondations profond : puits (en grand béton cyclopien).

2-1- Choix du type de fondation :

Choix du types de fondation dépend de plusieurs facteurs parmi les quels :

- Nature de la structure
- Nature de terrain

Chapitre VI : étude l'infrastructure

- Contrainte admissible du sol
- Tassement maximal acceptable...etc.

Semelle isolée :

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_s}$$

Avec :

N_s : L'effort Obtenue à la base du poteau le plus sollicitée.

$$\text{Homothétiedesdimensions : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{45}{45} = 1, \quad \text{d'ou } A = B$$

$$N_s = 671,82 \text{ KN} ; \bar{\sigma}_s = 2.5 \text{ bardonc} : A = B = \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_s}} = \sqrt{\frac{671,82}{250}} = 1.63 \text{ m}$$

la dimension des semelles n'expose aucune influence fondations au chevauchement, alors on peut adopter des semelles isolées.

Semelles filantes :

On doit vérifier que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

($S_s / S_b < 50 \%$)

La surface de la semelle est donnée par : $S_s \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_s}$

D'après le logicielle Robot Structural Analysis Professional 2010

$$N_s = 23571,15 \text{ KN}$$

$$S_s \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_s} = \frac{23571,15}{250} = 94,2846 \text{ m}^2$$

Surfaces des semelles sous voiles

$N_s = 7908,14 \text{ KN}$ sous les voiles

$$S_s \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_s} = \frac{7908,14}{250} = 31,63 \text{ m}^2$$

La surface globale des semelles est : $94,2846 \text{ m}^2$

La surface globale de bâtiment est : $458,76 \text{ m}^2$

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{94,2846}{458,76} = 20,55 \%$$

Conclusion :

La surface des semelles est inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

Donc il est préférable d'opter des semelles isolées

3-Pré dimensionnement des semelles Isolées :

3-1-. Vérification de la capacité portante Fondations profondes

Les fondations profondes sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

- **$G + Q$** pour le dimensionnement
- **$0,8 G \pm E$** pour la stabilité

D'après les résultats des Robot Structural Analysais Professional 2010 On a le tableau suivant qu'est indique

les Réactions dans le Repère global - Cas: 8 (ELS)

Repère global - Cas: 8 (ELS) ainsi que les résultats de dimensionnement est puis la vérification de la stabilité En Combinaison **$0.8 G \pm E_x$** et **$0.8 G \pm E_y$** avec un schéma de l'emplacement des Joints (semelles Isolées)

Chapitre VI : étude l'infrastructure

Dimensionnement des semelles à ELS - (semelles isolées)

359/8 (C)	358/8 (C)	357/8 (C)	356/8 (C)	355/8 (C)	354/8 (C)	351/8 (C)	350/8 (C)	349/8 (C)	348/8 (C)	Noeud/Cas	Poteau		$\sigma_{moy} < \sigma_s$
											a(cm)	b(cm)	
62,82	63,39	59,93	59,92	63,37	62,69	47,24	41,28	41,28	47,25	FX [kN]			
0,09	-0,04	-0,26	-0,26	-0,04	0,09	-0,14	-0,12	-0,12	-0,14	MX [kNm]			
-0,16	0,20	-0,30	0,30	-0,20	0,16	-0,12	0,19	-0,19	0,12	MY [kNm]			
0,09	0,20	-0,26	0,30	-0,04	0,16	-0,12	0,19	-0,12	0,12	M _{moy}			
2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	1,90	1,90	1,90	1,90	A m			
2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	1,90	1,90	1,90	1,90	B m			
0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45		he m		
0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45		ht m		
0,226	0,226	0,226	0,226	0,226	0,226	0,211	0,211	0,211	0,211		hs m		
0,388	0,388	0,388	0,388	0,388	0,388	0,363	0,363	0,363	0,363		σ_1 bar		
0,161	0,161	0,161	0,161	0,161	0,161	0,151	0,151	0,151	0,151		σ_2 bar		
2,459	2,482	2,361	2,402	2,463	2,461	2,165	2,027	2,000	2,187		σ_{moy} bar		
2,446	2,452	2,400	2,357	2,469	2,437	2,186	1,994	2,021	2,166				
2,452	2,467	2,380	2,380	2,466	2,449	2,176	2,011	2,011	2,176				
Condition Vérifie	Condition Vérifie	Condition Vérifie	Condition Vérifie	Condition Vérifie	Condition Vérifie	Condition Vérifie	Condition Vérifie	Condition Vérifie	Condition Vérifie				

Chapitre VI : étude l'infrastructure

376/8 (C)	375/8 (C)	374/8 (C)	371/8 (C)	370/8 (C)	369/8 (C)	368/8 (C)	366/8 (C)	365/8 (C)	364/8 (C)	363/8 (C)	361/8 (C)
61,71	65,98	58,06	58,06	65,81	61,67	45,23	49,23	64,31	64,36	49,17	45,34
0,06	-0,06	-0,08	-0,08	-0,06	0,06	0,01	0,13	0,17	0,17	0,13	0,01
0,09	-0,10	0,24	-0,24	0,10	-0,09	0,47	-0,09	-0,30	0,30	0,09	-0,47
0,09	-0,06	0,24	-0,08	0,10	0,06	0,47	0,13	0,17	0,30	0,13	0,01
2,00	2,20	1,90	1,90	2,20	2,00	1,90	1,90	2,00	2,00	1,90	1,90
2,00	2,20	1,90	1,90	2,20	2,00	1,90	1,90	2,00	2,00	1,90	1,90
0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
0,226	0,255	0,211	0,211	0,255	0,226	0,211	0,211	0,226	0,226	0,211	0,211
0,388	0,438	0,363	0,363	0,438	0,388	0,363	0,363	0,388	0,388	0,363	0,363
0,161	0,182	0,151	0,151	0,182	0,161	0,151	0,151	0,161	0,161	0,151	0,151
2,431	2,280	2,496	2,468	2,285	2,428	2,161	2,242	2,502	2,513	2,241	2,124
2,418	2,286	2,454	2,482	2,274	2,419	2,079	2,220	2,477	2,468	2,218	2,122
2,425	2,283	2,475	2,475	2,279	2,424	2,120	2,231	2,490	2,491	2,229	2,123
Condition Vérifie	Condition Vérifie	Condition Vérifie	Condition Vérifie	Condition Vérifie	Condition Vérifie	Condition Vérifie	Condition Vérifie	Condition Vérifie	Condition Vérifie	Condition Vérifie	Condition Vérifie

