

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
UNIVERSITE MOHAMED EL-BACHIR EL-IBRAHIMI
BORDJ BOU-ARRERIDJ
FACULTE DES SCIENCE ET DE TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
MASTER EN GÉNIE CIVIL

OPTION : STRUCTURE

Thème

Étude d'un bâtiment mixte R+6 à usage d'habitation
Contreventé par voile.

Présenté par :

- MAADADI Ibtissam.
- BISSET Samir.

- **Devant le jury :**
- **Président :** Mr MOUAS Ammar.
- **Examineur :** Mr DJOUDI Larbi.
- **Examineur :** Mr ABDEMEZIANE Nabil.

- **Encadreur :** Mr LOUMACHI Lazhar.



Remerciements

- Nous remercions, en premier, notre dieu qui a bien voulu nous donner la volonté, La force, la patience et le courage pour terminer ce travail.

- En second lieu, nous tenons à remercier notre encadreur

MR. LOUMACHI Lazhar Pour son soutien, ses conseils judicieux et ses orientations durant cette période.

-Nous remercions les enseignants de la spécialité génie civil pour leurs Rôles importants dans notre formation.

-Merci aussi à tous les membres de jury qui nous font l'honneur de présider Et examiner ce modeste travail.

-Nous n'oublions pas les responsables de la bibliothèque qui ont beaucoup Facilité notre recherche bibliographique.

-A la fin, nous remercions toutes les personnes qui nous ont aidés De prêt ou de loin a la réalisation de notre projet.

Ibtissam Et Samir





Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles De ce long chemin, ma mère qui a été à mon côté et ma soutenu durant toute ma vie, et mon Père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment Mes parents.

A mes chers frères : wahid

A mes très chères soeurs: Assia ; Samira ; radja ; Sendes ; Meryem ; doaa

A toute la famille MAADADI.

A Mes grands-mères que dieu les protégées


A ma chère binôme s qui n'a pas cessé et m'encourager tout le

Temps pour réaliser ce modeste travail et sans oublier sa respectueuse famille

A mon fiancé Ali et sa famille

Et à tous la promotion de master 2 génie civil

Et à tous qui me sont chère.





Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mon côté et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de

Me voir devenir ce que je suis, merci infiniment.

À ma femme, mes enfants Mohammed maram et ma petite maissam,

A Mes très chers frères et ma petite sœur soumia.


*A toute la famille **BISSET** et **REHAL** sans exception.*

*Une spéciale dédicace pour L'Architecte **TRAIKIA** Hacene.*

A mes amis à qui je porte les plus beaux souvenirs :

Antar, Adam, Adel, Ridha, Abdenour, et mon binôme Ibtissam

Et à tous la promotion de master 2 génie civile.



الملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى سكني يتألف من طابق سفلي بالإضافة إلى (06) طوابق يقع في ولاية برج بو عرييج، هذه المنطقة مصنفة في المنطقة الزلزالية IIa حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 طبعة 2003.

تم استخدام RPA99V2003 و BAEL9199 من اجل الحسابات والتحقق من الخرسانة المسلحة، لضمان وتأكيـد الدراسة الديناميكية للهيكـل استعملنا برنامج ROBOTBAT 2014 من أجل تحديد القوة الناتجة عن مختلف الأحمال (الحمل الدائم التشغيل والحمل الزلزالي) ، اما دعـامات المبنى فتتألف من أعمدة مرتبطة ببعضها وجدران من الإسمنت المسلحة، هذه الاخيرة بدورها تستعمل في تأمين استقرار البناية وثبيت محيطها، اما اساسات البناية فتم اختيارها لتتحمل الحمولات والقوى المطبقة عليها وتوزعها بشكل منتظم على الارض.

الكلمات المفتاحية: بناية، خرسانة مسلحة، RPA99version2003 , BAEL91 /99 , Robot2014

Abstract :

This work presents a detailed study of a residential and commercial building consisting of a basement and à ground floor plus (06) floors, located in the Wilaya of **BORDJ BOU ARRERIDJ**, this region is classified in seismic zone **IIa**, according to the Algerian earthquake resistant regulations **RPA99version 2003**.

For the calculations and the verifications of the reinforced concrete the modified (**RPA99V2003 and BAEL91/99**) were used and to insure and validate the dynamic study of the structure we used the **ROBOTBAT VERSION 2014** software, in order to determine the different loads due to loads (died load, live load and seismic load). The porticoes that associated with the reinforced concrete shear-walls provide the wind-bracing. The peripheral Shear-walls insured the anchoring of the building and the foundation raft adopted to support the loads and to distribute them on the soil.

Keywords : Building, Reinforced concrete, **Robot2014, RPA99version2003, BAEL91/99.**

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus (06) étages, implanté dans la wilaya de **BORDJ BOU ARRERIDJ**, cette région est classée en zone sismique **IIa** selon le **RPA99 version 2003**.

Pour les calculs et les vérifications du béton armé le **RPA99V2003** et le **B.A.E.L 91 modifié 99)** ont été utilisés, et pour assurer et valider l'étude dynamique de la structure nous avons utilisé le logiciel **ROBOTBAT VERSION 2014**, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique). Le contreventement est assuré par les portiques associés avec les murs voiles. Les voiles périphériques assurent l'ancrage du bâtiment et pour les fondations nous avons adopté le radier générale pour supporter les charges et les répartir sur le sol.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, **Robot2019**, **RPA99version2003**, **BAEL91 /99**.

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation Du projet et Pré- dimensionnement

Introduction générale	1
I-1 Présentations Du projet	2
I-1-1 Description de l'ouvrage	2
I-1-2 Caractéristiques géométriques de la structure	2
I-1-3 Les données du site	2
I-1-4 Règlements et normes utilisés	3
I-1-5 Les logiciels utilisés.....	3
Conclusion	3
I-2 Pré- dimensionnement.....	4
I-2-1 Pré- dimensionnement des éléments	4
I-2-2 Évaluation des charges et des surcharges :	13
I-2-3 La dégression des charges (DTR.B.C article 63)	19
I-2-3-1 Poteau Central :	19
I-2-3-2 Vérification.....	22
I-2-3-3 Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité	22
I-2-3-4 Vérification les conditions de RPA : [RPA99] (Article : 7.4.1. P61).23	
I-2-3-5 Vérification au flambement : CBA 93 (Article B.8.2.1).	23
I-3 Conclusion.....	25

Chapitre II : Présentation Du projet et Pré- dimensionnement

II -Etude des éléments secondaires	26
II-1 Introduction	26
II-2 L'acrotère.....	26
II-2-1Vérification sous l'effet de séisme	26
II-2-2 Calcul des sollicitations	27
II-2-3 Combinaison des sollicitations	27
II-2-4 Ferrailage de l'acrotère.....	27
II-2-5 Combinaison des sollicitations	28
II-2-6 Combinaison des sollicitations	30
II-3 Les Balcon	33
II-3-1 Évaluation des charges.....	33
II-3-2 Calcul les moments.....	34

SOMMAIRE

II -3-3 Ferrailage	34
II -3-4 Vérification de la flèche	34
II -4 Etude du plancher	35
II -4-2 Calcul Ferrailage_.....	38
II -4-2-1- En travée	38
II -4-2-2- En appui	38
II -4-2- Ferrailage de la dalle de compression	42
II -5 Les escaliers.....	42
Chapitre III : Etude dynamique et Sismique	
III-1 Introduction.....	46
III-2 Objectifs de l'étude dynamique	46
III-3 Choix de la méthode de calcul.....	46
III -4 Classification des zones sismiques	47
III -5 Résultat d'analyse modale.....	47
III-6 Vérification réglementaire	50
III-7 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	58
III-8 Conclusion	59
Chapitre IV : Ferrailage Des Eléments Structuraux et infrastructure	
IV-1 Introduction	60
IV-2 Etude des poteaux	60
IV-3 Etude des poutres	63
IV- 4 Etude des Voiles.....	66
IV-5 Etude des fondations	69
IV-6 Étude des longrines	76

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation Du projet et Pré- dimensionnement

Figure I.1 : Plancher à corps creux 16+4.....	5
Figure I.2 : Section en T	5
Figure I.3 : section d'une poutre.	6
Figure I.4 : les éléments d'un escalier	8
Figure I.5 : ascenseur.....	8
Figure I.6 : pré- dimensionnement d'acrotère	8
Figure I.7 : coupe sur plancher terrasse inaccessible.....	9
Figure I.8 : coupe sur plancher étages courants.	10
Figure I.9 : coupe sur (porte à faux) Dalles pleines étages courants.....	11
Figure I.10 : coupe sur (porte à faux) Dalles pleines terrasse inaccessible	11
Figure I.11 : l'acrotère.....	11
Figure I.12 : coupe sur cloisons extérieur	13
Figure I.13 : coupe sur Cloisons intérieurs.....	13
Figure I.14 : La surface afférente du poteau centre.	15

Chapitre II : Etude des éléments secondaires

Figure II.1: Schéma statique de l'acrotère	22
Figure II.2 : Diagrammes des sollicitations	23
Figure II.3 : section de ferrailage.	24
Figure II.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	28
Figure II.5 : Schéma de (porte à faux) Dalles pleines.....	29
Figure II.6: Coupe A-A.....	29
Figure II.7 : schéma statique	29
Figure II.8 : schéma de Ferrailage balcon	30
Figure II.9 : schéma poutrelle à 0 3 travées Type 01.....	31
Figure II.10 : Diagramme des moments a l'ELU (Terrasse inaccessible)	32
Figure II.11 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU « Terrasse inaccessible ».....	32
Figure II.12 : Diagramme des moments a l'ELS « Terrasse inaccessible ».....	32
Figure II.13 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS Terrasse inaccessible	33
Figure II.14: Diagramme des moments a l'ELU « Etage Courant ».....	33
Figure II.15 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU « Etage Courant »... 	33
Figure II.16 : Diagramme des moments a l'ELS « Etage Courant ».....	34

LISTE DES FIGURES

Figure II.17 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS « Etage Courant ».....	34
Figure II.18 : ferrailages nervure	37
Figure II.19 : ferrailages dalle de compression	38
Figure II.20: Caractéristiques géométriques de l'escalier Type 01	38
Figure II.21 : Schéma statique des escaliers	39
Figure II.22 : schéma de ferrailage escalier.	39
Figure III.23 : Diagramme des sollicitations – E.L.U-.....	41
Figure III.24 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.	41
Chapitre III : Etude dynamique et Sismique	
Figure III.1 : Structure finie avec définition des étages sur Robot	43
Figure III.2 : voiles de la structure.....	44
Tableau III - 3 : Le premier mode représente une translation suivant x-x	45
Tableau III - 4 : Le deuxième mode représente une translation suivant y-y.....	45
Figure III-5 : (mode3) rotation suivant l'axe z-z.....	46
Chapitre IV : Ferrailage Des Eléments Structuraux et infrastructure	
Figure IV- 1 : zone nodale.....	57
Figure IV-2 : ferrailage poteaux 45x45.....	59
Figure IV-3 : ferrailage poteaux 40x40.....	59
Figure IV-4 : Disposition des armatures vertical (vue en plan).....	62
Figure IV 5 : Schéma du ferrailage du voile V1.....	64
Figure IV -6: les dimensions en élévation des semelles.....	66
Figure IV -7: schéma de ferrailage semelle isolée sous poteau	69
Figure IV -8 Schéma de ferrailage de longrine.....	73

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation Du projet et Pré- dimensionnement

Tableau I -1 : la descente des charges d'une terrasse inaccessible.....	13
Tableau I -2 : la descente des charges étages courants.....	14
Tableau I -3 : la descente des charges dalle pleines étages courants.....	15
Tableau I -4 : la descente des charges (porte à faux) terrasse inaccessible	16
Tableau I -5 : la descente des charges Cloisons extérieurs	17
Tableau I -6 : la descente des charges Cloisons intérieure.....	17
Tableau I -7 : la descente des charges d'un palier de repos.....	18
Tableau I -8 : la descente des charges des volées.	18
Tableau I -9 : la descente des charges d'un ascenseur.....	18
Tableau I -10 : la dégression des charges.....	19
Tableau I -11 : la descente des charges d'un poteau central.....	22
Tableau I -12 : Les valeurs de Nu.....	22
Tableau I -13 : Vérification les poteaux à la compression simple.	23
Tableau I -14 : Récapitulatif de la descente des charges sur le poteau le plus sollicité.	25

Chapitre II : Présentation Du projet et Pré- dimensionnement

Tableau II-1 : Résultats des combinaisons d'actions.....	34
Tableau II.2 : Calcule les sollicitations de la poutre palière – E.L.U	44

Chapitre III : Etude dynamique et Sismique

Tableau III. 1 : Tableau récapitulatifs.....	48
Tableau III. 2 : Coefficient d'accélération de zone A.	50
Tableau III. .3 : valeurs du coefficient de comportement R.	51
Tableau III.4: Valeurs de T1 et T2.....	52
Tableau III. 5 : Valeurs de ε (%)......	52
Tableau III.6 : Coefficient d'accélération de zone A.	53
Tableau III.7 : critère q du facteur de qualité.....	54
Tableau III. 8 : Vérification de la résultante des forces.	55
Tableau III- 9 : vérification d'effort normal réduit.....	56
Tableau III. 10 : Moment de renversement	56
Tableau III. 11 : vérification d'effort normal réduit	58
Tableau III.12: Vérification des déplacements. (Sens Y-Y).....	58

Liste des tableaux

Tableau III.13: Vérification à L'effet P- Δ .	59
--	----

Chapitre IV : Ferrailage Des Eléments Structuraux et infrastructure

Tableau IV-1 : Sollicitations dans les poteaux.	60
Tableau IV .2 : les armatures longitudinales (minimales et maximales) relatives Aux prescriptions du RPA99/2003	62
Tableau IV.3 : Tableau récapitulatif ferrailage des poteaux.	63
Tableau IV.4 : Sollicitations des poutres..	64
Tableau IV.5 : ferrailage des poutres.	65
Tableau IV.6 : La vérification des efforts tranchants et les armatures transversales	65
Tableau IV.7 : Sollicitations des voiles.	67
Tableau IV-8 : Résumé de calcul des voiles	68
Tableau IV-9: vérification d'effort tranchant des voiles.	68
Tableau IV -10 : Résumé de calcul du ferrailage	68
Tableau IV -11 : les sollicitations pour les poteaux	70
Tableau IV -12 : récapitulatif des résultats de ferrailage des semelles isolées	73
Tableau IV -13 : les sollicitations	76

Notations en majuscules

A : Aire d'une section d'acier.
A' : Section d'aciers comprimés
Ar : Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme
Aser : Section d'aciers pour l'ELS
Au : Section d'aciers pour l'ELU
Amin : Section minimal
B : Aire d'une section de béton
Br : Section réduite
CV : Condition vérifié
CNV : Condition non vérifié
D : coefficient d'amplification dynamique
E : Module d'élasticité longitudinale
ELS : Etat limite de service
ELU : Etat limite ultime
Ev : Module de déformation différé du béton
Ei : Module de déformation instantané du béton
Ej : Module d'élasticité instantanée
Es : Module de d'élasticité de l'acier
F : Flèche due à une charge considérée (g, j, p)
G : Action permanente
I : Moment d'inertie
If : Moment d'inertie fictif
K : coefficient empirique sans dimension dit coefficient de Ritter-Mörsch
L : Longueur ou portée
Lx : La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine
Ly : La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine
M : Moment en général
Ma : Moment sur appui
Mt : Moment en travée
Mu : Moment de calcul ultime
Mser : Moment de calcul de service
N : Effort normal
Nu : Effort normal ultime
Nser : Effort normal en service
P : Charge concentrée appliquée, périmètre
P p : Poutre principale
Ps : Poutre secondaire
Q : Action variable quelconque ; facteur de qualité
R : Rayon ; coefficient de comportement de la structure
S : Surface
T : effort tranchant, diamètre d'armature longitudinale, moment de torsion
Tx : période fondamentale dans le sens x-x
Ty : période fondamentale dans le sens y-y
W : poids total de la structure

Notation en Minuscules

A : Longueur ; distance ; dimension
B : Largeur
b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section
D : Hauteur utile
E : Excentricité, épaisseur, Enrobage
Fe : Limite d'élasticité de l'acier
fc_j : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours
ft_j : Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour
fc₂₈ : Résistances à la compression du béton calculé à 28 jours
ft₂₈ : Résistances de la traction du béton calculé à 28 jours.
h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton
H : Hauteur totale d'une section de béton armé.
I : Rayon de giration d'une section
J : Nombre de jours
K : Coefficient en général
L : Longueur ou porté
L_f : Longueur de flambement
R : Rayon de courbure
s_t : Espacement des armatures transversales
T : Période
V : Vitesse
X : Abscisse
Y : Ordonnée
z : Bras de levier

Minuscules grecques

A : Angle, coefficient sans dimension
γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
ε : Coefficient de réponse
η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
λ : Élançement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions
μ : Coefficient sans dimension dit de perméabilité, moment réduit
ν : Coefficient de poisson
ρ : Rapport de deux dimensions, rapport de section d'armature à celle du béton
σ_{bc} : Contrainte du béton comprime
σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus
π : Contrainte tangentielle ou de cisaillement (tau)
ξ : Pourcentage d'amortissement critique

Symboles

Δ : Variation, rapport de deux déplacements horizontaux
Σ : Sommation
∅ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudé

chapitre I

**PRESENTATION DU PROJET ET
PRE- DIMENSIONNEMENT**

Introduction générale :

Dans l'état actuel des choses, il est question de prévoir les modes de déformation des Constructions sous l'effet des secousses, et de maîtriser l'importance de ces déformations et Contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la Composent. Puis, la résistance des matériaux utilisés, leur mise en œuvre et leurs Caractéristiques diverses définies par l'ingénieur, doivent permettre à la construction de Répondre aux sollicitations d'origine sismique.

L'ingénieur va définir des qualités de matériaux, des dispositions constructives et des Dimensions pour chaque élément de la construction qui permettent de limiter les déformations de celle-ci. Et, qui permettent, si les secousses sont vraiment trop fortes, de contrôler leur endommagement en empêchant la rupture brutale et l'effondrement.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée aux séismes. L'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité du sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir...)
Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment à rez-de chaussé Plus Six étages, à usage d'habitation, dont la forme en plan est irrégulière.

Notre travail se subdivisera en quatre parties principales :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants. Puis, nous procéderont au pré dimensionnement des éléments et la descente des charges.

La deuxième partie l'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).

Dans la troisième partie une Etude dynamique et Sismique un Modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analyses Professional, qui nous permettra d'avoir les résultats suivants :

- Les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de structure.
- Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux et voiles.

Enfin dans la quatrième et dernière partie, nous aborderons l'étude des Eléments Structuraux et infrastructure.

I -1 Présentations Du projet :

I-1-1 Description de l'ouvrage :

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à une étude de Génie Civil d'un bâtiment en béton armé de 06 niveaux avec une terrasse inaccessible à usage d'habitation. Chaque niveau du bâtiment (à partir du RDC) est composé de 02 logements de F4, L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et d'une cage d'escalier.

Ce projet est implanté à la Wilaya de **Bordj Bou Arreridj** cette région est classée en zone sismique **IIa** de moyenne sismicité selon le règlement parasismique **Algérien RPA 99 version 2003** dans un groupe à usage **2** (ouvrage courant d'importance moyenne), contreventé par un système mixte (portique-voile).

I-1-2 Caractéristiques géométriques de la structure :

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan, de dimensions suivantes :

En plan :

- ✓ Longueur total..... $L_x=23,70\text{m}$.
- ✓ Largeur totale..... $L_y=14,40\text{m}$.

En élévation :

- ✓ Hauteur totale du bâtiment..... $H=21,35\text{m}$.
- ✓ Hauteur totale du bâtiment + l'acrotère..... $H_t=21,95\text{m}$.
- ✓ Hauteur du RDC..... $h_{\text{rdc}}=03.23\text{m}$.
- ✓ Hauteur des étages courants..... $h_{\text{éta}}=03.23\text{m}$.

I-1-3 Les données du site :

L'étude du sol a été réalisée par le Laboratoire De La Construction, à Bordj Bou Arreridj, les caractéristiques du sol sont les suivantes :

- ✓ La contrainte admissible du sol $\sigma_{\text{sol}} = 2,5\text{bar}$.
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe à usage 2.
- ✓ Le site est considéré comme meuble (S2).

I-1-4 Règlements et normes utilisés :

Les règlements et normes utilisés sont :

- ✓ RPA99/version 2003. (Règlement Parasismique Algérien).
- ✓ CBA93. (Code du Béton Armé).
- ✓ DTR B.C.2.2. (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- ✓ BAEL91/version99. (Béton Armé aux Etats Limites).
- ✓ DTR BC2.33.2. (Règles de calcul des fondations superficielles).

I-1-5 Les logiciels utilisés :

- **AUTOCAD 2019**
- **ROBOTBAT 2014**

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons cité les dimensions du notre projet, la situation géographique avec le zonage de la wilaya, les règlements et les hypothèses de calculs puis les caractéristiques structurales de quelque élément que nous serons réalisés dans les prochaines chapitre.

I -2 Pré- dimensionnement :

Le prédimensionnement est une étape importante pour l'estimation des dimensions des différents éléments d'un ouvrage il est effectué selon les règles technique algérien le **CBA93**, **BAEL91** et le **RPA 99 version 2003**, cette étape représente le point de départ et la base de 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 et parfois produisent par les forces du vent.

I -2 -1 Pré- dimensionnement des éléments :

- **Dimensionnement Les Planchers**

a)- Plancher Corps creux :

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur ht tel que :

$$ht = hcc + hdc$$

Avec :

hcc et **hdc** : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité suivant le **BAEL91 Art B.6.8.424** :

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq ht \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : La plus grande portée entre nus dans le sens considéré.

ht : Hauteur totale du plancher.

Donc notre cas : **L_{max} = 435 cm.**

$$\frac{435}{25} \leq ht \leq \frac{435}{20}$$

En prend le cas défavorable :

$$ht = \frac{L_{\max}}{22.5} = \frac{435}{22.5} = 19,33 \text{ cm}$$

On prendra une épaisseur de (16+4) \Rightarrow **ht = 20cm**

L'épaisseur de corps creux est de 16cm et l'épaisseur de la dalle de compression est de 4cm.

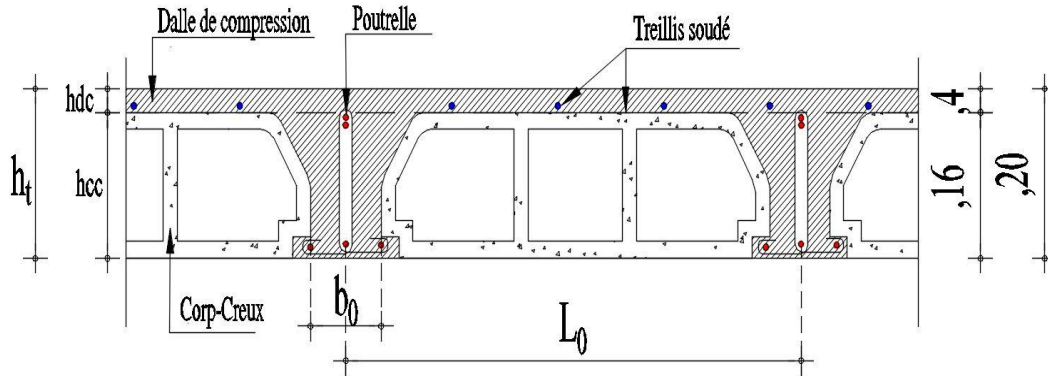


Figure I.1 : Plancher à corps creux 16+4.

• **Pré dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles sont disposées suivant la plus petite portée et elles travaillent comme une section (T) soumise à la flexion simple. Servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

Détermination de la largeur de la table de compression :

$$b=2b_1+b_0$$

Détermination de b0 :

La largeur de la nervure **b0** est déterminée à partir de la condition suivante :

$$0,3ht \leq b_0 \leq 0,8ht$$

Avec :

ht : Hauteur totale du plancher.

Donc la largeur variée entre $06 \leq b_0 \leq 16$

Pour des raisons de construction,

on prend **b0=12cm**

On suppose que :

$L_0 = 60\text{cm}$ (distance entre deux axes des deux poutrelles)

$$b_1 = \min \left(\frac{L_0 - b_0}{2} \leq \frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right)$$

Avec :

Lx : La distance entre nus de deux poutrelles.

Ly : la travée minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$b_1 = \min \left(\frac{65 - 12}{2} \leq \frac{48}{2}, \frac{390}{10} \right)$$

$$b_1 = \min (65-12) / 2 \leq 48/2, 39 / 10)$$

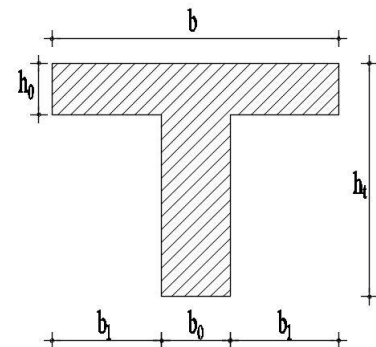


Figure I.2 : Section en T.

$$b_1 = \min (26.5 \leq 24.39)$$

Donc on prend $b_1 = 24$ cm.

$$\text{Soit : } b = 2b_1 + b_0$$

Implique que : $b = (2 \times 24) + 12 = 60$ cm

$$b = 60 \text{ cm ; } b_0 = 12 \text{ cm ; } h_0 = 04 \text{ cm ; } h_t = 20 \text{ cm}$$

• Plancher Dalle pleine :

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé et de portées l_x et l_y . On désigne par l_x la plus petite portée.

