

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة محمد البشير الإبراهيمي - برج بوعريريج

Université de Mohamed El-Bachir El-Ibrahim - Bordj Bou Arreridj

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département : GEINE CIVIL

MÉMOIRE

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

En : (structures)

Spécialité : (conformément à l'arrêté d'habilitation)

Par : - (LOUALA YACINE)

- (BOUCETARA ABD RAHIM)

Sujet

**Etude d'un bâtiment en béton armé à usage multiple
Habitation et commercial. (Portique + Voile).**

Soutenu publiquement, le 01 / 07 /2023, devant le jury composé de :

M/Mme ABDELMADID RAKBANE	Grade	Univ-BBA	Président
M/Mme LOUMACHI LAZHAR	Grade	Univ-BBA	Examineur
M/Mme DJOUDI LARBI	Grade	Univ-BBA	Encadrant

Année Universitaire 2022/2023

Remerciements

Nous remercions tout d'abord, **Allah** qui nous a donnés la force et le courage de terminer nos études et élaborer ce modeste travail.

Nous tenons aussi à adresser nos remerciements à nos familles, et plus précisément à nos parents qui nous ont toujours soutenus et poussés à continuer nos études. Ce présent travail a pu voir le jour grâce à leur soutien.

Tout d'abord, nous tenons à remercier très chaleureusement notre directeur de mémoire **Mr. Djoudi Larbi**, pour son encadrement, son suivi permanent et ses précieux conseils.

Nous tenons également à remercier vivement les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer ce travail et ce mémoire.

Au terme de ce travail, Nous voudrions exprimer nos sincères remerciements à tous ceux qui nous ont aidés à réaliser ce projet dans les meilleures conditions.

LOUALA YACINE

Je dédie ce modeste travail à ma mère et mon père symboles d'affection et d'amour,

A mes frères, et mes sœurs pour leurs soutiens et leurs amours

A ma petite chère épouse

A mes amis et mes collègues de travail ;

A tous ceux qui me sont chers et que j'ai omis de citer ;

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible

je vous dis merci.

BOUC CETARA ABD RAHIM

Je dédie ce modeste travail à ma mère et mon père symboles d'affection et d'amour,

A mes frères, et mes sœurs pour leurs soutiens et leurs amours

A toute ma famille, et mes amis ;

A tous ceux qui me sont chers et que j'ai omis de citer ;

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible, je vous dis merci.

Résumé

Le bâtiment étudié dans ce mémoire, est constitué d'un rez-de-chaussée, et cinq étages qui contient des logements d'habitation, qui sera implanté dans la wilaya de BORDJ BOU ARRERIDJ, classé en zone IIa selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux, et les voiles. L'étude et l'analyse de cette structure ont été établies par le logiciel (ROBOT 2016).

L'objectif de ce travail est de calculer et de déterminer les dimensions des éléments de construction afin d'assurer la stabilité de la structure.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifier 99 et RPA 99 version 2003.

Les fondations du bâtiment sont composées par deux types de semelle qui sont isolée et filante et

La contrainte du sol est: $\sigma_{sol} = 2,00\text{bars}$

Mots clés:

Construction, Bâtiment, ROBOT analyse structurelle, RPA99 modifié 2003, BAEL9 modifié 99.

Abstract

Our memory is based on a building study consisting of the ground floor and five extra floors dedicated to residences which will be established in the wilaya of Bordj Bou Arreridj which is Classified in zone (IIa) according to the Algerian earthquake resistant regulations (RPA99 version 2003).

The stability of this work is ensured by the beams, and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan have been established by software (ROBOT 2016).

The objective of this work is to calculate and determine the dimensions of the construction elements in order to ensure the stability of the structure.

The calculations of the dimensions and the reinforcement of all the resisting elements complies with the rules applicable in strength to knowing (BAEL 91 edit 99, RPA99-version 2003) has been done manually.

The foundation system is consisted of insulated and unified foundations.

Key words:

Reinforced concrete, Building, ROBOT structural analyses, RPA99-version 2003, BAEL 91/ 99

ملخص

المبنى الذي تتم دراسته في هذه المذكرة يتكون من طابق أرضي وخمسة طوابق مخصصة لسكنات تم إنجازها بولاية برج بوعرييج المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية (IIa) حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA) نسخة 2003.

استقرار ومقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة الروافد، الأعمدة والجدران الخرسانية، الدراسة الديناميكية تمت باستعمال برنامج (ROBOT 2016).

الهدف من هذا العمل حساب وتحديد أبعاد عناصر البناية من أجل ضمان استقرار الهيكل.

تحديد الأبعاد و التسليح لكل العناصر المقاومة للبناية صمم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (BAEL 91 المعدل في 99 و (RPA)نسخة 2003).

نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن أساسات منعزلة وأساسات مستمرة.

الكلمات المفتاحية:

نسخة RPA 2003 معدلة في 99، BAEL 91 ، ROBOT الخرسانة المسلحة ، العمارة ، التحليل الهيكلي.

Sommaire

Chapitre	Sommaire	page
	Introduction générale	01
Chapitre 1	Présentation de l'ouvrage	02
1.1.	Introduction	02
1.2.	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	02
1.3.	Conception de la structure	03
1.4.	Caractéristiques géotechniques du sol	03
1.5.	Caractéristiques mécaniques des matériaux	03
1.5.1.	Béton	04
1.5.2.	Aciers	05
1.5.3.	Méthodes de calcul	05
1.5.4.	Hypothèse de calcul	06
1.5.4.1	Les règlements à respecter	06
1.5.4.2	Les logiciels utilisés	07
Chapitre 2	Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges	08
2.1.	Introduction	08
2.2.	Pré-dimensionnement	08
2.2.1.	Les poutres	09
2.2.2.	Les planchers	09
2.2.3.	Les poteaux	10
2.2.4.	Les voiles	11
2.2.5.	Escaliers	12
2.3.	Charges et surcharges	13
2.3.1.	Charges permanentes G	14
2.3.2.	Surcharges d'exploitations Q	18
2.3.3.	Tableau récapitulatif des charge G et Q	18
2.4.	Descente des charges	19
2.4.1	Loi de dégression des charges	20
2.4.2	récapitulation de l'ensemble des descentes de charge	29
2.5.	Vérification de la section des poteaux	29
2.6.	Conclusion	30
Chapitre 3	Études des éléments secondaires	31
3.1	Introduction	34
3.2.	Acrotère	34
3.2.1.	Calcul des sollicitations	34
3.2.2.	Ferraillages	35
3.2.3	schématisation du ferraillage	37
3.3.	Les balcons	38
3.3.1	Évaluation des charges	38
3.3.2.	Calcul du ferraillage	39

3.3.3.	Schéma de ferrailage	41
3.4.	Les escaliers	42
3.4.1.	étude des escaliers	42
3.4.1.1	Calcul des escaliers	42
3.4.1.2.	Calcul des armatures	43
3.4.1.3.	Schématisation du ferrailage	48
3.4.2.	Etude de la poutre palière	49
3.4.3.	Dessin de ferrailage de la poutre palière	55
3.5.	Conclusion	56
3.6.	Etudes des Planchers.	56
3.6.1.	Introduction	56
3.6.2.	Choix de la méthode de calcul	56
3.6.2.1	Méthode forfaitaire	56
3.6.2.2.	Méthode de Caquot	57
3.6.3.	Etude des poutrelles	57
3.6.3.1	Diagramme des efforts	58
3.6.3.2.	Ferrailage des poutrelles (ELU)	58
3.6.3.3	Calcule des armatures transversales	59
3.6.3.4.	Ferrailage en travée	59
3.6.3.5	Calcule des armatures transversales	60
3.6.4.	Les vérifications	60
3.6.4.1.	Vérification à ELS selon BAEL 91 en appui	60
3.6.5.1	Calcule des armatures transversales	61
3.6.5.2	vérification de flèche	62
3.6.6.	Schéma de ferrailage	62
3.6.7.	Ferrailage de la dalle de compression	63
3.6.8.	Conclusion	63
Chapitre 4	Étude dynamique	64
4.1.	Introduction	64
4.2.	Méthode statique équivalente	64
4.2.1.	Condition d'application de la méthode statique équivalente	64
4.2.2.	Calcul de la force sismique totale	64
4.3.	Spectre de réponse de calcul	65
4.4.	Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par l'ROBOT	66
4.4.1.	périodes de vibration et taux de participation des masses modales	66
4.4.2.	Comportement dynamique de la structure	69
5.5.	Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003	71
5.5.1.	Justification de l'interaction voiles-portiques	71
5.5.2.	Vérification de la résultante des forces sismique à la base	72
5.5.3.	Vérification vis-à-vis des déplacements inters-étages	73
5.5.4.	Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ	74
5.5.5.	Vérification de l'effort normal réduit	75
5.6.	Conclusion	76
Chapitre 5	Études des éléments porteurs et d'infrastructure	77

5.1.	Introduction	77
5.2.	étude des poteaux	77
5.2.1.	Sollicitations de calculs	77
5.2.2.	Ferraillage du poteau	78
5.2.3.	Vérifications	78
5.2.4.	Schéma du ferraillage des poteaux	79
5.3.	Etude des poutres	79
5.3.1.	ferraillage des poutres	79
5.3.2.	Vérification à L'ELS	80
5.3.3.	Justification vis-à-vis du cisaillement (E.L.U)	82
5.3.4.	Vérification de la flèche	83
5.3.5.	Récapitulation des résultats du ferraillage	83
5.3.6.	Schémas du ferraillage	84
5.4.	Etude des voiles	85
5.4.1.	Calcul des sollicitations	85
5.4.2.	Exemple de calcul de ferraillage et de vérifications	85
5.4.3.	Tableaux récapitulatifs des résultats du ferraillage vertical	88
5.4.4.	Schéma de ferraillage	88
5.5.	Conclusion	88
Chapitre 6	Etude de l'infrastructure	89
5.6.	Etude de l'infrastructure	90
5.6.1.	Introduction	91
5.6.2.	choix de type des fondations	91
5.6.3.	Pré-dimensionnement	91
5.6.4.	Etude des semelles isolées	92
5.6.4.1.	Les sollicitations	92
5.6.4.2.	Vérification de la contrainte de sol	92
5.6.4.3.	Condition de rigidité	93
5.6.4.4.	Condition de poinçonnement	93
5.6.4.5.	Ferraillage des semelles isolées	94
5.6.4.6.	Schéma de Ferraillage	95
5.6.5.	Semelles filantes	95
5.6.5.1.	Étape de calcul	95
5.6.5.2.	Vérification au non poinçonnement	96
5.6.5.3.	Ferraillage des semelles filantes	96
5.6.6.	Etude de la poutre de libage	96
5.6.7.	La longrine	96
5.6.8.	Schématization du ferraillage	96
5.6.9.	Conclusion	96
	Conclusion générale	96

Liste des tableaux

Chapitre 1. :Présentation de l'ouvrage.	
Tableau 1. Caractéristiques géométriques.....	02
Tableau 2. Dosage et composition du béton.....	04
Tableau 3. Caractéristiques mécaniques des aciers.....	05
Chapitre2.: Pré-dimensionnement des éléments structuraux	
Tableau 1. Tableau récapitulative.....	11
Tableau 2. Charge permanente du plancher terrasse.....	14
Tableau 3. Charge permanente du Plancher courant.....	14
Tableau 4.- chargement du mur extérieur.....	15
Tableau 5. Balcon accessible.....	16
Tableau 6. récapitulation des charges et surcharges.....	17
Tableau 7. Dégression des charges d'exploitation.....	18
Tableau 8. Descente des charges sur le poteau d'angle.....	20
Tableau 9. Charges permanentes cumulée-Poteau de rive.....	24
Tableau 10. Descente des charges sur le Poteau central.....	28
Chapitre 3. : Calcul des éléments secondaires	
Tableau 1. Sollicitation d'acrotère.....	34
Tableau 2. Sollicitation du balcon.....	39
Tableau. 3. Résultats du calcul du ferrailage des escaliers.....	43
Tableau. 4. Calcule des sollicitations de la poutre palière.....	51
Tableaux 5. Calcule des efforts internes (M ; V) à l'ELU.....	60
Tableaux 6. Calcule des efforts internes (M ; V) à l'ELS.....	61
Chapitre 4 : Etude dynamique.	
Tableau 1. calculs du facteur de qualité Q.....	63
Tableau 2. période et participation des masses donnée par ROBOT.....	63
Tableau 3. Résultats des efforts	64
Tableau 4. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	64
Tableau 5. Vérifications des déplacements de niveaux sens x-x	64
Tableau 6. Vérifications des déplacements de niveaux sens y-y	65
Tableau 7. Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de Sens x-x	70
Tableau 8. Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de Sens y-y	72
Tableau 09. Vérification de l'effort normal.....	73
Tableau 10. Vérification de l'effort normal.....	74
Chapitre 5 : Etude des éléments porteurs .	
Tableau 1- Combinasons des plus favorable.....	78
Tableau 2. Tableau les section d'armatures.....	79
Tableau 3. vérification des contraintes.....	80
Tableau 4. Vérification aux sollicitations tangentiels.....	80
Tableau 5. résultats du calcul de ferrailage sur appuis.....	80
Tableau 6. récapitulation du ferrailage des poutres.....	84
Tableau 7. les sollicitations des voiles.....	85
Tableau 8. ferrailage des voiles.....	86
Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure	89
Tableau 9. Les valeurs des Moment et les efforts normaux à E.L.U et E.L.S.....	89
Tableau 10. Résultats des contraintes.....	90
Tableau 11- Ferrailage de la semelle isolée.....	91
Tableau 12. récapitulatif du ferrailage des semelles filantes.....	92
Tableau 13 ferrailage inferieur de la poutre de libage.....	94
Tableau 14 ferrailages supérieurs de la poutre de libage.....	95

Liste des figures

Chapitre 1. Présentation de l'ouvrage

Fig. 1. : Diagramme contraintes-déformations du béton..... 05
 Fig. 2.: Loi de comportement de l'acier..... 07

Chapitre 2. Pré-dimensionnement des éléments

Fig. 1.: Epaisseur de plancher..... 11
 Fig. 2. : Coupe de voile en élévation..... 12
 Fig.3.: escalier 12
 Fig. 4. : Acrotère..... 15
 Fig. 5. : Poteau d'Angle..... 20
 Fig. 6. : Poteau de rive..... 24
 Fig. 7. : Poteau central..... 28

Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires

Fig. 1. : Schémas de ferrailage de l'acrotère..... 32
 Fig. 2. : Schéma du balcon 38
 Fig. 3. : Schéma de ferrailage du balcon..... 41
 Fig. 4. : schéma statique de l'escalier..... 42
 Fig. 5. : schéma de ferrailage de la première volée(RDC)..... 49
 Fig. 6. : schéma de ferrailage de la poutre palière..... 56
 Fig. 7. :Schéma de poutrelle (5 travée)..... 59
 Fig. 8. : ferrailage de la nervure sur appuis..... 69
 Fig. 9. : ferrailage en treillis soudé de la dalle de compression..... 70

Chapitre 4 : Etude dynamique

Fig.1. : spectre de réponse dans le sens x-x 64
 Fig.2. : spectre de réponse dans le sens y-y 65
 Fig.3. : Disposition des voiles..... 66
 Fig.4. : vue de la modélisation de la structure par le logiciel ROBOT 88
 Fig.5. : translation suivant x-x 69
 Fig.6. : translation suivant y-y 70
 Fig.7. : rotation suivant z-z 70

Chapitre 5 : Etude Des éléments porteurs et d'infrastructure

Fig.1.: Ferrailage du poteau..... 77
 Fig.2. : Schéma de ferrailage de la poutre principale..... 84
 Fig.3. : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire..... 84
 Fig.4.: Ferrailage du voile Vx..... 89
 Fig.5. : Ferrailage du voile Vy..... 90

Chapitre 6 : Etude De l'infrastructure

Fig.6. : ferrailage d'une semelle isolée..... 91
 Fig.7. : ferrailage de la semelle filante SF1..... 94
 Fig.8. : ferrailage de la longrine..... 95