Chapitre VI : étude l'infrastructure

426/8 (C)	424/8 (C)	399/8 (C)	398/8 (C)	392/8 (C)	379/8 (C)	378/8 (C)	377/8 (C)
3,46	3,46	43,05	68,51	64,53	64,55	68,49	43,03
-0,25	-0,25	0,18	0,03	0,02	0,02	0,03	0,18
-0,39	0,39	-0,18	-0,21	0,26	-0,26	0,21	0,18
-0,25	0,39	0,18	0,03	0,26	0,02	0,21	0,18
1,90	2,20	1,90	2,20	2,00	2,00	2,20	1,90
1,90	2,20	1,90	2,20	2,00	2,00	2,20	1,90
0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
0,211	0,255	0,211	0,255	0,226	0,226	0,255	0,211
0,363	0,438	0,363	0,438	0,388	0,388	0,438	0,363
0,151	0,182	0,151	0,182	0,161	0,161	0,182	0,151
0,941	1,013	2,075	2,337	2,515	2,497	2,347	2,075
0,985	0,969	2,044	2,334	2,476	2,494	2,323	2,043
0,963	0,991	2,060	2,335	2,495	2,496	2,335	2,059
Condition Vérifie	Condition Vérifie	Condition Vérifie	Condition Vérifie	Condition Vérifie	Condition Vérifie	Condition Vérifie	Condition Vérifie

Tableau VII 1 Dimensionnement des semelles à ELS - (semelles isolées)

En peut prend la semelle plus solliciter $A \times B \times h = 2.20 \times 2.20 \times 0.45 \text{ cm}^3$
 Est pour raison des sécurités on adopte $2.50 \times 2.50 \times 0.45 \text{ Cm}^3$

Chapitre VI : étude l'infrastructure

Vérification de la stabilité au renversement :=>0,8 G ±E							
Noeud/Cas	FZ [T]	MX [Tm]	MY [Tm]	F corrigé	M / N =	B / 4	Remarque
348/17 (C) (CQC)	42,8	0,02	4,04	42,800	0,094	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
348/18 (C) (CQC)	31,61	-0,24	-3,86	31,610	-0,008	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
348/19 (C) (CQC)	63,54	2,15	0,16	63,540	0,034	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
348/20 (C) (CQC)	10,86	-2,36	0,02	10,860	0,002	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
349/17 (C) (CQC)	46,4	0,02	3,28	46,400	0,071	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
349/18 (C) (CQC)	18,81	-0,21	-3,57	18,810	-0,011	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
349/19 (C) (CQC)	51,64	2,18	-0,1	51,640	0,042	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
349/20 (C) (CQC)	13,56	-2,36	-0,19	13,560	-0,014	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
350/17 (C) (CQC)	46,39	0,02	3,57	46,390	0,077	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
350/18 (C) (CQC)	18,81	-0,21	-3,28	18,810	-0,011	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
350/19 (C) (CQC)	51,64	2,18	0,19	51,640	0,042	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
350/20 (C) (CQC)	13,55	-2,36	0,1	13,550	0,007	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
351/17 (C) (CQC)	42,79	0,02	3,86	42,790	0,090	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
351/18 (C) (CQC)	31,61	-0,24	-4,04	31,610	-0,008	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
351/19 (C) (CQC)	63,55	2,15	-0,02	63,550	0,034	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
351/20 (C) (CQC)	10,85	-2,36	-0,16	10,850	-0,015	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
354/17 (C) (CQC)	55,24	0,21	4,02	55,240	0,073	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
354/18 (C) (CQC)	42,71	-0,07	-3,76	42,710	-0,002	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
354/19 (C) (CQC)	53,2	2,66	0,27	53,200	0,050	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
354/20 (C) (CQC)	44,75	-2,52	-0,02	44,750	0,000	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
355/17 (C) (CQC)	53,49	0,03	3,79	53,490	0,071	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
355/18 (C) (CQC)	45,85	-0,09	-4,1	45,850	-0,002	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
355/19 (C) (CQC)	53,41	2,56	-0,12	53,410	0,048	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
355/20 (C) (CQC)	45,93	-2,61	-0,19	45,930	-0,004	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
356/17 (C) (CQC)	52,34	-0,17	4,27	52,340	0,082	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
356/18 (C) (CQC)	41,79	-0,23	-3,8	41,790	-0,006	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
356/19 (C) (CQC)	62,69	2,45	0,25	62,690	0,039	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
356/20 (C) (CQC)	31,44	-2,85	0,22	31,440	0,007	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
357/17 (C) (CQC)	52,33	-0,17	3,8	52,330	0,073	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
357/18 (C) (CQC)	41,81	-0,23	-4,27	41,810	-0,006	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
357/19 (C) (CQC)	62,68	2,45	-0,22	62,680	0,039	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
357/20 (C) (CQC)	31,46	-2,85	-0,25	31,460	-0,008	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
358/17 (C) (CQC)	53,46	0,03	4,1	53,460	0,077	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
358/18 (C) (CQC)	45,9	-0,09	-3,79	45,900	-0,002	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
358/19 (C) (CQC)	53,42	2,56	0,19	53,420	0,048	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
358/20 (C) (CQC)	45,94	-2,61	0,12	45,940	0,003	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
359/17 (C) (CQC)	55,38	0,21	3,77	55,380	0,068	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
359/18 (C) (CQC)	42,76	-0,07	-4,02	42,760	-0,002	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
359/19 (C) (CQC)	53,38	2,66	0,02	53,380	0,050	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
359/20 (C) (CQC)	44,76	-2,52	-0,27	44,760	-0,006	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
361/17 (C) (CQC)	132,99	0,2	4,32	132,990	0,032	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
361/18 (C) (CQC)	-61,77	-0,18	-5,06	-61,770	0,003	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
361/19 (C) (CQC)	40,66	2,66	-0,31	40,660	0,065	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
361/20 (C) (CQC)	30,56	-2,64	-0,43	30,560	-0,014	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
363/17 (C) (CQC)	83,44	0,21	4,93	83,440	0,059	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
363/18 (C) (CQC)	-6,27	-0,02	-4,79	-6,270	0,003	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie

Chapitre VI : étude l'infrastructure

363/19 (C) (CQC)	41,38	2,69	0,1	41,380	0,065	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
363/20 (C) (CQC)	35,79	-2,5	0,04	35,790	0,001	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
364/17 (C) (CQC)	60,56	0,16	4,37	60,560	0,072	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
364/18 (C) (CQC)	40,23	0,11	-3,91	40,230	0,003	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
364/19 (C) (CQC)	63,87	2,83	0,28	63,870	0,044	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
364/20 (C) (CQC)	36,92	-2,56	0,19	36,920	0,005	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
365/17 (C) (CQC)	60,47	0,16	3,91	60,470	0,065	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
365/18 (C) (CQC)	40,23	0,11	-4,37	40,230	0,003	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
365/19 (C) (CQC)	63,84	2,83	-0,19	63,840	0,044	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
365/20 (C) (CQC)	36,86	-2,56	-0,28	36,860	-0,008	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
366/17 (C) (CQC)	83,08	0,21	4,78	83,080	0,058	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
366/18 (C) (CQC)	-5,82	-0,02	-4,92	-5,820	0,003	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
366/19 (C) (CQC)	41,44	2,69	-0,04	41,440	0,065	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
366/20 (C) (CQC)	35,82	-2,5	-0,1	35,820	-0,003	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
368/17 (C) (CQC)	133,53	0,2	5,08	133,530	0,038	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
368/18 (C) (CQC)	-62,49	-0,18	-4,34	-62,490	0,003	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
368/19 (C) (CQC)	40,54	2,66	0,43	40,540	0,066	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
368/20 (C) (CQC)	30,5	-2,64	0,31	30,500	0,010	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
369/17 (C) (CQC)	79,38	0,17	3,52	79,380	0,044	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
369/18 (C) (CQC)	17,54	-0,08	-3,68	17,540	-0,005	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
369/19 (C) (CQC)	52,75	2,6	-0,07	52,750	0,049	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
369/20 (C) (CQC)	44,17	-2,52	-0,09	44,170	-0,002	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
370/17 (C) (CQC)	55,08	0,1	4,03	55,080	0,073	0,550	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
370/18 (C) (CQC)	47,82	-0,19	-3,88	47,820	-0,004	0,550	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
370/19 (C) (CQC)	56,34	2,58	0,09	56,340	0,046	0,550	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
370/20 (C) (CQC)	46,56	-2,67	0,07	46,560	0,002	0,550	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
371/17 (C) (CQC)	46,6	0,09	3,97	46,600	0,085	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
371/18 (C) (CQC)	44,41	-0,2	-4,34	44,410	-0,005	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
371/19 (C) (CQC)	50,5	2,5	-0,02	50,500	0,050	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
371/20 (C) (CQC)	40,51	-2,62	-0,35	40,510	-0,009	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
374/17 (C) (CQC)	46,56	0,09	4,34	46,560	0,093	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
374/18 (C) (CQC)	44,45	-0,2	-3,97	44,450	-0,004	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
374/19 (C) (CQC)	50,5	2,5	0,35	50,500	0,050	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
374/20 (C) (CQC)	40,5	-2,62	0,02	40,500	0,000	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
375/17 (C) (CQC)	55,26	0,1	3,88	55,260	0,070	0,550	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
375/18 (C) (CQC)	47,9	-0,19	-4,03	47,900	-0,004	0,550	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
375/19 (C) (CQC)	56,27	2,59	-0,06	56,270	0,046	0,550	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
375/20 (C) (CQC)	46,9	-2,67	-0,09	46,900	-0,002	0,550	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
376/17 (C) (CQC)	79,45	0,17	3,68	79,450	0,046	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
376/18 (C) (CQC)	17,53	-0,08	-3,52	17,530	-0,005	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
376/19 (C) (CQC)	52,72	2,6	0,09	52,720	0,049	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
376/20 (C) (CQC)	44,26	-2,52	0,06	44,260	0,001	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
377/17 (C) (CQC)	55,7	0,33	3,87	55,700	0,069	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
377/18 (C) (CQC)	12,25	-0,05	-3,6	12,250	-0,004	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
377/19 (C) (CQC)	51,63	2,34	0,16	51,630	0,045	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
377/20 (C) (CQC)	16,32	-2,06	0,12	16,320	0,007	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
378/17 (C) (CQC)	56,71	0,16	4,41	56,710	0,078	0,550	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
378/18 (C) (CQC)	50,92	-0,12	-4,09	50,920	-0,002	0,550	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
378/19 (C) (CQC)	73,02	2,31	0,17	73,020	0,032	0,550	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
378/20 (C) (CQC)	34,62	-2,27	0,16	34,620	0,005	0,550	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
379/17 (C) (CQC)	54,41	0,06	4,01	54,410	0,074	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
379/18 (C) (CQC)	47,02	-0,03	-4,41	47,020	-0,001	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie

Chapitre VI : étude l'infrastructure

379/19 (C) (CQC)	76,9	2,24	-0,09	76,900	0,029	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
379/20 (C) (CQC)	24,53	-2,22	-0,32	24,530	-0,013	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
392/17 (C) (CQC)	54,38	0,06	4,41	54,380	0,081	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
392/18 (C) (CQC)	47,02	-0,04	-4,01	47,020	-0,001	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
392/19 (C) (CQC)	76,89	2,24	0,32	76,890	0,029	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
392/20 (C) (CQC)	24,51	-2,22	0,09	24,510	0,004	0,500	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
398/17 (C) (CQC)	56,71	0,16	4,09	56,710	0,072	0,550	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
398/18 (C) (CQC)	50,94	-0,12	-4,42	50,940	-0,002	0,550	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
398/19 (C) (CQC)	73,16	2,31	-0,16	73,160	0,032	0,550	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
398/20 (C) (CQC)	34,5	-2,27	-0,17	34,500	-0,005	0,550	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
399/17 (C) (CQC)	55,72	0,33	3,6	55,720	0,065	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
399/18 (C) (CQC)	12,26	-0,05	-3,87	12,260	-0,004	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
399/19 (C) (CQC)	51,68	2,34	-0,12	51,680	0,045	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
399/20 (C) (CQC)	16,3	-2,06	-0,16	16,300	-0,010	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
424/17 (C) (CQC)	3,27	-0,19	2,13	3,270	0,651	0,550	M/N>B/4 Donc C N'est pas Vérifier
424/18 (C) (CQC)	2,2	-0,21	-1,52	2,200	-0,095	0,550	M/N<B/4 Donc Condition Vérifie
424/19 (C) (CQC)	4,25	1,25	0,35	4,250	0,294	0,550	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
424/20 (C) (CQC)	1,23	-1,65	0,26	1,230	0,211	0,55	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
426/17 (C) (CQC)	3,27	-0,18	1,52	3,270	0,465	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
426/18 (C) (CQC)	2,21	-0,21	-2,13	2,210	-0,095	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
426/19 (C) (CQC)	4,26	1,25	-0,26	4,260	0,293	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie
426/20 (C) (CQC)	1,22	-1,65	-0,35	1,220	-0,287	0,475	M/N<B/4 Donc Condition Verifie