• Le pré dimensionnement :

Le dimensionnement de l'épaisseur « e » de ce type de plancher dépend des critères suivants :

✓ Critère de résistance à la flexion :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle est donnée par :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4 \Rightarrow \text{Dalle travaille dans un seul sens} \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq h \leq \frac{L_y}{30}$$

$$0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \Rightarrow \text{Dalle travaille dans les deux sens} \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq h \leq \frac{L_x}{40}$$

L_x : La petite portée du panneau de la dalle $\Rightarrow L_x = 295$ cm.

L_y : La grande portée du panneau de la dalle $\Rightarrow L_y = 550$ cm.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{295}{550} = 0.53$$

Donc la dalle travaille dans deux sens La dalle est uniformément chargée.

Donc l'épaisseur de la dalle à partir du critère de rigidité :

$$\frac{L_x}{45} \leq h \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{295}{45} \leq h \leq \frac{295}{40} \Rightarrow 2.11 \leq h \leq 7.37$$

✓ Critère de résistance au feu :

$e \geq 7$ cmpour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11$ cm..... pour deux heures de coupe-feu.

$e \geq 14$ pour trois heures de coupe-feu.

✓ Critère d'isolation phonique :

Selon les règles **CBA93**, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm, Pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminante ≥ 13 cm

Donc, on opte pour les dalles pleines $h_{dp} = 15 \text{ cm}$.

• **Les poutres :**

Les poutres Sont des éléments porteurs, horizontaux, pour supporter le plancher et transmettre les charges directement aux éléments verticaux (Poteaux).

La hauteur (**h**) d'une poutre continue doit respecter la condition de la flèche suivante :

(Règle de BAEL 91)

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Et la largeur (**b**) doit vérifier : (Règle de BAEL 91)

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h$$

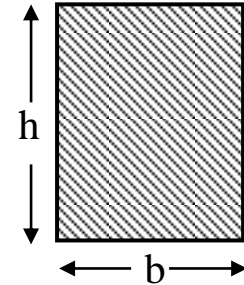


Figure I.3 : section d'une poutre.

A- Poutre Principale (longitudinale) :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Tel que} \quad L_{\max} = 550 \text{ cm}$$

$$37 \leq h \leq 55 \quad \text{donc en prend} \quad h = 50 \text{ cm}$$

La largeur de la poutre doit vérifier :

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h$$

$$15 \leq b \leq 35 \quad \text{donc en prend} \quad b = 30 \text{ cm}$$

Donc la section retenue pour la poutre Principale est **(30×50) cm²**.

Conditions du RPA99 (article 7.5.1)

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$ $h = 50 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$ $\frac{h}{b} = \frac{50}{30} \leq 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$

B- Poutre Secondaire (transversale) :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Tel que} \quad L_{\max} = 435 \text{ cm}$$

$$29 \leq h \leq 43.5 \quad \text{donc en prend} \quad h = 40 \text{ cm}$$

La largeur de la poutre doit vérifier :

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h$$

$12 \leq b \leq 28$ donc en prend **b=30cm**

Donc la section retenue pour la poutre Secondaire est (30×40) cm².

Conditions du RPA99 (article 7.5.1)

- **b** ≥ 20 cm **b** = 30 ≥ 20 cmC.V
- **h** ≥ 30 cm **h** = 40 ≥ 30 cm.....C.V
- $\frac{h}{b} \leq 4$ $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} \leq 4$C.V
- **Pré-dimensionnement des voiles :**

Les voiles sont des murs en béton armé qui résistent aux charges horizontales (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après Le **RPA 99(version 2003 l'article 7.7.1)** les voiles doivent satisfaire la condition :

$$\begin{cases} a \geq \frac{he}{20} & \text{Pour les voiles simples} \\ L \geq 4a \end{cases}$$

Avec :

a : épaisseur des voiles (a min =15 cm)

he : hauteur libre d'étage =323cm

L : longueur du voile

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et des conditions de rigidité, Dans notre cas :

he RDC=323cma = 16,15cm

he Etage courant =323cma = 16,15cm

Donc on adopte pour tous les voiles une épaisseur de : **e =20cm**

$L_{min} \geq 4a$ D'où $L_{min} \geq 80$ Cm

• **Pré-dimensionnement des Escaliers :**

L'escalier doit assurer la circulation d'une personne isolée sans difficulté, dans notre projet on a un seul type d'escalier, il constitué de deux volées séparés par un palier de repos.

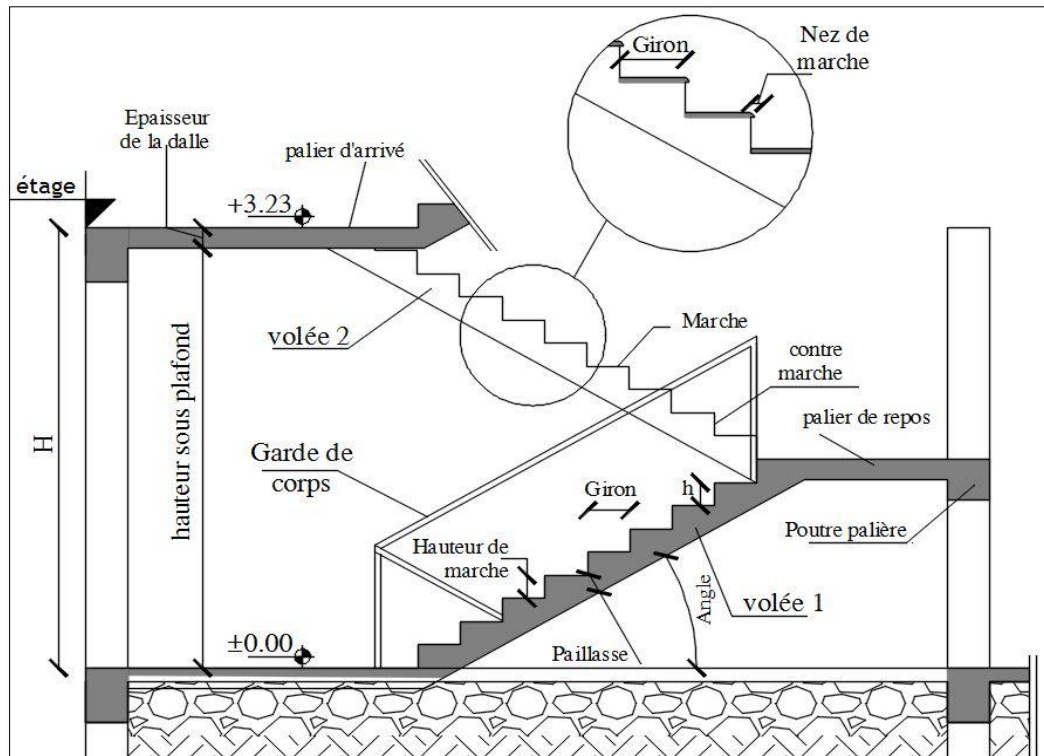


Figure I.4 : les éléments d'un escalier.

✓ Dimensionnement :

Le calcul d'un escalier est donc basé sur les conditions d'utilisation et de confort. D'après **J.F. BLONDEL** : « la longueur des pas d'une personne qui marche de niveau est communément de deux pieds et la hauteur du pas de celle qui monte à plomb n'est que d'un Pied» les meilleures conditions de confort, on doit vérifier la présence des conditions suivantes :

- ✓ La hauteur **h** des contremarches se situe entre **14** et **18 cm**.
- ✓ La largeur **g** se situe entre **25** et **32 cm**.
- ✓ La formule empirique de **BLONDEL** : $2h+g = m$ Avec $60 \leq m \leq 64$.

Où : $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H_0}{n}$

Avec :

- ✓ **n** : nombre de contremarches.
- ✓ **n-1** : Nombre de marches.
- ✓ **H** : la hauteur de la volée.
- ✓ **L** : la longueur projetée de la volée.

a- Escaliers du RDC et les étages (deux volées) :

h_{rdc} et $h_{éta} = 3.23m$.

➤ **Pour le 1^{ère} Volé :**

Calcul le nombre des marches et des contres marche :

Si $g + 2h = 64cm$ (1)

En remplace g et h dans (1)

$$\frac{L_0}{n-1} + 2\frac{H}{n} = 64 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2H_0 + L_0)n + 2H = 0$$

On a:

$L_0=2,40$ m, $H_0=1.53$ m

$0,64n^2 - (0,64+2 \times 1,53+2,40)n + 1,53 \times 2 = 0$

On trouve les résultats suivants : $n=9$; $n-1=8$

➤ **Calcul le giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

On a :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30cm$$

$$h = \frac{H_0}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17cm$$

Epaisseur de la paillasse :

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$L_v = \sqrt{(L_0^2 + H_0^2)}$ $L_v = 2,84$ m.

$L = L_v + L_p=2,50 + 1,30 = 3,80$ m.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 12,83cm \leq e \leq 19cm \\ e \geq 11 \dots\dots\dots \text{pour 2 heures de coupe-feu} \end{array} \right.$$

donc On prend $e = 17cm$.

➤ **Pour le 2^{ème} Volé :**

Calcul le nombre des marches et des contres marche :

Si $g + 2h = 64cm$ (1)

En remplace g et h dans (1)

$$\frac{L_0}{n-1} + 2\frac{H}{n} = 64 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2H_0 + L_0)n + 2H = 0$$

On a:

$$L_0=2,70 \text{ m}, H_0=1.70 \text{ m}$$

$$0,64 n^2 - (0,64+2 \times 1,70+2,70) n + 1,70 \times 2 = 0$$

On trouve les résultats suivants : **n=10 ; n-1=9**

➤ **Calcul le giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

On a :

$$g = \frac{L_0}{n - 1} \Rightarrow g = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H_0}{n} \Rightarrow h = \frac{170}{10} = 17 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$L_v = \sqrt{(L_0^2 + H_0^2)} \quad L_v = 3,19 \text{ m.}$$

$$L = L_v + L_p = 3,19 + 1,30 = 4,49 \text{ m.}$$

$$\left\{ \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 14,96 \text{ cm} \leq e \leq 22,45 \text{ cm} \right.$$

e ≥ 11.....pour 2 heures de coupe-feu

donc On prend **e = 17cm.**

II-2-5-Pré-dimensionnement d'ascenseur :

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- ✓ **L**: Longueur de l'ascenseur = **210cm.**
- ✓ **l**: Largeur de l'ascenseur = **140cm.**
- ✓ **H**: Hauteur de l'ascenseur = **200cm.**
- ✓ **Fc**: Charge due à la cuvette = **145 kN.**
- ✓ **Pm**: Charge due à l'ascenseur = **15kN.**
- ✓ **Dm**: Charge due à la salle des machines = **51 kN.**
- ✓ La charge nominale est de **630 kg.**
- ✓ La vitesse = **1.6m/s.**

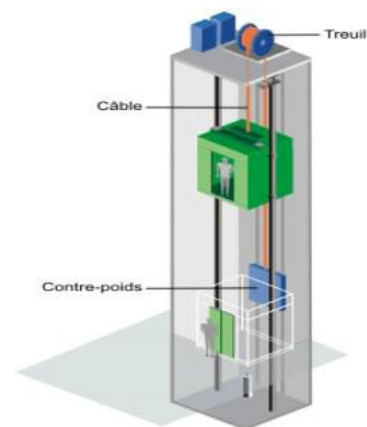


Figure I.5 : ascenseur

• **Pré- dimensionnement d'acrotère :**

L'acrotère est une console encastrée au plancher terrasse, il soumise à :

Son poids propre et Une charge d'exploitation évaluée **1 kN /m²**

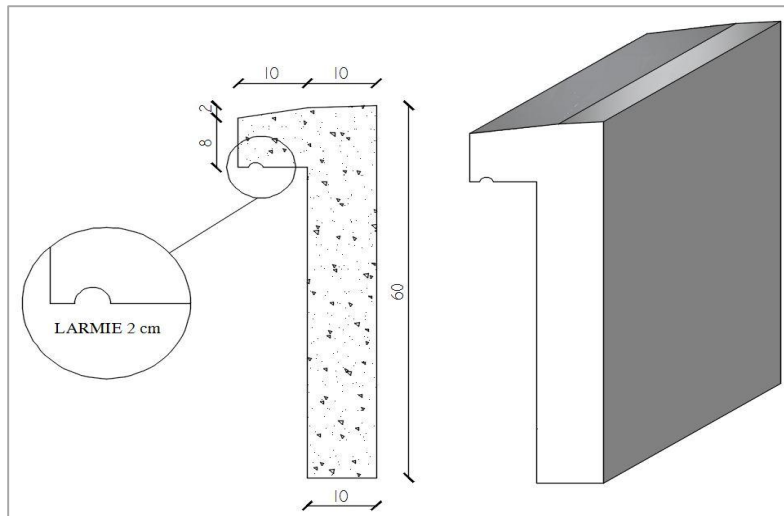


Figure 1.6 : pré-dimensionnement d'acrotère.

Pour la Terrasse inaccessible :

$$S = (0.6 \times 0.10) + (0.08 \times 0.10) + \frac{(0.02 \times 0.10)}{2} \Rightarrow S = 0.069 \text{ cm}^2$$

➤ **Charge permanente :**

$$G1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml.}$$

➤ **Enduit de ciment :**

$$\text{Enduit de ciment } P = 0,60 + 0,10 + 0,10 + 0,08 + 0,10 + 0,50 = 1,48 \text{ m.}$$

$$G2 = 20 \times 0,0165 \times 1,48 = 0,884 \text{ kN/ml.}$$

$$G_{\text{acrotère}} = 1,725 + 0,884 = 2,609 \text{ kN/ml} \quad Q_{\text{acrotère}} = 1 \text{ kN/m}$$

1-2-2-Évaluation des charges et des surcharges :

A)- Plancher terrasse inaccessible :

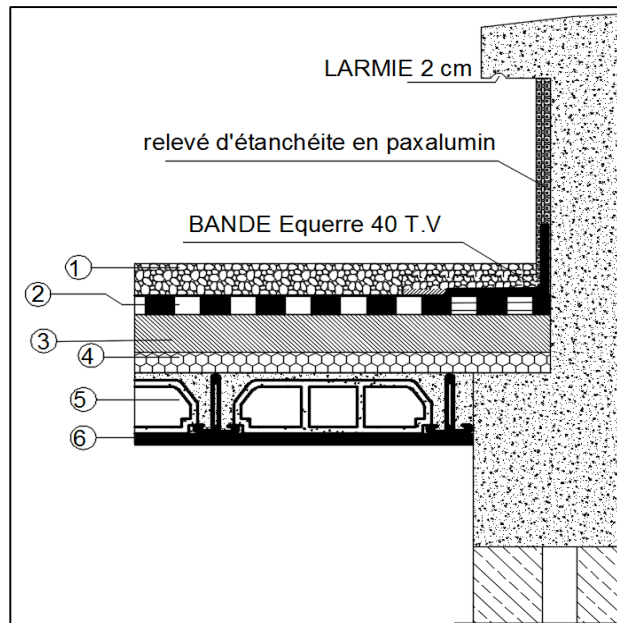


Figure I.7 coupe sur plancher terrasse inaccessible.

Désignation	Epaisseurs e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1- protection en Gravillon roulé.	0,05	20	1,00
2-Etanchéité multicouche.	0,02	6	0,12
3-Forme de pente.	0,10	22	2,20
4-Isolation thermique.	0,04	4	0,16
5-Plancher corps creux 16+4.	0,20	/	2,85
6-Enduit en plâtre.	0,02	10	0,20
Charge permanente G.....=6,53 KN/m ²			
Charge d'exploitation Q.....=1 KN/m ²			

Tableau I -1 : la descente des charges d'une terrasse inaccessible.

B)- Plancher Etages courants :

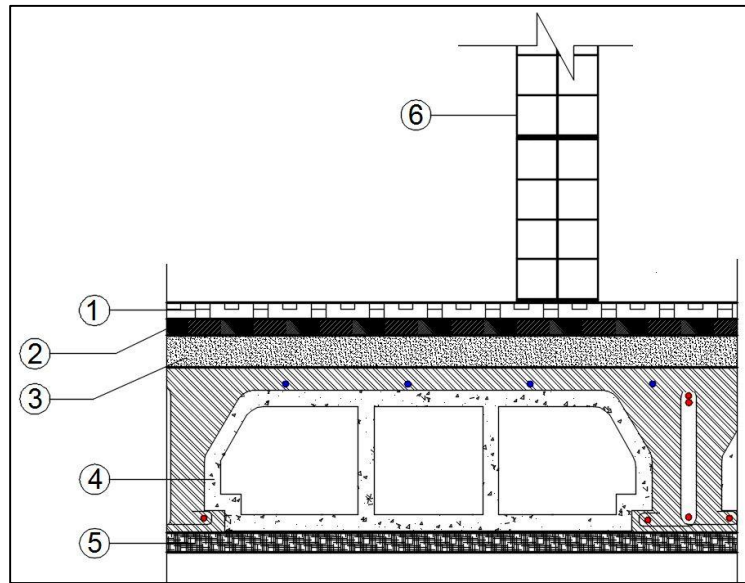


Figure I.8 coupe sur plancher étages courants.

Désignation	Epaisseurs e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1-Revêtement en carrelage.	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose.	0.02	20	0.40
3-Lit de sable.	0.02	18	0.36
4-Plancher corps creux 16+4.	0.20	/	2.85
5- Enduit en plâtre.	0.02	10	0.20
6- Cloisons légères (10 cm).	0.10	9	0.90
Charge permanente G.....=5,15 KN/m²			
Charge d'exploitation Q.....=1,5 KN/m²			

Tableau I -2 : la descente des charges étages courants.

C)- Dalles pleines (porte à faux) :

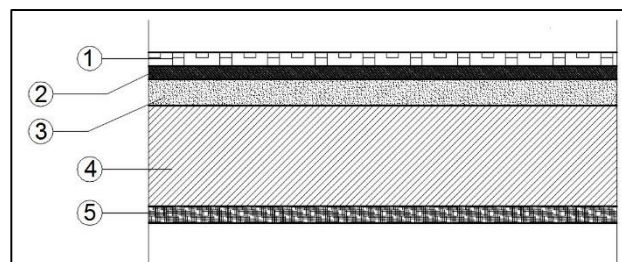


Figure I.9 coupe sur (porte à faux) Dalles pleines étages courants.

Désignation	Epaisseurs e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1- Revêtement en carrelage.	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose.	0.02	20	0.40
3- Lit de sable.	0.02	18	0.36
4- Dalle en Béton Armée.	0.15	25	3.75
5- Enduit en ciment.	0.02	20	0.40
Charge permanente G.....=5,35 KN/m²			
Charge d'exploitation Q.....=3,5 KN/m²			

Tableau I -3 : la descente des charges dalle pleines étages courants.

D)- Dalles pleines (porte à faux) terrasse inaccessible :

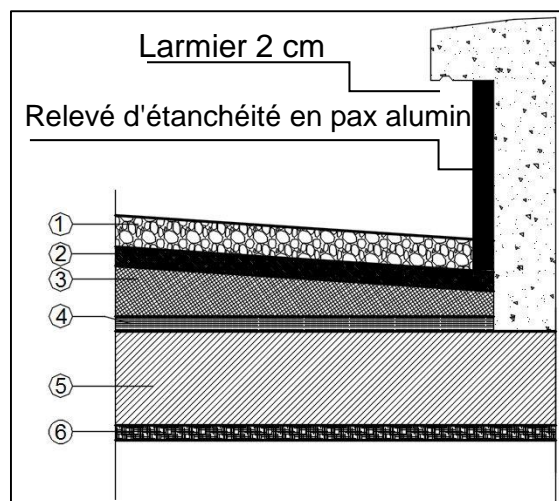


Figure I.10 coupe sur (porte à faux) Dalles pleines terrasse inaccessible.

Désignation	Epaisseurs e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1- protection en Gravillon roulé.	0.05	20	1.00
2-Etanchéité multicouche.	0.02	6	0.12
3-Forme de pente.	0.07	22	1.54
4-Isolation thermique.	0.04	4	0.16
5- Dalle en Béton Armée.	0.15	25	3.75

6-Enduit en plâtre.	0.02	10	0.20
Charge permanente G.....=6,77 KN/m²			
Charge d'exploitation Q.....=1 KN/m²			

Tableau I -4 : la descente des charges (porte à faux) terrasse inaccessible

E) - Acrotère :

Pour la Terrasse inaccessible :

$$S = (0.6 \times 0.10) + (0.08 \times 0.10) + \frac{(0.02 \times 0.10)}{2} \Rightarrow S = 0.069 \text{ cm}^2$$

➤ Charge permanente :

$$G1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml.}$$

➤ Enduit de ciment :

$$\text{Enduit de ciment } P = 0,60 + 0,10 + 0,10 + 0,08 + 0,10 + 0,50 = 1,48 \text{ m.}$$

$$G2 = 20 \times 0,0165 \times 1,48 = 0,884 \text{ kN/ml.}$$

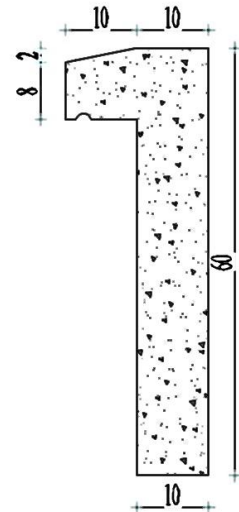


Figure I.11 l'acrotère.

$$G_{\text{acrotère}} = 1,725 + 48.90 = 2.21 \text{ KN/ml} \quad Q_{\text{acrotère}} = 1 \text{ KN/m}$$

F)- Maçonnerie :

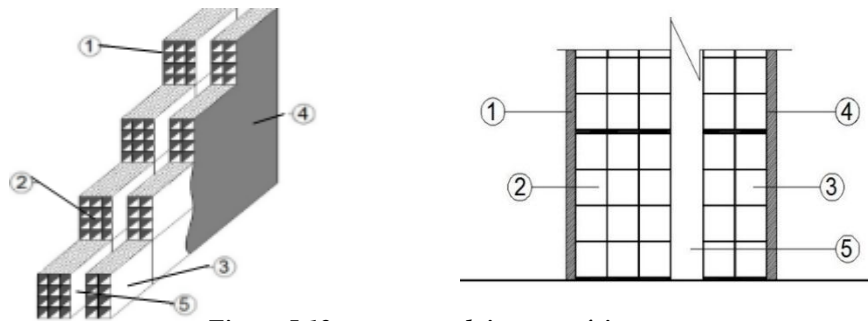


Figure I.12 coupe sur cloisons extérieur.

Cloisons extérieurs :

Désignation	Epaisseurs e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1- Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2- Briques creuses	0.15	9	1.35
3- Briques creuses	0.10	9	0.90

4- Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
5- Lambe d'aire	0.05	/	/
Charge permanente G.....=2,81 KN/m²			

Tableau I -5 : la descente des charges Cloisons extérieurs

Avec 30% d'ouverture $2,81 \times 0.7 = 1,96 \text{Kn/m}^2$ **G = 1.96 KN/m²**

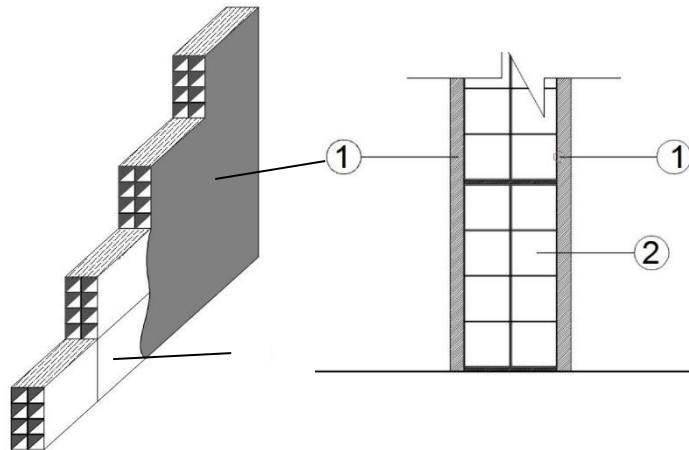


Figure I.13 coupe sur Cloisons intérieurs.