LISTE DES NOTATIONS

A : section d'acier
As' : armature inférieure
A.N : axe neutre
As : armatures supérieures
At : section d'armatures transversales
A' : section d'acier comprimé
Amax, Amin : section d'aciers maximale et minimale
Aser : section d'aciers à l'état limite de service
Au : section d'aciers à l'état limite ultime
Br : section réduite d'un poteau
B : aire de béton
E.L.S : état limite de service
Es : module d'élasticité de l'acier
E.L.U : état limite ultime
I : moment d'inertie
G : action permanente
M : moment fléchissant
Ma : moment sur appui
d : hauteur utile d'une section
Mser : moment fléchissant à l'E.L.S
Mt : moment fléchissant en travée
N : effort normal
Mu : moment fléchissant à l'E.L.U
Nser : effort normal de service
Nu : effort normal ultime
QB : charge d'exploitation
P : charge concentrée
V : effort tranchant
ab : dimension en plan d'un poteau
b : largeur d'une table de compression
c ou c' : enrobage des armatures
Vu : effort tranchant à l'E.L.U
b0 : largeur d'une section en T
Mlu : moment fléchissant limite à l'E.L.U,
d' : distance des aciers comprimés à la fibre la plus comprimée de béton
fbu : résistance de calcul du béton en compression à l'E.L.U
fcj : résistance caractéristique du béton à la compression à j jours d'âge
ftj : résistance à la traction du béton à j jours d'âge
fc28 : résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
ft28 : résistance à la traction du béton à 28 jours d'âge
e : excentricité
f : flèche
fe : limite d'élasticité de l'acier
h : hauteur totale d'une section

i : rayon de giration
h₀ : hauteur d'une table de compression
l_f: longueur de flambement,
l_r: longueur de recouvrement
n = 15 : coefficient d'équivalence
β: coefficient de flambement des poteaux
q : charge uniformément répartie (E.L.S ou E.L.U)
η: coefficient de fissuration
S_t : espacement des d'armatures transversales
γ_s : coefficient partiel de sécurité pour les aciers
γ_b : coefficient partiel de sécurité pour le béton
ε_{bc}: raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
ε_s : allongement relatif des aciers tendus
λ: élancement géométrique
θ: coefficient de la durée d'application des charges
μ_{bu} : moment agissant réduit à l'E.L.U
μ_{lu}: moment fléchissant limite réduit à l'E.L.U
ν: coefficient de poisson
σ_{bc} : contrainte de compression du béton
σ_{bc} : Contrainte limite du béton comprimé à l'E.L.S
σ_s: Contrainte limite des aciers tendus à l'E.L.S
σ_s : contrainte de traction de l'acier,
τ_{lim}: contrainte tangente limite
τ_{su} : contrainte d'adhérence limite
τ_s: contrainte d'adhérence moyenne
Φ: diamètre d'une barre d'acier
Φ_l: diamètre d'une barre d'acier longitudinale
Φ_t: diamètre d'une barre d'acier transversal

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays du monde et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Dans le but de préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels, les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Afin de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation, on se propose dans le présent projet d'étudier un bâtiment comportant un RDC, cinq étages, en béton armé implanté en zone de moyenne sismicité (BORDJ BOU ARRERIDJ), dont le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portique avec justification d'interaction portiques-voiles en zone IIa constitue pour un but de conception des ouvrages d'une façon résistance et économique.

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

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

Ce mémoire est constitué les chapitres suivantes:

* Le Premier chapitre: consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

* Le deuxième chapitre: présente le pré-dimensionnement des éléments (tel que les poteaux, les poutres, les voiles, les planchers, les escaliers, l'acrotère et les balcons).

* Le troisième chapitre :

- présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers, les balcons).
- présente le calcul des planchers.

* Le quatrième chapitre :portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. . L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT 2016.

* Le cinquième chapitre :

-présente l'étude des éléments structuraux (poteaux, poutre, voiles), fondé sur les résultats du logiciel ROBOT 2016.

-Pour le dernier on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Chapitre 1:

Présentation de
l'ouvrage

Chapitre 1:Présentation de l'ouvrage

1-1 : Introduction:

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il a été procédé un calcul d'un bâtiment en (R+5) à usage d'habitation, il est implanté à la willaya de **Bordj Bou Arreridj**, qui est classée par notre règlement parasismique Algérienne R.P.A99 "Version 2003" comme une zone de moyenne sismicité "zone **IIa**" un site **ferme (S2)**. Le contreventement horizontal et vertical de cette structure est assuré par un système de contreventement mixte (Portique + Voile) en béton armé.

1-2 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

les Caractéristiques géométriques de la structure sont prescrits au tableau suivant:

Tableau 1. Caractéristiques géométriques.

-Longueur totale (m)	20.23
- Largeur totale (m)	12.00
- Hauteur totale avec l'acrotère (m)	20.83
- Hauteur d'étage courant (m)	03.23
- Hauteur de R.D.C. (m)	04.08
- La contrainte du sol	$\sigma_{sol} = 2.0\text{bars}$

1. 3 : Conception de la structure:

1.3.1. - Le Contreventement:

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques et voiles.

1.3.2. : Plancher:

- les planchers des différents niveaux sont constitués en corps creux.
- Le plancher de la terrasse est a une isolation thermique (multicouches) avec une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

1.3.3. Maçonnerie:

Toute la maçonnerie est constituée de briques creuses revêtues d'un enduit de ciment ou de plâtre. Pour les murs extérieurs ont une paroi extrême de **15cm** d'épaisseur, ils ont aussi une paroi interne de **10cm** d'épaisseur. Les deux parois étant séparées par un vide de **5cm** d'épaisseur.

Les murs intérieurs ont une cloison simple de **10cm** d'épaisseur.

1.3.4. Revêtement:

Le revêtement est constitué de:

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour la salle d'eau.

1.3.5. Escaliers :

Les escaliers aux différents étages sont des escaliers droits coulés sur place.

1.4. : Caractéristiques géotechniques du sol:

Le sol d'assise de la construction est un sol ferme d'après le rapport du laboratoire de lamécanique des sols, suit par les caractéristiques suivantes :

- La contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 2.0\text{bars}$
- L'angle de frottement interne du sol $\alpha = 35^\circ$
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent)

1.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux:

Le calcul des ouvrages en béton armé est effectué à partir d'hypothèse des études qui tiennent compte en particulière des caractéristiques: physiques, chimiques et mécaniques des matériaux (béton, acier).

Les caractères des matériaux concernent :

- Les résistances caractéristiques à la compression et à la traction.
- Les déformations (allongement et raccourcissement).
- Les diagrammes déformations contraintes.

1.5.1. Béton:

La composition moyenne du béton est basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable, et en utilisant un dosage en

Ciment(**CEMII/A-P42.5**)permettant d'obtenir dans des conditions courantes, une résistance à la compression égale à « 25 MPa ».

Tableau 2. Dosage et composition du béton.

Composantes	Graviers 15/25 8/15	Sable 0/5	Ciment (CEMII/A-P42.5)	Eau
Volume(L)	800	400	7 sacs	180
Poids (Kg)	1200	600	350	180

- **La résistance caractéristique du béton:**

- Traction :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation longitudinale du béton:**

- Déformations instantanées «Eij » C.B.A.93 [A.2.1.2.1].

* Module instantané :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPa.}$$

- Déformations différées «Ej » C.B.A.93 [A.2.1.2.2].

- Module différé :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,866 \text{ MPa}$$

- **Contraintes limites:**

- l'ELU C.B.A 93 [A.4.3.4]:

La résistance de calcul notée f_{bu} est donnée par la formule suivante:

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ MPa}$$

Avec :

* $\gamma_b = 1,15$ en cas de situation accidentelle.

* $\gamma_b = 1,50$ en cas de situation durable ou transitoire.

* Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

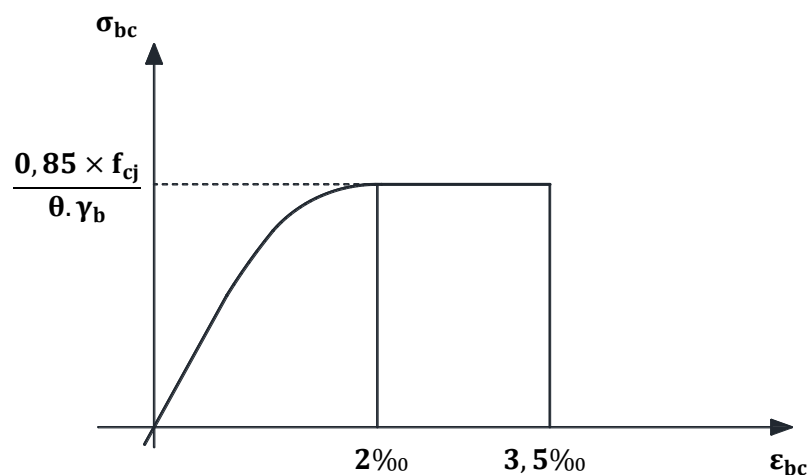


Figure 1. Diagramme Contrainte déformations du béton. C.B.A.93

- l'ELS:

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration

$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$ Avec : abc : contrainte admissible à l'ELS a j = 28 jours :

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

Coefficient de Poisson C.B.A [A.2.1.3]

les justifications: $\begin{cases} \nu = 0.2 & \text{; pour ELS} \\ \nu = 0 & \text{; pour ELU} \end{cases}$

Module de déformation transversale:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Avec : E : module de Young

$\nu = \frac{\text{Déformation Transversale}}{\text{Déformation Longitudinale}}$ ν : Coefficient de Poisson.

Contrainte tangentielle conventionnelle:

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes:

* Cas d'une fissuration non préjudiciable:

$$\tau_u < \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa} \right\}$$

* Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable:

$$\tau_u < \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa} \right\}$$

1.5.2. Aciers:

Les armatures en acier ont pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections de pièces comprimées.

Prescriptions générales:

- Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.
- Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité F_e .
- Dans ce qui suit le module d'élasticité longitudinale de l'acier E_s est pris égal à 200.000MPa.

Tableau 3. Caractéristiques mécaniques des aciers.

Type D'aciers	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement Relatif à la Rupture	Coefficient de Fissuration	Coefficient de Scellement (V)
Acier En Barre	Rond lisse FeE235	R.L	235	410-490	22	1	1
	Haute Adhérence FeE400	H.A	400	480	14	1,6	1,5
Acier En Treillis	Treillis Soudés (T.S) TL520 (0 < 6)	T.S	520	550	8	1,3	1

1.5.3.Méthodes de calcul

- **Module de déformation longitudinal:**

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier pris est égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{Mpa}$$

- ***Contrainte limite:**

Contrainte limite ultime:

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité: $\gamma_s = 1,15$ situation durable.

$\gamma_s = 1,00$ situation accidentelle.

$\sigma_{st} = 348 \text{MPa}$ pour les H. A

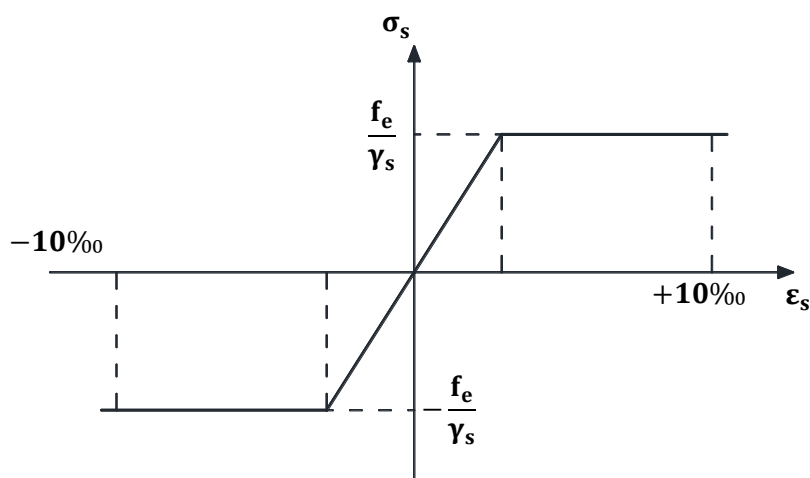


Figure 2. Diagramme contrainte déformation d'acier .C.B.A.93

- **Contrainte limite de service:**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), d'après les règles de B.A.E.L 91 Modifié 99 ; on distingue trois cas de fissurations :

- Fissuration peu nuisible:

La contrainte n'est soumise à aucune limitation

$$\sigma_s \leq \sigma_{fe}$$

- Fissuration préjudiciable:

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$$

• Fissuration très préjudiciable:

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$$

η : Coefficient de sécurité:

$\eta = 1,6$ Pour les ronds lisses (R.L)

$\eta = 1,0$Pour les hautes adhérences (H.A).

Chapitre 2:

Pré-

**dimensionnement des
éléments structuraux**

Chapitre 2 : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

2.1. Introduction:

Avant tout calcul, il convient d'adopter, à priori des dimensions définissant la section de béton pour les éléments principaux (poteaux et poutres) et des éléments secondaires (planchers, escaliers, acrotère...etc.). Le pré-dimensionnement de ces éléments se fait selon les règlements en vigueur notamment, "RPA 99 –version 2003-", le "CBA 93" et le BAEL 91 révisées 99.

2.2. Pré-dimensionnement:

2.1.1. Les poutres:

Selon la condition de flèche (**CBA 93**) :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

1/ Poutres principale :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$L = 504 \text{ cm}$$

$$504/15 \leq h \leq 504/10 \Rightarrow 33,60 \leq h \leq 50,4$$

On adopte **h = 45 cm**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \Rightarrow 18 \leq b \leq 31,5 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

$b \geq 20 \text{ cm}$. . . Une condition vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm}$. . . Une condition vérifiée.

$h/b \leq 4 \Rightarrow 45/30 = 1,50 \leq 4$. . . Une condition vérifiée.

2/ Poutre secondaire :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$L = 475 \text{ cm}$$

$$475/15 \leq h \leq 475/10 \Rightarrow 31.66 \leq h \leq 47,5$$

On adopte **h = 40cm , b = 30cm.**

Vérification: vis-à-vis du RPA 99 / V 2003

$b \geq 20\text{cm}$. . . Une condition vérifiée.

$h \geq 30\text{cm}$. . . Une condition vérifiée.

$h/b \leq 4 \Rightarrow 40/30 = 1,34 \leq 4$. . . Une condition vérifiée.

3/ Poutre palière :

$$L = 330 \text{ cm}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 330/15 \leq h \leq 330/10 \Rightarrow 22,00 \leq h \leq 33,00$$

On adopte **h = 30cm , b = 25cm**

Vérification : vis-à-vis du RPA 99 / V 2003

$b \geq 20\text{cm}$. . . Une condition vérifiée.

$h \geq 30\text{cm}$. . . Une condition vérifiée.

$h/b \leq 4 \Rightarrow 30/25 = 1,2 \leq 4$. . . Une condition vérifiée.

2.2.2. Les planchers:

Le type de plancher adopté pour notre étude est du "plancher à corps creux ".

▪ **Résistance au feu:**

D'après les règles de B.A.E.L 91 Modifié 99 :

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

- **Condition des flèches: C.B.A(B.6.8.4.2.4):**

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec $L = 445$ cm

$$h_t \geq \frac{445}{22,5} = 19,78 \text{ cm}$$

- Condition des flèches (B.6.8.4.2.4) C.B.A. 93.

$$L/25 \leq h_t \leq L/20 \Rightarrow 445/25 \leq h_t \leq 445/20 \Rightarrow 17,8 \leq h_t \leq 22,25$$

$h_t = 21$ cm Une condition vérifiée.

Alors, On adopte un plancher (16+5) pour tous les planchers.

2.2.3. Les poteaux :

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm (en zone IIa) selon notre cas} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{363}{20} = 18,15 \text{ cm} \\ 1/4 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

Dans notre projet on prend une section carré de coté : $b = 35$ cm .

Vérification : vis-à-vis RPA 99 -version 2003:

• $\text{Min } (b_1, h_1) \geq 25$ cm en zone II a (notre cas)

$b = 35$ cm ≥ 25 cm ... Une condition vérifiée.

• $\text{Min } (b_1, h_1) > h_e / 20$

$b = 35 \geq 18,15$... Une condition vérifiée.

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

$1/4 < 1 < 4$... Une condition vérifiée.

▪ **Nervures:**

Pour le calcul de nervures on considère un section en forme T de hauteur ($h=21$ cm)et un hauteur utile définie comme suite:

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 21 = 18,9 \text{ cm}$$

On prend $d = 19$ cm .

La largeur de la nervure b_0 on doit prend ($b_0 = 12 \text{ cm}$) pour les saisons constructives

$h_0 = 5 \text{ cm}$.