Tableau VII 1 : vérification de la stabilité au renversement

3-1-Exemple de calcul d'une semelle Isolée

D'après les résultats de logiciel la semelle plus sollicitée est la semelle de l'axe

Noeud/Cas	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]
375/8 (C)	648,33	-0,71	-0,98
375/17 (C) (CQC)	542,56	0,76	38,44
375/18 (C) (CQC)	471,65	-1,87	-39,94
375/19 (C) (CQC)	559,43	26,93	-0,63
375/20 (C) (CQC)	454,79	-28,04	-0,87

Données :

$$\sigma_{sol} = 2.50 \text{ bar}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

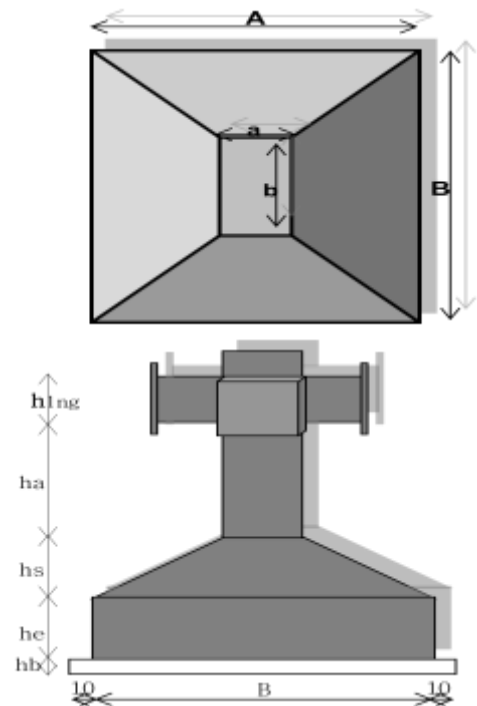
$$N_{ser} = 648.33 \text{ KN}$$

$$MX = -0.71 \text{ kNm}$$

$$MY = -0.98 \text{ kNm}$$

Dimension du poteau

$$a = 45 \text{ Cm} \quad b = 45 \text{ Cm}$$



on a :

$$\sigma_{sol} > \sigma = \frac{N}{S} + \frac{M \times e}{I}$$

$$\sigma = \frac{64.83}{S} + \frac{0.098 \times h/2}{I}$$

$$S = A \times B$$

$$I = B \times A^3/12$$

$$\sigma = \frac{64.83}{A \times B} + \frac{0.098 \times A/2}{B \times A^3/12} \quad \sigma = \frac{64.83}{A^2} + 3 \times \frac{0.098 \times A}{A^4}$$

Pose :

On a : a=b donc A=B Pour A = B = 2.00 m \rightarrow $\sigma_1 = 2.044$ $\sigma_2 = 2.029$

$$\sigma = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2.03 \text{ MPA} < \sigma_{Sol}$$

3-2- Vérification a la renversement : 0,8 G ±E

$$M/N ? B/4 \rightarrow \frac{M}{N} = \frac{2.156}{35.39} = 0.06 \text{ m} < \frac{B}{4} = \frac{2.00}{4} = 0.50 \text{ m} \quad C V$$

Donc la semelle est stable au reversement

Calcul de h :

$$h = (2.00-0.45)/4 + 0.05 = 0,435 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } A \times B \times h = 2.00 \times 2.00 \times 0.40$$

Est pour raison de sécurité on adopte = A= 2.50 m

$$B = 2.50 \text{ m}$$

$$h \geq (2.50-0.45)/4 + 0.05 = 51 \text{ Cm} \quad h = 55 \text{ Cm}$$

3-3- Vérification des contraintes : (combinaisons G+Q±E)

Noeud/Cas	FZ [kN]	MX [kNm]
375/11 (C) (CQC)	1296,57	24,68

$$\sigma_{sol} > \sigma = \frac{N}{L \times B} + 6 \times \frac{M}{L^2 \times B}$$

$$\sigma_{10} \geq \frac{129.657}{2.50 \times 2.50} + \frac{6 \times 2.468}{2.50^2 \times 2.50} = 10 \times 2.169 \rightarrow 2.1069 < 2.50 \text{ MPA} \quad C V$$

4-Pré dimensionnement des semelles filantes :

D'après les résultats de Robot Prof 2010 en à :

4-1-Calcul la Section du libage 01 en Flexion Simple

Cas E L U	MY [kNm]
MAX	36,83
MIN	-21,65

de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

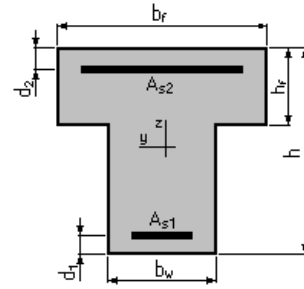
Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées

Chapitre VI : étude l'infrastructure

- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mode. 99



2. Section:

$$b_f = 180,0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 55,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 120,0 \text{ (cm)}$$

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

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

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

4-2-. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	36,83	-21,65
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 8,5 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 15,3 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 8,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique 0,37 (%)

minimum = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 36,83 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -21,65 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 9,34 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 1,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 116,3 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: 0,68 (‰)

Déformation de l'acier: 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: 347,8 (MPa)

comprimée: 81,1 (MPa)

4-3-Calcul la Section du libage 01 à l'effort Tranchant

a Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre dans la zone courante

Chapitre VI : étude l'infrastructure

b. Section :