F)-2- Cloisons intérieures :

Désignation	Epaisseurs e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1- Enduit en plâtre	0.02x2	10	0.40
2- Briques creuses	0.10	9	0.90
Charge permanente G.....=1,30 KN/m²			

Tableau I -6 : la descente des charges Cloisons intérieure

G)-Les escaliers :

G)-1- Palier :

Désignation	Epaisseurs e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1- Revêtement en carrelage.	0.02	22	0.44
2- Mortier de pose	0.02	20	0.40

3- Lit de sable	0.02	18	0.36
4- Dalle en Béton Armée.	0.15	25	3.75
5- Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G.....=5,31 KN/m ²			
Charge d'exploitation Q.....=2.5 KN/m ²			

Tableau I -7 : la descente des charges d'un palier de repos.

G)-2-Volée :

Désignation	Epaisseurs e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1- Revêtement en carrelage.	0.02	22	0.44
2- Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Lit de sable	0.02	18	0.36
4- Marche	0.17 /2	25	2.13
5- Paillasse	0.15	25	3.75
6- Enduit en ciment	0.02	18	0.36
7- Garde de corps	/	/	0.10
Charge permanente G.....=7,54 KN/m ²			
Charge d'exploitation Q.....=2.5 KN/m ²			

Tableau I -8 : la descente des charges des volées.

H)-L'ascenseur :

Désignation	Epaisseurs e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1- Dalle en Béton Armée.	25	0.15	3.75
2- Revêtement	22	0.05	1.10
3-Poids de la machine		Fc / S = 145/3,80	38.16
Charge permanente G.....=43.01 KN/m ²			
Charge d'exploitation Q.....=1 KN/m ²			

Tableau I -9 : la descente des charges d'un ascenseur.

I -2 -3 La dégression des charges (DTR.B.C article 63) :

Le tableau suivant donne la charge d’exploitation supporté par le poteau le plus chargé :

Niveau	Dégression	Q [kN]
Sous 6 ^{ème} étage	Q0.	18,287
Sous 5 ^{ème} étage	Q0 +Q1	45.71
Sous 4 ^{ème} étage	Q0 + 0,95(Q1+ Q2)	70.40
Sous 3 ^{ème} étage	Q0 + 0,90(Q1+ Q2 + Q3)	92.32
Sous 2 ^{ème} étage	Q0 + 0,85(Q1+ Q2 + Q3 + Q4)	111.52
Sous 1 ^{ère} étage	Q0 + 0,80(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5)	127.98
RDC	Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+ Q5+Q6 + QRDC)	162.25

Tableau I -10 : la dégression des charges.

I -2 -3-1 Poteau Central :

- La Surface afférente :

$$S_{aff} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_{aff} = (2,325 \times 1,925) + (2,325 \times 1,575)$$

$$+ (2,90 \times 1,575) + (2,90 \times 1,925)$$

$$S_{aff} = 18.287m.$$

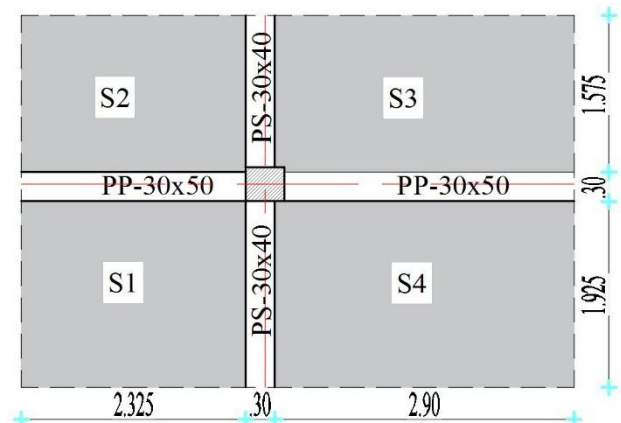


Figure I.14 La surface afférente du poteau centre

- Poids revenant à chaque plancher :

$$G = q1 + q2 + q3.$$

Q0 = voire tableaux II.2 et II.3.

➤ Niveau (terrasse inaccessible) :

- Poids du plancher : $q1 = S_{aff} \times G_{terrasse} = 18.287 \times 6,53$

$$\Rightarrow q1 = 119,41Kn.$$

- poids de la poutre principale : $q2 = \gamma_{ba} \times b \times h \times L_{aff} PP = 25 \times 0,30 \times 0,50 \times (2,325 + 2,90).$

$$\Rightarrow q2 = 19,59Kn.$$

- poids de la poutre secondaire: $q3 = \gamma_{ba} \times b \times h \times L_{aff} PS = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times (1,925 + 1,575).$

$$\Rightarrow q3 = 10,50Kn.$$

- charge permanente : $G = q1 + q2 + q3 \Rightarrow G = 149,50\text{Kn.}$

- charge exploitation : $Q = S_{\text{aff}} \times Q_0 = 18,287 \times 1 \Rightarrow Q = 18,287\text{Kn.}$

➤ **Niveau (étages courants) :**

- Poids du plancher : $q1 = S_{\text{aff}} \times G_{\text{Ec}} = 18,287 \times 5,15$

$\Rightarrow q1 = 94,17\text{Kn.}$

- poids de la poutre principale: $q2 = \gamma_{\text{ba}} \times b \times h \times L_{\text{aff pp}} = 25 \times 0,30 \times 0,50 \times (2,325 + 2,90)$

$\Rightarrow q2 = 19,59\text{Kn.}$

- poids de la poutre secondaire : $q3 = \gamma_{\text{ba}} \times b \times h \times L_{\text{aff ps}} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times (1,925 + 1,575)$

$\Rightarrow q3 = 10,50\text{Kn.}$

- charge permanente : $G = q1 + q2 + q3 \Rightarrow G = 124,27\text{Kn.}$

- charge exploitation : $Q = S_{\text{aff}} \times Q_0 = 18,287 \times 1,5 \Rightarrow Q = 27,43\text{Kn.}$

➤ **Planche de RDC :**

- Poids du plancher : $q1 = S_{\text{aff}} \times G_{\text{Ec}} = 18,287 \times 5,15$

$\Rightarrow q1 = 119,41\text{Kn.}$

- poids de la poutre principale: $q2 = \gamma_{\text{ba}} \times b \times h \times L_{\text{aff pp}} = 25 \times 0,30 \times 0,50 \times (2,325 + 2,90)$

$\Rightarrow q2 = 19,59\text{Kn.}$

- poids de la poutre secondaire : $q3 = \gamma_{\text{ba}} \times b \times h \times L_{\text{aff ps}} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times (1,925 + 1,575)$

$\Rightarrow q3 = 10,50\text{Kn.}$

- charge permanente : $G = q1 + q2 + q3 \Rightarrow G = 124,27\text{Kn.}$

- charge exploitation : $Q = S_{\text{aff}} \times q_0 = 18,287 \times 1,5 \Rightarrow Q = 27,43\text{Kn.}$

Section	L'élément	G (kN)	Q (kN)
0-0	La terrasse		
	Plancher : $6,53 \times 18,287$	119,41	
	Poutre principale : $5,225 \times 25 \times 0,50 \times 0,30$	19,59	
	Poutre secondaire : $3,50 \times 25 \times 0,40 \times 0,30$	10,50	
	Surcharge :		18,287
Total		149,50	18,287
1-1	Etage courant		
	Revenant 0-0	149,50	18,287
	Plancher courant : $5,15 \times 18,287$	94,17	

	Poutres principales : $5,525 \times 25 \times 0,50 \times 0,30$	19,59	
	Poutre secondaire : $3,50 \times 25 \times 0,40 \times 0,30$	10,50	
	Poteau : $0,35 \times 0,40 \times (3,23 - 0,50) \times 25$	9,55	
	Surcharge :		27,43
Total		283,31	45,71
2-2	Revenant 1-1	283,31	45,71
	Plancher courant : $5,15 \times 18.287$	94,17	
	Poutres principales : $5,525 \times 25 \times 0,50 \times 0,30$	19,59	
	Poutre secondaire : $3,50 \times 25 \times 0,40 \times 0,30$	10,50	
	Poteau : $0,35 \times 0,40 \times (3,23 - 0,50) \times 25$	9,55	
	Surcharge :		27,43
Total		417,12	73,14
3-3	Revenant 2-2	417,12	73,14
	Plancher courant : $5,15 \times 18.287$	94,17	
	Poutres principales : $5,525 \times 25 \times 0,50 \times 0,30$	19,59	
	Poutre secondaire : $3,50 \times 25 \times 0,40 \times 0,30$	10,50	
	Poteau : $0,35 \times 0,40 \times (3,23 - 0,50) \times 25$	9,55	
	Surcharge :		27,43
Total		550,93	100,57
4-4	Revenant 3-3	550,93	100,57
	Plancher courant : $5,15 \times 18.287$	94,17	
	Poutres principales : $5,525 \times 25 \times 0,50 \times 0,30$	19,59	
	Poutre secondaire : $3,50 \times 25 \times 0,40 \times 0,30$	10,50	
	Poteau : $0,35 \times 0,40 \times (3,23 - 0,50) \times 25$	9,55	
	Surcharge :		27,43
Total		684,74	128,00
5-5	Revenant 4-4	684,74	128,00
	Plancher courant : $5,15 \times 18.287$	94,17	
	Poutres principales : $5,525 \times 25 \times 0,50 \times 0,30$	19,59	
	Poutre secondaire : $3,50 \times 25 \times 0,40 \times 0,30$	10,50	
	Poteau : $0,35 \times 0,40 \times (3,23 - 0,50) \times 25$	9,55	

	Surcharge :		27,43
Total		818,55	155,43
6-6	Revenant 5-5	818,55	155,43
	Plancher courant : 5,15× 18.287	94,17	
	Poutres principales : 5,525×25×0,50×0,30	19,59	
	Poutre secondaire : 3,50×25×0,40×0,30	10,50	
	Poteau : 0,35×0, 40× (3,23 – 0,50) × 25	9,55	
	Surcharge :		27,43
Total		952,36	188,86
7-7	Revenant 6-6	952,36	188,86
	Plancher courant : 5,15× 18.287	94,17	
	Poutres principales : 5,525×25×0,50×0,30	19,59	
	Poutre secondaire : 3,50×25×0,40×0,30	10,50	
	Poteau : 0,35×0, 40× (3,23 – 0,50) × 25	9,55	
	Surcharge :		27,43
Total		1086,17	216,29

Tableau I -11 : la descente des charges d'un poteau central.

➤ L'effort normal ultime :

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

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que : $N_u = 1.10 \times (1.35G + 1.5Q)$.

Poteaux	G (KN)	Q (KN)	N_u (KN)
Poteau central	1086,17	216,29	1969,84
Poteau de rive	633,03	68,39	1052,89
Poteau d'angle	443,59	37,57	720,72

Tableau I -12 : Les valeurs de N_u .

I -2 -3-2 Vérification :

- Section du poteau (35 × 40) cm² :

I -2 -3-3 Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{Nu}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{section du béton.}$$

$$B = \frac{Nu}{0.60 \times f_{c28}} \Rightarrow B = \frac{1969,84}{0.60 \times 25} \cdot 10^{-3} = \mathbf{0.1313m^2}$$

On à $B = 0.35 \times 0.40 = \mathbf{0.1400m^2}$.

$B = \mathbf{0.1400} \geq \mathbf{0.1313cm^2}$CV

Ce tableau résume les vérifications à la compression du poteau le plus sollicité à tous les niveaux :

Niveaux	Nu (KN)	Sections	Condition $B \geq B_{calculé}$		Observation
			B	B calculé	
6	496,13	0.35 x 0.40	0.1400	0,0330	vérifiée
5	740,10	0.35 x 0.40	0.1400	0,0493	vérifiée
4	984,07	0.35 x 0.40	0.1400	0,0656	vérifiée
3	1228,03	0.35 x 0.40	0.1400	0,0818	vérifiée
2	1472,00	0.35 x 0.40	0.1400	0,0981	vérifiée
1	1725,87	0.35 x 0.40	0.1400	0,1150	vérifiée
RDC	1969,84	0.35 x 0.40	0.1400	0,1313	vérifiée

Tableau I -13 : Vérification les poteaux à la compression simple.

I -2 -3-4 Vérification les conditions de RPA : [RPA99] (Article : 7.4.1. P61).

- Vérification pour un poteau rectangle :

✓ $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm} \Rightarrow b = 35 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

✓ $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20 \Rightarrow h=40 \text{ cm} \geq [3.23/20 = 16 \text{ cm}] \dots\dots\dots \text{CV}$

he: la hauteur entre nu d'étage.

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{35}{40} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq \mathbf{0.87} \leq 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

-Les trois conditions sont vérifiées pour les poteaux.

I -2 -3-5 Vérification au flambement : CBA 93 (Article B.8.2.1)

- D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante : $N_u \leq \left[\frac{\alpha B_r F_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{Fe}{\gamma_s} \right]$

Br : Section réduite du béton.

As : Section des armatures.

γb : Coefficient de sécurité de béton.

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots \text{Pour } \lambda \leq 50. \quad \alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots\dots \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : Longueur de flambement. ; ($L_f = 0,7 \cdot L_0$)

L_0 : Longueur du poteau.

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

I: Moment d'inertie; $I_x = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{35 \times 40^3}{12} = 186666,66 \text{ cm}^4$

$$I_y = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{40 \times 35^3}{12} = 142916,66 \text{ cm}^4$$

Vérification du poteau RDC :

$L_f = 0,7 \cdot L_0 = 0,7 \times 323 = 226,10 \text{ cm}$

$B = 35 \times 40 = 1400 \text{ cm}^2$

➤ **Rayon de giration I_x , I_y :**

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{B}} = \sqrt{\frac{186666,66}{1400}} = 11,54 \text{ cm}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{B}} = \sqrt{\frac{142916,66}{1400}} = 10,10 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de l'élanement λ :**

$$\lambda_x = \frac{L_f}{i_x} = \frac{226,1}{11,54} = 19,59$$

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{226,1}{10,10} = 22,38$$

Donc on a :

$\lambda_x = 19,59 \leq 50 \quad \Rightarrow$ le flambement est vérifié.

$\lambda_y = 22,38 \leq 50 \quad \Rightarrow$ le flambement est vérifié.

$$= 0,800 \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,786$$

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

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{F_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{0,008 \times F_e}{\gamma_s} \right]} \Rightarrow B_{r_{calc}} \geq \frac{1969,84}{0,786 \left[\frac{25}{1,35} + \frac{0,008 \times 400}{1,15} \right]} \times 10^{-3} = 0,117\text{m}^2$$

$$B_r = (0,35 - 0,02) \times (0,40 - 0,02) = \mathbf{0,125\text{m}^2}$$

$\mathbf{0,125\text{m}^2} \geq \mathbf{0,117\text{m}^2}$ donc On remarque que les poteaux ne risquent pas de flambement.

Récapitulatif de la descente des charges sur le poteau le plus sollicité :

Niveau	G(kN)	Q(kN)	Nu(kN)	L0 (m)	Lf (m)	λ_y	Br ≥ Br _{calc}		b cm	h cm
							br	Br _{calc}		
7-7	149,50	18,28	252,169	3,23	2,26	22,38	0,1254	0,0150	35	40
6-6	283,31	45,71	496,136	3,23	2,26	22,38	0,1254	0,0296	35	40
5-5	417,12	73,14	740,104	3,23	2,26	22,38	0,1254	0,0442	35	40
4-4	550,93	100,57	984,071	3,23	2,26	22,38	0,1254	0,0587	35	40
3-3	684,74	128,00	1228,038	3,23	2,26	22,38	0,1254	0,0733	35	40
2-2	818,55	155,43	1472,006	3,23	2,26	22,38	0,1254	0,0879	35	40
1-1	952,36	188,86	1725,873	3,23	2,26	22,38	0,1254	0,1030	35	40
0-0	1086,17	216,29	1969,840	3,23	2,26	22,38	0,1254	0,117	35	40

Tableau I -14 : Récapitulatif de la descente des charges sur le poteau le plus sollicité.

I -3 Conclusion :

Le pré dimensionnement est fait en guise d'un avant-projet en répondant aux différentes exigences de pré dimensionnement données par le **RPA99 version 2003**, **BAEL91** et **CBA93**, dans le but d'estimer les dimensions des sections des différents éléments de la structure.

chapitre II

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

II -ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES.

II-1 Introduction :

Dans ce calcul on veut assurer la stabilité et la résistance des différents éléments secondaires de notre ouvrage (acrotère, plancher, escalier et respectivement) vis-à-vis aux effets des actions sismique et actions vertical (permanente et exploitation) par une bonne modélisation suivit d'un calcul correct des sections d'armatures qui respectent le **BAEL 91** et **RPA 99/V2003**.

II -2 L'acrotère :

II -2-1Vérification sous l'effet de séisme :

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

Selon le **RPA 99v2003 (art 6-2-3)** l'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel agit une force horizontale due au séisme calculée comme suit :

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans **RPA 99v2003** tableau (4.1) page 26, pour la zone et groupe d'usage appropriés : zone **IIa** et groupe d'usage 2.

C_p : facteur de force horizontale variant entre **0,3** et **0,8**. tableau 6.1 page 43 (**RPA99/V2003**).

W_p : Poids de l'élément considéré.

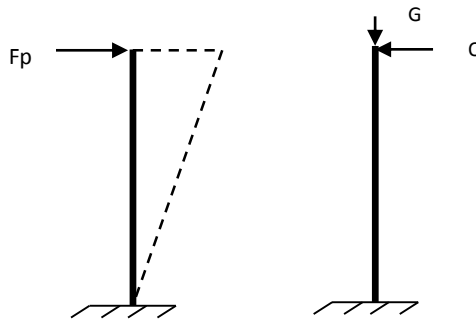


Figure II.1: Schéma statique de l'acrotère

$$\text{Pour notre cas } \begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.80 \\ W_p = 2.21 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\Rightarrow F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,214 \Rightarrow F_p = 1.063 \text{ KN/m.}$$

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max \{ 1 , 1.063 \} \Rightarrow Q = 1.063 \text{ kN/ml.}$$

II -2-2 Calcul des sollicitations

$$\left\{ \begin{array}{l} N_Q = 0. \\ V_Q = 1/ KN / ml \\ M_Q = Q \times L = 1.063 \times 0.6 = 0.638 KN.m/ml. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = G = 2,214 KN/ml. \\ V_G = 0. \\ M_G = 0. \end{array} \right.$$

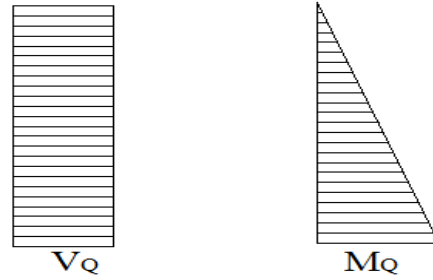


Figure II.2 : Diagrammes des sollicitations

II -2-3 Combinaison des sollicitations

À ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1,35N_G + 1,5 \times N_Q \quad \Rightarrow N_u = 1,35 \times 2,214 = 2.99 KN/ml . \\ M_u = 1,35M_{G\%} + 1,5M_{Q\%} \quad \Rightarrow M_u = 1,5 \times 0,638 = 0,957 KN.m / ml. \end{array} \right.$$

À ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = N_G + N_Q \quad \Rightarrow N_s = 2.214 KN/ml . \\ M_s = M_{G\%} + M_{Q\%} \quad \Rightarrow M_s = 0,637 KN.m/ml. \end{array} \right.$$

II -2-4 Ferrailage de l'acrotère

- **Détermination de l'excentricité de calcul :**

D'après l'article A.4.3.5 des CBA93 l'excentricité de calcul et donnée par :

$$e_T = e_1 + e_2 + e_a$$

e_1 : est l'excentricité du premier ordre, avant application des excentricités additionnelles, elle est donnée par :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,957}{2,99} = 32,00cm. \quad \Rightarrow e_1 = 32,00cm.$$

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure, elle est donnée par :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec :

L_f : Longueur du flambement qui est libre à une extrémité et encastré.

$$L_f = 2L \Rightarrow L_f = 2 \times 0,6 = 1,20\text{m.}$$

\emptyset : Ce rapport est généralement prit égale à 2 ; $\emptyset = 2$

α : Le rapport du moment : $\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = 0$; ($M_G=0$)

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \times 0,1} \times 2 = 0,864\text{cm.}$$

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

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}, \frac{L}{250} \right\} \Rightarrow e_a = \max \{ 2\text{cm}, 0,24\text{cm} \} \Rightarrow e_a = 2\text{cm.}$$

$$\text{Donc : } e_T = 32,00 + 0,864 + 2 = 34,86\text{cm.}$$

➤ **Position du centre de pression :**

Pour préciser si la section est entièrement ou partiellement comprimée, on compare l'excentricité e avec la frontière du noyau centrale de la section, c'est-à-dire :

$$e_T = 34,86\text{cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,66\text{cm.}$$

Donc le centre de pression est à l'extérieur de l'intervalle $(-\frac{h}{6}; \frac{h}{6})$ donc la section est partiellement comprimée, et son ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uf} qui se calcul comme suit :

II -2-5 Combinaison des sollicitations

Calcul de ferrailage :

➤ Le moment fictif :

$$M_{uf} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$d = h - 2,5 = 0,075 \text{ m.}$$

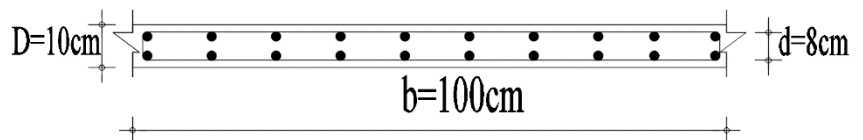


Figure II.3 : section de ferrailage

$$M_{uf} = 0,957 + 2,99 \times (0,075 - 0,1/2) \Rightarrow M_{uf} = 1,03 \text{KN.m.}$$

➤ Le moment réduit :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0,957}{0,637} = 1,5$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,3339.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uf}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,03}{1 \times (0,08)^2 \times 14,16 \times 10^3} = 0,01$$

$$\mu_{bu} = 0,01 < \mu_{lu} = 0,3339 \Rightarrow (A'_s = 0).$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,01}) \Rightarrow \alpha = 0,012.$$

$$\alpha = 0,012 < 0,259 \Rightarrow \text{pivot A.}$$

➤ **La section fictive d'aciers tendus :**

$$A_{sf} = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0,8 \times 0,012 \times 100 \times 7,5 \times 14,16}{348} \Rightarrow A_{sf} = 0,293 \text{ cm}^2.$$

➤ **La section réelle d'acier tendu est :**

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,293 - \frac{2,99}{348} \Rightarrow A_s = 0,28 \text{ cm}^2.$$

La section d'armature tendue minimale fixée par la règle du millième et la condition de non-fragilité :

$$A_{s \min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{s \min} \geq \max \{1; 0,905\} \text{ cm}^2$$

On prend $A_{s \min} = 1 \text{ cm}^2$. et on adopte **4T8** avec $A_{s \min} = 2,01 \text{ cm}^2$.

➤ **L'espacement :**

D'après l'article **A.8.2.4.1 de BAEL.91** l'espacement et donnée par :

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{cm} < 30 \text{cm} \Rightarrow S_t < \min(3h, 33 \text{cm})$$

$$\Rightarrow S_t = 25 \text{cm} < \min(30 \text{cm}, 33 \text{cm}). \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2. \text{ Donc on adopte } \mathbf{1T8}.$$

Pour des raisons constructives on prend **4ø6** avec $A_r = 1,51 \text{ cm}^2$.

➤ **L'espaceur**

$$S_r = \frac{L}{3} = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}. \dots\dots \text{ condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification du diamètre des armatures :**

Le diamètre adopté pour les armatures des deux sens, doit vérifier la condition suivante :

$$\varphi \leq \frac{h}{10} \rightarrow \varphi = \mathbf{0.8 \text{ cm}} < \frac{h}{10} = \frac{10}{10} = \mathbf{1 \text{ cm}} \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

II -2-6 Combinaison des sollicitations

Vérification (E.L.S) :

✓ Les sollicitations à l'ELS : $N_{ser} = 2,214 \text{ KN/m}$

$$M_{ser} = Q \times L = 1.063 \times 0,6 = 0.637 \text{ KN.m}$$

✓ L'excentricité : $e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.637}{2,214} = 29 \text{ cm}$. La section est partiellement comprimé

Selon le **B.A.E.L.91** les vérifications à effectuer portent sur :

➤ **Un état limite de compression du béton : (A.4.5.2).**

La contrainte limite de compression du béton :

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

Pour la vérification il faut que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{Z \cdot N_{ser}}{I} \cdot y_{ser}$$

Pour la vérification on résout l'équation du 3^{ème} degré suivante :

$$Z^3 + pZ + q = 0$$

$$p = -3C^2 - 90A'_s \frac{(C - d')}{b} + 90A'_s \frac{(d - C)}{b} = -3C^2 + 90A'_s \frac{(d - C)}{b}$$

$$C = \frac{h}{2} - e = \frac{10}{2} - 29 = -24 \text{ cm}$$

$$p = -3(-24)^2 + 90 \times 2,01 \times \frac{(8 + 24)}{100} = -1671,01$$

$$q = -2C^3 - 90A'_s \frac{(C - d')^2}{b} - 90A'_s \frac{(d - C)^2}{b} = -2C^3 - 90A'_s \frac{(d - C)^2}{b}$$

$$q = -2(-24)^3 - 90 \times 2,01 \times \frac{(8 + 24)^2}{100} = 25853,02 .$$

$$\Rightarrow Z^3 - 1671,01 \cdot Z + 25853,02 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27} \Rightarrow \Delta = (25853,02)^2 + \frac{4(-1671,01)^3}{27} = -22868538,91 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) = \text{Arc cos} \left(\frac{3 \times 25853,02}{2 \times (-1671,01)} \sqrt{\frac{-3}{-1671,01}} \right)$$

$$\Rightarrow \varphi = \text{Arc cos}(-0,98) = 168^\circ .$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} \Rightarrow a = 2\sqrt{\frac{1670,11}{3}} = 47,19 \text{ cm}.$$

$$Z_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 47,19 \times \cos\left(\frac{168}{3}\right) = 26,38 \text{ cm}.$$

$$Z_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = 47,19 \times \cos\left(\frac{168}{3} + 120\right) = -47,07 \text{ cm}.$$

$$Z_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 47,19 \times \cos\left(\frac{168}{3} + 240\right) = 20,68 \text{ cm}.$$

➤ **La distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section :**

$$y_{ser} = Z + C$$

$$y_{ser1} = Z_1 + C = 26,38 - 24 = 2,38 \text{ cm}.$$

$$y_{ser2} = Z_2 + C = -47,07 - 24 = -71,07 \text{ cm}.$$

$$y_{ser3} = Z_3 + C = 20,68 - 24 = -3,32 \text{ cm}.$$

La valeur de $0 \leq y_{ser} \leq d \Rightarrow 0 \leq y_{ser} \leq 8\text{cm}$

Donc : $y_{ser} = y_{ser1} = 2,38\text{cm} \Rightarrow Z = Z_1 = 26,38\text{cm}$.