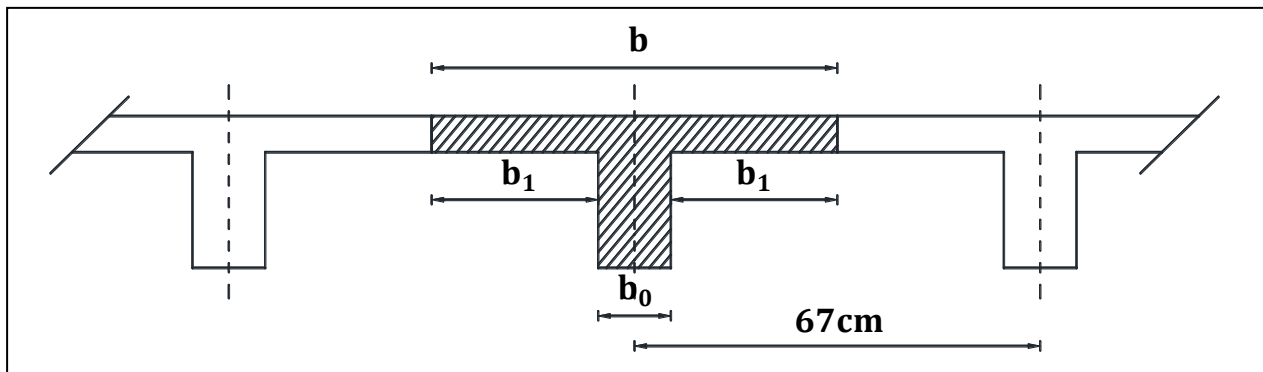


Fig. 1. : Epaisseur de plancher.

La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2b_1$

$$\text{Avec : } b_1 = \min \left\{ L_0/2 ; L/10 \right\}$$

$b_1 = \min\{27,50 ; 46,50\}$ Soit $b_1 = 27,50 \text{ cm}$; Soit $b = 67 \text{ cm}$

Tableau 1. Tableau récapitulative.

Epaisseur de la dalle de compression (h_0)	5 cm
Epaisseur de l'entrevous	16 cm
Entraxe des nervures	67 cm
Largeur des nervures (b_0)	12 cm
Hauteur utile de la section (d)	19 cm
Distance entre nus de deux nervures (L_0)	55 cm
Largeur de la nervure (b)	67 cm

2.2.4. Les voiles:

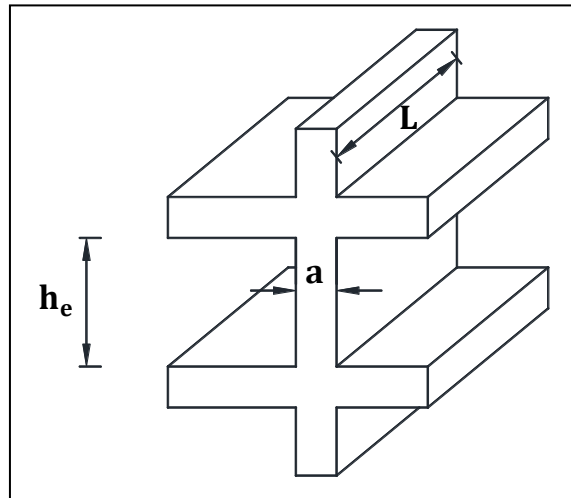


Fig. 2. Coupe de voile en élévation.

-Rez-de-chaussée:

$$h_e = 4.08 - 0,45 = 3,63\text{m} ; a \geq h_e/20 = 363/20 = 18,15 \text{ cm}$$

Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles: **a = 20 cm**

2.2.5. Escaliers:

Pour les dimensions des marches et les contre-marches, on utilise généralement la formule de BLONDEL : $59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$

1/Escalier RDC:

❖ Prédimensionnement de la paillasse et de palier:

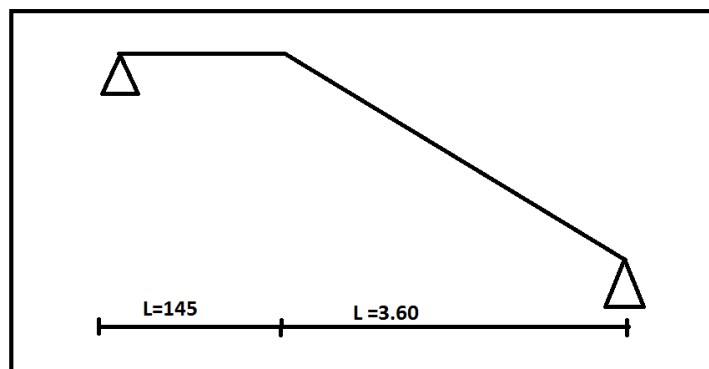


Fig 03 : escalier

❖ Hauteur de la paillasse = 2,04 m.

- Choix de la hauteur de la marche : $h = 17\text{cm}$.

- Détermination du nombre de marches:

$$n = H/h$$

$$2,04/0,17 ; n = 12\text{marches}$$

- Détermination de longueur à partir de la formule de Blondel on a :

$$L_1 = g(n - 1) \Rightarrow L_1 = 3,60 \text{ m}$$

-Epaisseur de la dalle d'escalier :

$$\tan \alpha = H/L_1$$

$$\tan \alpha = H/L_1 = 1,87/3,60 = 0,52 ; \alpha = 27,47^\circ ; \sin \alpha = H/L_3 \Rightarrow L_3 = H/\sin \alpha ;$$

$$L_3 = 4,05\text{m}$$

❖ Epaisseur de palier d'escalier:

$$L = L_2 + L_3 = 1,45 + 3,6 = 5,05 \text{ m}$$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 11,06 \leq e \leq 16,60 \text{ Donc: } e = 15 \text{ cm}$$

2.3. Charges et sur charges:

2.3.1. Charges permanentes G [DTR B.C.2.2] :

1/Plancher terrasse (corps-creux) :

Tableau 2. Charge permanente du plancher terrasse.

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-	Protection en gravillon roulé	0.05	17	0.85
2-	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3-	Forme de pente	0.10	22	2.2
4-	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
5-	Plancher à Corps-creux	(16+5)	-	2.85
6-	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				$\Sigma = 6.38 \text{ KN/m}^2$

Plancher étage courant (corps-creux) :

Tableau 3. Charge permanente du Plancher courant.

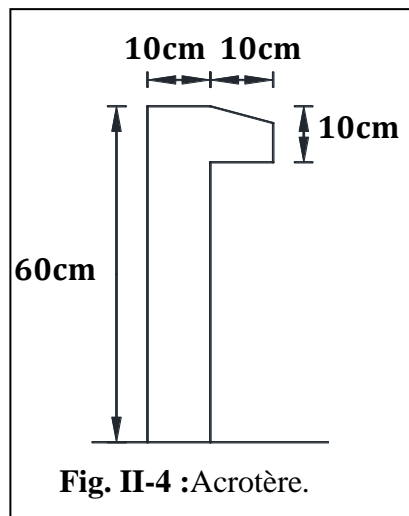
	Désignation	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-	Carrelage	0.02	22	0.44
2-	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-	Lit de sable	0.03	18	0.54
4-	Plancher à Corps-creux	(16+5)	-	2.85
5-	Enduit en plâtre (2 cm)	0.02	10	0.2
6-	Cloisons	0.10	9	0.9
				$\Sigma = 5.33 \text{ KN/m}^2$

1/Mur extérieur :

Tableau 4. :chargement du mur extérieur.

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-	-Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2-	-Brique creuse (15 cm)	0.15	-	1.30
3-	-Brique creuse (10 cm)	0.10	-	0.9
4-	-Enduit intérieure en plâtre	0.02	10	0.2
				$\Sigma = 2.76 \text{ KN/m}^2$

2/L'acrotère:



$$S = (0,60 \times 0,10) + \left(0,1 + \frac{0,07}{2}\right) \times 0,10 = 0,0685 \text{ m}^2$$

❖ Poids propre:

1/ béton armé:

$$G_1 = 0,0685 \times 25 = 1,712 \text{ KN/ml}$$

2/ enduit de ciment (2 cm):

$$G_2 = 0,02 \times 20 \times (0,6 + 0,1 + 0,1 + 0,07 + 0,1 + 0,5) = 0,588 \text{ KN/ml}$$

$$G_1 + G_2 = 1,712 + 0,588 = 2.30 \text{ KN/mL}$$

1/Balcon Accessible:

❖ **Pré dimensionnement de la dalle (pratique de BAEL p 352):**

La portée du balcon est de 150 cm

Condition de flèche:

$$e \geq 150/20 = 7,50 \text{ cm}$$

Condition de sécurité: $e \geq 5 \text{ cm}$; On prend $e = 15 \text{ cm}$

Tableau 5. : Balcon accessible.

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine BA (15cm)	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre (2 cm)	0.02	10	0.2
				$\Sigma = 5.33 \text{ KN/m}^2$

Tableau 6. Balcon inaccessible.

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Protection en gravillon roulé	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.10	22	2.2
	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
4	Dalle pleine BA (15cm)	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre (2 cm)	0.02	10	0.2
				$\Sigma = 7.28 \text{ KN/m}^2$

1/Escalier

❖ Paillasse:

- Poids propre..... $25 \times 0,15 \times 1 / \cos \alpha = 5,06 \text{ KN/m}$
- Poids des marches $23 \times 0,17 / 2 = 1,95 \text{ KN/m}$
- Carrelage..... $23 \times 0,02 \times 1 = 0,46 \text{ KN/m}$
- Mortier de pose $21 \times 0,02 \times 1 = 0,42 \text{ KN/m}$
- Revêtement $21 \times 0,02 / \cos \alpha = 0,56 \text{ KN/m}$
- Garde corps métallique : $0,10 \text{ KN/m}$

$$\mathbf{G = 8,45 \text{ KN/m.}}$$

❖ Palier:

- Poids propre:
- $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/m}$
- Carrelage: $0,44 \text{ KN/m.}$
- Mortier de pose: $0,40 \text{ KN/m.}$
- Revêtement : $0,40 \text{ KN/m.}$

$$\mathbf{G = 4,99 \text{ KN/m.}}$$

2.3.2. Surcharges d'exploitations Q [DTR B.C.2.2]:

- Plancher terrasse (non accessible) 1 KN /m^2 .
- Plancher Etage courant $1,5 \text{ KN /m}^2$.
- Escalier courant $2,5 \text{ KN /m}^2$.
- Balcon accessible $3,5 \text{ KN /m}^2$.

2.3.3. Tableau récapitulatif des charge G et Q : [DTR B.C.2.2]

2.4.2. récapitulation de l'ensemble des descentes de charge:

1/ Poteau d'angle :

$$S = 2,22 \times 2,37$$

$$S = 5,26\text{m}^2$$

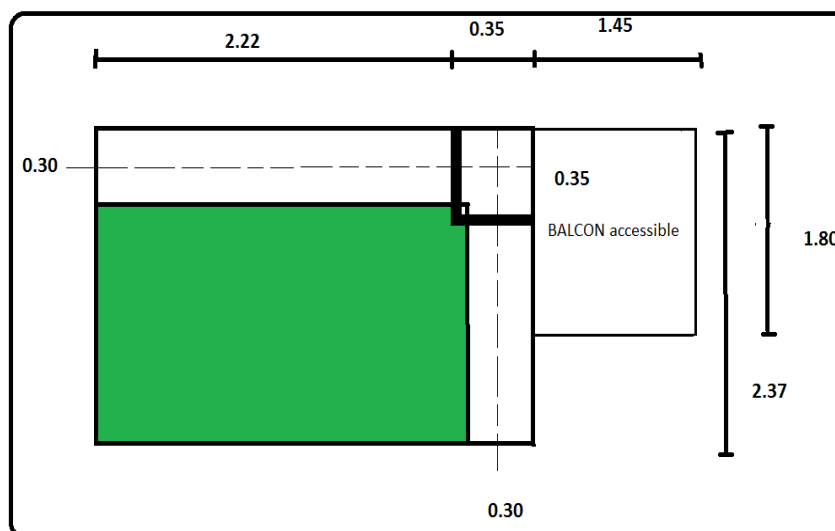


Fig01 : POTEAU D'ANGLE

Tableau 9. Charges permanentes cumulée- Poteau d'angle.

Niveau	Elément	Calcul de l'élément	G (KN)	Q (KN)
Plancher terrasse				
N 1-1	Acrotère	5,09	11,71	-
	Plancher terrasse	5,27	33,63	$2,42 \times 2,57 \times 1 = 6,219$
	Balcon D-P	$(1,45 \times 1,80) = 2,61$	42,26	-
	Poutre principale	$(0,30 \times 0,45) \times (2,37) = 0,230$	7,998	-
	Poutre secondaire	$(0,40 \times 0,30) \times (2,22) = 0,266$	6,664	-
		La somme	102,262	6,219
N 2-2	Venant N 1-1		102,262	6,219

	Poteaux	$(0,35 \times 0,35 \times 3,23) = 0,395$	9,875	
	Mur extérieur	$(2,22 \times 2,83) + (2,37 \times 2,78) = 12,871$	35,524	
		La somme	147,661	6,219
Plancher étage 1				
N 3-3	Venant N 2-2		147,661	6,219
	Plancher courant	5,26	28,035	7,89
	Balcon D-P	2,610	13,911	9,135
	Poutre principale	0,230	5,75	
	Poutre secondaire	0,266	6,65	
		La somme	202,007	23,224
N 4-4	Venant N 3-3		202,007	23,224
	Poteaux	0,395	9,875	
	Mur extérieur	12,871	35,524	
		La somme	247,406	23,224
Plancher étage 2				
5-5	Venant N 4-4		247,406	23,224
	Plancher courant	5,26	28,035	7,101
	Balcon D-P	2,610	13,911	9,135
	Poutre principale	0,230	5,75	
	Poutre secondaire	0,266	6,65	
		La somme	301,752	39,460
N 6-6	Venant N 5-5		301,752	39,460
	Poteaux	0,395	9,875	
	Mur extérieur	16,065	44,339	
		La somme	347,151	39,460

Plancher étage 3				
N 7-7	Venant N 6-6		347,151	39,460
	Plancher courant	5,26	28,035	6,312
	Balcon D-P	2,610	13,911	9,135
	Poutre principale	0,230	5,75	
	Poutre secondaire	0,266	6 ,65	
		La somme	401,497	54,907
N 8-8	Venant N 7-7		401,497	54,907
	Poteaux	0,395	9,875	
	Mur extérieur	16,065	44,339	
		La somme	446,896	54,907
Plancher étage 4				
N 9-9	Venant N 8-8		446,896	54,907
	Plancher courant	5,26	28,035	5,532
	Balcon D-P	2,610	13,911	9.135
	Poutre principale	0,230	5,75	
	Poutre secondaire	0,266	6 ,65	
		La somme	501,242	69,574
N 10-10	Venant N 9-9		501,242	69,574
	Poteaux	0,395	9,875	
	Mur extérieur	16,065	44,339	
		La somme	546,641	69,574
N 11-11	Venant N 10-10		546,641	69,574
	Plancher courant	5,26	28,035	4,734
	Balcon D-P	2,610	13,911	9.135

	Poutre principale	0,230	5,75	
	Poutre secondaire	0,266	6,65	
		La somme	600,987	83,443
N 12- 12	Venant N 11-11		600,987	83,443
	Poteaux	$(0,35 \times 0,35 \times 4,08) = 0,499$	12,495	
		La somme	613,462	83,443

2/ Poteau rive:

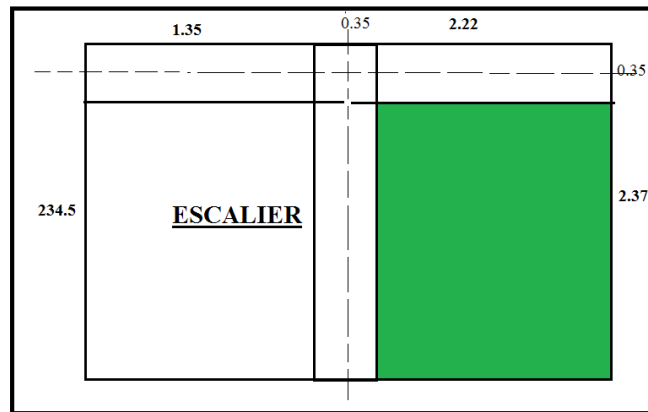


Fig02: / Poteau rive

$$S = (2,22 \times 2,37)$$

$$S = 5,26m^2$$

Tableau 9. : Descente des charges sur le poteau d'angle.