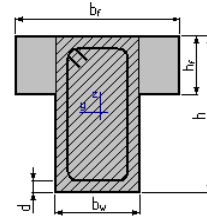
$$b_f = 180,0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 55,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 120,0 \text{ (cm)}$$

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

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



c. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N ^O	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	908,00	0,00

d. Résultats :

Contrainte tangente maximale 1,4 (MPa)

Contrainte tangente limite 3,3 (MPa)

e. Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : L = 4,6 (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 2,3$ (cm²)

Cadres: 8 \emptyset 6

Espacement : $S_t = 11,6$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Escapement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm) 6 + 9*11 + 1*13 + 1*16 + 1*25 + 1*35 (cm)

E L U						
	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	37,27	40,05	908,76	14,55	36,83	0,16
Noeud	4326	352	398	372	4314	372
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)
MIN	-46,24	-49,44	45,83	-14,65	-21,65	-0,16
Noeud	4314	380	426	380	367	373
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)
E L S						
	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	27,53	29,61	671,82	10,76	27,21	0,12
Noeud	4326	352	398	372	4314	372
Cas	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)
MIN	-34,16	-36,56	33,91	-10,84	-16	-0,12
Noeud	4314	380	426	380	367	373
Cas	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)

Tableau VIII3 :moment

Vérification des contraintes à (L'ELS) :

➤ en travées :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{36.83}{27.21} = 1.35$$
$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425 > \alpha = 0.03 \text{ CV}$$

➤ sur appuis :

$$\frac{M_u}{M_s} = 1.35$$
$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425 > \alpha = 0.22 \text{ CV}$$

Donc pas vérification des contraintes à L' ELS au dessus.

Nécessité des armatures de peau : d'après BAEL91 modifier 99 :

Fissuration préjudiciable : les armatures de peau des poutres de grande hauteur ont une section d'au moins 3 cm^2 par mètre de parement.

Une poutre est considérée comme étant de grande hauteur si la hauteur h_a de son âme vaut :

$$h_a \geq 2 \times \left(80 - \frac{f_e}{10} \right) = 80 \text{ cm}$$

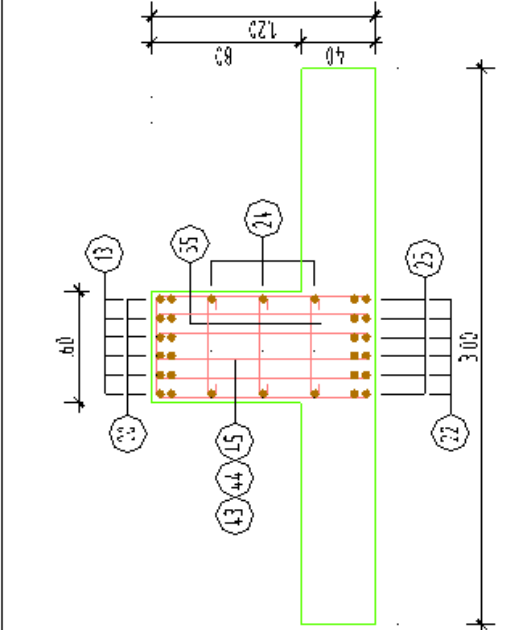
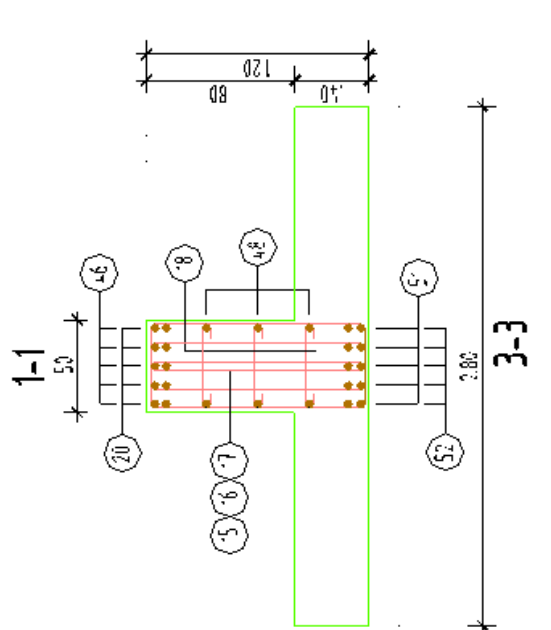
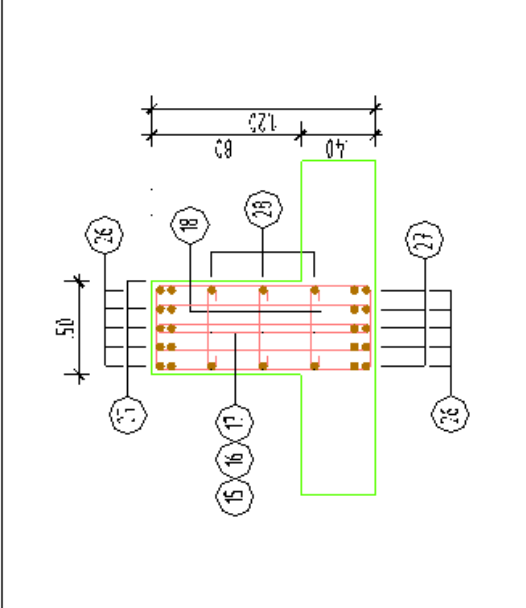
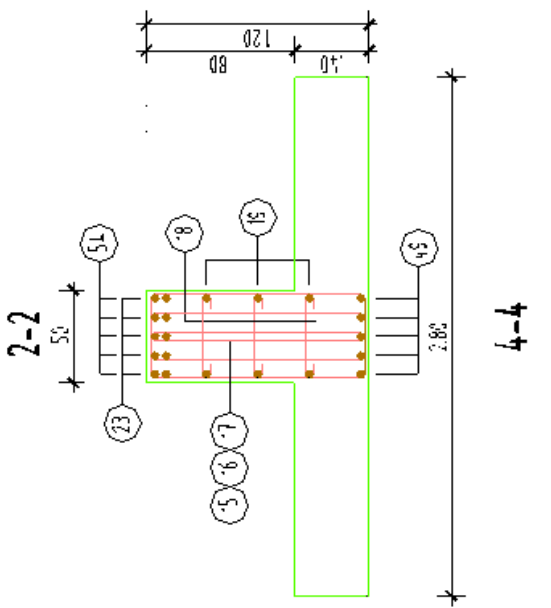
La hauteur de la nervure égale à 120 cm, donc on utilise des armatures de peau.