➤ **Calcul de l'inertie de la section homogène réduite :**

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - d')^2] = \frac{100 \times 2,38^3}{3} + 15 \times [2,01 \times (7,5 - 2,38)^2] = 1239,74 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Z.N_{ser}}{I} \cdot y_{ser} = \frac{26,38 \times 2,214}{1239,74 \times 10^{-4}} \times 2,38 = 1121,24 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_{bc} = 1,121 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$condition vérifiée.

➤ **Un état limite d'ouverture des fissures : (A.4.5.3)**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

La contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

η : Coefficient de fissuration, $\eta = 1,6$ pour les armatures à HA.

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max(0,5 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266,66 ; 201,63) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Pour la vérification de la condition : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 15 \frac{Z.N_{ser}}{I} (d - y_{ser})$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{26,38 \times 2,214}{1239,34 \times 10^{-4}} (7,5 - 2,38) = 36192,88 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_s = 36,19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$CV

➤ Vérification au flambement :

$$\lambda \leq \max \left\{ 50, \min \left(67 \frac{e}{h}, 100 \right) \right\}$$

$$\Rightarrow \lambda \leq 100$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \Rightarrow \lambda = 1,2 \sqrt{\frac{A}{I}} = 1,2 \sqrt{\frac{0,1 \times 0,6}{\frac{0,1 \times (0,6)^3}{12}}}$$

$$\Rightarrow \lambda = 6,92 < 100$$

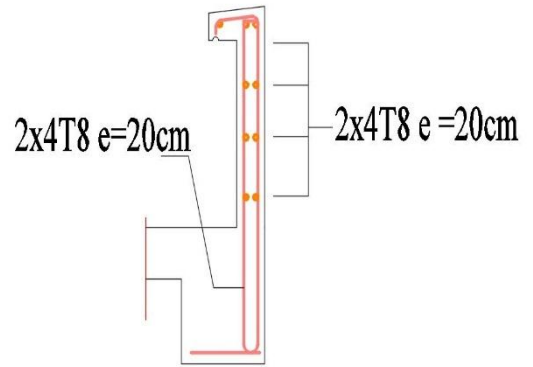


Figure II.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

II -3 Les Balcon :

Les balcons se comportent comme une console. On prend **1m** de longueur encastree dans les poutres et libre dans l'autre côté. Elle est calculée en flexion simple.

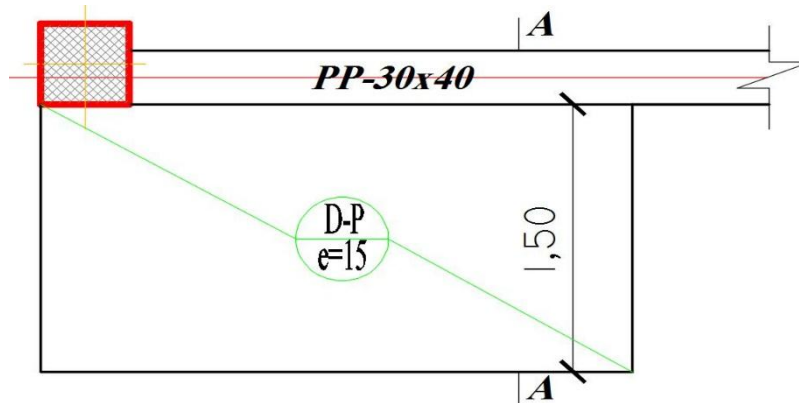


Figure II.5 : Schéma de (porte à faux) Dalles pleines

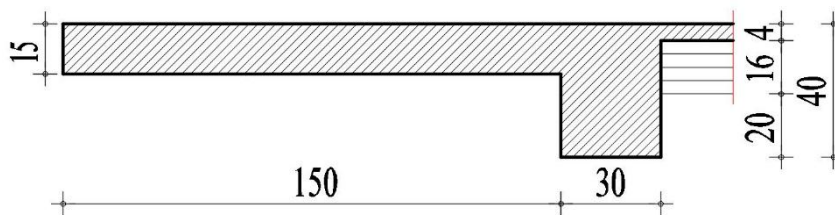


Figure II.6: Coupe A-A

II -3 -1 Évaluation des charges

- Poids propre $G = 5.35 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 5.35 \text{ kN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation $Q = 3.50 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 3,50 \text{ kN/ml}$.
- Mur sur le balcon Etage courant : $G = 1.30 \text{ kN/m}^2$.
 $P = 1,30 \text{ kN/m}^2 \times 1.50 = 1,95 \text{ kN/ml}$.

L'épaisseur de console : $h_t = 15\text{cm}$ et $d = 13.5\text{ cm}$

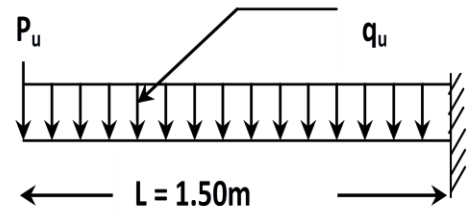


Figure II.7 : schéma statique

II -3 -2 Calcul les moments :

➤ **Combinaison des charges :**

Types	$q_u(\text{KN/m})$	$p_u(\text{KN/m})$	$q_s(\text{KN/m})$	$P_s(\text{KN/m})$	$M_u(\text{KN.m})$	$M_s(\text{KN.m})$
Balcon	12.47	2.63	8.85	1.95	10,18	7,35

Tableau II-1 : Résultats des combinaisons d'actions.

II -3 -3 Ferrailage :

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable

➤ **Armatures longitudinales :**

$A_{réelle} = 2,21\text{cm}^2$ donc on adapte **4HA10**=3,14cm²

➤ **Armature de répartition :**

$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2.21}{4} = 0.55\text{cm}^2$ $\Rightarrow A_r = 4HA8 = 2.01.\text{cm}^2$

II -3-4 :

Il est utile de justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèches, cependant, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1,50} = 0,1 > 0,0625$ **CV**

$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,21}{100 \times 13.5} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0016 < 0,0105$ **CV**

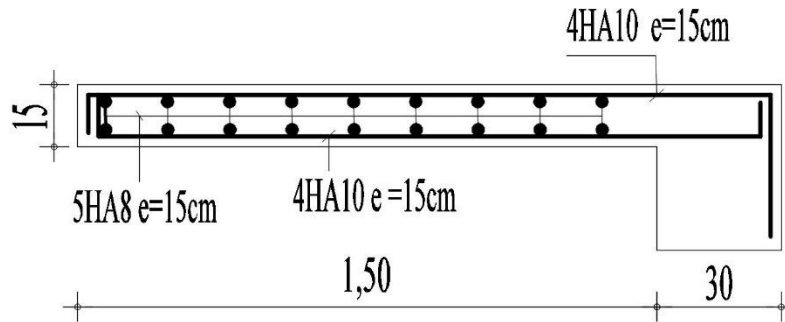


Figure II.8 : schéma de Ferrailage balcon

II -4 Etude du plancher :

Les planches de corps creux de notre ouvrage sont du type **(16+4) cm**, ce type de plancher est utilisé dans les locaux d’habitation et de service, ils ont une bonne isolation thermique et phonique. Il est constitué du corps creux et des poutrelles, Les poutrelles seront calculées comme une poutre continue sur plusieurs appuis. Ils travaillent comme une section en T.

Type (1) poutrelle à 03 travées :

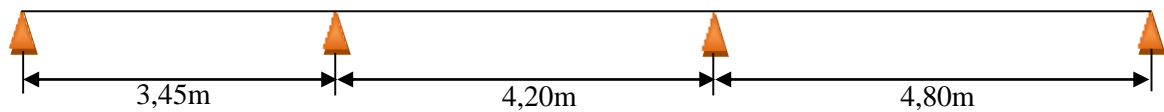


Figure II.9 : schéma poutrelle à 03 travées Type 01

II -4 -1 Choix de la méthode de calcul :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des planchers (méthode forfaitaire ; méthode Caquot ; méthode exacte).

Le bon choix de la méthode de calcul permet d’aboutir de bon résultat.

II -4 -1-1 Méthode forfaitaire

a- Condition d’application :

CI/ La valeur de la surcharge d’exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 ($Q \leq \max \{2G, 5000 \text{ N/m}^2\}$)

Pour notre structure on a :

- Q (plancher terrasse) = $1 \text{ KN/m}^2 = 1000 \text{ N/ m}^2$
- G (plancher terrasse) = $6,53 \text{ KN/m}^2 = 6530 \text{ N/m}^2$

Plancher terrasse : $Q = 1000\text{N/m}^2 < 2G = 13060\text{N/m} \dots\dots\dots\text{CV}$

C2/ les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées (même poutres et même plancher) CV

C3/ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 ;

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

• $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.45}{4.20} = 0.82$ CV

• $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4.20}{4.80} = 0.87$ CV

C4/ La fissuration est considérée non préjudiciable..... **Condition Vérifiée.**

La condition des portées successives comprise entre 0,8 et 1.25 ; $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ est vérifiée,

donc pour le calcul des planchers on applique la méthode de **forfaitaire.**

• **Calcul A L'état Limite Ultime :**

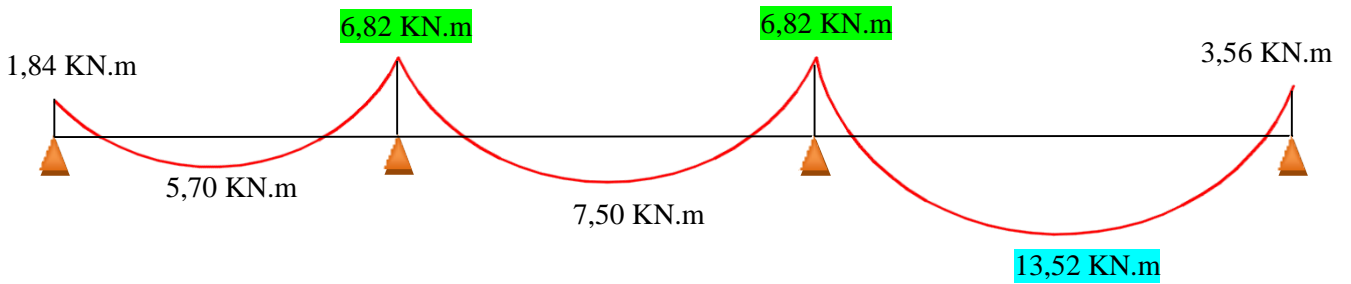


Figure II.10 : Diagramme des moments à l'ELU « Terrasse inaccessible ».

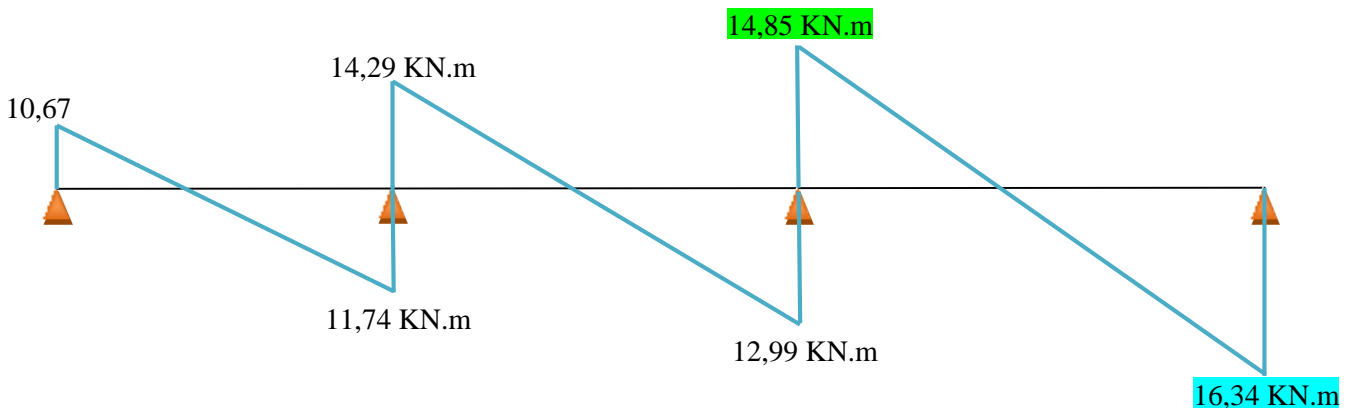


Figure II.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU « Terrasse inaccessible ».

• Calcul à l'état limite servies :

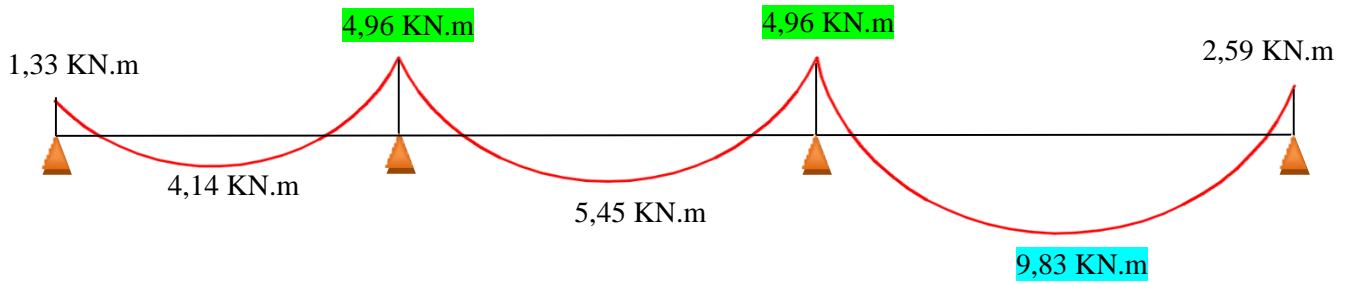


Figure II.12 : Diagramme des moments a l'ELS « Terrasse inaccessible ».

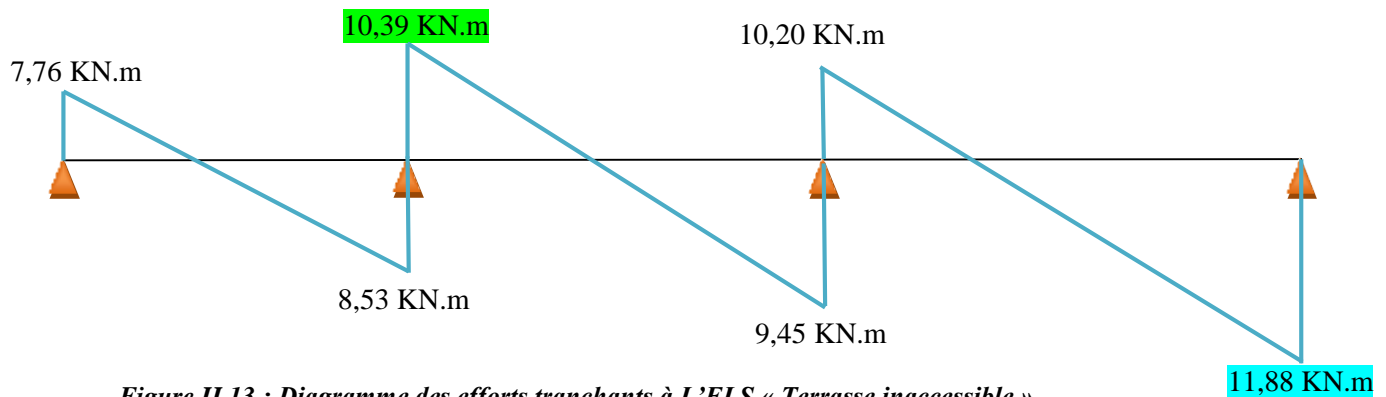


Figure II.13 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS « Terrasse inaccessible ».

a. Plancher étage courant :

Charge permanente :G=5,15 KN/m²

Charge d'exploitation : Q = 1,5 KN/m²

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,5}{1,5 + 5,15} = 0,225$$

• Calcul à l'état limite ultime :

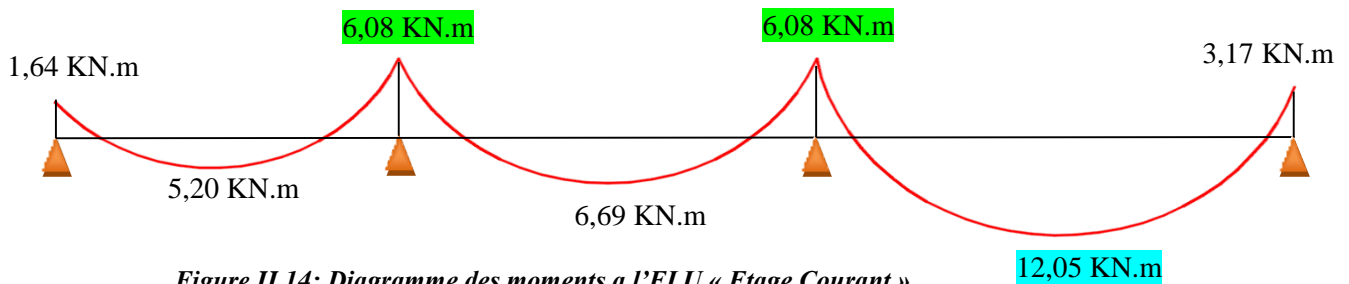


Figure II.14: Diagramme des moments a l'ELU « Etage Courant ».

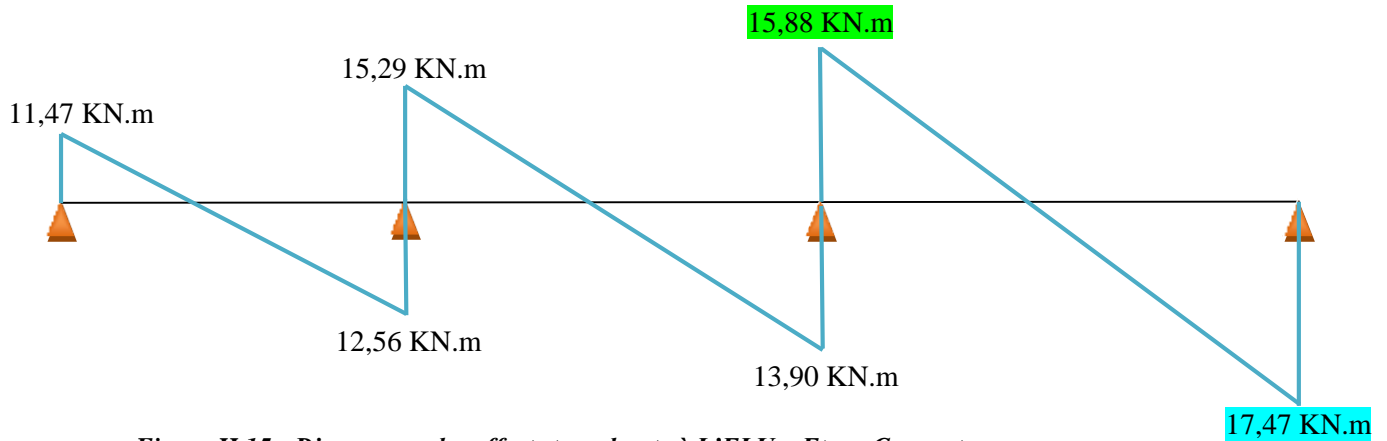


Figure II.15 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU « Etage Courant ».

• Calcul à l'état limite services :

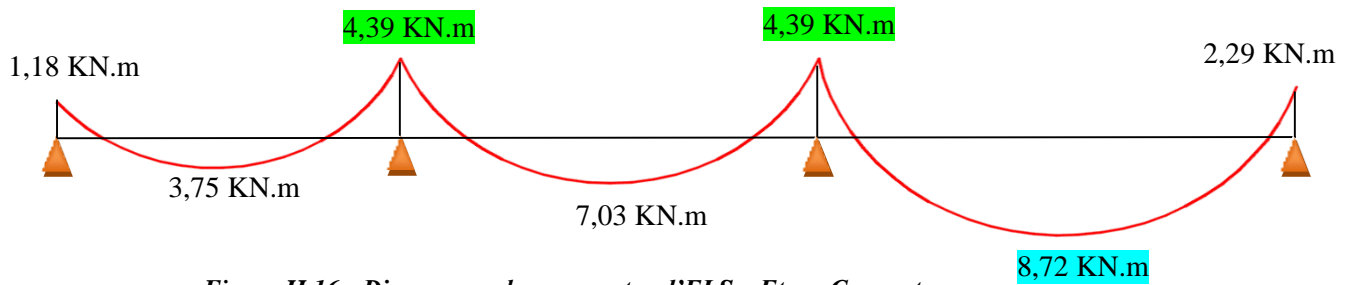


Figure II.16 : Diagramme des moments à l'ELS « Etage Courant ».

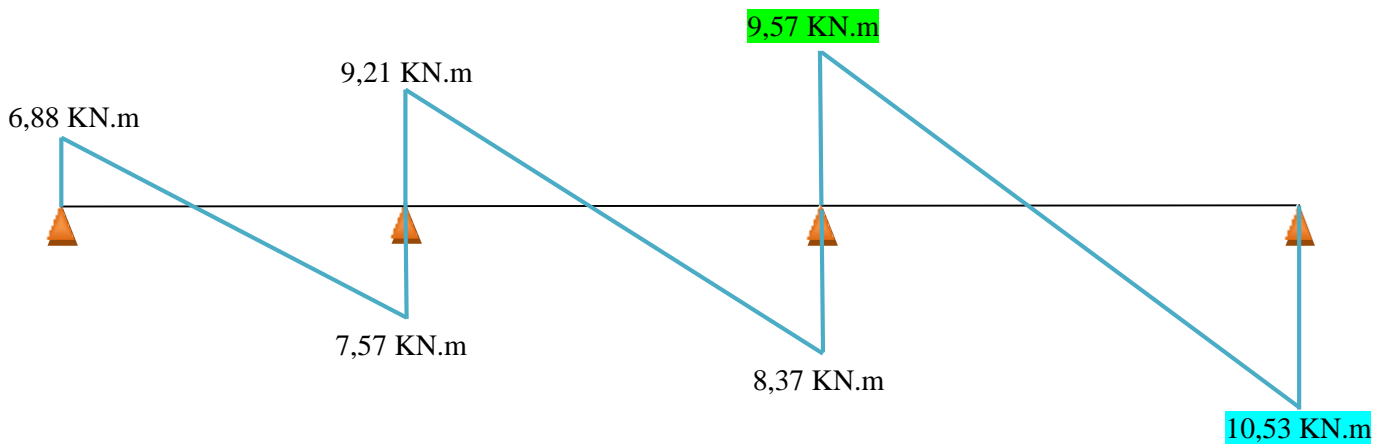


Figure II.17 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS « Etage Courant ».

II -4 -2 Calcul Ferrailage :

II -4 -2-1 En travée :

On adopte 3HA10 de section $A_s = 1.75 \text{ cm}^2$

II -4 -2-2 En appui :

On adopte 3 HA 10 de section $A_s = 2.36\text{cm}^2$.

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

1. $h/L > 1/16$
2. $A_s / b \cdot d \leq 4,2 / f_e$
3. $h/L > 1/10$ (Mt/Mo)

Nous avons :

$$h/L > 1/16 \quad \Rightarrow \quad 20 / 480 = 0,041 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{Non Vérifiée.}$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

➤ **Evaluation des charges :**

P : l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation ($P = 4,5 \text{ KN/ml}$).

G : l'ensemble des charges permanentes ($G = 6,53\text{KN/ml}$).