Niveau	Elément	Calcul de l'élément	G (KN)	Q (KN)
Plancher terrasse				
N 1-1	Acrotère	$(1,35+0,35+2,22)=3,92$	9,016	
	Plancher terrasse	$(2,37 \times 2,22)=5,261$	33,567	$(1,35 \times 2,57 \times 1) = 3,470$
	Poutre principale	$(0,30 \times 0,45) \times (2,72) = 0,367$	9,18	

	Poutre secondaire	$(0,30 \times 0,40) \times (1,35 + 2,22) = 0,481$	12,025	
		La somme	63,788	3,470
N 2-2	Venant N 1-1		63,788	3,470
	Poteaux	$(0,35 \times 0,35 \times 3,23) = 0,395$	9,875	
	Mur extérieur	$(1,35 \times 2,83) + (2,22 \times 2,78) = 9,992$	27,578	
		La somme	101,241	3,470
Plancher étage 1				
N 3-3	Venant N 2-2		101,241	3,470
	Plancher courant	5,261	28,041	7,900
	Escalier	$(1,35 \times 1,5) + (0,85 \times 1,35) = 3,178$	$(8,69 + 10,104) = 18,784$	7,950
	Poutre principale	0,367	9,18	
	Poutre secondaire	0,481	12,025	
		La somme	169,271	19,320
N 4-4	Venant N 3-3		169,271	19,320
	Poteaux	0,395	9,875	
	Mur extérieur	9,992	27,578	
		La somme	206,724	19,320
Plancher étage 2				
N 5-5	Venant N 4-4		206,724	19,320
	Plancher courant	5,261	28,041	7,110

	Escalier	3,178	18,784	7,950
	Poutre principale	0,367	9,18	
	Poutre secondaire	0,481	12,025	
		La somme	274,76	34,380
N 6-6	Venant N 5-5		274,76	34,380
	Poteaux	0,395	9,875	
	Mur extérieur	9,992	27,578	
		La somme	312,220	34,380
Plancher étage 3				
N 7-7	Venant N 6-6		312,220	34,380
	Plancher courant	5,261	28,041	6,320
	Escalier	3,178	18,784	7,950
	Poutre principale	0,367	9,18	
	Poutre secondaire	0,481	12,025	
		La somme	380,250	48,650
N 8-8	Venant N 7-7		380,250	48,650
	Poteaux	0,395	9,875	
	Mur extérieur	9,992	27,578	
		La somme	417,710	48,650
Plancher étage 4				
N 9-9	Venant N 8-8		417,710	48,650

	Plancher courant	5,261	28,041	5,530
	Escalier	3,178	18,784	7,950
	Poutre principale	0,367	9,18	
	Poutre secondaire	0,481	12,025	
		La somme	485,74	62,130
N 10-10	Venant N 9-9		485,740	62,130
	Poteaux	0,395	9,875	
	Mur extérieur	9,992	27,578	
		La somme	523,200	62,130
Plancher étage 5				
N 11-11	Venant N 10-10		523,200	62,130
	Plancher courant	5,261	28,041	4,740
	Escalier	3,178	18,784	7,950
	Poutre principale	0,367	9,18	
	Poutre secondaire	0,481	12,025	
		La somme	591,230	74,82
N 12-12	Venant N 11-11		591,230	74,82
	Poteaux	$(0,35 \times 0,35 \times 4,08) = 0,50$	12,50	
		La somme	603,730	74,82

3/Poteau Central :

$$S = [1,88 \times (1,58 + 2,10)] + (2,20 \times [1,58 + 2,10])$$

$$S = 15,014m^2$$

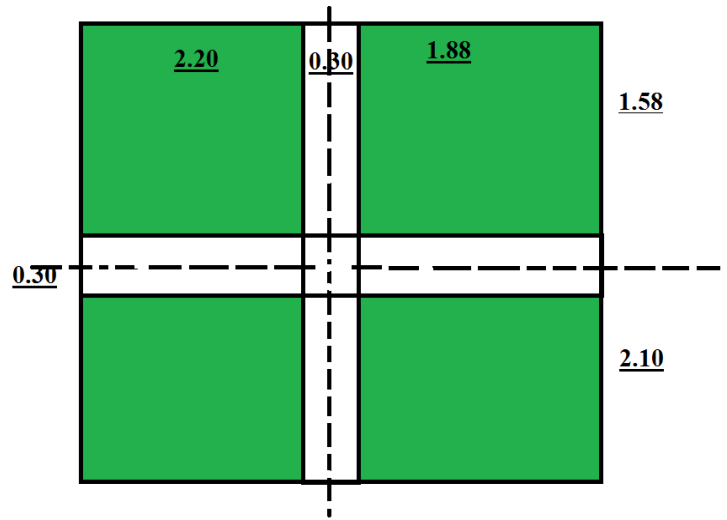


Fig 03: Poteau Central

Tableau 10. Descente des charges sur le Poteau central.

Niveau	Elément	Calcul de l'élément	G (KN)	Q (KN)
Plancher terrasse				
N 1-1	Plancher terrasse	$(2,20+1,88) \times (1,58+2,10) = 15,014$	95,79	$4,08 \times 3,68 \times 1 = 15,020$
	Poutre principale	$(0,30 \times 0,45) \times (2,45+1,58) = 0,55$	13,750	
	Poutre secondaire	$(0,30 \times 0,40) \times (2,18+2,2) = 0,525$	13,14	
		La somme	122,680	15,020
N 2-2	Venant N 1-1		122,680	15,020
	Poteaux	$(0,35 \times 0,35 \times 3,23) = 0,395$	9,875	
		La somme	132,56	15,020
Plancher étage 1				

N 3-3	Venant N 2-2		132,56	15,020
	Plancher courant	15,014	80,030	22,53
	Poutre principale	0,55	13,750	
	Poutre secondaire	0,525	13,50	
		La somme	239,840	37,55
N 4-4	Venant N 3-3		239,840	37,55
	Poteaux	0,395	9,875	
		La somme	249,720	37,55
Plancher étage 2				
5-5	Venant N 4-4		249,720	37,55
	Plancher courant	15,014	80,030	20,27
	Poutre principale	0,55	13,750	
	Poutre secondaire	0,525	13,50	
		La somme	357,00	57,820
N 6-6	Venant N 5-5		357,00	57,820
	Poteaux	0,395	9,875	
		La somme	366,880	57,820
Plancher étage 3				
N 7-7	Venant N 6-6		366,880	57,820
	Plancher courant	15,014	80,030	18,02
	Poutre principale	0,55	13,750	

	Poutre secondaire	0,525	13,50	
		La somme	474,160	75,840
N 8-8	Venant N 7-7		474,160	75,840
	Poteaux	0,395	9,875	
		La somme	484,040	75,840
Plancher étage 4				
N 9-9	Venant N 8-8		484,040	75,840
	Plancher courant	15,014	80,030	15,77
	Poutre principale	0,55	13,750	
	Poutre secondaire	0,525	13,50	
		La somme	591,320	91,610
N 10-10	Venant N 9-9		591,320	91,610
	Poteaux	0,395	9,875	
		La somme	601,200	91,610
N 11-11	Venant N 10-10		601,200	91,610
	Plancher courant	15,014	80,030	13,52
	Poutre principale	0,55	13,750	
	Poutre secondaire	0,525	13,50	
		La somme	708,480	105,130
N 12-12	Venant N 11-11		708,480	105,130
	Poteaux	$(0,35 \times 0,35 \times 4,08) = 0,4998$	12,495	

		La somme	720,980	105,130
--	--	----------	---------	---------

2.5. Vérification de la section des poteaux:

sur le poteau qui doit avoir une section selon le règlement (**BAEL 91 Modifié 99**) au plus égale à la valeur suivante:

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[\left(f_{bc}/0,90 \right) + 0,85 \left(A \cdot f_e / B_r \cdot \gamma_s \right) \right]} \dots\dots (*)$$

D'après les règles **BAEL 91** on prend $A/B_r = 1\% = 0,01$ avec $N_u = 1,35G + 1,5Q$

$$N_u = 1,35 \times 720,980 + 1,5 \times 105,130 \Rightarrow N_u = \mathbf{1131,018KN}$$

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\lambda / 35 \right)^2$$

On sait que : $\lambda = l_f / i \leq 35$ Avec :

$$i = \sqrt{I/B}$$

λ : l'élanement

$$\lambda = l_f / i = 0,7L_0 / \sqrt{I/B} = 0,7L_0 / \sqrt{a^4 / 12 / a^2}$$

$$\lambda = 0,7 \times 408 / \sqrt{35^4 / 12 / 35^2} \Rightarrow \lambda = \mathbf{28,268} < 50 ; \beta = 1 + 0,2 \left(28,268 / 35 \right)^2 \Rightarrow \beta = \mathbf{1,13}$$

$$f_{bc} = 0,85 f_{c28} / \theta \cdot \gamma_b = 0,85 \times 25 / 1 \times 1,50 \Rightarrow f_{bc} = \mathbf{14,166Mpa}$$

$$B_r \geq \frac{1,13 \times 1131018}{\left[\left(141,667 / 0,90 \right) + 0,85 \left(4000 / 100 \times 1,15 \right) \right]} \Rightarrow B_r \geq \mathbf{683,549cm^2}$$

Pour une section de poteau carré: $B_r \geq (a - 2)^2 cm^2 \Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 2$

$$a \geq \sqrt{683,549} + 2 \Rightarrow a \geq 26,144 + 2 = 28,144\text{cm}^2$$

Donc la section du poteau $(35 \times 35)\text{cm}^2$ adoptée au début du pré dimensionnement supporte l'ensemble des charges de la structure.

- Verification de poteaux

RPA 99 -version 2003

- ✓ Pour section $(35 \times 35)\text{cm}^2$

$0,3 \geq Nu / B \times f_{c28}$; $0,3 \geq 1131,018 / (0,35 \times 0,35 \times 25 \times 10^3) = 0,37$; $0,37 \geq 0,30$ Une condition non vérifiée.

- ✓ Pour section $(40 \times 40)\text{cm}^2$

$0,3 \geq Nu / B \times f_{c28}$; $0,3 \geq 1131,018 / (0,40 \times 0,40 \times 25 \times 10^3) = 0,28$; $0,30 \geq 0,28$

Une condition non vérifiée.

2.6. conclusion:

Le présent chapitre nous a permis d'effectuer un pré dimensionnement des différents éléments constituant notre structure, les résultats obtenus vont être vérifiés dans les chapitres suivants.

Chapitre 3:

Calcul des éléments secondaires

Chapitre 3: Calcul des éléments secondaires

3.1. Introduction:

Dans toute structure, on distingue deux types d'éléments:

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne participent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

3.2. L'acrotère:

$F = \max (F_p ; F_q)$ avec

$$F_p = 4 A C_p W_p \dots (\text{RPAversion 2003[A, 6, 2,3]})$$

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.

3.2.1. Calcul des sollicitations:

A: Coefficient d'accélération de zone: $A = 0,15$ (groupe 2 , zone IIa)

C_p : Facteur de force horizontale: $C_p = 0,8$

W_p : Poids de l'acrotère: $W_p = 2,30 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,30 \Rightarrow F_p = 1,104 \text{ KN/ml}$$

$F_q = 1 \text{ kN/ml}$: poussée de la main courante.

La surcharge d'exploitation : $Q = \max (F_p; F_q)$

$$Q = \max (1,00; 1,104) \text{ KN/ml} \Rightarrow Q = 1,104 \text{ KN/ml}$$

1/Moments et efforts normaux:

Tableau 1. Sollicitation d'acrotère.

Etat	Efforts normaux	Moments	TU(KN)	N(KN.m)	M(KN.m)
ELU	$N_u = 1,35 W_p$	$M_u = 1,5 Q \times h$	$T_u = 1,5 \times Q = 1,656$	3,105	0,994
ELS	$N_{ser} = W_p$	$M_{ser} = Q \times h$	$T_{ser} = Q = 1,104$	2,30	0,662

3.2.2. Ferrailages:

Calcul à l'ELU:

Calcul de l'excentricité:

$$N_u = 3,105 \text{KN}$$

$$M_u = 0,994 \text{KN.m} \Rightarrow e_0 = M_u / N_u = 0,994 / 3,105 = 0,32 \text{m} \Rightarrow e_0 = 0,32 \text{m}$$

$$e = h/2 - c = 10/2 - 2 = 3 \text{cm} \Rightarrow e_0 = 32 \text{cm} > e = 3 \text{cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée. (**BAEL page 175**):

$$M_1 = M_u + N_u(d - h/2)$$

$$M_1 = 0,994 + 3,105(0,08 - 0,1/2) \Rightarrow M_1 = 1,09 \text{KN.m}$$

- **Calcul des armatures (BAEL page 173):**

$$\mu = M_1 / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\mu = 1,09 \times 10^4 / 100 \times 8^2 \times 141,6 = 0,0120$$

$\mu < \mu_1 = 0,391 \dots$ (Armatures comprimées non nécessaires) (**BAEL/ Tableau/p 120**).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0120}) = 0,0125 \Rightarrow \alpha = 0,0150$$

$$Z = (1 - 0,4\alpha) \cdot d = (1 - 0,4 \times 0,0150) \times 8 \Rightarrow Z = 7,95 \text{cm}$$

$$A_s = M_u / z \cdot \sigma_s$$

$$A_s = 1,09 \times 10^4 / 7,95 \times 3480 \Rightarrow A_s = 0,39 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité: (art A-4-2):

$$A_{smin} = (0,23 \times d \times b \times f_{tj}) / f_e = (0,23 \times 8 \times 100 \times 21) / 4000 = 0,996 \text{cm}^2$$

$$A = \max(A_s; A_{smin}) \Rightarrow A = 0,996 \text{cm}^2$$

D'après le tableau des sections de ferrailage on opte pour : **3T8** de section **1,01cm²**

Armatures de répartitions: $A_r = A/4 \Rightarrow A_r = 0,62 \text{cm}^2$ On prend **T8**

Avec un espacement entre les armatures: **S_t = 33cm**

Calcul à l'ELS:

$$N_{ser} = 2,30 \text{KN}; M_{ser} = 0,662 \text{KN.m} \Rightarrow e_0 = M_{ser} / N_{ser} = 0,662 / 2,30 = 0,29 \text{m} \Rightarrow e_0 = 0,29 \text{m}$$

$$e_0 = h/2 - c = 10/2 - 2 = 3\text{cm} \Rightarrow e_0 = 29\text{cm} > e = 3\text{cm}$$

la section partiellement comprimé (S P C).

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment, est donné par la formule ci-dessous :

$$M_1 = M_{\text{ser}} + N_{\text{ser}}(d - h/2)$$

$$M_1 = 0,662 + 2,3 \left(0,08 - 0,1/2\right) \Rightarrow M_1 = 0,731\text{KN.m}$$

La contrainte du béton a L'ELS est : $\overline{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$.. **(BAEL page 85):**

La contrainte de l'acier a L'ELS est : $\overline{\sigma}_{\text{st}} = \min\left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right] \Rightarrow \overline{\sigma}_{\text{st}} = 266,66\text{Mpa}$
...**(BAEL page 87):**

La position de l'axe neutre : $a = \left(\frac{15 \cdot \overline{\sigma}_{\text{bc}}}{15 \cdot \overline{\sigma}_{\text{bc}} + \overline{\sigma}_{\text{st}}}\right) \times d = 0,457\text{m}$

Moment de service limite: **(BAEL page 143):**

$$\overline{M}_1 = 1/2 \cdot b \cdot \overline{\sigma}_{\text{bc}} \cdot \alpha \cdot (d - \alpha/3)$$

$$M_1 = 8,994 \times 0,001\text{MN.m}$$

$M_{\text{ser}} = 0,662 \times 0,001\text{MN.m} \Rightarrow M_{\text{ser}} < M_1$. La section est sans aciers comprimés.

$$A_s = M_{\text{ser}} / z \cdot \overline{\sigma}_{\text{st}} ; z = d \times (1 - \overline{\alpha}/3)$$

$$\Rightarrow A_s = 0,662 \times 10^{-3} / 7,96 \times 266,66 \Rightarrow A_s = 0,31\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{s\text{min}} = (0,23 \times d \times b \times f_{tj}) / f_e$$

$$A_{s\text{min}} = (0,23 \times 8 \times 100 \times 21) / 4000 = 0,966\text{cm}^2$$

$$A = \max(A_s; A_{s\text{min}}) \Rightarrow A = 0,996\text{cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant:(CBA A.5.1)

On doit vérifier que $\tau_u < \overline{\tau}_u$ tel que : $\overline{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 4\text{Mpa}) / (3,25 ; 4\text{MPa})$

$$\tau_u = \tau_{u\max} / b \cdot d$$

$$\tau_u = 1,656 \times 10^{-3} / 0,1 \times 0,08 = 0,207 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Une condition vérifiée}$$

3.2.3. schématisation du ferrailage:

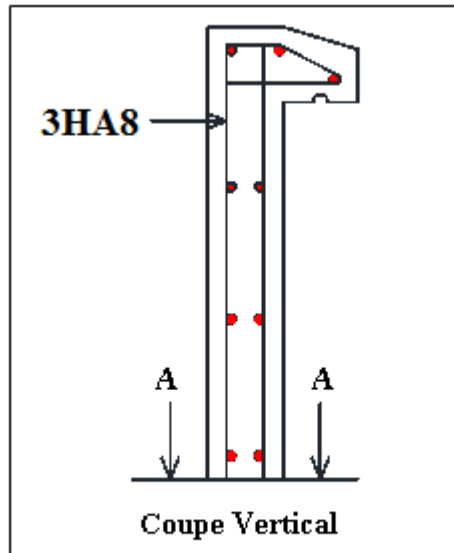


Fig. 1.: Schémas de ferrailage de l'acrotère.