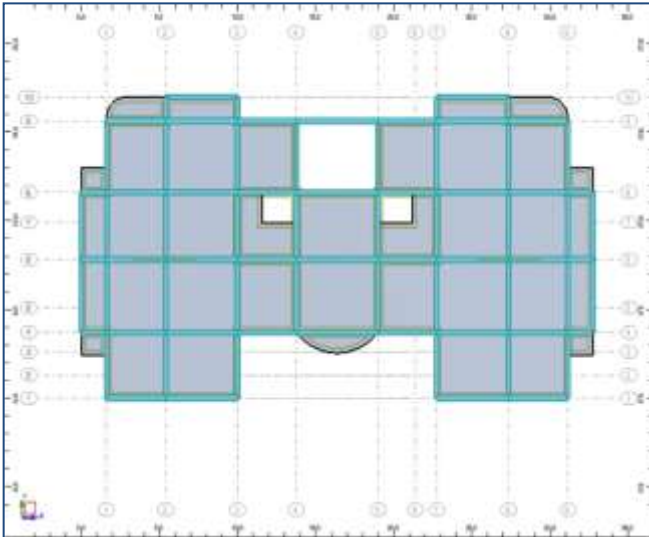
On adopte 2T14 avec $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$

Coupe de détails Libages

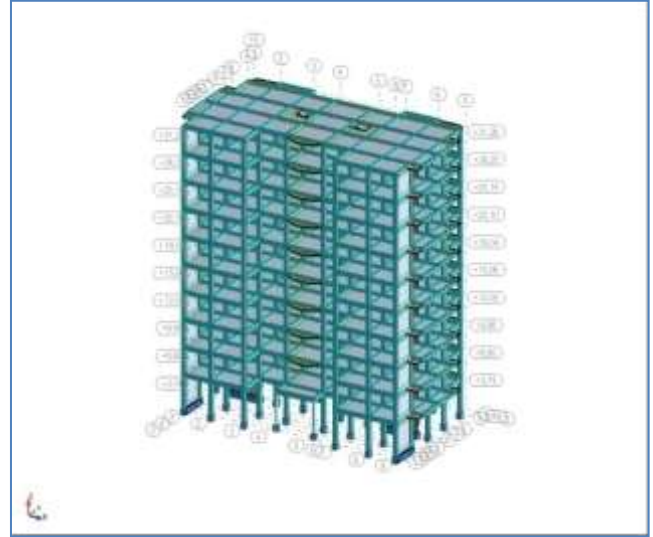
NOMENCLATURE DES ACIERS

REP.	φ	ESP.	LONG.	SCHEMA
13	6T14		11.10	60
15	T8		3.10	16
16	T8		3.00	17
17	T8		2.50	18
18	T8		50	19
19	2x3T12		9.00	20
20	6T16		1.20	21
21	6T14		5.50	22
22	6T14		8.80	23
23	5T16		8.00	24
24	2x3T12		8.00	25
25	6T16		11.25	26
26	5T14		11.50	27
27	5T14		9.90	28
28	2x3T12		9.90	29
43	T8		3.60	30
44	T8		3.10	31
45	T8		2.30	32
46	5T14		3.20	33
51	5T16		1.20	34
52	5T14		11.40	35
54	5T14		5.10	36
55	T8		70	37