J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtements ($J=2,36\text{KN /ml}$):

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$Y = \frac{15 A}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{B \times D \times A_s}{7.5 A_s^2}} - 1 \right)$$

$$Y = \frac{15 \times 2,36}{60} \left(\sqrt{1 + \frac{60 \times 18 \times 2,36}{7.5 \cdot 2,36^2}} - 1 \right) = 4.64$$

➤ **Calcul du moment d'inertie de la section total par rapport à l'axe neutre :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_s (d - y)^2$$

• **En travée :**

$$I = \frac{60 \times 4.64^3}{3} + 15 \times 2.36 (18 - 4.64)^2 = 6749.12 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$M_p = \frac{P \times L^2}{8} = \frac{4.5 \times 4.80^2}{8} = 12.96 \text{ KN.m}$$

$$M_r = \frac{g \times L^2}{8} = \frac{6.53 \times 4.80^2}{8} = 18.80 \text{ KN.m}$$

$$M_p = \frac{J \times L^2}{8} = \frac{2.36 \times 4.80^2}{8} = 6.79 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul des contraintes :

$$K' = \frac{Mp}{I} = \frac{12.96}{6749.12} \times 10^3 = 1.92$$

$$K'' = \frac{Mg}{I} = \frac{18.96}{6749.12} \times 10^3 = 2.78$$

$$K''' = \frac{Mj}{I} = \frac{6.79}{6749.12} \times 10^3 = 1.00$$

Béton :

$$\sigma_{bc p} = K'.Y = 1.92 \times 4.64 = 8.90 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{bc g} = K''.Y = 2.78 \times 4.64 = 12.89 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{bc j} = K'''.Y = 1 \times 4.64 = 4.64 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \text{CV}$$

Acier :

$$\sigma_{sp} = 15K'(d - Y) = 15 \times 1.92(18 - 4.64) = 128.44 \text{ MPA} < \sigma = 240 \text{ MPA} \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{sp} = 15K''(d - Y) = 15 \times 2.78(18 - 4.64) = 185.98 \text{ MPA} < \sigma = 240 \text{ MPA} \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{sp} = 15K'''(d - Y) = 15 \times 1(18 - 4.64) = 200 \text{ MPA} < \sigma = 240 \text{ MPA} \dots \text{CV}$$

On a une contrainte n'est pas vérifiée, donc on doit vérifier la flèche par :

➤ Calcul de γ_t et γ_v :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{Avec :} \quad \rho = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} \quad \rho = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.013 \times 2.36} = 3.42$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.36$$

$$\mu_{sp} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 128.44 + 2.1} = \mathbf{0.73}$$

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 185.98 + 2.1} = \mathbf{0.81}$$

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + ft_{28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 200 + 2.1} = \mathbf{0.83}$$

➤ **L'inertie de la section homogène :**

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times 5 \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{60 \times 203}{12} + 15 \times 2.36 \times 5 \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2 = \mathbf{51328 \text{ cm}^4}$$

➤ **Calcul L'inertie de la section fissurée :**

$$I_{fp} = \frac{1.1 I}{1 + \lambda_i \times \mu_{sp}} = \frac{1.1 \times 51328}{1 + 3.42 \times 0.73} = \mathbf{16147.34 \text{ cm}^4}$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 I}{1 + \lambda_i \times \mu_{sg}} = \frac{1.1 \times 51328}{1 + 3.42 \times 0.81} = \mathbf{14975.54 \text{ cm}^4}$$

$$I_{fs} = \frac{1.1 I}{1 + \lambda_i \times \mu_{ss}} = \frac{1.1 \times 51328}{1 + 3.42 \times 0.83} = \mathbf{14708.69 \text{ cm}^4}$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \cdot I_o}{1 + \lambda_v \cdot \mu_{sg}} = \frac{1.1 \times 45810.13}{1 + 1.22 \times 0.70} = 27179.69 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 I}{1 + \lambda_v \times \mu_{sg}} = \frac{1.1 \times 51328}{1 + 1.36 \times 0.81} = \mathbf{268656.26 \text{ cm}^4}$$

➤ **Calcul des flèches :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} \quad \text{Et} \quad E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa}.$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}} = \frac{12.96 \times 4.80^2}{10 \times 32164.2 \times 16147.34 \times 10^{-5}} = \mathbf{0,005m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}} = \frac{18.80 \times 4.80^2}{10 \times 32164.2 \times 14975.34 \times 10^{-5}} = \mathbf{0,008m}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}} = \frac{6.79 \times 4.80^2}{10 \times 32164.2 \times 14708.69 \times 10^{-5}} = \mathbf{0,003m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = \frac{18.80 \times 4.80^2}{10 \times 10721.4 \times 268656.26 \times 10^{-5}} = \mathbf{0,015m}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.015 - 0.003 + 0.005 - 0.008 = \mathbf{0.009m}$$

$$\Delta \leq f = 0.5 + \frac{L}{1000} = 0.5 + \frac{480}{1000} = \mathbf{0.0098m}$$

Donc $\Delta = \mathbf{0.0090m} \leq f = \mathbf{0.0098m} \dots\dots\dots \text{CV}$

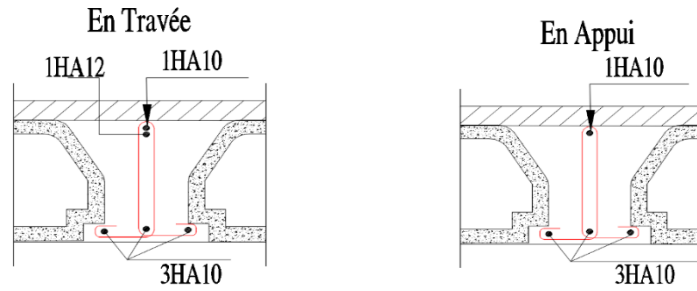


Figure II.18 : ferrailages nervure

II-4-3- Ferrailage de la dalle de compression :

Après le calcul

pour 1ml on prend 5Ø5/ml de surface $A_s = 0,98\text{cm}^2$

soit 5Ø5/ml Avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

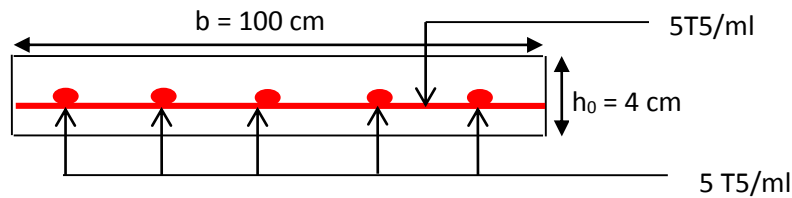


Figure II.19 : ferrailages dalle de compression

II -5 Les escaliers :

L'escalier est un élément essentiel dans un bâtiment, il joue le rôle d'une liaison entre les différents niveaux, chaque escalier se compose d'un certain nombre de marche, palier et volée.

II -5-1 Les charges :

➤ **Les charges permanentes :**

$$G_{\text{palier}} = 5,31\text{KN/m}^2.$$

$$G_{\text{volee}} = 7,54\text{KN/m}^2.$$

➤ **Les charges d'exploitations :**

$$Q_{\text{palier}} = Q_{\text{volee}} = 2,50 \text{ KN/m}^2.$$

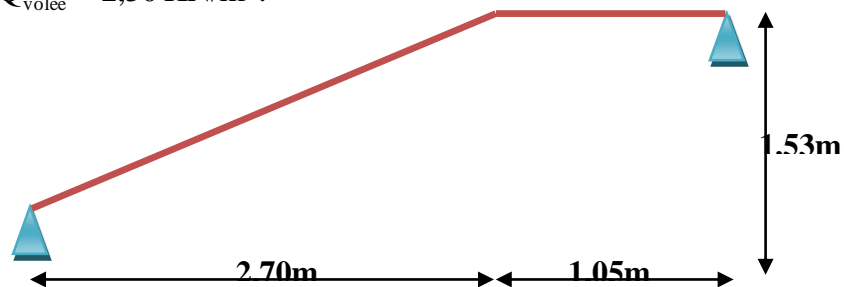


Figure II.20: Caractéristiques géométriques de l'escalier Type 01.

II - 5-2 Combinaisons de charges.**1- E L U :**

$$q_{vu} = 1,35G_v + 1,5Q_v = 1,35 \times 7,54 + 1,5 \times 2,5 \Rightarrow q_{vu} = 13,96 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{pu} = 1,35G_{pu} + 1,5Q_{pu} = 1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 2,5 \Rightarrow q_{pu} = 10,91 \text{ KN/m}^2.$$

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m.

$$q_{vu} = 13,96 \times 1,00 = 13,96 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{pu} = 10,91 \times 1,00 = 10,91 \text{ KN/ml.}$$

2- E L S:

$$q_{vs} = G_v + Q_v = 7,54 + 2,5 \Rightarrow q_{vs} = 10,04 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{ps} = G_{ps} + Q_{ps} = 5,31 + 2,5 \Rightarrow q_{ps} = 7,81 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une largeur de 1,00m les charges seront :

$$q_{vs} = 10,04 \times 1,00 = 10,04 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{ps} = 7,81 \times 1,00 = 7,81 \text{ KN/ml.}$$

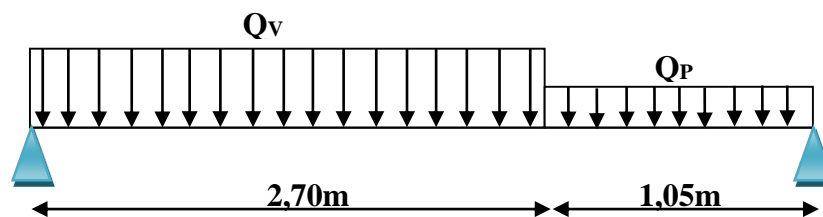


Figure II.21 : Schéma statique des escaliers

II -5 -3 schéma de ferrailage

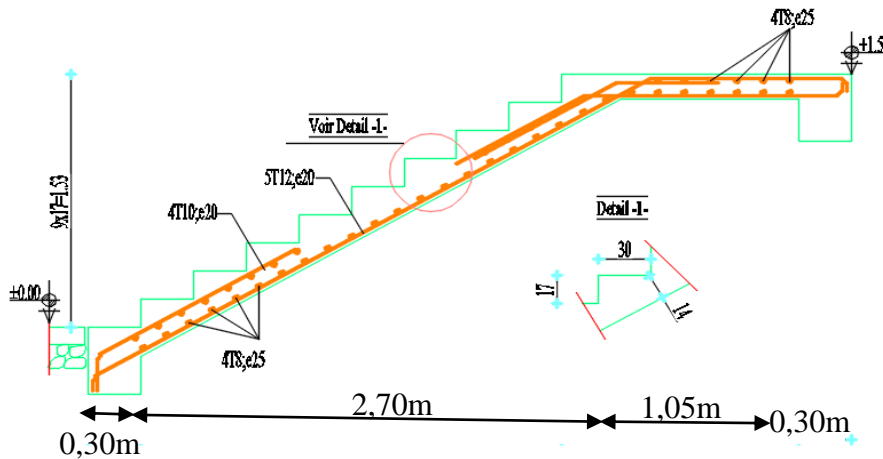


Figure II.22 : schéma de ferrailage escalier

II -5-4 - Calcul de la poutre palière :

La hauteur de la poutre est limitée comme suite :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

Avec : L=265cm

$$\Rightarrow 17.66 \text{ cm} \leq h \leq 26.5 \text{ cm}$$

Donc on prend $h = 30\text{cm}$.

✓ La largeur de la poutre est limitée comme suite :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 9\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

Pour une section raisonnable on prend $b = 30\text{cm}$.

➤ Vérification de la condition de L’RPA :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{CV} \\ h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{CV} \\ h/b = 30/30 = 1.0 < 4 & \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

Donc la section de la poutre palière est $(30 \times 30)\text{cm}^2$.

• G = 20,45KN/ml.

• Q = 2,43KN/ml.

➤ Calcul des sollicitations :

- Calcul de l’effort tranchent (V), les moments en travée (Mt) et en appui (Ma) :

$$V = q \times \frac{L}{2} ; M_o = q \times \frac{L^2}{8}$$

D'après l'article A.8.2, 32 de BAEL 91 modifié 99 on admet un moment en travée égal à $M_{travée} = 0,85 \times M_o$ et en appui $M_{appui} = 0,3 \times M_o$

sollicitations	V (KN)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)
À l'E.L.U	35,78	23,70	20,14	7,11
À l'E.L.S	26,14	17,31	14,71	5,19

Tableau II.2 : Calcule les sollicitations de la poutre palière – E.L.U-

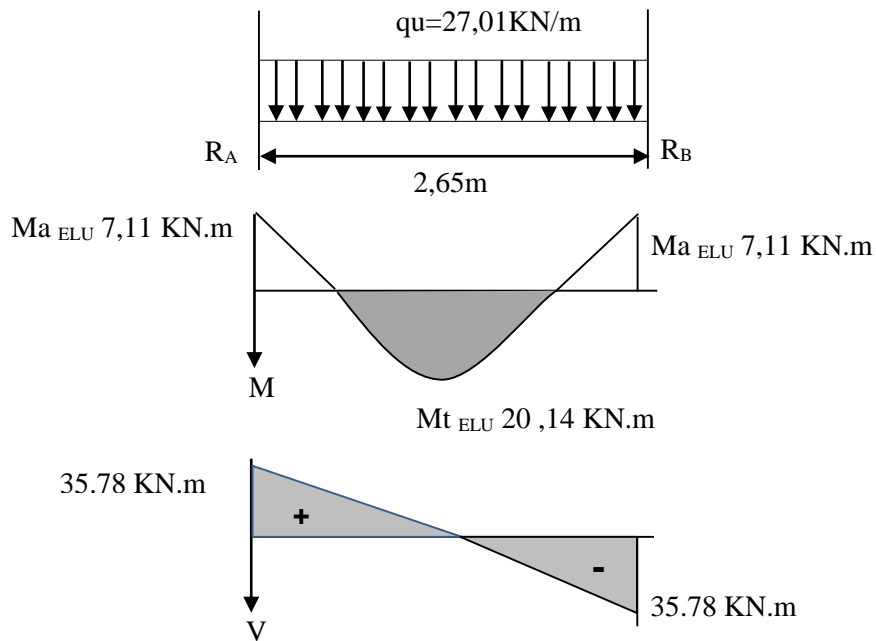


Figure III.23 : Diagramme des sollicitations – E.L.U-

2- Calcul de ferrailage :

Travée : A_u (cm²)=2.79 ; A_{ado} (cm²)=4.62 ; **Choix ;** 3T12

Appuis: A_u (cm²)=1.37 ; A_{ado} (cm²)=3.39 ; **Choix ;** 3T12

Armatures transversales

Après le calcul on adopte **4T8** avec A_t = 2,01cm².

L'espace S = 10cm².

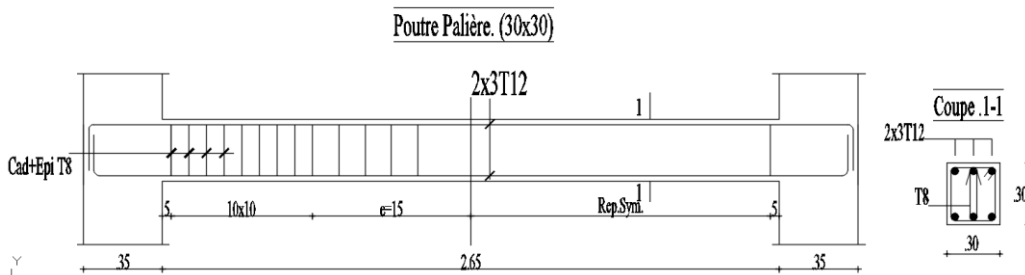


Figure III.24 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

chapitre III

ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

III-1 Introduction :

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts a été conduite par le logiciel ROBOT.

III-2 Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très Complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible.

C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de Simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

III-3 Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites (forme régulière, zone IIa, groupe d'usage 2 et hauteur > 23m).

A cet effet, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale, qui elle reste applicable et dont l'utilisation est possible et simplifier avec le logiciel ROBOT.

III -4 Classification des zones sismiques :

Le territoire national est devisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité algérienne et la répartition des zones par wilaya et par commune est présenté comme suite.

- **ZONE 0** : sismicité négligeable.
- **ZONE I** : sismicité faible.
- **ZONE IIa et IIb** : sismicité moyenne.
- **ZONE III** : sismicité élevée.

Dans notre cas, et d'après répartition des zones citée ci-dessus : La wilaya de **Bordj Bou Arreridj** située dans une zone de sismicité moyenne '**ZONE IIa**'.

La méthode de calcul adoptée dans notre cas est la méthode statique équivalente

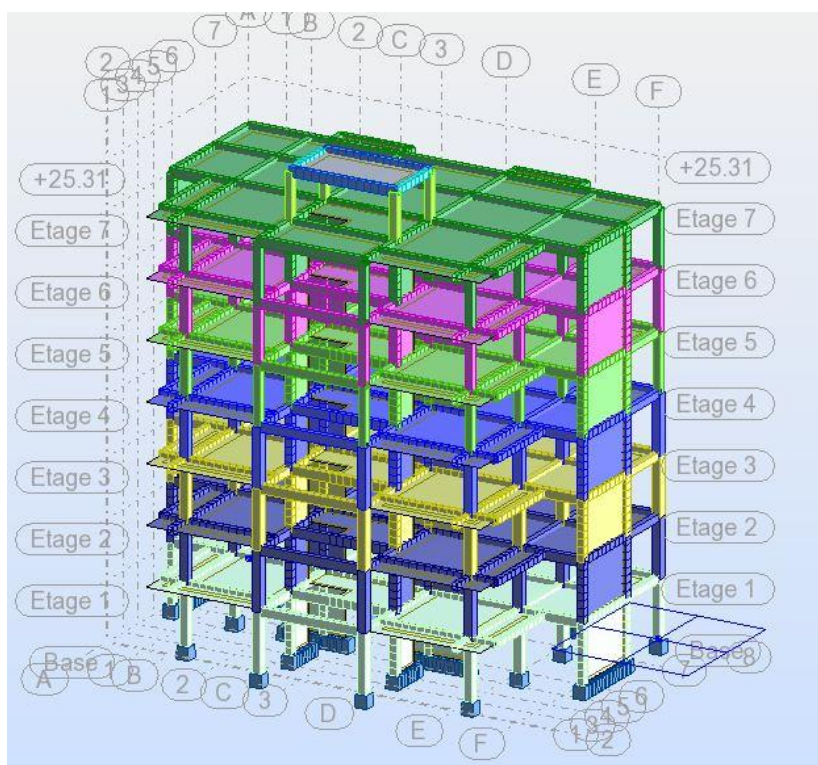


Figure III.1 : Structure finie avec définition des étages sur Robot

Système de contreventement : Notre structure est contreventée par des voiles comme le présente la figure suivante :

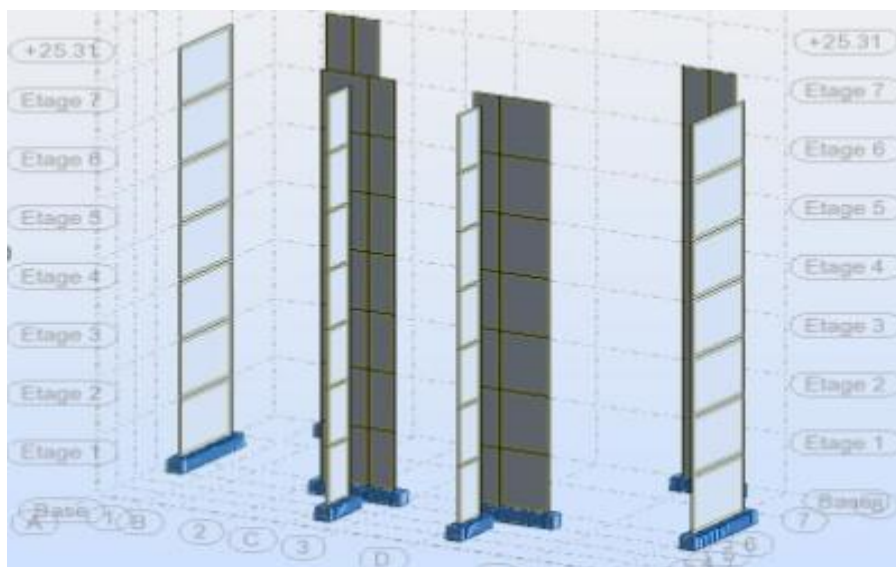


Figure III.2 : voiles de la structure.

III -5 Résultat d'analyse modale :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	1.61	0.62	71.12	0.01	0.0	71.12	0.01	0.0	2494693.73	2494693.73	0.0
4/ 2	1.79	0.56	71.13	69.68	0.0	0.01	69.68	0.0	2494693.73	2494693.73	0.0
4/ 3	2.37	0.42	72.70	69.70	0.0	1.56	0.01	0.0	2494693.73	2494693.73	0.0
4/ 4	5.63	0.18	87.12	69.70	0.0	14.43	0.00	0.0	2494693.73	2494693.73	0.0
4/ 5	6.59	0.15	87.12	86.67	0.0	0.00	16.97	0.0	2494693.73	2494693.73	0.0
4/ 6	9.04	0.11	88.34	86.67	0.0	1.21	0.00	0.0	2494693.73	2494693.73	0.0
4/ 7	9.20	0.11	88.34	89.00	0.0	0.00	2.33	0.0	2494693.73	2494693.73	0.0
4/ 8	9.47	0.11	88.65	89.00	0.0	0.31	0.00	0.0	2494693.73	2494693.73	0.0
4/ 9	12.13	0.08	93.88	89.01	0.0	5.23	0.01	0.0	2494693.73	2494693.73	0.0
4/ 10	12.33	0.08	93.89	93.80	0.0	0.01	4.79	0.0	2494693.73	2494693.73	0.0

Tableau III. 1 : Tableau récapitulatifs.

Ce modèle présente la période **T= 0,62 s**

Le premier est un mode sont des modes de translation

Le deuxième est un mode de torsion

Le 10ème mode est suffisant pour que la masse modale atteigne les 90% (RPA99)

Comportement de la structure : Les trois premiers modes d'après le Robot 2019

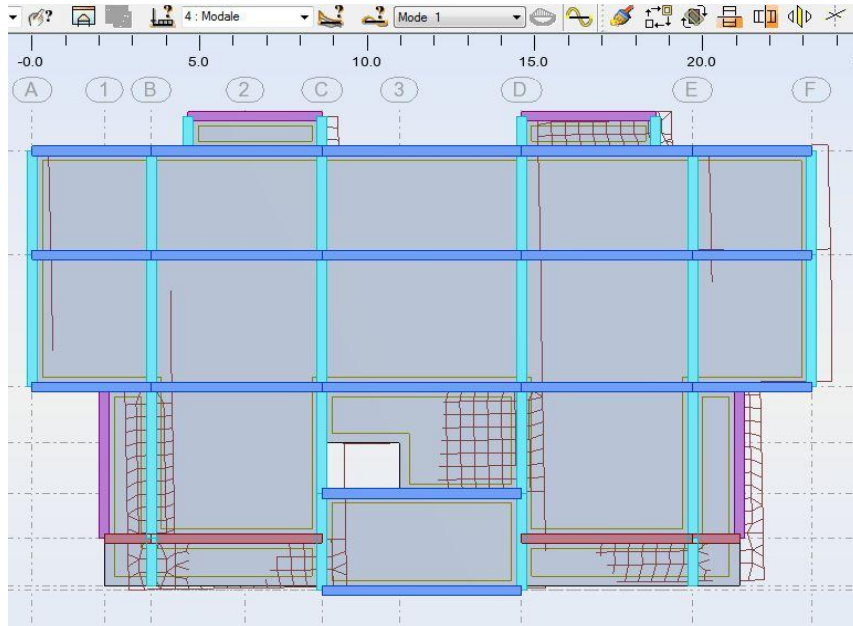


Tableau III - 3 : Le premier mode représente une translation suivant x-x

Le deuxième mode représente une translation suivant y-y

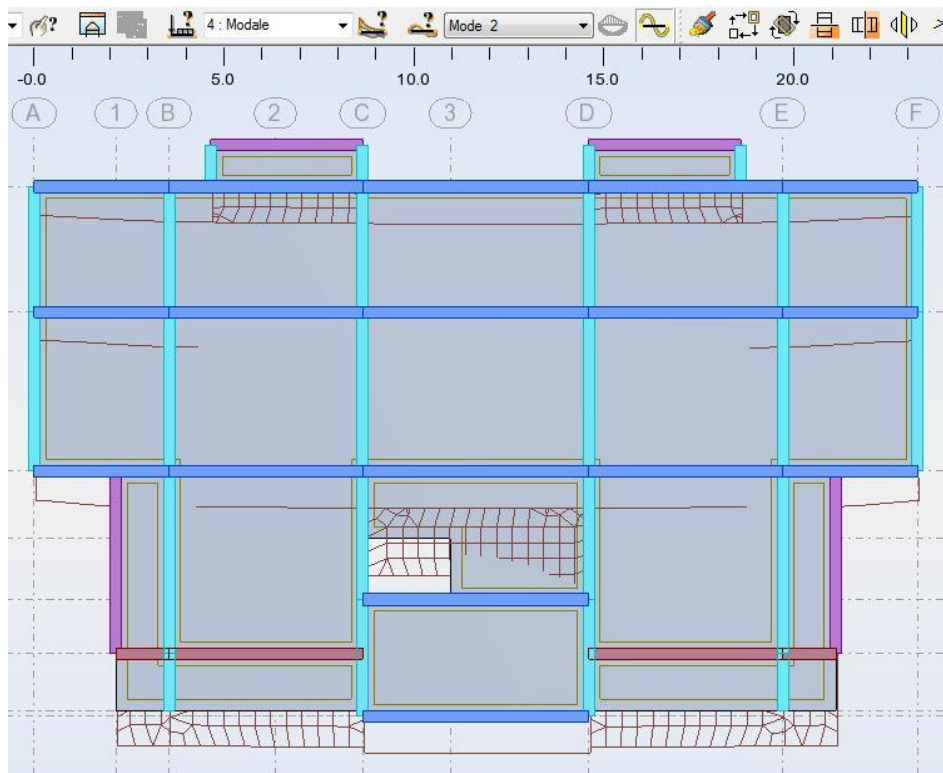


Figure III.4 :(mode2) translation suivant l'axe (y-y).