3.3. les balcons:

3.3.1. : Évaluation des charges: Charge permanentes : pour une bande 1m

Poids propre : $G = 5,33 \times 1 = 5,33 \text{ KN/ml}$.

Murs extérieure $2,76 \times 3,08 = 8,50 \text{ KN/m}^2$

$P = 8,50 \times 1,00 = 8,50 \text{ KN}$

Charge d'exploitation $Q = 3,5 \times 1,00 = 3.5 \text{ KN/ml}$; $P = 8,50 \text{ KN}$

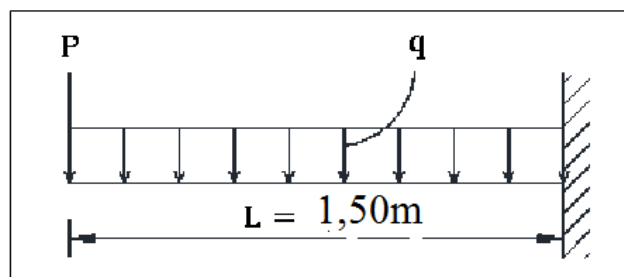


Fig 02 shéma du balcon

1/Calcul des moments:

Combinaison des charges:

À L'E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q$; $P_u = 1,35P$

À l'E.L.S : $q_s = G + Q \Rightarrow P_s = P$

Le moment ultime à l'encastrement M_u pour une bande de 1 m est de:

$$M_u = P_u \cdot L + \frac{q_u \cdot L^2}{2}$$

Le moment de service à l'encastrement M_s est de:

$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{2}$$

1/ Tableau de résultats:

Tableau 2. Sollicitation du balcon

P_u	P_s (KN)	q_u (KN)	q_s (KN)	M_u (KN.m)	M_s (KN.m)	V_u
11,47	8,50	12,44	8,83	31,2	9,93	13,99

3.3.2. Calcul du ferrailage (BAEL Page 119)

Calcul à l'E.L.U: $H = 15 \text{ cm}$

$$d = 0.9h = (15 \times 0.9) = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu = M_1 / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$= 31,2 \times 10^4 / 100 \times 13,5^2 \times 141,67 = 0,120$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.120)}) = 0,160$$

$$Z = (1 - 0,4\alpha) \cdot d = (1 - (0.4 \times 0,160)) \times 13.5 \Rightarrow Z = 12,63 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z \cdot \sigma_s = 31,2 \times 10^4 / 12,63 \times 3480 \Rightarrow A_s = 7,09 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{smin} = (0,23 \times d \times b \times f_{t28}) / f_e = (0,23 \times 13,5 \times 100 \times 21) / 4000 = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s; A_{smin}) \Rightarrow A = 7,09 \text{ cm}^2$$

La section d'acier adoptée est : $A_s = 5HA14 = 7,70 \text{ cm}^2$

Vérification à l'E.L.S (BAEL Page 99):

Etat limite de compression du béton:

1/Position de l'axe neutre (A'=0):

$$b \cdot y_1^2 + 30(A + A') \cdot y_1 - 30(d \cdot A + d' \cdot A') = 0 \Rightarrow y_1 = 4,01$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit: **(BAEL Page100):**

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow$$

$$I = 9781,97 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes:

-Contraintes maximale de compression de béton: $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.B.A 93 (Art A.4.5.2)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 =$$

$$3,66 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,66 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Contraintes maximales de traction des aciers : **C.B.A 93 (Art A.4.5.3.3).**

η : coeffde fissuration = 1,6 pour les barres HA.

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3}f_e = 266,67 \text{ Mpa} \\ 110\sqrt{\mu \cdot f_{tj}} = 255,05 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 255,05 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(BAEL p 131)}$$

$$\sigma_s = \left(15 \cdot \frac{M_{ser}}{I} \right) \cdot (d - y_1) = 129,81 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_s = 255,05 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Une condition vérifiée (BAEL p 133)}$$

$$\text{-Armature de répartition: } A_r = \frac{A_{réel}}{4} = \left(\frac{9,24}{4} \right) = 2,31 \text{ cm}^2$$

$$\text{La section adoptée est: } A_r = 3\text{HA } 10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

Espacement minimal:

Charge concentrée:

Fissuration préjudiciable;

$$h_0 = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} ; \varphi = 10 \text{ mm} > 6 \text{ mm}$$

$$S_t \leq \text{Min}\{2h_0 = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 18 \text{ cm}$$

Vérification au cisaillement:

Fissuration préjudiciable:

τ_u Doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes:

$$\begin{cases} 0,15f_{cj}/\gamma_b = 2,50\text{Mpa} \\ 4\text{Mpa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50\text{Mpa}$$

$$\tau_u = V_u/b.d$$

$V_u = q.L + p = 27,16\text{KN} \Rightarrow \tau_u = 0,201\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50\text{Mpa} \dots$ Une condition vérifiée

Vérification de la flèche:

$h/l \geq 1/16 \Rightarrow 0,15/1,4 = 0,107 > 0,0625 \dots \dots$ Une condition vérifiée.

$A/bd \leq 4,2/f_e \Rightarrow 9,24/100 \times 13,5 \leq 4,2/400 \Rightarrow 0,00686 < 0,0105 \dots$ Une condition vérifiée.

3.3.3.: Schéma de ferrailage:

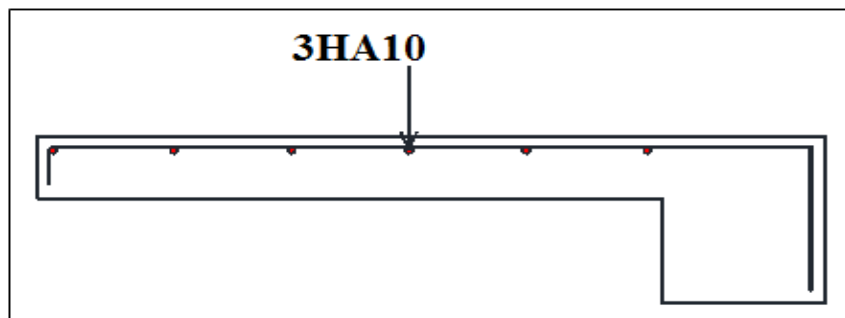


Fig. 3. Schéma de ferrailage.

3.4. : Les escaliers:

3.4.1 : Etude des escaliers:

3.4.1.1 : Calcul des escaliers:

- Palier d'arrivé : $G = 4,99\text{KN/ml}$; $Q = 2,5\text{KN/ml}$

- Palliase : $G = 8,45\text{KN/ml}$; $Q = 2,5\text{KN/ml}$

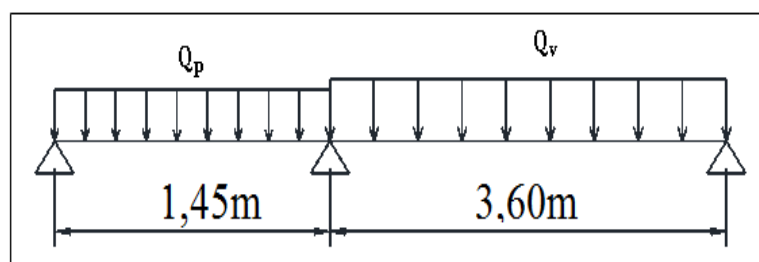


Fig 04 :shéma statique de l'escalier

Les charges équivalentes:

$$q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i} = \frac{\sum q_v \cdot L_v + q_p \cdot L_p}{L}$$

A L'E.L.U:

$$Q_{vu} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 8,45) + (1.5 \times 2.5) = 15,15 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{pu} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 4,99) + (1.5 \times 2.5) = 10,49 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{eq} = \frac{15,15 \times 3,60 + 10,49 \times 1,45}{5,05} = 13,81 \text{ KN/ml}$$

L'E.L.S:

$$Q_{vs} = G + Q = 8,45 + 2.5 = 10,95 \text{ KN/ml} ; Q_{ps} = G + Q = 4,99 + 2.5 = 7,49 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{eq} = \frac{10,95 \times 3,60 + 7,49 \times 1,45}{5,05} = 9,95 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments:

E.L.U:

$$\text{Moment isostatique: } M_0 = q_u \cdot L^2 / 8 = 13,81 \times 5,05^2 / 8 = 44,02 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée: } M_t = 0,85M_0 = 37,41 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui: } M_a = 0,30M_0 = 13,20 \text{ KN.m}$$

E.L.S:

$$\text{Moment isostatique: } M_0 = q_u \cdot L^2 / 8 = 9,95 \times 5,05^2 / 8 = 31,71 \text{ m}$$

$$\text{Moment en travée: } M_t = 0,85M_0 = 26,95 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui: } M_a = 0,30M_0 = 9,51 \text{ KN.m}$$

3.4.1.2. : Calcul des armatures:

Armatures longitudinales:

Le calcul des armatures se fait essentiellement à la flexion simple pour une bande de 1m.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3. Résultats du calcul du ferrailage des escaliers.

Section	b (cm)	d (cm)	Mu (KN,m)	μ	α	Z (cm)	As min (cm ²)	As (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Travée	100	13,5	44,02	0,170	0,234	12,24	1,63	10,33	7T14=10,78
Appuis	100	13,5	31,71	0,123	0,165	12,61	1,63	7,23	7T14=10,78

- Espacement maximal:

$$S_t \leq \text{Min}(3h = 30\text{cm} ; 33\text{cm}) = \text{Min}(3 \times 15 ; 33)\text{cm} \Rightarrow S_t = 33\text{cm}$$

En travée: $S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$ Une condition vérifiée

Sur appui: $S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$ Une condition vérifiée

- Armatures de répartition:

En travée
$$A_{\text{rep}} = A_{\text{ado}}/4$$

$A_{\text{rep}} = 2,69\text{cm}^2$; on adopte : **5T10 = 3,92cm²** ; $S_t = 20\text{cm}$

Sur appui: $A_{\text{rep}} = A_{\text{ado}}/4 = 2,69\text{cm}^2$; on adopte : **5T10 = 3,92cm²** ;

$S_t = 20\text{cm}$ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\text{smin}} = (0,23 \times d \times b \times f_{t28}) / f_e$$

$\Rightarrow A_{\text{smin}} = 1,63\text{cm}^2$

-En travée: $A_s = 10,78\text{cm}^2 \geq A_{\text{smin}}$ Une condition vérifiée.

-Sur appui: $A_s = 10,78\text{cm}^2 \geq A_{\text{smin}}$Une condition vérifiée.

• Vérification (à l'E.L.S):

-Vérification de l'effort tranchant:

Il faut que :
$$\tau_u = T_u / b \cdot d \leq \bar{\tau}_u = \text{min}\{0,258f_{c28} ; 5\text{Mpa}\} = 5\text{Mpa}$$

$$\tau_u = T_u / b \cdot d$$

Avec $T_u = qL/2 = 3487.02\text{daN}$

$$\tau_u = 3487,02 \text{ daN} / (100 \times 13,5) = 2,58 \text{ daN/cm}^2 = 0,258 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ Mpa} \text{.. CV}$$

Vérification a l'E.L.S:

-Etat limite de compression du béton:

On doit vérifier que : **(BAEL E.III.2)**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} / I \cdot y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

- En travée :

- Position de l'axe neutre (y):

$$b \cdot y^2 + 30(A + A') \cdot y - 30(A \cdot d + A' \cdot d') = 0 \Rightarrow y = 4,01 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2 ; A' = 0 \Rightarrow I = 9781,97 \text{ cm}^4$$

- Contraintes:

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot y_1 / I = 4,07 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Une condition vérifiée.}$$

- En Appuis:

- Position de l'axe neutre (y):

$$b \cdot y^2 + 30(A + A') \cdot y - 30(A \cdot d + A' \cdot d') = 0 \Rightarrow y = 5,18 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2 ; A' = 0 \Rightarrow I = 15826,32 \text{ cm}^4$$

- Contraintes:

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot y_1 / I = 3,25 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Une condition vérifiée.}$$

* Vérification de la flèche:

➤ Vérification de la flèche:(C.B.A 93 Art B.6.5.1)

$$h/l \geq 1/16 \Rightarrow 0,15/5,05 = 0,029 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{Une condition non vérifiée.}$$

$$h/l \geq M_t / 10M_0 \Rightarrow 0,029 < 0,085 \dots \dots \dots \text{Une condition non vérifiée.}$$

$$A/bd \leq 4,2/f_e \Rightarrow 10,78 / (100 \times 13,5) \leq 4,2/400 \Rightarrow 0,0079 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Une condition vérifiée.}$$

La condition (1) et (2) n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{Mpa} ; E_v = E_i/3 = 10721,40 \text{Mpa}$$

$$\rho = A_s / b_0 \times d$$

$$\rho = 10,78 / 100 \times 13,5 = 0,0079$$

$$\lambda_i = 0,05 \times f_{t28} / 5\rho$$

$$= 2,66 ; \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,064$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 \right]$$

$$\Rightarrow I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \left[10,78 \left(\frac{15}{2} - 1,5 \right)^2 \right] \Rightarrow I_0 = 33946,2 \text{cm}^4$$

Il faut que $\Delta f \leq \bar{f} = L/500 \Rightarrow \Delta f \leq \bar{f} = 5,05/500 = 0,0101 \text{m}$

Avec: $\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{gi} - f_{pi})$

➤ **Calcul du moment fléchissant à E.L.S:**

$$g = \frac{8,45 \times 3,6 + 4,99 \times 1,45}{5,05} = 7,46 \text{KN/ml}$$

$$j = \frac{7,28 \times 3,60 + 5,33 \times 1,45}{5,05} = 6,72 \text{KN/ml}$$

$$P = g + Q$$

$$p = 7,46 + 2,5 = 9,96 \text{KN/ml}$$

- **Calcul des sollicitations:**

$$M_p = \frac{pl^2}{8} = \frac{9,96 \times 5,05^2}{8} = 31,75 \text{KN/ml} \Rightarrow M_{tp} = 0,85 \times 31,75 = 26,98 \text{KN.m}$$

$$M_g = \frac{gl^2}{8} = \frac{7,46 \times 5,05^2}{8} = 23,78 \text{KN/ml} \Rightarrow M_{tg} = 0,85 \times 23,78 = 20,213 \text{KN.m}$$

$$M_j = \frac{jl^2}{8} = \frac{6,72 \times 5,05^2}{8} = 21,42 \text{KN/ml} \Rightarrow M_{tj} = 0,85 \times 21,42 = 18,20 \text{KN.m}$$

- Calcul des contraintes:

$$100y^2 + 30 \times 10,78y - 30(10,78 \times 13,50) = 0 \Rightarrow y = 5,18 \text{cm}$$

$$I = \frac{100 \times 4,01^3}{3} + 15 \times 5,65(13,50 - 4,01)^2 \Rightarrow I = 15826,32 \text{cm}^4$$

$$k' = \frac{M_{tp}}{I}$$

$$k' = \frac{269800}{15826,32} = 17,05; k'' = \frac{M_{tg}}{I} = \frac{202130}{15826,32} = 12,77; k''' = \frac{M_{tj}}{I} = \frac{182000}{15826,32} = 11,50$$

$$\sigma_{sp} = 15k'(d - Y) = 15 \times 17,05 \times (13,5 - 5,18); \sigma_{sg} = 15k''(d - Y); \sigma_{sj}$$

$$= 15k'''(d - Y)$$

$$\sigma_{sp} = 212,7 \text{Mpa}; \sigma_{sg} = 159,4 \text{Mpa}; \sigma_{sj} = 143,5 \text{Mpa}$$

$$\mu_{sp} = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0079 \times 212,7 + 2,1} = 0,59$$