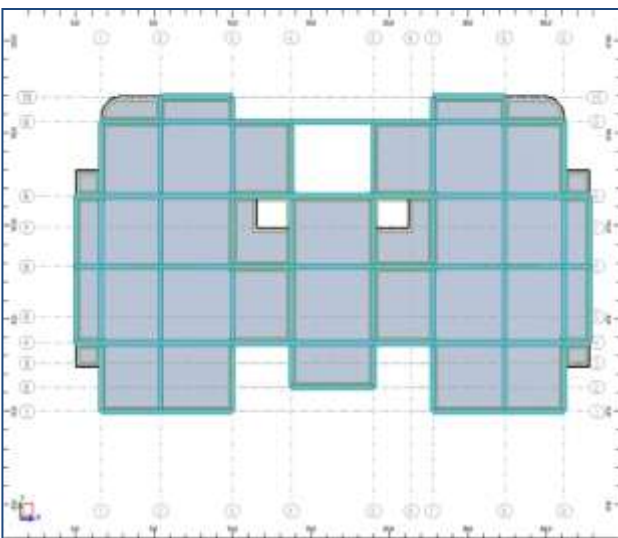




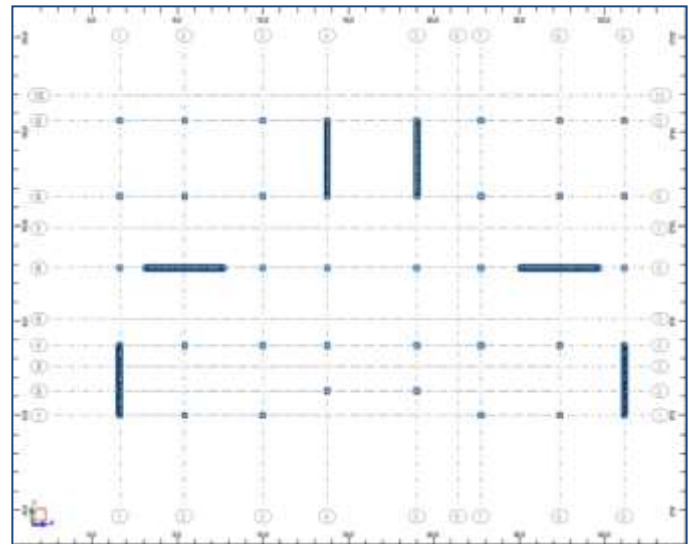
Plancher RDC



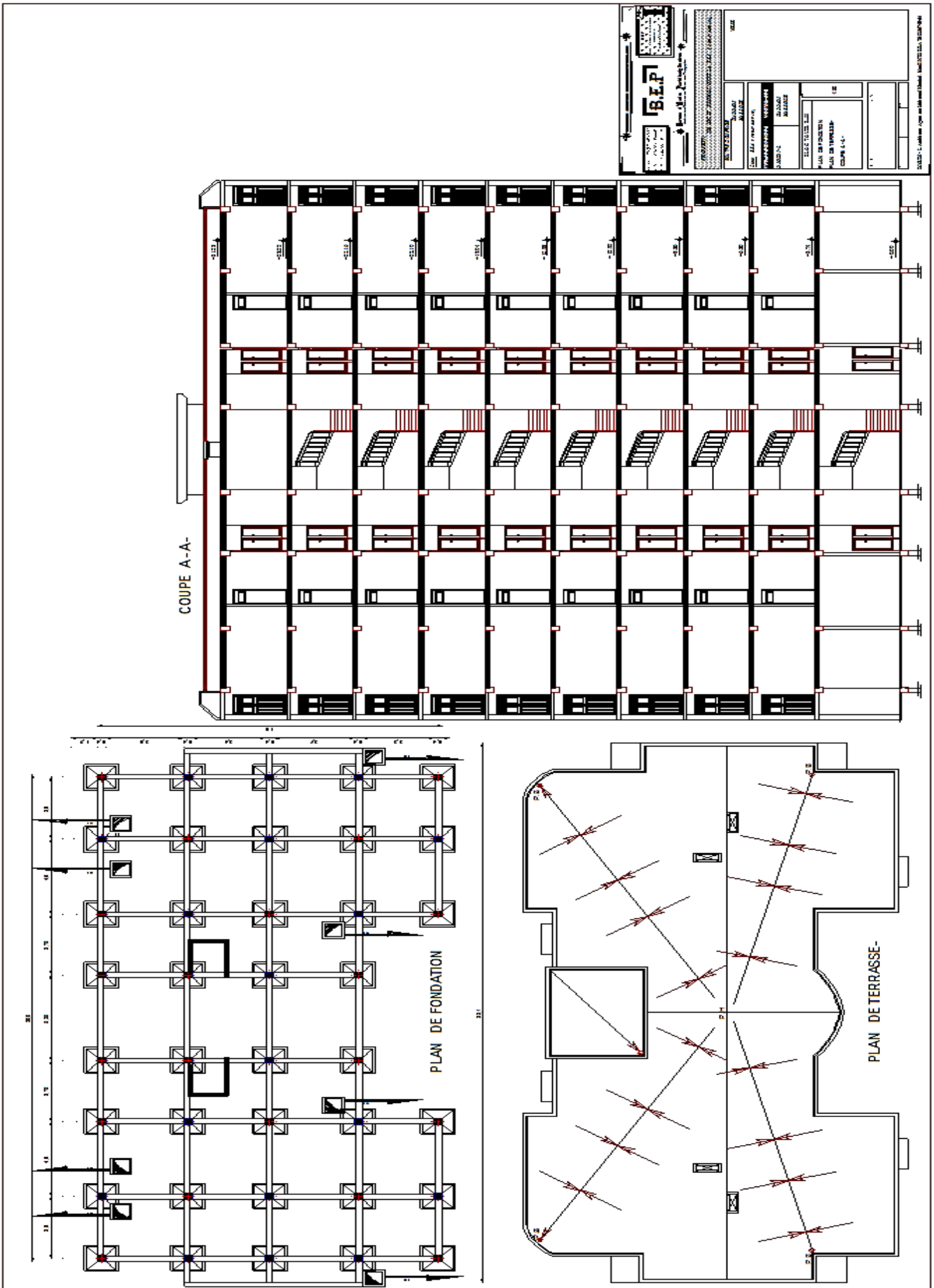
PERSPECTIVE

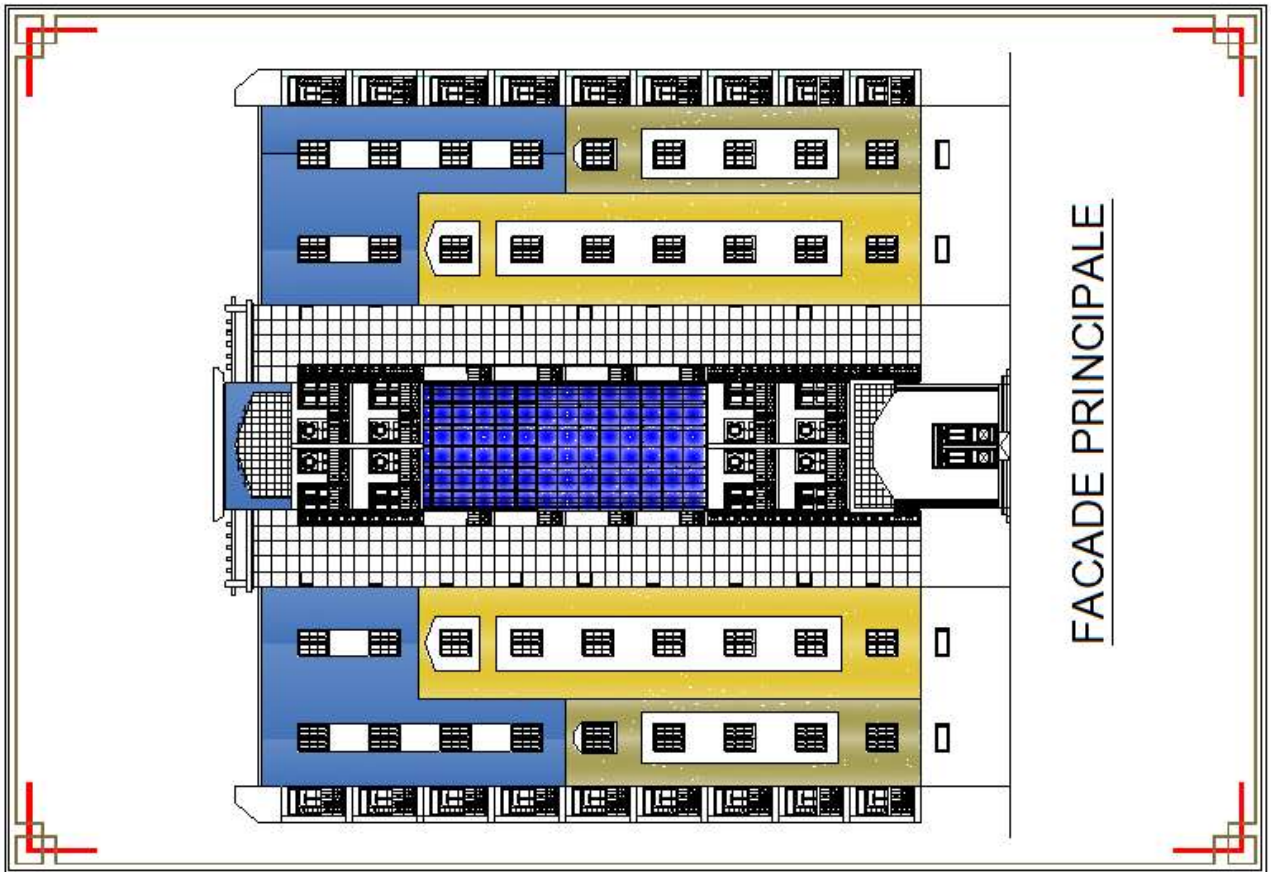
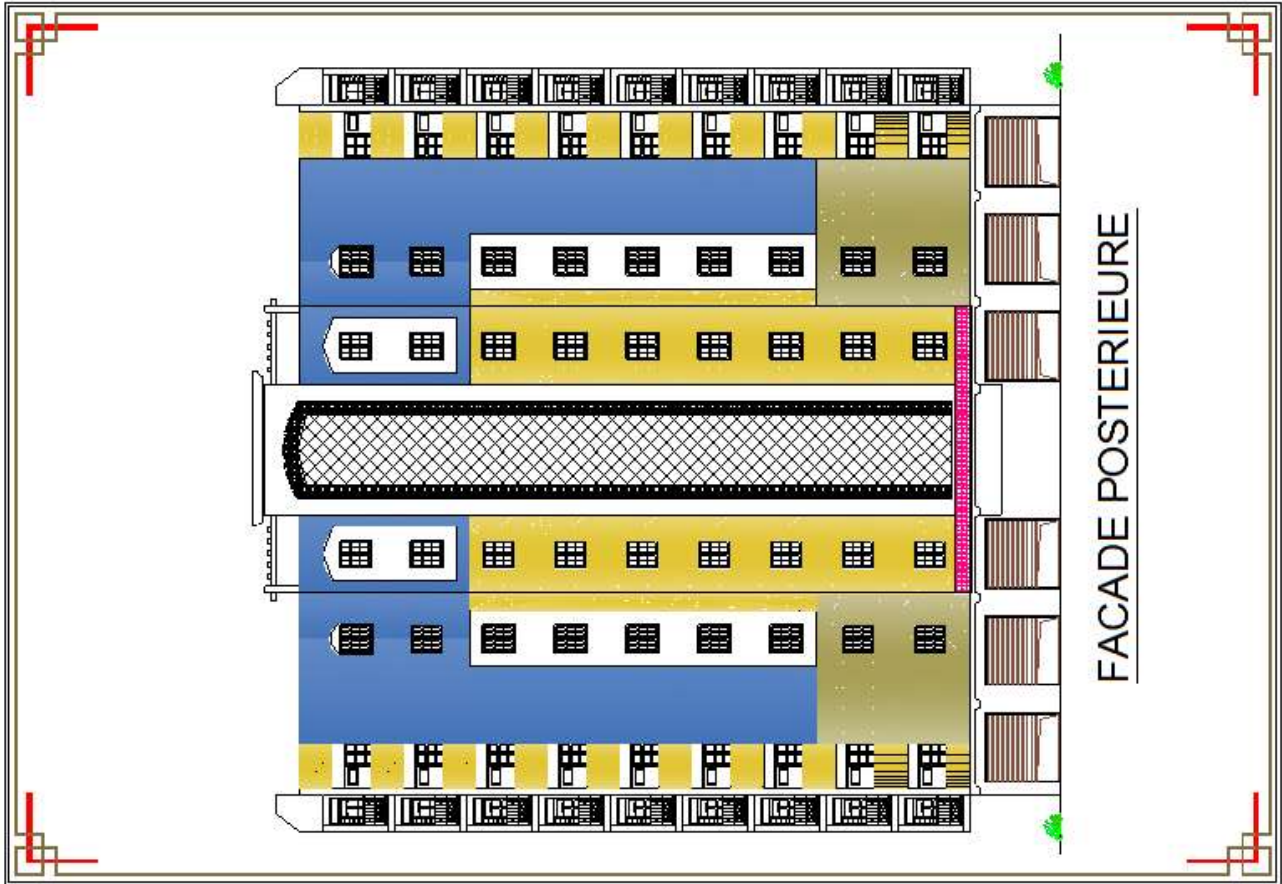


Plancher Etage courant



fondation Niveaux : ± 0.00







Conclusion

Générale

Conclusion :

Ce projet de fin d'études, nous a permis de bien visualiser les différentes phases d'exécution d'une structure en voiles en béton armé et d'appliquée les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003) d'une part, Et d'acquérir des connaissances sur les logiciels d'autre part.

Suite à l'étude de ce projet, nous avons constaté combien important d'avoir une concertation et une collaboration entre l'architecte et l'ingénieur dès le début du projet pour éviter une mauvaise conception.

Nous avons appris énormément de choses très pratiques pour l'ingénieur lors de ce projet de fin d'études. C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance. Cet apprentissage et cette confiance ne sont que le fruit des connaissances théoriques et pratiques acquises durant notre cursus.



BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

➤ **Règlements :**

- Règles BAEL 91 révisées 99

Généré par i-Reef - Edition S140 - Juin 2005

Document : Règles BAEL 91 révisées 99 (DTU P18-702) (mars 1992, février 2000) : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et Constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (Fascicule 62, titre 1 du CCTG Travaux section 1 : béton armé) + amendement A1 (CSTB février 2000 ISBN 2-86891-281-8)

- Règles parasismique algériennes RPA 99 / VERSION 2003
- Mémoire de PFE
- Fiche "Structural Euro codes" *ENV 1996-1-2*
- DTR-B.C.2.2 charge permanente et d'exploitation

CBA93 : règle de conception et de calcule des structures en béton armé .

➤ **Cours :**

- Béton armés
- Dynamique des structures
- Resistance des matériaux
- RPA

➤ **Logicielle :**

- **Auto desk robot structural analysais Professional 2010**
- **Autocad 2007-Français**
- **Expert 2010**
- **Microsoft Word 2007**
- **Microsoft word Excel 2007**