Le troisième mode représente une rotation suivant z-z

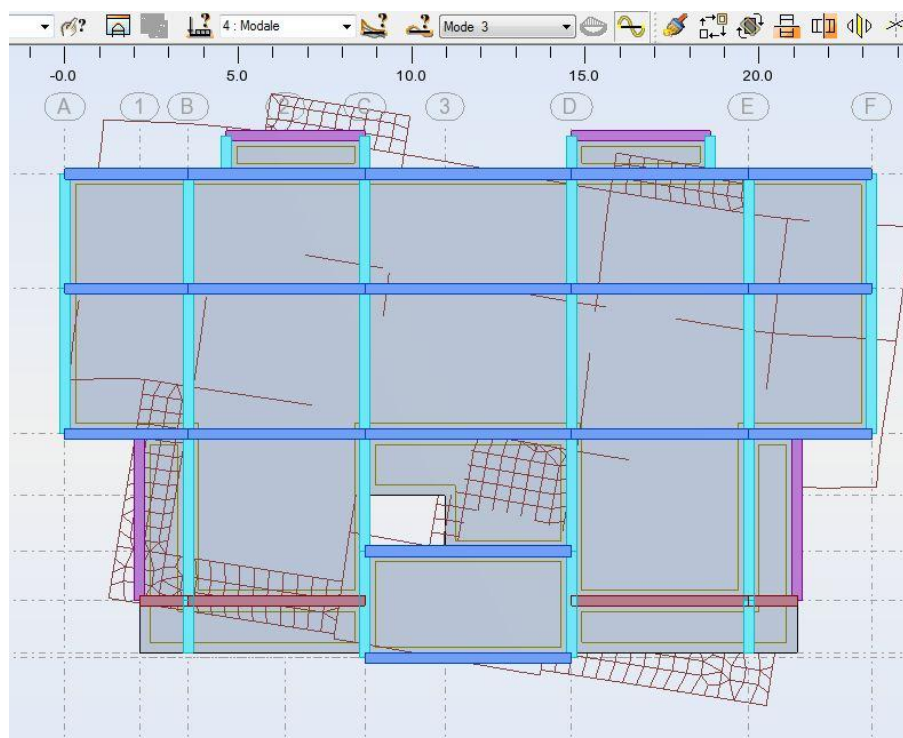


Figure III-5 : (mode3) rotation suivant l'axe (z-z).

III.6 Vérification réglementaire :

III.6 -1 - Présentation de la méthode statique équivalente :

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la

Formule : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$ L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

W : Poids total de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

❖ Coefficients d'accélération de zone « A » RPA (Tableau 4.1)

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau III. 2 : Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe d'usage : **groupe 2**

Zone sismique :

Zone IIa $\Rightarrow A = 0,15$

R : Coefficient de comportement : sa valeur est donnée par le **tableau IV.3** de l'**RPA 99/ version 2003**, en fonction du système de contreventement.

Cat.	Description du système de contreventement voir chapitre III(3.4)	R
A	Béton Arme	5
1a	Portique auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portique auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portique /voiles avec interaction	3.5
4b	Portique contreventes par des voiles	4
5	Console verticale a masse repartie	2
6	Pendule inverse	2

Tableau III. .3 : valeurs du coefficient de comportement R.

Alors : **R = 3.5**

D facteur d'amplification : est un dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_0 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^2 / 3 & T_2 \leq T \leq 3S \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^2 / 3 \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3S \end{cases}$$

Avec :

T2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7** de l'**RPA99/ version 2003** :

- Catégorie S1 (site rocheux).
- **Catégorie S2 (site ferme)**
- Catégorie S3 (site meuble).
- Catégorie S4 (site très meuble)

Notre structure se situe dans un (**site ferme**)

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.15	0.15
T2	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableau III.4: Valeurs de T1 et T2.

T1 (S2) = 0,15 sec

T2 (S2) = 0,40 sec

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\varepsilon)}} \geq 0.7$$

Où ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ε Est donnée par le **tableau 4.2 de l'RPA99/ version 2003** :

Remplissage	Portique		Voile ou Mure
	Béton arme	Acier	Béton arme
léger	6	4	
Dense	7	5	10

Tableau III. 5 : Valeurs de ε (%).

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage **dense** Donc $\varepsilon = 7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\varepsilon)}} = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0.882 \geq 0.7 \dots\dots\dots CV$$

➤ **Estimation de la période fondamentale :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée **par le RPA 99/ version2003** par la formule :

$$T = Ct Hn . 3/4$$

Hn : hauteur mesurée en m a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (hn = 22,61 m à partir du RDC.

CT : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissages et est donné par le **tableau IV.6** de l'**RPA99/version2003**.

Cas N°	Système de contreventement	C t
1	Portique auto stables en béton arme sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portique auto stables en acier arme sans remplissage en maçonnerie r	0.085
3	Portique auto stables en béton arme ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

Tableau III..6 : Coefficient d'accélération de zone A.

D'où : **CT = 0,05**

Donc : $T = 0,05 \times (22,61)^{3/4}$ implique que : **T = 0, 51 sec**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc on peut également utiliser la formule suivante: **$T = 0,09 \ln\sqrt{D}$**

D : est la dimension maximale du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

a) - Sens longitudinale :

$$D_x=23,25m \quad \left[\begin{array}{l} T=Ct Hn .^{3/4} \quad ; \quad T = 0,05 \times (22,61)^{3/4} \quad ; \quad T = 0, 51 \text{ sec} \\ \text{Min} \\ T = 0,09 \ln\sqrt{D_x} \quad ; \quad T = 0,09 \frac{(22,61)}{\sqrt{23,25}} = 0.42 \end{array} \right.$$

$$D_y=13,96m \quad \left[\begin{array}{l} T=Ct Hn .^{3/4} \quad ; \quad T = 0,05 \times (22,61)^{3/4} \quad ; \quad T = 0, 51 \text{ sec} \\ \text{Min} \\ T = 0,09 \ln\sqrt{D_y} \quad ; \quad T = 0,09 \frac{(22,61)}{\sqrt{13,96}} = 0.54 \end{array} \right.$$

D'après **RPA99/version 2003**, il faut prendre la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction

- **Calcul du facteur d'amplification dynamique :**

$$T2 \leq T \leq 3S \rightarrow D = 2.5 \eta \left(\frac{T2}{T}\right)^2 / 3$$

Avec : T2 (S2) = 0,4 s

$$Dx = 2.5 * 0.882 * \left(\frac{0.40}{0.42}\right)^2 / 3 = 2.13$$

$$Dy = 2.5 * 0.882 * \left(\frac{0.40}{0.51}\right)^2 / 3 = 1.87$$

- **Vérification de la période :** qui doit être $1,3T_e > T_{dy}$

Avec :

Tem : la période empirique = **TRPA**

Tdy : la période dynamique = **Tcal**

$$TRPA = T = Ct Hn \cdot 3/4 = 0.51S$$

$$TRPA/em = 1,3 \times 0.51 = 0,66 s$$

$$Tcal / dy = 0,62s$$

$$TRPA/em > Tcal / dy \dots\dots\dots CV$$

Q facteur de qualité : le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule

$$Q = 1 + \sum P q$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Critère « q »	Observe	Non observe
1-Condition minimale sur les filles de contreventement	Non	0.05
2-Rendrement en plan	Non	0.05
3-Regularite en plan	Non	0.05
4-Regularite en élévation	Oui	0
5-contrôle de qualité des matériaux	Oui	0
6-Control d'exécution	Oui	0

Tableau III.7 : critère q du facteur de qualité.

Alors : $Q_x = Q_y = 1 + 0,15 = 1,15$

Poids totaux de la structure (wt)

W t : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$W = \sum W_i$ Avec : $W_i = W_{Gi} + \sum W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents et à celles des 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** de l'**RPA99 version 2003**.

Dans notre cas,

- Pour les bâtiments d'habitation **β = 0,20**.

- Pour les bâtiment commercial **β = 0,50**.

A partir du logiciel ROBOT le poids total de la structure est :

$$W = 24608.41 \text{ Kn}$$

➤ Calcul du V statique selon les deux directions (X ; Y).

a) Dans les sens X :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x \times W}{R} = \frac{0.15 \times 2.13 \times 1.15 \times 24608.41}{3.5} = 2583,35 \text{ KN}$$

b) Dans les sens Y :

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y \times W}{R} = \frac{0.15 \times 1.87 \times 1.15 \times 24608.41}{3.5} = 2268,01 \text{ KN}$$

III-6 -2 Vérification du condition RPA version 2003 :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$$

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st} \equiv \frac{V_{dyn}}{V_{st}} \geq 0.8$$

Sens	V sta (KN)	Vdyn(KN)	$\frac{V_{dyn}}{V_{st}}$	$\frac{V_{dyn}}{V_{st}} \geq 0.8$
X	2583,35	2095,49	0.81	C.V
Y	2268,01	1993.03	0.87	C.V

Tableau III. 8 : Vérification de la résultante des forces.

III-6 -3 Vérification de l'effort Normal réduit :

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilise est la suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \dots\dots\dots RPA \text{ version } 2003 \text{ (article 7.1.3.3)}$$

v: effort normal réduit.

B_c: section brute du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton en (MPa)

N_d : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par **ROBOT**.

Résumé des résultats :

Niv	Poteau	Section	Fc28	Nd	$v \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}}$	$v \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$
RDC 1. 2. 3	45×45	2025	25	1509.25	0.298	CV
4. 5. 6	40×40	1600	25	730.64	0.183	CV

Tableau III- 9 : vérification d'effort normal réduit.

III-6 -4 Vérification à la stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

➤ **Calcul des moments de renversement d'étages :**

$$M_K = M_{K+1} + V_{K+1} \cdot h_e$$

Etages 'K'	Effort tranchant [KN]		Moment de renversement [KN.m]	
	V _x	V _y	selon (x)	selon (y)
RDC	2095,49	1993.03	24831.55	14349.81

Tableau III. 10 : Moment de renversement.

☞ **Moment stabilisant.**

$$M_s = W \cdot \frac{L}{2}$$

M_s : moment stabilisant.

W : poids du bâtiment.

$$W = 24608.41 \text{ KN}$$

• **Sens longitudinal (selon x):**

$$M_r = 24831.55 \text{ KN.m.}$$

$$M_s = W \cdot \frac{L}{2} = 24608.41 \times \frac{22,61}{2} = 278198,07 \text{ KN.m.}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{278198,07}{24831.55} = 11.20 > 1,5 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

• **Sens transversal (selon y) :**

$$M_r = 14349.81 \text{ KN.m.}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{278198,07}{14349.81} = 19,38 > 1,5 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

☞ **Les conditions sont vérifiées.**

V-7 Vérification des déplacements :

On choisit les nœuds qui permettent les plus grands déplacements suivants les deux directions x, y (ces nœuds se trouvent dans la même verticale). D’après le **RPA99**, le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta k = R \cdot \delta ek$$

δk : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement ($R = 3.5$).

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k_{-1}$$

Le RPA99 préconise que les déplacements relatifs inter-étages ne doivent pas dépasser les 1%he, (he est la hauteur libre de l’étage considéré). Il faut vérifier que :

$$\Delta k \leq \delta$$

δ : Déplacement admissible (égale à 0,01he).

Les déplacements maximaux sont calculés sous F_i et les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Sens x-x

Niveau	R	δ_{ek}	δ_k	ΔK_x	1%H etage	observation
6	3.5	4.6	16.10	0.6	323	Vérifier
5	3.5	4	14	0.7	323	Vérifier
4	3.5	3.3	10.5	0.8	323	Vérifier
3	3.5	2.5	8.75	0.8	323	Vérifier
2	3.5	1.7	5.95	0.8	323	Vérifier
1	3.5	1	3.5	0.6	323	Vérifier
RDC	3.5	0.3	1.05	0.3	323	Vérifier

Tableau III. 11 : vérification d'effort normal réduit.

Dep max X-X (0.8) < 3.23CV

Sens-y-y

Niveau	R	δ_{ek}	δ_k	ΔK_y	1%H etage	observation
6	3.5	4.1	14.35	0.6	323	Vérifier
5	3.5	3.5	12.25	0.7	323	Vérifier
4	3.5	2.8	9.8	0.7	323	Vérifier
3	3.5	2.1	7.35	0.7	323	Vérifier
2	3.5	1.4	4.90	0.6	323	Vérifier
1	3.5	0.7	2.45	0.5	323	Vérifier
RDC	3.5	0.2	0.7	0.2	323	Vérifier

Tableau III.12: Vérification des déplacements. (Sens Y-Y).

Dep Max Y-Y (0.7) < 3.23CV

D'après les Tableaux IV.10/11, nous constatons que les déplacements relatifs sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la C.V

III-7 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

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

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times Hk} \leq 0.10$$

PK : poids total de la structure des charges d'exploitation associées du niveau « K »

VK : effort tranchant d'étage au niveau « K »

ΔK : déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau « K-1 »

hk : hauteur d'étage « K »

Niv	P _k	V _{kx}	V _{ky}	Δ _{Kx}	Δ _{Ky}	H étage	Θ _x	Θ _y	θ<0.1
6	3512.51	531.34	607.13	0.6	0.6	323	0.012	0.010	cv
5	6863.29	915.11	1014.58	0.7	0.7	323	0.016	0.014	cv
4	10263.56	1220.5	1326.42	0.8	0.7	323	0.020	0.016	cv
3	13687.41	1457	1571.63	0.8	0.7	323	0.023	0.018	cv
2	17207.76	1640.9	1764.47	0.8	0.6	323	0.025	0.018	cv
1	20751.54	1762.8	1897.04	0.6	0.5	323	0.021	0.016	cv
RDC	24608.41	1813.3	1969.42	0.3	0.2	323	0.012	0.007	cv

Tableau III.13: Vérification à L'effet P-Δ.

On remarque que la condition $\theta \leq 0,1$ est satisfaite, donc l'effet **P-Δ** n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2^oordre peuvent être négligés

III-8 Conclusion :

Dans cette étude sismique le logiciel **ROBOT** est utilisé pour modéliser la structure, et pour nous facilite l'étude dynamique. Plusieurs tentatives sur la disposition adéquate des murs voiles et sur l'augmentation des éléments structuraux a été fait pour assurer la stabilité de la structure, en prenant en considération les critères de résistance et les critères économiques, ainsi nous avons pu satisfaire les conditions exigées par le **RPA99/2003** (comme la vérification de la période, le comportement de la structure, l'effort normal réduit, l'effet P-Δ et le déplacement), ce qui nous permet à effectuer les calculs des éléments structuraux.

chapitre IV

**FERRAILLAGE DES ELEMENT STRUCTURAUX
ET INFRASTRUCTURE**

IV-1 Introduction :

Après l’analyse du logiciel nous allons déterminer les sections d’armatures dans chaque élément. Les éléments Structuraux Sont des éléments porteurs qui constituent l’ensemble du bâtiment et qui reçoivent la totalité des charges horizontales et verticales, en les transmettant par l’intermédiaire des fondations jusqu’au sol qui est considéré comme un absorbant des charges. Les portiques c’est l’assemblage (poteaux ; poutres).

IV-2-Etude des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d’appuis pour transmettre les charges de la superstructure à la fondation, ils sont sollicités en compression simple ou flexion composé selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables et sont introduites dans le logiciel robot selon la direction l’ordre suivant :

N max → M correspondant

M max → N correspondant

N min → M correspondant

IV-2-1 Combinaisons des charges :

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 : E.L.U : Situation durable : **1,35 G +1,5 Q.**

Selon le RPA 99version2003 : **G + Q + E ; 0.8G ± E.**

Chacune des trois combinaisons donne une section d’acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

IV-2-2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **ROBOT2014**, les résultats sont résumés dans ce tableau :

Niv	Section du poteau	1.35G + 1.5Q		G+Q±E G+Q±E		G+Q±E 0.8 G±E		V(KN.m)
		N _{max} ⇒ M _{cor}		M _{max} ⇒ N _{cor}		N _{min} ⇒ M _{cor}		
		N	M (KN)	M (KN.m)	N	N	M (KN)	
RDC 1.2.3 étage	45x45	1679.35	5.14	112.70	422.88	-166.47	16.37	68.58
4.5.6 étage	40x40	712.23	-11.83	81.47	126.08	-37.65	27.86	48.37

Tableau IV-1 : Sollicitations dans les poteaux.

Avec :

$N < 0$: effort de traction.

$N > 0$: effort de compression

IV-2-3 Recommandations du RPA99 version 2003 :

Les armatures longitudinales : RPA99version2003 (Art7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, sans crochets.
 - Amin= **0.8%** de la section de béton en **zone IIa**,
 - A max= **4%** de la section de béton en **zone courante**,
 - A max= **6%** de la section de béton en **zone de recouvrement**,
 - Φ min= **12mm** (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Φ en zone IIa**.
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser **25cm (zone IIa)**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (Zone critique).
- La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$l' = 2h$

$h' = \max(6/h, b_1, h_1, 60\text{cm})$.

h_e : hauteur d'étage.

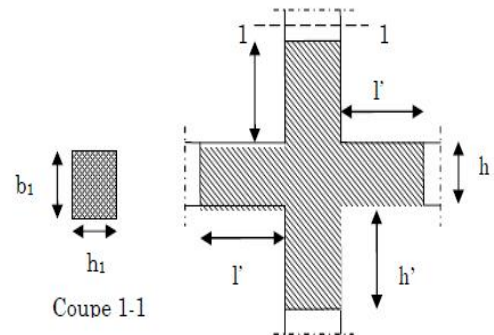


Figure IV- 1 : zone nodale.

✓ **Détermination de la zone nodale :**

Alors pour une section de **45x45** on a :

$h' = \max(323/6 ; 50 ; 50 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow h' = 53.3\text{cm} \Rightarrow \text{Donc: } h' = 60 \text{ cm}$

$l' = 2h \text{ poutre} = 100\text{cm}$.

✓ **Armatures minimales imposés par BAEL :**

$$A_{min} = \max\left(\frac{0.2 \times b \times h}{100}; 4\text{cm}^2\right)$$

✓ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{Ak}{t} = \frac{\delta a \times Vu}{ht \times x \times fe}$$

Vu : Effort tranchant de calcul

h t : Hauteur totale de la section brute

fe : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

δa : coefficient correcteur qui contient compte l'élançement géométrique du poteau dans la direction considérée

t : l'élançement des armatures transversales et les valeurs max sont fixées comme suit:

✓ **Zone nodale (pour zone IIa)**

$$T \leq \min (10 \varnothing L \text{ min} ; 15 \text{ cm}) = (10 \varnothing 1,2 ; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm soit } t1 = 10 \text{ cm}$$

✓ **Zone courante (pour zone IIa)**

$$t' \leq 15 \varnothing L \text{ min} \rightarrow t' = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm soit } t' = 15 \text{ cm}$$

ØL min : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du

RPA99versiob 2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Niv	Poteau	A _{min} RPA	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courant	Zone de recouvrement
RDC 1.2.3 étage	45x45	16.2	81	121,50
4.5.6 étage	40x40	12.8	64	96

Tableau IV .2 : les armatures longitudinales (minimales et maximales) relatives Aux prescriptions du RPA99/2003.

IV-2-4 Calcul du ferrailage :

- Suivant les règles BAEL 91 :

$$A1 \text{ min} = \max (0,2 \times b \cdot \frac{h}{100} \cdot 4 \text{ cm}^2) = \max (4.05 \cdot 4 \text{ cm}^2) = 4.05 \text{ cm}^2$$

- Suivant RPA 99 version 2003 :

$$A2 \text{ min} = 0,80 \% \cdot b \cdot h \text{ cm}^2 = 0,80 \% \cdot 45 \cdot 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$A2 \text{ min} = 16.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{max}} = \max (A1 ; A2 ; A3 ; A1_{\text{min}} ; A2_{\text{min}}) \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}} = \max (0 ; 0 ; 0 ; 4.05 ; 16.20) \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}} = 16.2 \text{ cm}^2$$

Donc la section des armatures adoptée pour les poteaux (45 × 45)cm² :

$$A = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4T20+4T14 \rightarrow A = 18.73 \text{ cm}^2$$

IV-2-5 Schéma de ferraillage des poteaux :

Niv	Section du Poteau	A _{adop} (cm ²) RPA	Les barres choisie	Section correspondant (cm ²)	Longueur de recouvrement (cm)
RDC 1.2.3 étage	45x45	16.20	4T20+4T14	18,73	80
4.5.6 étage	40x40	12.80	4T16+4T14	14.20	70

Tableau IV.3 : Tableau récapitulatif ferraillage des poteaux.

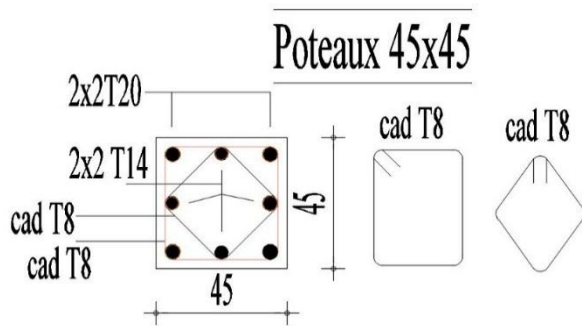


Figure IV-2 : ferraillage poteaux 45x45.

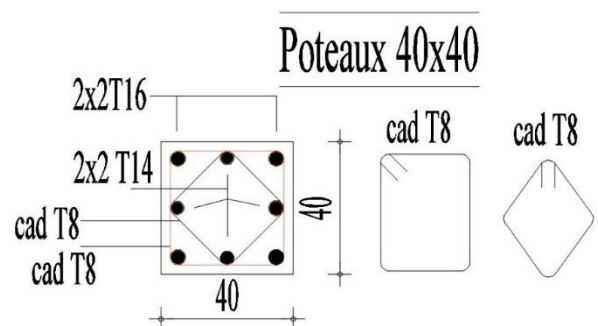


Figure IV-3 : ferraillage poteaux 40x40.

IV- 3 Etude des poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettent les charges aux poteaux, leur calcul de sollicitation est à la flexion simple étant donné qu’elles subissent des efforts normaux très faibles.

Pour notre étude on a 2 types de poutres à ferrailler :

- ✓ **Poutre principale 30x50**
- ✓ **Poutre secondaire 30x40**

Pour le ferraillage des poutres, on doit respecter les pourcentages extrêmes d’acier donné par le **RPA99** en zone **IIa**.

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux de :

- ✓ 4 % en zone courante
- ✓ 6 % en zone de recouvrement

La longueur de recouvrement minimale est de : **40 ϕ en zone Iia**

IV- 3 -1 Calcul du ferrailage :

- Détermination des efforts :
- Les combinaisons prises en compte :

ELU : 1,35 G + 1,5 Q

ELS : G + Q

ACC : (0.8G \pm E et G + Q \pm E)

A l'aide de logiciel **ROBOT2014** on obtient les résultats des moments **My** et les efforts tranchants **V** dans le tableau suivant :

Type	Section des poutres	ELU		ELS		Accidentelle G + Q \pm E 0.8G \pm E	Effort tranchant V (KN)
		M (KN.m)		M (KN.m)			
		travée	appui	travée	appui	M _{ACC}	
P-P	30 x 50	61.53	93.53	45.24	68.57	165	136
P-S	30 x 40	50.91	115.83	37.19	84.50	87.05	86.86

Tableau IV.4 : Sollicitations des poutres.