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0079 \times 159,4 + 2,1} = 0,48$$

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0079 \times 143,5 + 2,1} = 0,44$$

- Calcul de l'inertie fissurée:(BAEL p 153)

$$I_{fp(i)} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}; I_{fi(g)} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}; I_{fv(g)} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}; I_{fi(j)} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}$$

$$I_{fp(i)} = 37342,38 \text{cm}^4; I_{fi(g)} = 37342,09 \text{cm}^4; I_{fv(g)} = 37341,33 \text{cm}^4; I_{fi(j)} = 17204,57 \text{cm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M_{tp}l^2}{10E_i I_{fp(i)}} = \frac{269800 \times 505^2}{10 \times 321641,9 \times 37342,38} = 0,57 \text{cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{tg}l^2}{10E_i I_{fg(i)}} = \frac{202100 \times 505^2}{10 \times 321641,9 \times 37342,09} = 0,42 \text{cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{tj}l^2}{10E_i I_{fi(j)}} = \frac{182000 \times 505^2}{10 \times 321641,9 \times 17204,57} = 0,83 \text{cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{tg}l^2}{10E_v I_{fv(g)}} = \frac{202130 \times 505^2}{10 \times 107214 \times 37341,33} = 1,28 \text{cm}$$

$$\Delta f = (1,28 - 0,83) + (0,42 - 0,57) = 0,30 \leq \bar{f} = 1,01 \text{cm}.. CV$$

3.4.1.3. Schématisation du ferrailage

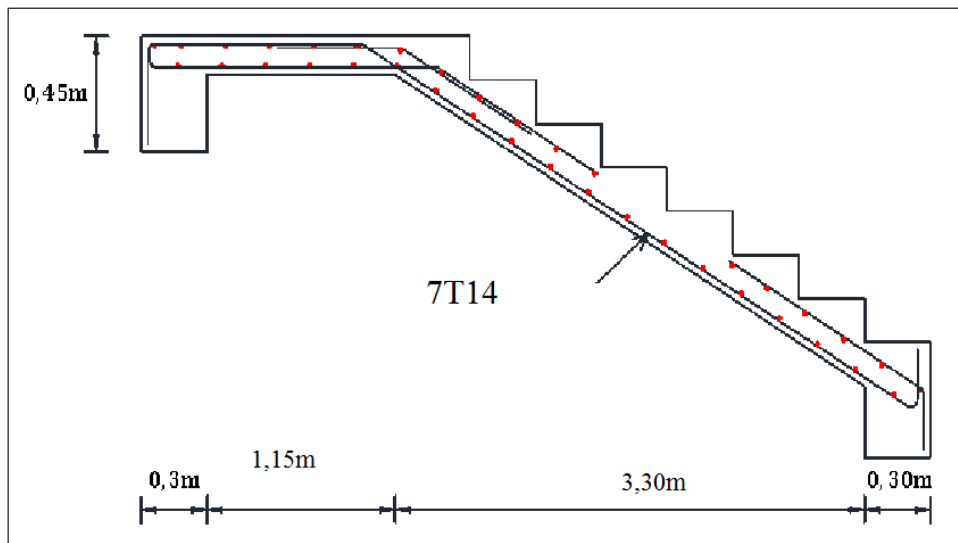


Fig 05 schéma de ferrailage de la première volée RDC

3.4.2. Etude de la poutre palière:

Pré-dimensionnement:

$$L = L_{P1} + L_{V2} + L_{P2}$$

$$L = 1,45 + \frac{3,60}{\cos 27,47} + 1,45 = 505\text{cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{505}{15} \leq h \leq \frac{505}{10} \Rightarrow 33,66 \leq h \leq 50,5$$

On adopte **h = 45cm**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \Rightarrow 18 \leq b \leq 31,5 \Rightarrow \mathbf{b = 30\text{cm}}$$

$b \geq 20\text{cm}$ C Vérifier.

$h \geq 30\text{cm}$ C.Vérifier.

$h/b \leq 4 \Rightarrow \frac{45}{30} = 1,5 \leq 4$...Une condition vérifiée.

1/ Evaluation des charges:

- Le poids propre de la poutre: $P_{pp} = 0,3 \times 0,45 \times 25 = \mathbf{3,37\text{KN/ml}}$

- Poids de mur extérieur: $P_{m-ex} = 2,76 \times h = 2,76 \times (4,08 - (1,81 + 0,45)) = \mathbf{5,02\text{KN/ml}}$

- Chargement transmis par la première et la troisième volée:

R_{P1} : réaction au point A de la première palier

R_{P2} : réaction au point A de la deuxième palier

P_{V2} : réaction due point a la deuxième volée

ELU:

$$R_{P1} = R_{P2} = \frac{13,81 \times 5,05}{2} = 34,84 \text{KN} ; P_{V2} = 15,15 \times 1,45 = 21,97 \text{KN/mL}$$

ELS:

$$R_{P1} = R_{P2} = \frac{9,95 \times 5,05}{2} = 25,12 \text{KN} ; P_{V2} = 10,49 \times 1,45 = 15,21 \text{KN/mL}$$

Charge Equivalente P'_{eq} sur la poutre (due aux palier et volée):

ELU:

$$P'_{eq} = \frac{2(34,84 \times 1,45) + (21,97 \times 3,60)}{3,30} = 54,58 \text{KN/ml}$$

ELS:

$$P'_{eq} = \frac{2(25,12 \times 1,45) + (15,21 \times 3,60)}{3,30} = 38,67 \text{KN/ml}$$

Charge Equivalente P_{eq} sur la poutre:

ELU:

$$P_{eq} = 1,35 \times (P_{pp} + P_{m-ext}) + P'_{eq} = 1,35 \times (3,37 + 5,02) + 54,58 = 65,90 \text{KN/ml}$$

ELS:

$$P_{eq} = (P_{pp} + P_{m-ext}) + P'_{eq} = (3,37 + 5,02) + 38,67 = 47,06 \text{KN/ml}$$

2- Calcul des sollicitations:

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

$$V = q \cdot L/2 ; M_0 = q \cdot L^2/8$$

D'après l'article **A.8.2. 32** de **BAEL 91 modifié 99** on admet un moment en travée égal à

$$M_{travée} = 0,85 \times M_0 \text{ et en Appui } M_{appui} = 0,30 \times M_0$$

Tableau 4. Calcule des sollicitations de la poutre palière.

Sollicitations	V(KN)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)
À l'É.L.U	51,50	42,48	36,10	12,74
À l'É.L.S	37,55	30,98	26,33	7,90

3/ Calcul de ferrailage:

- En travée:

Le moment max en travée :

$$M_{tu} = 36,10m ; M_{ts} = 26,33KN.m$$

$$d = 0.9h = 40.5cm$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{36,10 \times 10^4}{30 \times 40.5^2 \times 141,6} = 0,0518$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0518}) = 0,066 \Rightarrow \alpha = 0,066$$

$$Z = s(1 - 0,4\alpha).d$$

$$Z = (1 - 0.4 \times 0,066) \times 40.5 \Rightarrow Z = 39,43cm$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{36,10 \times 10^4}{39,43 \times 3480} \Rightarrow A_s = 2,63cm^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{smin} = \frac{(0,23 \times d \times b \times f_{t28})}{f_e}$$

$$A_{smin} = \frac{(0,23 \times 40,5 \times 30 \times 21)}{4000} = 1,47cm^2$$

$$A = \max(A_s; A_{smin}) \Rightarrow A = 2,63cm^2$$

La section d'acier adoptée est : $A_s = 3HA14 = 4.62\text{cm}^2$

- En appui:

Le moment max en Appui : $M_{au} = 12,74. \text{ m}$; $M_{as} = 7,90\text{KN. m}$

$\mu_{bu} = 0,018$; $\alpha = 0,022$; $Z_b = 40,14\text{cm}$; $A_s = 0,92\text{cm}^2$

Condition de non fragilité:

$$A_{smin} = (0,23 \times d \times b \times f_{t28}) / f_e$$

$$A_{smin} = (0,23 \times 40,5 \times 30 \times 21) / 4000 = 1,48\text{cm}^2$$

$$A = \max(A_s; A_{smin}) \Rightarrow A = 1,48\text{cm}^2$$

La section d'acier adoptée est : $A_s = 3HA14 = 4.62\text{cm}^2$

- Vérification de l'effort tranchant:

$\bar{\tau}_u = \min(0,133f_{c28} ; 5\text{Mpa}) = 3,33\text{Mpa}$ (fissuration est peu nuisible)

$$\tau_u = V_u / b. d$$

$$\tau_u = 5150 / 30 \times 40,5 = 0,415\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Une condition vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant:

$$A_l \geq \frac{1,15V_u}{f_e}$$

$$A_l = 4,62 + 4,62 = 9,24\text{cm}^2 \geq \frac{1,15 \times 5051}{4000} = 1,45\text{cm}^2$$

- Vérification à l'ELS:

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot y / I \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

- Position de l'axe neutre (y):

$$b \cdot y^2 + 30(A + A') \cdot y - 30(A \cdot d + A' \cdot d') = 0$$

- Moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2$$

Tableau 05 :Vérification à l'ELS.

	M_{ser}	I	y	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
Appuis	7,90	76440,86	10,52	1,09	15	C.V
Travées	26,33	76440,86	10,52	3,58	15	C.V

- Vérification de la flèche:

$$h/l \geq 1/16 \Rightarrow 45/330 = 0,136 > 0,0625 \dots\dots \text{Une condition vérifiée.}$$

$$h/l \geq M_t/10M_0 \Rightarrow 0,136 > 0,085 \dots\dots \text{Une condition vérifiée.}$$

$$4,2 \times b \cdot d / f_e > A_s$$

$$4,2 \times 30 \times 40,5 / 400 = 12,76 > A_s = 4,62 \dots\dots \text{Une condition vérifiée.}$$

La vérification a la flèche n'est pas nécessaire.

- Calcule de la poutre palier à la torsion:

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

$$\tau_T = T_u / 2 \cdot \Omega \cdot b_0 ; \Omega = (b - b_0) \times (h - b_0)$$

$$b_0 = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5) \times (45 - 5) = 1000\text{cm}^2$$

Le moment de torsion est : $T_u = M_{au} = 12,74\text{KN.m}$

$$\text{Donc: } \tau_T = 127400 / 2 \times 1000 \times 5 = 1,274\text{Mpa}$$

$$\text{On doit vérifier que } \tau \leq \tau_{lim} \text{ Avec } \tau = \sqrt{\tau_T^2 + \tau_u^2} = \sqrt{1,274^2 + 0,415^2} = 1,34\text{Mpa}$$

$$\tau = 1,34\text{Mpa} < \tau_{lim} = 3,33\text{Mpa} \dots\dots \text{Une condition vérifiée}$$

a.Détermination de l'armature de torsion:

- Armatures longitudinales:

$$A_t = U \times T_u / 2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s$$

U: périmètre de Q : $U = 2[(b - e) \times (h - e)] = 2[(30 - 5) \times (45 - 5)] = 130\text{cm}$

$$A_t = 130 \times 127400 / 2 \times 1000 \times 3480 = 2,38\text{cm}^2 \Rightarrow A_t = 2,38\text{cm}^2$$

Armatures transversales:

- En torsion: $A_t \cdot f_e / t \cdot \gamma_s = M_T / 2 \cdot \Omega$

$$A_t = M_T \cdot t \cdot \gamma_s / 2 f_e \cdot \Omega$$

T: C'est l'espacement entre les armatures transversales, soit l'espacement $t=15\text{cm}$

$$A_{\text{torsion}} = \frac{127400 \times 15 \times 1,15}{2 \times 4000 \times 1000} \Rightarrow A_{\text{torsion}} = 0,27\text{cm}^2$$

- A la flexion simple: soit l'espacement $t=15\text{cm}$

➤ $t = 20\text{cm} < \min(0,9d ; 40\text{cm}) = \min(36,45\text{cm} ; 40\text{cm}) = 36,45\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

$$A_{\text{flexion}} = 0,4 \times b \times t / f_e$$

➤ $0,4 \times 0,30 \times 0,15 / 400 = 0,45\text{cm}^2$

- Conclusion pour le ferrailage de la poutre brisée:

➤ Armatures transversales:

$$A_t = A_{\text{torsion}} + A_{\text{flexion}} = 0,45 + 0,27 = 0,72\text{cm}^2 \text{ pour espacement } t = 15\text{cm}$$

Donc on adopte **4T8** avec $A_s = 2,01\text{cm}^2$

➤ Armatures longitudinales:

Appui:

$$A_t = A_{\text{torsion}} + A_{\text{flexion}} = \frac{2,38}{2} + 1,49 = 2,68\text{cm}^2$$

Donc on prendre pour l'appui : **3T14** Avec : $A_s = 4,62\text{cm}^2$

En travée:

$$A_t = A_{\text{torsion}} + A_{\text{flexion}} = \frac{2,38}{2} + 2,63 = 3,82\text{cm}^2$$

Donc on prendre pour le travée : **3T14+3T14** Avec : $A_s = 9,24\text{cm}^2$

3.4.3. Dessin de ferrailage de la poutre palière:

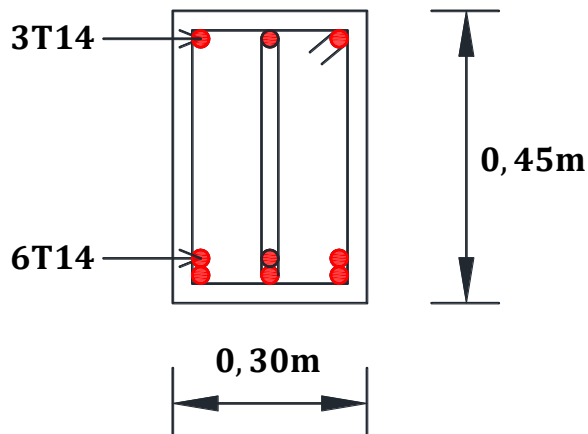


Figure06 :schéma de ferrailage de la poutre palière.

3.5. Conclusion:

Dans ce chapitre, nous avons traité du calcul des surfaces d'armature des éléments secondaire.

Les éléments secondaires ce sont des éléments mineurs mais importants du bâtiment, tels que relier les étages ou relier le bâtiment a l'atmosphère extérieure comme les balcons.

3.6. : Etudes des Planchers:

3.6.1. Introduction:

Les planchers sont des éléments horizontaux plans permettent la séparation entre deux niveaux successifs et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

3.6.2. Choix de la méthode de calcul:

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon la méthode Forfaitaire ou bien celle de Caquot.

3.6.2.1. Méthode forfaitaire:

La méthode forfaitaire est applicable au calcul des poutres, notamment aux nervures, des planchers à surcharges modérées à condition de vérifier ce qui suit :

- La fissuration est considérée comme peu -préjudiciable.
- L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position.
- La surcharge d'exploitation est modérée c'est-à-dire: $Q < \max \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$.
- Les éléments de poutre ont une section constante.

- Les rapports d'une portée sur les portées voisines sont compris entre **0,8** et **1,25**.

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaisante, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de CAQUOT).

Descente des charges sur les nervures:

• Nervure plancher terrasse:

Poids du plancher: $G = 6,38 \times 0,67 \Rightarrow G = 4,27 \text{KN/m}$.

$Q = 1,00 \times 0,67 \Rightarrow Q = 0,67 \text{KN/m}$.

$G_t = 4,27 \text{KN/m}$; $Q_t = 0,67 \text{KN/m}$.

• Nervure plancher étage courant:

Poids du plancher: $G = 5,33 \times 0,67 \Rightarrow G = 3,57 \text{KN/m}$.

$Q = 1,50 \times 0,67 \Rightarrow Q = 1,00 \text{KN/m}$.

$G_c = 3,57 \text{KN/m}$; $Q_c = 1,00 \text{KN/m}$.

Vérification des conditions :

$-Q \leq \text{Max} (2G ; 5 \text{KN/m}^2)$.

• Planche Terrasse: $G_t = 4,27 \text{KN/m}$; $Q_t = 0,67 \text{KN/m}$.

$0,67 \leq \text{Max} (8,54 ; 5 \text{KN/m}^2)$ Une condition vérifiée.

• Plancher étage courant: $G_c = 3,57 \text{KN/m}$; $Q_c = 1,00 \text{KN/m}$.

$1/1,00 \leq \text{Max} (7,14 ; 5 \text{KN/m}^2)$ Une condition vérifiée.

2/ les moments d'inerties sont les même dans tous les travées

3/ la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

$$0,8 \leq \left(\frac{4,40}{3,75} \right) = 1,17 \leq 1,25 \quad \text{.....une condition vérifiée.}$$

La condition vérifiée, la méthode forfaitaire applicable

3.6.2.2. Méthode de forfaitaire :

Elle est applicable si la méthode forfaitaire applicable.

1/Evaluation des moments :

1.1. Moment sur appuis (Mq) :

Pour une charge répartie :

$$M_q = \frac{q_w \cdot L'_w{}^3 + q_e \cdot L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)}$$

Pour une charge concentrée :

$$M_q = \frac{(k_w \times p_w \times L'_w{}^2) + (k_e \times p_e \times L'_e{}^2)}{L'_w + L'_e}$$

Tel que :

- L'_w et L'_e : longueurs fictives
- q_w ; q_e : chargement à gauche et à droite de 1 appui respectivement
- $L' = 0,8L$: travée intermédiaire
- $L' = L$: travée de rive

1.2. Moment en travée:

$$\begin{cases} X_0 = -V_w / q_{\text{réel}} \\ M_t = M_w - V_w \cdot X_0 - q_{\text{réel}} \cdot X_0^2 / 2 \end{cases}$$

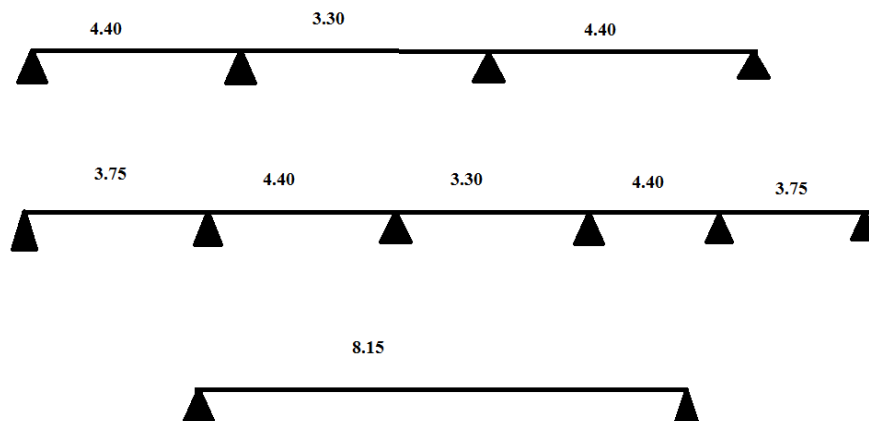
2/Evaluation des efforts tranchants:

$$\begin{cases} V_w = (M_w - M_e) / L - q_{\text{réel}} \cdot L / 2 \\ V_e = V_w + q_{\text{réel}} \cdot L \end{cases}$$

3.6.3. Etude des poutrelles: (BAEL page 50).

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

1. Les types appuis



- **le type applicet**

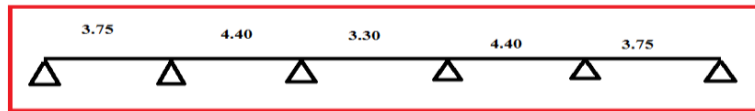


Figure III-8: schéma de poutrelle (5 travée).

1^{er} Cas : Etat limite ultime ELU:

Les résultats obtenue par cette méthode (M, V) sont exposer au tableau suivant:

Tableau 5. Calcule des efforts internes (M ; V) à l'ELU.

G [KN/m]	4,27		4,27		4,27		4,27		4,27	
Q [KN/m]	0,67		0,67		0,67		0,67		0,67	
L[m]	3,75		4,45		3,40		4,45		3,75	
L' [m]	3,75		4,45		3,40		4,45		3,75	
QuRéduit	4,85	6,77	4,85	6,77	4,85	6,77	4,85	6,77	4,85	6,77
Mq [KN.m]	0	10,66		8,27		8,27		10,66		0
Mw ; Me [KN.m]	0	-10,66	-10,66	-8,27	-8,27	-8,27	-8,27	-10,66	-10,66	0
Vw [KN]	-9,85		-15,60		-11,50		-14,52		-15,53	
Ve [KN]	15,53		14,52		11,50		15,60		9,85	
X0[m]	1,45		2,30		1,69		2,14		2,29	
Mt [KN.m]	7,16		7,31		1,49		7,30		7,15	

Avec :

$$G = 6.73 \times 0.65 = 4.37 \text{ KN/m.} \quad Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m.}$$

$$L = L' \text{ (travée de rive). } L' = 0,8.L \text{ (travée intermédiaire).}$$

-2^{ème} Cas : Etat limite de service ELS:

Les résultats obtenue par cette méthode (M, V) sont exposer au tableau suivant :

Tableau 6. Calcule des efforts internes (M ; V) à l'ELS.

G [KN/m]		4,27		4,27		4,27		4,27		4,27	
Q [KN/m]		0,67		0,67		0,67		0,67		0,67	
L[m]		3,75		4,45		3,40		4,45		3,75	
L' [m]		3,75		3,56		2,72		3,56		3,75	
Q _u Rurédruit	Q _u réel	3,52	4,94	3,52	4,94	3,52	4,94	3,52	4,94	3,52	4,94
M _q [KN.m]		0	7,78		6,03		6,03		7,78		0
M _w ; M _e [KN.m]		0	-7,78	-7,78	-6,03	-6,03	-6,03	-6,03	-7,78	-7,78	0
V _w [KN]		-7,78		-11,38		-8,39		-10,59		-11,34	
V _e [KN]		11,34		10,60		8,40		11,39		7,18	
X ₀ [m]		1,45		2,30		1,69		2,14		2,29	
M _t [KN.m]		5,22		5,33		1,09		5,32		5,63	

3.6.3.1. Ferrailage des poutrelles (ELU)

- Le moment max sur travée: $M_{tmax} = 7,31 \text{KN.m}$

-Le moment max sur appui : $M_{appmax} = 10,66 \text{KN.m}$

- L'effort tranchant max : $V_{umax} = 15,60 \text{KN}$

- Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 67 \text{cm} ; b_0 = 12 \text{cm} ; h = 21 \text{cm} ; h_0 = 5 \text{cm} ; d = 0,9h = 18,9 \text{cm}$$

- Sur appui :

$$\mu = \frac{M_{appmax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu = 10.66 \times 10^4 / 100 \times 18,9^2 \times 141,6 = 0,021$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,021}) = 0,026 \Rightarrow \alpha = 0,026$$

$$Z = (1 - 0,4\alpha) \cdot d$$

$$Z = (1 - 0,4 \times 0,026) \times 18,9 \Rightarrow Z = 18,70 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z \cdot \sigma_s$$

$$A_s = 10.66 \times 10^4 / 18,70 \times 3480 \Rightarrow A_s = 1,63 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :(BAEL91 art A-4-2)

$$A_{smin} = (0,23 \times d \times b \times f_{t28}) / f_e$$

$$= (0,23 \times 67 \times 18,9 \times 21) / 4000 = 1,53 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s; A_{smin}) \Rightarrow A = 1,63 \text{ cm}^2$$

La section d'acier adoptée est : **A = 2HA12** $\Rightarrow A_{réel} = 2,26 \text{ cm}^2$

3.6.3.3. : Calcule des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min \left(h/35 ; b_0/10 ; \phi_l \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left(21/35 ; 12/10 ; 1,0 \right)$$

ϕ_t : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(0,6 ; 1,2 ; 1,0) \text{ cm}$$

soit : $\phi_t = 0,6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$

Choix : **2Ø6** $\Rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

* Espacement: D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min(h/4; 30\text{cm}; 12\phi) \Rightarrow S_t \leq \min(21/4; 30\text{cm}; 12 \times 1,0)$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min(5,25; 30; 12)\text{cm} \Rightarrow \mathbf{S_t = 6cm}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est : $L = 2h$

Zone courante : $S_t \leq h/2 = 21/2 = 10,5\text{cm}$

3.6.3.4. : Ferrailage en travée:

$$\mu = \frac{M_{\text{appmax}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$= \frac{7,31 \times 10^4}{100 \times 18,9^2 \times 141,6} = 0,014$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,014}) = 0,017 \Rightarrow \alpha = 0,017$$

$$Z = (1 - 0,4\alpha) \cdot d$$

$$Z = (1 - 0,4 \times 0,017) \times 18,9 \Rightarrow Z = 18,77\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{7,31 \times 10^4}{18,77 \times 3480} \Rightarrow \mathbf{A_s = 1,19\text{cm}^2}$$

-Condition de non fragilité :(BAEL91 art A-4-2)

$$A_{s\text{min}} = \frac{(0,23 \times d \times b \times f_{t28})}{f_e}$$

$$A_{s\text{min}} = \frac{(0,23 \times 67 \times 18,9 \times 21)}{4000} = 1,53\text{cm}^2$$

$$A = \max(A_s; A_{s\text{min}}) \Rightarrow \mathbf{A = 1,53\text{cm}^2}$$

La section d'acier adoptée est : $\mathbf{A = 3HA12} \Rightarrow \mathbf{A_{\text{réel}} = 3,39\text{cm}^2}$

3.6.3.5. : Calcule des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{21}{35}; \frac{12}{10}; 0,8\right)$$

ϕ_t : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(0,6; 1,2; 0,8)\text{cm}$$

soit : $\phi_t = 0,6\text{cm} = 6\text{mm}$

Choix : **2 ϕ 8** $\Rightarrow A_t = 1,00\text{cm}^2$

*Espacement: $S_t \leq \min(0,9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(18,9; 40)\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$

3.6.4. : Les vérifications:

3.6.4.1. : Vérification à ELS selon BAEL 91 en appui:

Plancher terrasse:

- Sur appui:

La fissuration considérée comme peu préjudiciable

Position de l'axe neutre ($A' = 0$) : $b \cdot y_1^2 + 30y_1(A + A') - 30(A \cdot d + A' \cdot d') = 0$

$$\Rightarrow 67y_1^2 + 67,8y_1 - 1281,42 = 0 \Rightarrow y_1 = 3,90\text{cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre:

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2]$$

$$\Rightarrow I = \frac{67 \times 3,9^3}{3} + 15[2,26(18,9 - 3,9)^2]$$

$$\Rightarrow I = 8952,29\text{cm}^4$$

Contraint maximal de compression de béton:

$M_{\text{ser}} = 7,78\text{KN.m}$; $\overline{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{M_{\text{ser}} \cdot y_1}{I}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{77800 \times 3,9}{8952,29} \Rightarrow \sigma_{\text{bc}} = 3,38\text{Mpa}$$

$\Rightarrow \sigma_{\text{bc}} = 3,38\text{Mpa} < 15\text{Mpa}$ Une condition vérifiée

Contraint maximal de traction dans les aciers

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$\overline{\sigma}_{bc}$ = pas de limite [la fissuration est peu préjudiciable].

- **En travée :**

$$b \cdot y_1^2 + 30y_1(A + A') - 30(A \cdot d + A' \cdot d') = 0$$

$$\Rightarrow 67y_1^2 + 101,7y_1 - 1922,13 = 0 \Rightarrow y_1 = \mathbf{4,65cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2]$$

$$I = \frac{67 \times 4,65^3}{3} + 15[3,39(18,9 - 4,65)^2] \Rightarrow I = \mathbf{12571,22cm^4}$$

Contraint maximal de compression de béton:

$$M_{ser} = 5,63KN.m ; \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15Mpa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y_1}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{56300 \times 4,65}{12571,22} \Rightarrow \sigma_{bc} = \mathbf{2,08Mpa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2,08Mpa < 15Mpa$ Une condition vérifiée

Contraint maximal de traction dans les aciers: $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

$\overline{\sigma}_c$ = pas de limite [la fissuration est peu préjudiciable].

3.6.4.2. : Justification vis-à-vis du cisaillement (ELU):

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

La contrainte τ_u doit être en plus égale à la plus par des deux valeurs $(0,2 \times f_{c28}/\gamma_b ; 5Mpa)$.

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{1509}{12 \times 18,9} = 0,66Mpa \leq \overline{\tau}_u = 3,33Mpa \dots\dots \text{Une condition vérifiée.}$$

3.6.5. vérification de flèche:

$h/l \geq 1/16 \Rightarrow 0,21/4,45 = 0,047 < 0,0625$ Une condition **non** vérifiée.

$A/bd \geq 4,2/f_e \Rightarrow 3,39/12 \times 18,9 \leq 4,2/400 \Rightarrow 0,015 \geq 0,0105$ C. vérifiée.

$L = 4,45m < 8m$ Condition vérifiée.

- la 1^{ère} condition n'est pas vérifiées, donc il faut vérifie la flèche. (CBA 93 : ANNEXE -D)

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Il faut que $\Delta f \leq \bar{f} = L/500 \Rightarrow \Delta f \leq \bar{f} = 445/500 = 0,89cm$ (pratique du BAEL91)

*** Évaluation des charges:**

- Calcul du moment fléchissant a E.L.S:

$$q_{ser} = g + q = 4,27 + 0,67 = \frac{4,94KN}{ml} ; G = g = \frac{4,27KN}{ml} ; J = 2,85 \times 0,67 = 1,91KN/ml$$

- Calcul des moments:

$$M_p = \frac{pl^2}{8} = \frac{4,94 \times 4,45^2}{8} = 12,22KN/ml \Rightarrow M_{tp} = 0,85 \times 12,22 = 10,39KN.m$$

$$M_g = \frac{gl^2}{8} = \frac{4,27 \times 4,45^2}{8} = 10,03KN/ml \Rightarrow M_{tg} = 0,85 \times 10,03 = 8,53KN.m$$

$$M_j = \frac{jl^2}{8} = \frac{1,91 \times 4,45^2}{8} = \frac{2,58KN}{ml} \Rightarrow M_{tj} = 0,85 \times 2,58 = 2,20KN.m$$

- Calcul des Contraintes:

$$\sigma_s(p) = 15 \frac{M_{tp}(d-y)}{I} ; \sigma_s(g) = 15 \frac{M_{tg}(d-y)}{I} ; \sigma_s(j) = 15 \frac{M_{tj}(d-y)}{I}$$

$$\sigma_s(p) = 15 \times \frac{103900 \times (18,9 - 4,45)}{12571,22} = 119,43Mpa$$

$$\sigma_s(g) = 15 \times \frac{85300 \times (18,9 - 4,45)}{12571,22} = 98,05Mpa$$

$$\sigma_s(j) = 15 \times \frac{22000 \times (18,9 - 4,45)}{12571,22} = 25,29Mpa$$

Calcul de λ_i et λ_v :

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{3,39}{12 \times 18,9} = 0,015$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{0,015 \left(2 + 3 \times \frac{12}{67}\right)} = 2,84 ; \lambda_v = \frac{2}{5} \cdot \lambda_i = 1,14$$

$$\mu_{sp} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 119,43 + 2,1} = 0,40$$

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 98,05 + 2,1} = 0,50$$

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 25,29 + 2,1} = 1,02$$

-L'inertie de la section totale homogène:

- Calcul C.D.G:

$$V_i = \frac{\sum \Omega_i \times Z_i}{\sum \Omega_i}$$

$$V_1 = \frac{(67 \times 5) \times 18,9 + (12 \times 16) \times 8}{(67 \times 5) + (12 \times 16)} \Rightarrow V_1 = 14,93 \text{ cm}$$

$$V_2 = h_t - V_1 = 21 - 14,93 = 6,07 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = 6,07 \text{ cm}$$

- Calcul le Moment d'inertie:

$$I_{0/G} = \frac{bV_1^3}{3} + \frac{bV_2^3}{3} + 15A(d - V_1)^2$$

$$\frac{67 \times 14,93^3}{3} + \frac{67 \times 6,07^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (18,9 - 14,93)^2 \Rightarrow I_{0/G} = 5795,14 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp(i)} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{fi(g)} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fv(g)} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} ; I_{fi(j)} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}$$

$$I_{fp(i)} = 2984,39 \text{ cm}^4 ; I_{fi(g)} = 2634,15 \text{ cm}^4 ; I_{fv(g)} = 4060,28 \text{ cm}^4 ; I_{fi(j)} = 1635,87 \text{ cm}^4$$

- Calcul des modules de déformation:

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ Mpa} ; E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{tp} l^2}{10 E_i I_{fp(i)}} = \frac{103900 \times 445^2}{10 \times 321641,9 \times 2984,39} = 0,220 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{tg} l^2}{10 E_i I_{fg(i)}} = \frac{85300 \times 465^2}{10 \times 321641,9 \times 2634,15} = 0,199 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{tj} l^2}{10 E_i I_{fi(j)}} = \frac{22000 \times 445^2}{10 \times 321641,9 \times 1635,87} = 0,082 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{tg} l^2}{10 E_v I_{fv(g)}} = \frac{85300 \times 445^2}{10 \times 108188,7 \times 4060,28} = 0,384 \text{ cm}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta f = (0,384 - 0,082) + (0,220 - 0,199) \Rightarrow \Delta f = 0,323 \text{ cm}$$

$$f = 0,5 + \left(\frac{L}{1000}\right) = 0,945 \text{ cm} > \Delta f = 0,323 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

3.6.6. : Schéma de ferrailage

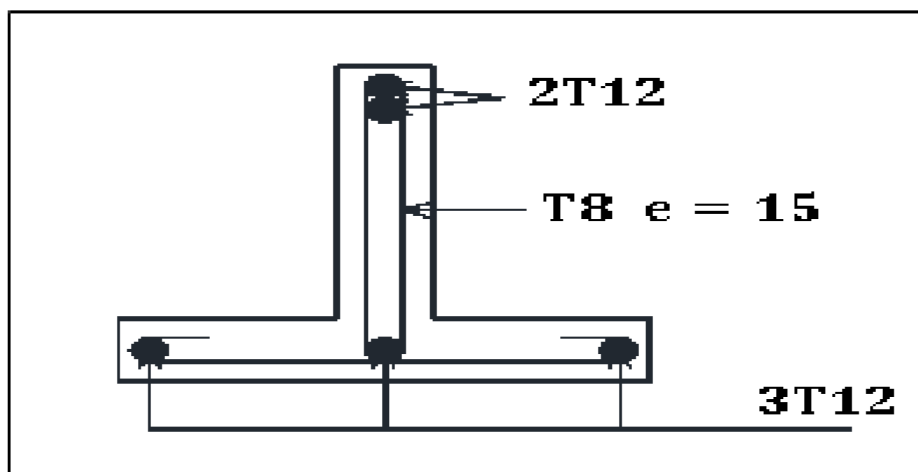


Fig 10 schéma ferrailage de nervure sue appuis

3.6.7. : Ferrailage de la dalle de compression:

Le ferrailage de la dalle de compression sera ferrillé les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage est en treille soudée (B.6.8.4)

-Les conditions suivantes doivent être respectées :

-Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures. (A en cm² pour mètre de nervures).