Ferraillage des poutre		Poutre principale		Poutre secondaire	
		Travée	Appui	Travée	Appui
ELU	μ	0.07	0.10	0.09	0.21
	α	0.1	0.137	0.125	0.3
	B	0.96	0.94	0.95	0.88
	A st(cm²)	4.09	6.35	4.27	7.66
ELS	γ	1.36		1.37	
	A1min	1.63		1.30	
	A2 min	6.75		5.40	
	Adopte	6.75		5.40	
Acc	μ	0.19		0.15	
	α	0.27		0.21	
	B	0.89		0.91	
	A acc	11,83		7,63	
Longueur de recouvrements		60		60	
Le choix		3T16 + 3T16 A = 12,06 cm²		3T14 + 3T12 A = 8,01 cm²	

Tableau IV.5 : ferraillage des poutres.

La Vérification des efforts tranchants et les armatures transversales dans le tableau en dessous

Effort tranchant		Poutre principale	Poutre secondaire
T (KN)		136.16	86.86
τ		1	0.80
τ_u		3.25	3.25
$\tau \leq \tau_u$		CV	CV
At cm²		2,01cm ² 4Ø8	2,01cm ² 4Ø8
At min		20	20
St RPA	Zone nodale	10	10
	Zone courante	15	15
At= 0.003 St x b	Zone nodale	0.9	0.9
	Zone courante	1.35	1.35
At ≤ At cm²	Zone nodale	CV	CV
	Zone courante		

Tableau IV.6 : La vérification des efforts tranchants et les armatures transversales.

IV- 4 Etude des Voiles :

IV- 4-1 Introduction :

Le **RPA99version 2003(Art.3.4. A.1.a)** exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m d'hauteur dans la **zone IIa** (moyenne sismicité). Dans cette structure, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol, Ils sont considérés comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- Voiles élancés avec : $\frac{h}{l} > 1.5$.
- Voiles courts avec : $\frac{h}{l} < 1.5$

Ils sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- ✓ Flexion.
- ✓ Flexion par effort tranchant.
- ✓ Ecrasement.

IV- 4-2 - Recommandation du RPA99 version 2003 :

- **Les armatures verticales**

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ $A_{min}=0,2\% \times e \times L_t$

L_t : longueur de zone tendue.

e : épaisseur du voile

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux ($S_t < e$)
- ✓ Chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de 1 /2 sur 1/10 de la longueur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

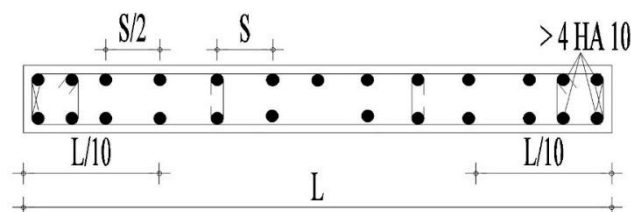


Figure IV-4 : Disposition des armatures vertical (vue en plan)

IV- 4-3 Sollicitations dans les voiles :

Les sollicitations dans les voiles sont tirées directement dans le logiciel **ROBOT2014**, ils sont regroupés dans les tableaux ci-dessous.

IV- 4-4 Ferraillage des voiles :

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous **M** et **N** pour une section. ($b \times h$). Les résultats du ferraillage sont représentés dans les tableaux ci-dessous

Avec :

$A_v^{min} = 0,15 \% \times b \times L$: Section d'armatures verticales minimale dans le voile.

A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.

A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

St : Espacement.

$A_h^{min} = 0,15 \times b \times h$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile

$A_h^{cal} = \frac{A_v^{adop}}{4}$ Section d'armature calculée

A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée.

N^{ber} : Nombre de barre adoptée.

Exemple de calcul :

On prend comme exemple le voile **V1** :

➤ $N_{max} = -1214,56 \text{ kN}$; $M_{cor} = 3034,27 \text{ kN.m}$

➤ $M_{max} = 3034,27 \text{ kN.m}$; $N_{cor} = -1214,56 \text{ kN}$

➤ $N_{min} = -65,59 \text{ kN}$; $M_{cor} = 309,39 \text{ kN.m}$

voiles	Épaisseur (Cm)	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$		$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$		V(KN)
		$N_{(KN)}$	$M_{(KN.m)}$	$M_{(KN.m)}$	$N_{(KN)}$	$N_{(KN)}$	$M_{(KN.m)}$	
V1	20	-1214.56	3034.2	3034.27	-1214.56	-219.27	-65.59	309.39
V2	20	-1554.62	-41.64	64.85	-300.18	-37.34	-13.47	-105.92

Tableau IV.7 : Sollicitations des voiles.

- **Calcul des armatures verticales :**

On choisit : **12T12 = 13,57cm²**

$$A_{min}^c = 0.1\% \times e \times Lc = 1,70\text{cm}^2$$

On choisit : $3T12=3,39\text{cm}^2$

- Calcul des armatures horizontales :

On choisit : $6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$

Les résultats de calcul du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

Voile	M (kN.m)	N (kN)	$e_G = \frac{M}{N_{max}}$	L/2 (m)	Mua (kN.m)	A1 (cm ²)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A ^t _{min} (cm ²)	A ^c _{min} (cm ²)
V1	3034,27	-1214,56	-2,49	1,87	987.74	7,07	11,60	6,18	5,80	1,70

Tableau IV-8 : Résumé de calcul des voiles.

Voile	V (kN.m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation $\bar{\tau} > \tau$
V1	309,39	0,43	5	vérifier

Tableau IV-9: vérification d'effort tranchant des voiles.

Voile	A ^v _{cal} (cm ²)	A ^v _{min} (cm ²)	A _{ado} (cm ²)	choix des barres	St (cm)	A ^{cal} _{max} (cm ²)	A ^h _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	choix des barres	St (cm)
V1	11,60	6.18	13,57	12T12 +3T12	25	4,24	3	4,71	6T10	16

Tableau IV -10 : Résumé de calcul du ferrailage

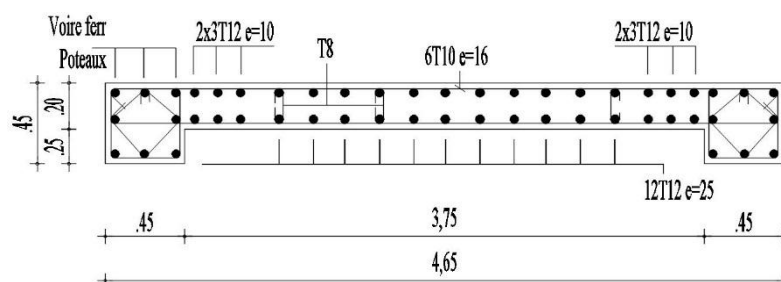


Figure IV 5: Schéma du ferrailage du voile V1.

IV- 4-5 -Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté le ferrailage des voiles qu'ils ont un rôle principal dans la rigidité de la structure et la transmission des sollicitations en tenant compte les règlements (RPA version2003 et le BAEL/99), outre la résistance et l'économie sont des facteurs très importants qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Etude de l'infrastructure

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Pour préciser quel type de semelle superficielle sera le mieux adapté à la structure, au sol, et à l'intensité des charges transmises, on a besoins de la résultante des efforts normaux qui reviennent aux différentes semelles,

$$\text{Si } \frac{S_{tot \text{ des fondations}}}{S_{tot \text{ du projet}}} \leq 50\% \rightarrow \text{semelles isolées}$$

$$\text{Si } \frac{S_{tot \text{ des fondations}}}{S_{tot \text{ du projet}}} > 50\% \rightarrow \text{radier général}$$

$$S_{total} = \frac{\sum N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{1679,35}{250} = 67,16m^2$$

$$\frac{\sum \text{Surface des semelles}}{\text{surfacetotale}} \times 100 = \frac{67,16}{312,79} \times 100 = 21,47\% < 50\%$$

IV-5 Etude des fondations :

IV-5 -1 Calcul de la semelle isolée :

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

N : L'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel **ROBOT2014**

S : Surface d'appuis de la semelle. S=A×B

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition suivante 1

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \quad \longrightarrow \quad A = \frac{a}{b} \times B$$

a,b: dimensions du poteau à la base. On remplace A dans l'équation (1) on trouve :

$$B \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.45}{0.45} \times \frac{1679.5}{2.5}} \times 10^{-1} = 2.5$$

V.3.2.Calcul des semelles isolées :

↳ **Exemple de calcul :**

Pour les calculs des semelles isolées, on prend les plus sollicitées des semelles de rive, et les plus sollicitées des semelles intermédiaires.

Semelles	Intermédiaire	
combinaison	N (KN)	M(KN.m)
1.35G+1.5Q	1222.67	3.73
G+Q	1679.5	5.14
G+Q+E	1269.77	53.98
0.8G+E	874.46	41.99

Tableau IV -11 : les sollicitations pour les poteaux

Après la détermination des dimensions en plan de la semelle par la condition de portance de sol, on passe à l'évaluation des dimensions en élévation, ces dimensions doivent vérifier la condition de rigidité suivante qui nous assure, si elle est vérifiée, que la répartition des réactions du sol, sur sous face de la semelle, et linéaire :

$$h \geq \text{Max} \{h_1, h_2\}$$

$$\begin{cases} h_1 = \frac{A - a}{4} + 5\text{cm} \\ h_2 = \frac{B - b}{4} + 5\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h_1 = 56,25 \text{ cm} \\ h_2 = 56,25 \text{ cm} \end{cases}$$

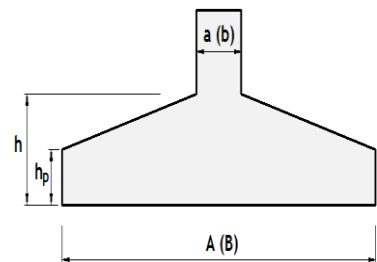


Figure IV -6: les dimensions en élévation des semelles.

on adopte $h = 70\text{cm}$; $h_p \geq \frac{h}{2} = 35\text{cm}$ donc $h_p = 35\text{cm}$

a. Méthode de calcul : $A_s = \frac{N_u(A-a)}{8d\sigma_s}$

La charge N_u est transmise au sol par l'intermédiaire de bielles de béton comprimées maintenues entres-elles par les armatures inférieur : $N_u = \frac{(3\sigma_M + \sigma_m)AB}{4}$

σ_M : Contrainte maximale sous la semelle ; σ_m :Contrainte minimale sous la semelle.

✓ **Domaine d'application de la méthode des bielles :**

- Semelle rigide : $(A - a)/4 \leq d \leq (A - a)$
- Sol entièrement comprimé : $e_s \leq A/6$
- Poteau entièrement $e_p \leq a/6$

b. Ferraillage :

D'abord on vérifie les conditions d'application de la méthode des bielles, avec les données suivantes de les semelles intermédiaire :

$$A = 2,50m \quad a = 0,45m \quad d = h - d' = 0,70 - 0,05 = 0,65m$$

$$\frac{(A-a)}{4} = \frac{2,50-0,45}{4} = 0,512 m < d < (A-a)=2,05m \dots\dots\dots CV$$

$$e_s = 0 \leq \frac{A}{6} = 0,41m \dots\dots\dots CV$$

$$e_p = \frac{M_u}{N_u} = \frac{5,14}{1679,5} = 0,003m < \frac{a}{6} = \frac{0,30}{6} = 0,075m \dots\dots\dots CV$$

Vu que tous les conditions sont vérifiées, la méthode des bielles est applicable pour ce cas à condition de vérifier que le diagramme des contraintes sous la semelle, due à la réaction du sol, est toujours trapézoïdal :

Donc, on calcul σ_M et σ_m comme suit :

$$N_u = 1,6795 MN, e_p = 0,003, A = 2,5m, B = 2,5m$$

$$\sigma_M = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{6e_p}{A}\right) = \frac{1,6795}{6,25} \left(1 + \frac{6 \times 0,004}{2,5}\right) = 0,27 MPa > 0$$

$$\sigma_m = \frac{N}{AB} \left(1 - \frac{6e_p}{A}\right) = \frac{1,6795}{6,25} \left(1 - \frac{6 \times 0,004}{2,5}\right) = 0,26 MPa > 0$$

Les deux contraintes extrêmes sont positives, cela signifie que le diagramme de la réaction du sol est trapézoïdal, donc on peut appliquer la méthode des bielles avec l'effort normal fictif calculé comme suit:

$$N_u = \frac{(3\sigma_M + \sigma_m)}{4} \times (A \times B) = \frac{(3 \times 0,27 + 0,26)}{4} \times (2,5 \times 2,5) = 1,67MN$$

Par conséquent l'acier nécessaire pour équilibrer l'effort de traction à la base de la semelle est calculé comme suit :

$$A_s = \frac{N_u(A - a)}{8d\sigma_s} = \frac{1,67(2,5 - 0,45)}{8 \times 0,65 \times 347,8} = 18,92cm^2$$

Donc on adopte suivant chaque direction le ferraillage suivant :

$$17T12 \text{ Avec : } A_s = 19,23cm^2$$

L'espacement des barres sera de 15 cm.

- Vérifications divers :

a. Vérification de la capacité portante sous les combinaisons sismiques :

$$e \leq \frac{A}{6} \rightarrow \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e_p}{A} \right) \leq 2\bar{\sigma}_{sol}$$

$$\frac{A}{6} \leq e \leq \frac{A}{4} \rightarrow \frac{2N}{3B \left(\frac{A}{2} - e \right)} \leq 2\bar{\sigma}_{sol}$$

Sous la combinaison G+Q+E on a les sollicitations suivantes :

$$e_p = \frac{M}{N} = \frac{53.98}{1269.77} = 0.042 \text{ m} < \frac{A}{6} = \frac{2.5}{6} = 0.41 \text{ m}$$

Donc on vérifie la condition suivante :

$$\frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e_p}{A} \right) = \frac{1.26977}{6.25} \left(1 + \frac{3 \times 0.042}{2.5} \right) = 0.21 \text{ MPA} \leq 2\bar{\sigma}_{sol} \dots \text{Condition vérifiée}$$

b-Vérification de la stabilité au renversement :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{A}{4}$$

Avec :

A : est la petite dimension de la semelle,

N, M : sont les sollicitations maximales, obtenues sous la combinaison 0.8G+E.

Donc :

$$e = \frac{41.99}{874.46} = 0,048 < \frac{A}{4} = \frac{1,6}{4} = 0.62 \text{ m} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c-Vérification au poinçonnement :

on doit vérifier la condition suivante : $1.2\sigma_b \geq \frac{P-P_1}{P_c}$

P_c : Est le périmètre d'un contour homothétique de celui du poteau, situé à mi- épaisseur de la semelle et à une distance $h_t/2$, de ce dernier. Il se calcul comme suit :

$$P_c = 4(h_t + a) = 4(0,70 + 0,45) = 1 \text{ m}$$

P_1 : La valeur de la réaction du sol, appliquée sur l'aire délimitée par P_c , et qui doit être soustraie de la charge P, dont :

$$P_1 = \left(\frac{P}{A \times B} \right) (h_t + a)^2 = \left(\frac{0,87446}{6.25} \right) \times 1.32 = 0.18 \text{ MN}$$

σ_b : est la contrainte admissible pour le béton en traction, dont :

$$\sigma_b = 18 \text{ bars} = 1.8 \text{ MPa}$$

$$1.2\sigma_b = 1,2 \times 1.8 = 2,16 \geq \frac{0,87446 - 1.8}{3} = -0.3 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$l_s = 35.3\phi = 42,36\text{cm} \rightarrow \frac{l_s}{A} = \frac{42,36}{250} = 0.16$$

Donc :

$\frac{l_s}{A} = 0.16 \leq \frac{1}{4} = 0.25$ Un ancrage droit des barres est suffisant.

Semelle	A	B	a	b	Nu	As	description
Intermédiaire e	2.5	2.5	0.45	0.45	1679.5	19.23	17T12

Tableau IV -12 : récapitulatif des résultats de ferrailage des semelles isolées

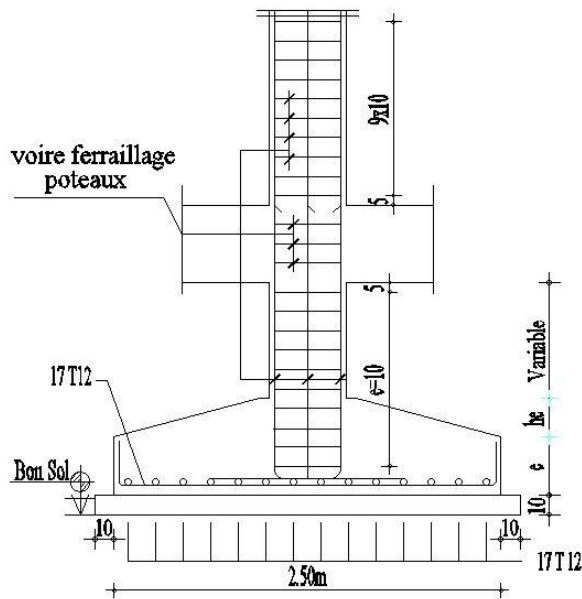
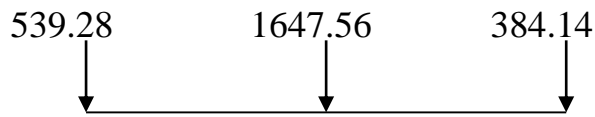


Figure IV -7: schéma de ferrailage semelle isolée sous poteau

IV-5 -2 Calcule des semelles filantes sous voile 1 :

Exemple de dimensionnement :

Voile (V1)



$$N = (N_1 + N_2 + N_3) / L = (539.28 + 1647.56 + 384.14) / 9.55 = 265.44 \text{ KN/ml.}$$

$$q_d = 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + C \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q = 0.4 \times 18.6 \times B \times 3.69 + 55 \times 13.1 + 18.6 \times 1.5 \times 5.25$$

$$q_d = 34.32 \times B + 866.97.$$

$$q_{adm} = \gamma \cdot D + (q_d - \gamma \cdot D) / 3 = 11.44 \times B + 307.59.$$

$$\sigma = N / B \leq q_{adm} \rightarrow 11.44 \cdot B^3 + 307.59 \cdot B - 265.44 \geq 0$$

Donc: $B \geq 0.85 \text{ m.}$

On prend : **B = 1.40 m** et **L = 9.55 m** et **D = 1.5 m.**

IV-5 -2 -1 Calcul de la contraint du sol :

$$q_d = 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + C \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q$$

$$q_d = 0.5 \times 18.6 \times 1.4 \times 3.69 + 55 \times 13.1 + 18.6 \times 1.5 \times 5.25 = 915.01 \text{ KN /m}^2.$$

$$q_d = 915.01 \text{ KN /m}^2.$$

$$q_{adm} = \gamma \cdot D + (q_d - \gamma \cdot D) / 3 = 323.60 \text{ KN /m}^2.$$

IV-5 -2 -2 - Condition de raideur : d'après la condition de raideur on a :

$$h_t \geq (B - b) / 4 + d' ; \text{ avec } d' = 5 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq (1.4 - 0.2) / 4 + 0.05 = 0.35 \text{ m.}$$

On prend : $h_t = 0.35 \text{ m.}$

$$h = (1/3 \div 1/2). h_t = 23 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } h = 25 \text{ cm.}$$

IV-5 -2 -3 - Vérification de la contraint:

$$q_{adm} = \gamma \cdot D + (q_d - \gamma \cdot D) / 3 = 323.60 \text{ KN/ ml.}$$

Pour que, la semelle soit stable, il faut que : $\sigma = N_T / A \cdot B \leq q_{adm} .$

Calcul de N_T sous la combinaison : G + Q + E.

$$N_T = N + N_{sol} + N_{semelle}.$$

$$N_{sol} = (1.5 - 0.4) \cdot 1 \times 18.6 (1.4 - 0.2) - 2 \times 0.2 \times 0.75 \times 18.6 / 2 = 10.60 \text{ KN /m}^2.$$

$$N_{semelle} = 28.12 \text{ KN /ml.} \quad N = 265.44 \text{ KN /ml.}$$

Donc : $N_T = 304.16 \text{ KN /ml.}$

$$\sigma = 304.16 / 1.4 \times 1 = 217.25 \text{ KN /ml.} < q_{adm} = 323.60 \text{ KN /ml.} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Sous la combinaison : G + Q + E.

$N_T = 304.16 \times 9.55 = 2904.74 \text{ KN. } M = 210 \text{ KN.m}$

$e = \frac{M}{N_T} = 0.072 \text{ m ; } \frac{L}{6} = \frac{9.55}{6} = 1.59 \text{ m}$

Donc : $e < L / 6 \rightarrow N_T$ à l'intérieur du N.C.

$\sigma_M = N_T \cdot \frac{(1 + 6.e / L)}{B.L} = 227.08 \text{ KN / m}^2 :$

$\sigma_{\min} = N_T \cdot \frac{(1 - 6.e / L)}{B.L} = 207.37 \text{ KN / m}^2$

$\sigma_{\text{moy}} = (3 \cdot \sigma_M + \sigma_{\min}) / 4 = 222.15 \text{ KN / m}^2.$

Donc : $\sigma_{\text{moy}} = 222.15 \text{ KN / m}^2 < q_{\text{adm}} = 323.60 \text{ KN / m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

IV-5 -2 -4 - Calcul des armatures :

$N_T = 304.16 \text{ KN/ml.}$

D'après B.A.E.L.91.mod.99 on a :

$e = 0.072 \text{ m} < B / 24 = 1.4 / 24 = 0.058 \text{ m.} \dots\dots\dots \text{CV}$

La section d'armatures principales, par unité de longueur, vaut :

$A_s = N_T \times \frac{(1 + 3.e / B)(B - b)}{8.d.\sigma_s} = 304.16 \times \frac{(1 + 3 \cdot 0.072 / 1.4)(1.4 - 0.2)}{8 \times 0.4 \times 348.103}$

$A_s = 3.78 \text{ cm}^2 / \text{ ml.}$

Pour déterminer Ø des barres principales, il faut que :

$L_s = 35.3. \text{ } \emptyset \leq B / 4 \rightarrow \emptyset \leq 1.4 / 4 \times 35.3 = 12.35 \text{ cm.}$

Donc on prend : $\emptyset = 12 \text{ mm.}$

- **L'espacement :** $100 \text{ cm} \cdot 1HA12 / A_s = 100 \text{ cm} \times 1.13 / 3.78 = 30 \text{ cm.}$

On adopte **4 Ø 12** espacée **de 20 cm.**

IV-5 -2 -5- Vérification du besoin des crochets :

D'après B.A.E.L.91.mod.99 on a :

$f_{c28} = 25 \text{ MPa et FeE 400} \rightarrow L_s / \emptyset = 35.3 \leq B / 4.$

$L_s = 35.3 \times 1.2 = 42.36 \text{ cm} \leq B / 4 = 1.4 / 4 = 42.5 \text{ cm.}$

Toutes les barres doivent être prolongées aux extrémités de la semelle.

IV-5 -2 -6- vérification de la stabilité au renversement :

D'après R.P.A.99.V.03, il faut vérifier que :

$e = M / N < B / 4. \dots\dots\dots \text{(art.10.1.5).}$

$e = M / N = 0.072 \text{ m} < B / 4 = 1.4 / 4 = 0.35 \text{ m.} \dots\dots\dots \text{CV}$

IV-6 Étude des longrines :

Introduction :

Les longrines sont des éléments en béton armé tributaires au système de fondations, ils ont comme rôle principal l'assurance d'une liaison solide entre les différents points d'appuis d'un même bloc, formant ainsi un réseau bidirectionnel cohérent qui empêche toutes déformations relatives, horizontales ou verticales, entre les points d'appui du bloc.

• **Dimensions du coffrage :**

On va adopter comme dimensions de la section transversale des longrines les valeurs minimales prescrites par l'RPA99v2003 dans l'article [10.1.1] :

$$\begin{cases} \langle 25 \times 30 \rangle \text{cm} \rightarrow \text{sites de catégorie } S_2 \text{ et } S_3 \\ \langle 30 \times 40 \rangle \text{cm} \rightarrow \text{sites de catégorie } S_4 \end{cases}$$

Pour notre cas, on a un sol ferme, donc longrine aura comme section transversale $\langle 25 \times 30 \rangle \text{cm}$

• **Sollicitations :**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à

$$: F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{KN}$$

N: égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés,

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, sa valeur est obtenue à partir du tableau 10.1 des règles RPA. Pour la zone IIa et le site de catégorie S2 il prend la valeur de 15.

Semelles	Intermédiaire			
	combination	Nmax (KN)	a	N (KN)
	1.35G+1.5Q	1222.67	15	81.51
	G+Q	1679.5	15	111.96

Tableau IV -13 : les sollicitations

• **Ferraillage longitudinal :**

Puisque longrine est supposée soumise uniquement à la traction simple centré, la totalité de l'effort de traction est repris par les armatures qui subissent toutes la même contrainte à cause de la symétrie, **on a la Condition de résistance à l'ELU :**

$$A_s \geq \frac{N_u}{f_{su}} = \frac{0,11196}{347,8} = 3,21 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 3,21 \text{cm}^2$$

- **Condition de résistance à l'ELS :** $A_s \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}}$

Pour une fissuration préjudiciable, la contrainte admissible de l'acier vaux :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}, \max \langle 0.5f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \rangle \right\} = \min \{ 266.67, \max \langle 200, 201.63 \rangle \} = 201.63 \text{MPa}$$

Donc :

$$A_s \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{0,11196}{201,63} = 5,55 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non-fragilité :**

La quantité minimale d'acier recommandée par le règlement BAEL91V99, pour une section de béton donnée B, doit être telle que :

$$A_s \geq \frac{Bf_{tj}}{f_e} = \frac{30 \times 40 \times 2.1}{400} = 6.30 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage minimal de l'RPA99v2003 :**

Le ferraillage minimum doit être de 0.6% de la section du béton, soit :

$$A_s \geq 0.6\%B = 0.006 \times 30 \times 40 = 7.20 \text{ cm}^2$$

Finalement, l'acier adopté doit vérifier les quatre conditions simultanément, c-à-d :

$$A_s \geq \{ A_s^u, A_s^{ser}, A_{smin}^{RPA}, A_{smin}^{BAEL} \} = \max \{ 3,21; 5,55; 7,20; 6,30 \} = 7.20 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T14+2T12** avec : **$A_s = 8.42 \text{ cm}^2$**

- ✓ **Ferraillage transversal :**

Pour l'acier transversal, on va adopter des cadres de 8 mm, avec un espacement de :

$$S_t \leq \min \{ 15\text{cm}, 15\phi_1 \} = \min \{ 15, 18 \} = 15\text{cm} \text{ donc : } S_t = 15\text{cm}$$

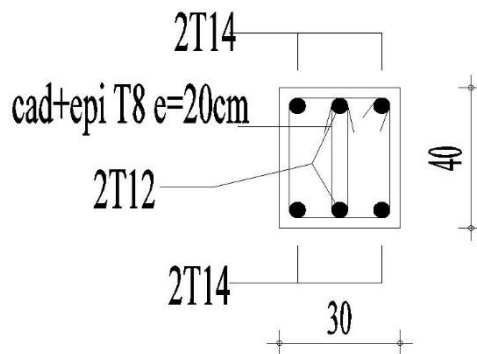


Figure IV -8 Schéma de ferraillage de longrine

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, à savoir le **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014**, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Construire un bâtiment c'est un avantage qui répond au souci économique de l'espace, mais c'est un danger généralement représenté à cause des dégâts sismiques, qui considérés la première cause contribue dans l'endommagement des constructions, pour cela il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Le pré dimensionnement des éléments du bâtiment c'est une phase primordiale pour avoir une idée générale sur son ossature qui doit répondre au chargement verticale (permanent et exploitation) et horizontale (vent et sismique). Dans le but d'assurer la sécurité, l'économie, le confort, et l'esthétique.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. Après des tentatives sur la position adéquate des voiles et sur la section des poteaux des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto-stable. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique).

Les systèmes mixtes en portique et voiles donc caractérisent à la fois par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques.

En fin il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réaliser sans surcoût important (aspect économique).

References Bibliographiques

✚ Règlement :

- RPA99 Version 2003 : Règlement parasismique algérienne, 2003.
- BAEL91 : Béton armé aux états limites 1999.
- Le DTR.B.C.2.2 : Charge permanente et charge d'exploitation.
- CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.
- BELHADJ AISSA Hanane Khedra ; BOUBEKEUR Souhila, « Etude d'un bâtiment (S-Sol+R+10 étages) en BA à usage d'habitation et commercial avec un système de contreventement mixte Université « AHMED DRAIA- ADRAR», (2019/2020).

✚ COURS :

- ✓ Béton armé.....Mr LOGZIT "Université de BBA
- ✓ Dynamique des structures.....Mr MAZOUZ Badis "Université de BBA
- ✓ Bâtiments.....Mr Djoudi Larbi "Université de BBA"

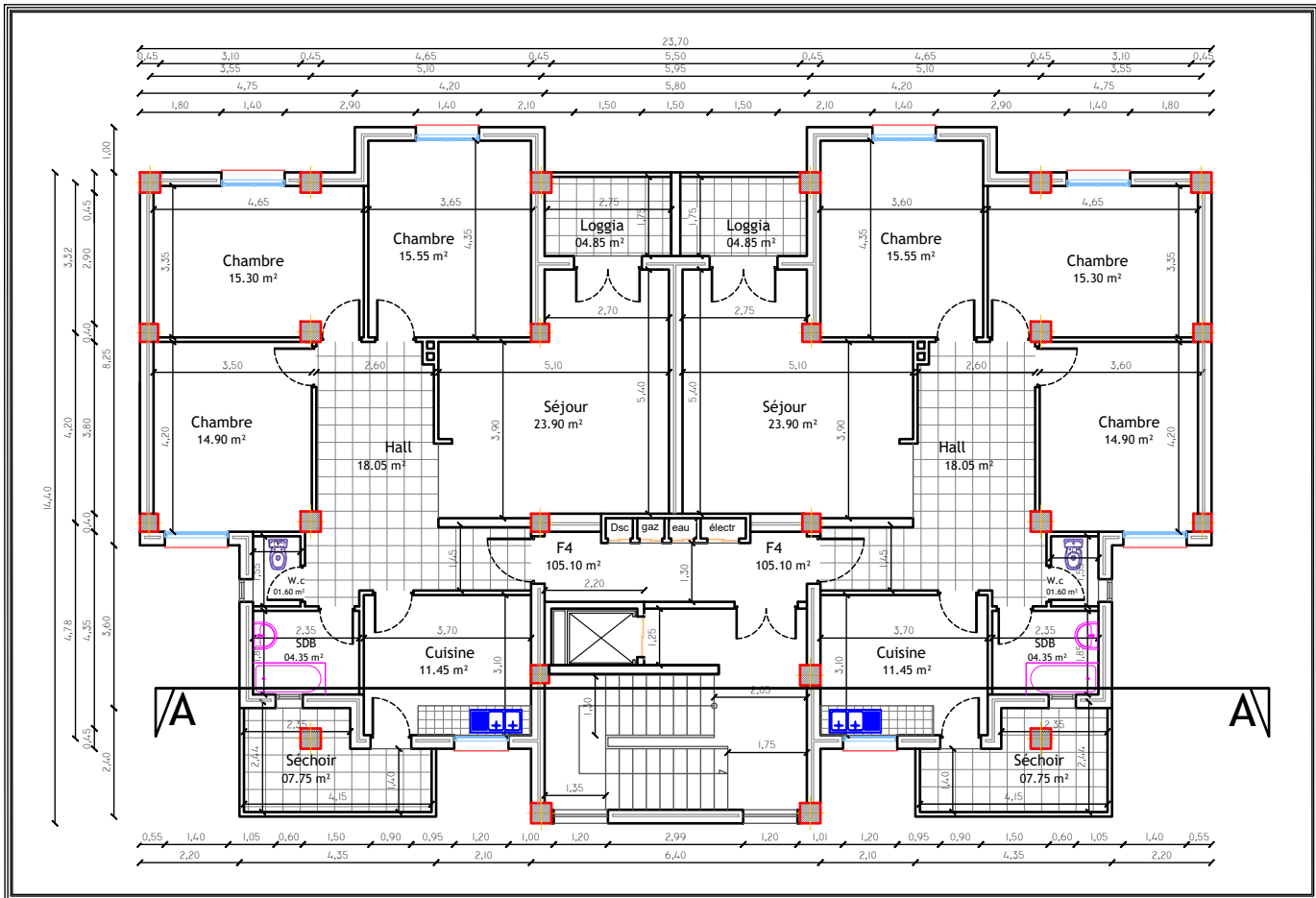
✚ LOGICIELS :

- ✚ Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2014
- ✓ Word 2016.
- ✓ Excel 2016.
- ✓ PDF Creator.
- ✓ Outil capture.

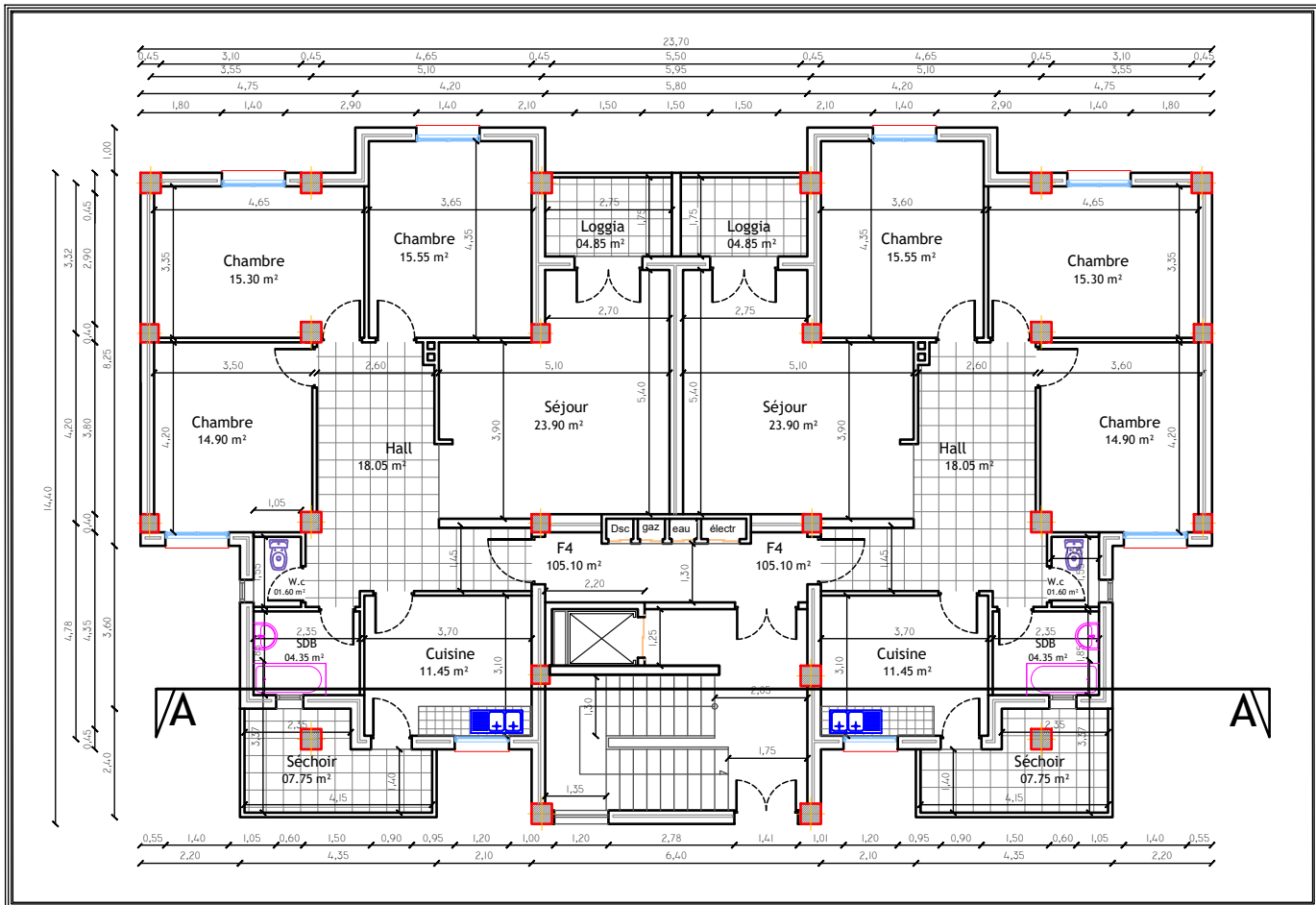
✚ SITE WEB :

- ✓ www.civilmania.com

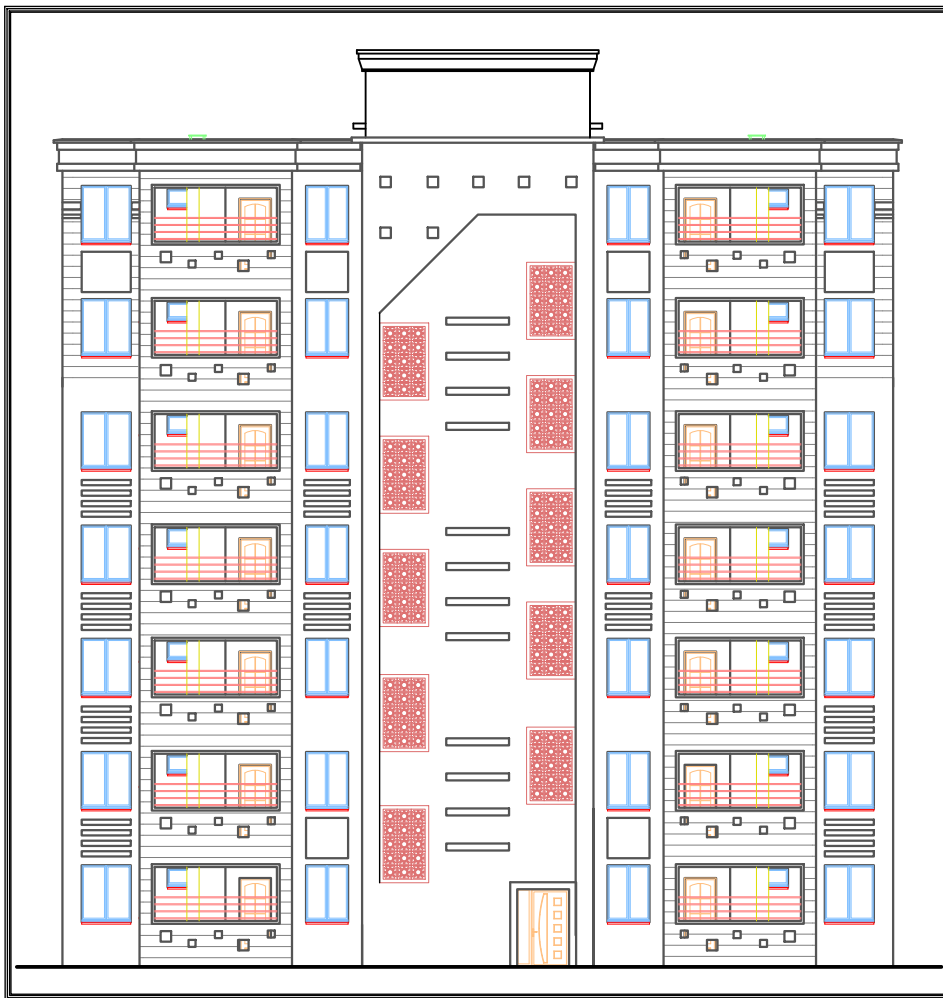
Les plans



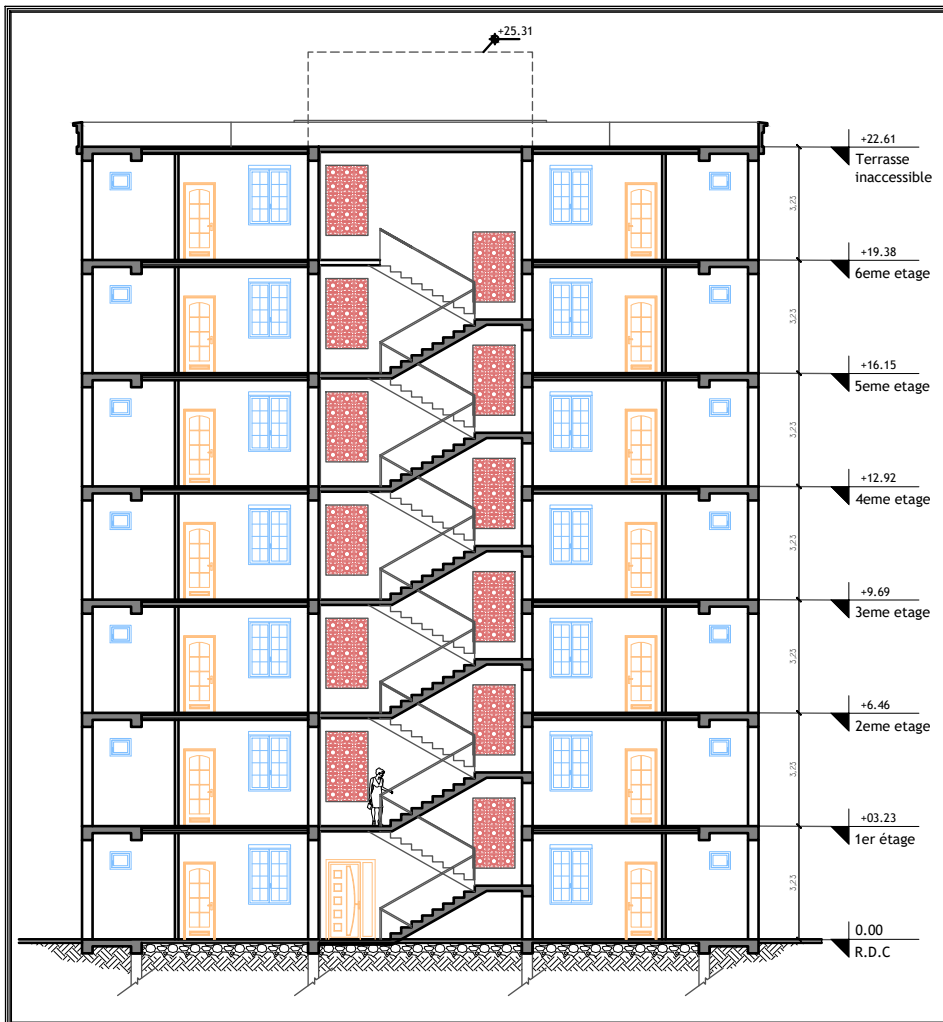
Plan Etage Courant



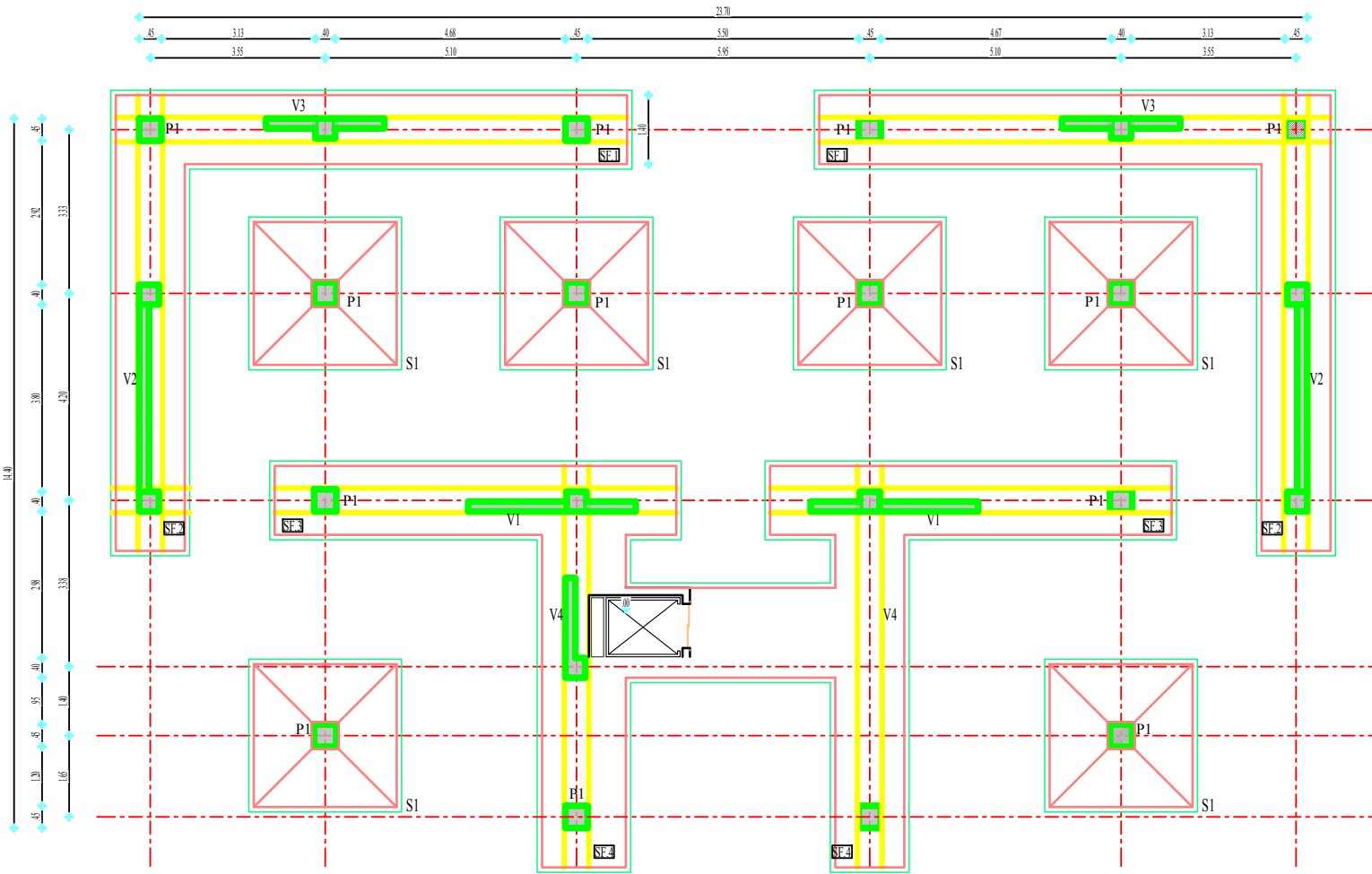
Rez de chaussée



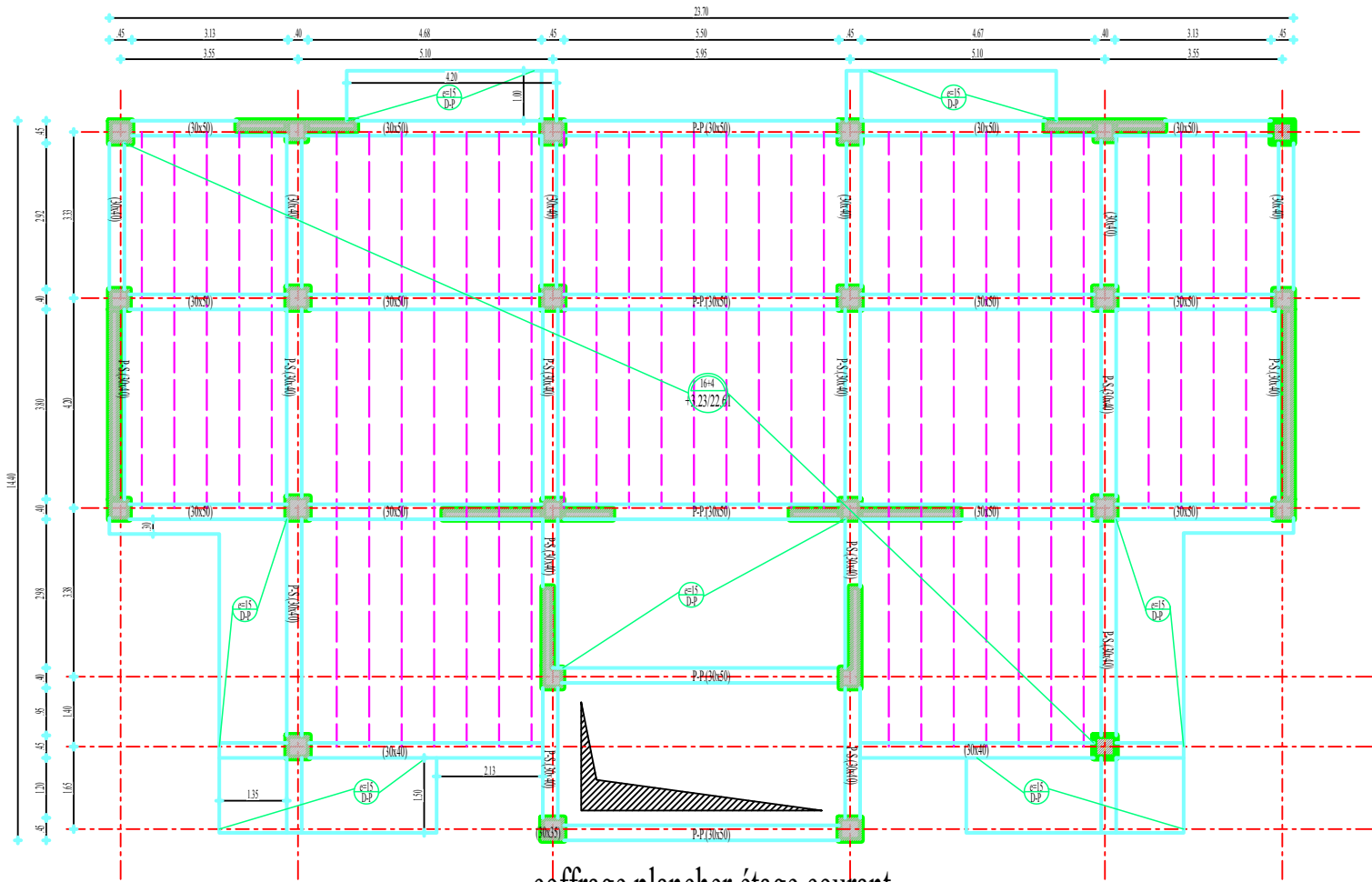
FAÇADE PRINCIPAL



COUPE A A



Plan de fondation



coffrage plancher étage courant