Avec : L₁ : distance entre l'axe des poutrelles (L₁=67cm).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R). $A_2 = A_1/2$

$F_e = 520$ Mpa quadrillage de T.S. 520.

$$A_2 = 4 \times \frac{67}{520} = \frac{0,52 \text{cm}^2}{\text{ml}} \Rightarrow \mathbf{5T6} \Rightarrow A_1 = \mathbf{1,41 \text{cm}^2} \Rightarrow S_t = \frac{\mathbf{100}}{5} = \mathbf{20 \text{cm}}$$

$$A_2 = A_1/2 = 0,71 \text{cm}^2 \text{ Soit } \mathbf{5T6} \Rightarrow A_2 = \mathbf{1,41 \text{cm}^2} \text{ et } S_t = \mathbf{20 \text{cm}} .$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis Soudé dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

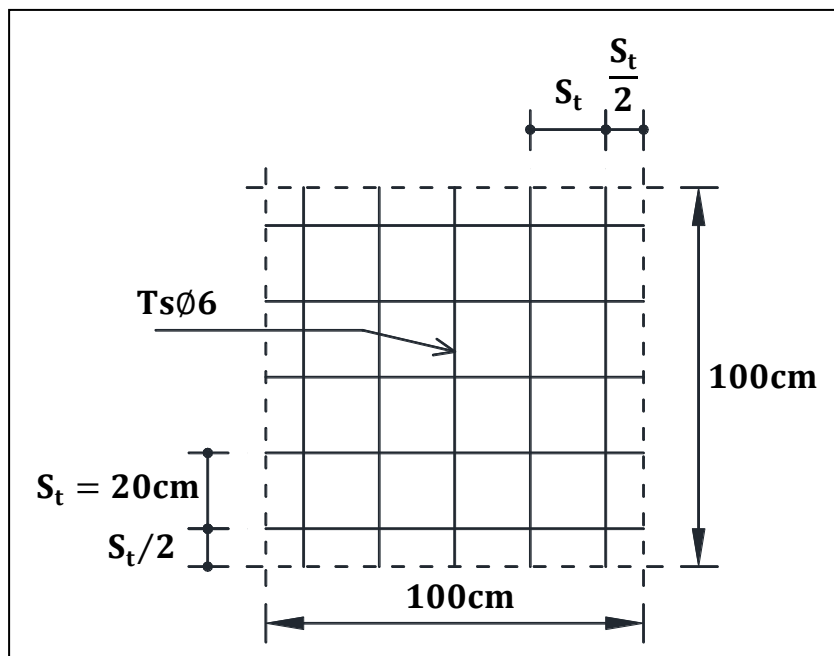


Figure011. Ferrailage en treillis soudé de la dalle de compression.

3.6.8. : Conclusion:

Les planchers sont des éléments préparé pour recevoir les charges qui a leur tour sont répartie sur les poutres, poteaux jusqu'à ce qu'elles atteignent le sol.

-Selon l'utilisation les charges est différent et les méthodes d'étude de ces éléments

Chapitre 4:

Etude dynamique

Chapitre 4 : Etude dynamique

4.1. Introduction:

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Le calcul des forces sismiques peut être mené selon :

1/ la méthode statique équivalente.

2/ la méthode d'analyse modale spectrale.

4.2. Méthode statique équivalente:

4.2.1. Condition d'application de la méthode statique équivalente:

Le bâtiment doit satisfaire aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et 30m en zone III. (RPA99/Version 2003)

Dans notre cas : $H = 20,23 \text{ m} < 65\text{m}$ (H : hauteur du bâtiment).

4.2.2. Calcul de la force sismique totale:

$$V = \left(A \cdot D \cdot \frac{Q}{R} \right) \cdot W$$

- Coefficient d'accélération de zone A : $A = 0,15$ (Groupe d'usage: 2 , Zone: IIa)

Pourcentage d'amortissement critique $\xi = 7$.

❖ Estimation de la période fondamentale de la structure :

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

$$T = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{D}} \quad \text{Avec} \quad h_n = 20,23\text{m}$$

Pour les portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie:

$C_T = 0,05$ (RPA99 V2003-Tableau 4.6).

$$\Rightarrow T = 0,05 \times (20,23)^{3/4} \Rightarrow T = 0,47s$$

Suivant x-x : $L_x = 9,60m$; $T_x = 0,09 \cdot \frac{h_n}{\sqrt{D}} = 0,09 \times \left(\frac{20,23}{\sqrt{9,60}} \right) = 0,58s$

Suivant y-y : $L_y = 21,70m$; $T_y = 0,09 \cdot \frac{h_n}{\sqrt{D}} = 0,09 \times \left(\frac{20,23}{\sqrt{21,70}} \right) = 0,39s$

$$T = \min \left(C_T \cdot h_n^{3/4} ; 0,09 \cdot \frac{h_n}{\sqrt{D}} \right)$$

$$T_x = \min(0,47 ; 0,58) s \Rightarrow T_x = 0,47$$

$$T_y = \min(0,47 ; 0,39) s \Rightarrow T_y = 0,39$$

Période caractéristique associée à la catégorie de cite pour un sol meuble (S₂):

$$T_1 = 0,15s ; T_2 = 0,40s \dots\dots\dots(\text{RPA99 V2003-Tableau 4.7}).$$

Tableau 01 : calculs du facteur de qualité Q.

Critère q »	Pénalités	
	Sens XX	Sens YY
1. Conditions minimales sur les files contreventements	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

sement donné par la formule :

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

$$\eta = \sqrt{7/(2+7)} \geq 0,7 \Rightarrow \sqrt{7/(2+7)} = 0,882$$

$$T_x = 0,47s ; T_2 \leq T_x \leq 3,0s \text{ alors } 0,40 \leq 0,47 \leq 3,0s \Rightarrow D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\Rightarrow D_x = 2,5 \times 0,882 \times \left(\frac{0,40}{0,47} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,98 \Rightarrow D_x = 1,98$$

$$T_y = 0,39s ; 0 \leq T_y \leq T_2 \text{ alors } 0 \leq 0,39 \leq 0,40s \Rightarrow D_y = 2,5\eta$$

Donc: $D_y = 2,5 \times 0,882 \Rightarrow D_y = 2,205$

• **Facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule: $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Selon le tableau 4.4 des RPA 99/V er. 2003 : $Q_x = 1,3$; $Q_y = 1,3$

$R = 5$(RPA99 V2003-Tableau 4.3).

• **Poids totale de la structure:** $W = \sum_{i=1}^n W_i$; $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Donc le poids total de la structure par l'ogiciel ROBOT 2016: $W = 14920,44KN$

La force statique totale à la base de la structure pour la zone IIa est :

$$V_x = \left(A \cdot D_x \cdot Q_x / R \right) \cdot W = \left(0,15 \times 1,98 \times 1,3 / 5 \right) \times 14920,44 = 1152,15KN$$

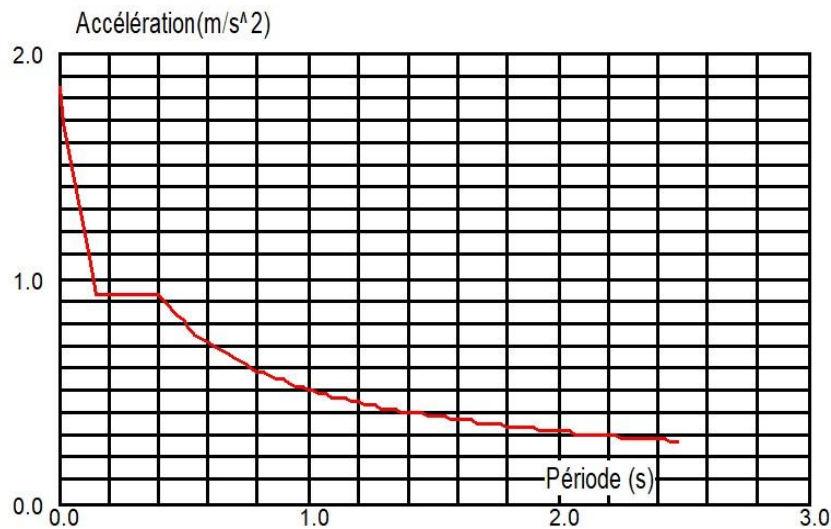
$V_x = 1152,15KN$

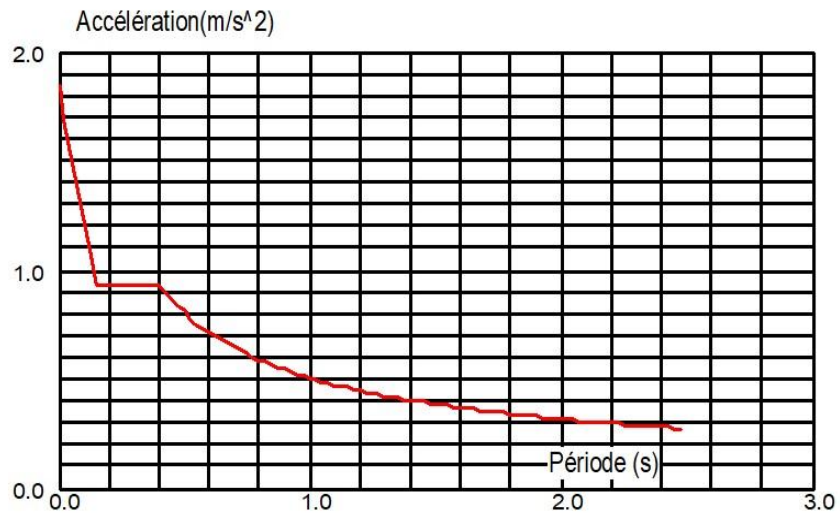
$$V_y = \left(A \cdot D_y \cdot Q_y / R \right) \cdot W = \left(0,15 \times 2,205 \times 1,3 / 5 \right) \times 14920,44 = 1283,08KN$$

$V_y = 1283,08KN$

4.3. Spectre de réponse de calcul :

Pour la méthode dynamique modale spectrale, l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:





Figur2. spectre de réponse dans le sens y-y.

4.3. Spectre de réponse de calcul :

Pour la méthode dynamique modale spectrale, l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

Disposition des voiles:

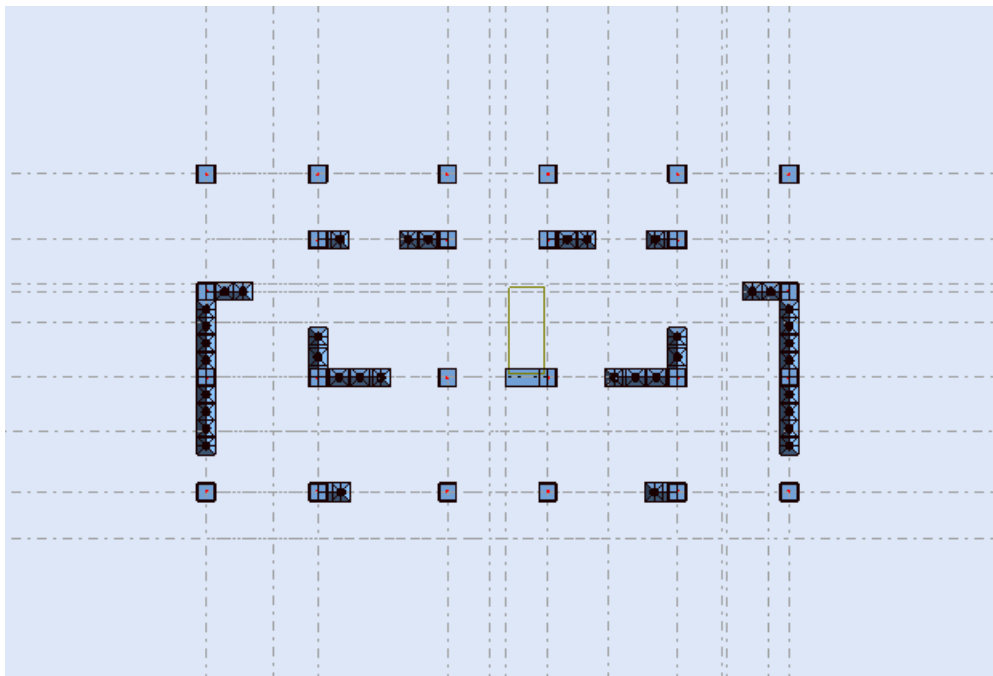


Figure03. position des voiles.

4.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ROBOT 2016

4.4.1. périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Le tableau ci-dessous donne la participation massique pour chaque mode:

Tableau 02. période et participation des masses donnée par ROBOT 2016

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,58	71,51	0,01	71,51	0,01
2	0,45	71,52	71,83	0,01	71,82
3	0,30	73,71	71,83	2,20	0,00
4	0,29	74,09	71,84	0,37	0,00
5	0,23	74,18	82,62	0,09	10,78
6	0,21	80,62	82,70	6,44	0,09
7	0,16	80,62	83,21	0,00	0,50
8	0,15	80,65	83,21	0,02	0,00
9	0,15	81,16	83,21	0,51	0,00
10	0,15	81,16	87,79	0,00	4,59
11	0,13	89,27	87,79	8,11	0,00
12	0,12	89,29	87,81	0,01	0,02
13	0,12	89,29	87,81	0,00	0,00
14	0,11	90,67	87,81	1,38	0,00
15	0,11	90,91	87,81	0,25	0,00
16	0,11	90,91	87,81	0,00	0,00
17	0,10	90,96	88,17	0,05	0,36
18	0,10	91,32	88,17	0,36	0,00
19	0,10	91,32	89,61	0,00	1,44
20	0,09	91,32	90,05	0,00	0,44

Le taux de la participation massique tel qu'il est exigé dans les RPA99/Version 2003 a dépassé 90% en mode 5 suivant le sens x-x et en mode 4 suivant le sens y-y.

La période obtenue par le logiciel ROBOT dans le premier mode doit être inférieure ou égale la période fondamentale minimale calculée à partir les formules empiriques tel que préconise les RPA99 et majorée de 30%.

$$T_x(\text{RPA}) = 0,47s ; T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3T_{\text{empirique}}$$

$$\Rightarrow 0,47s < T_{\text{ROBOT}} = 0,58s > 1,30 \times 0,47 = 0,61$$

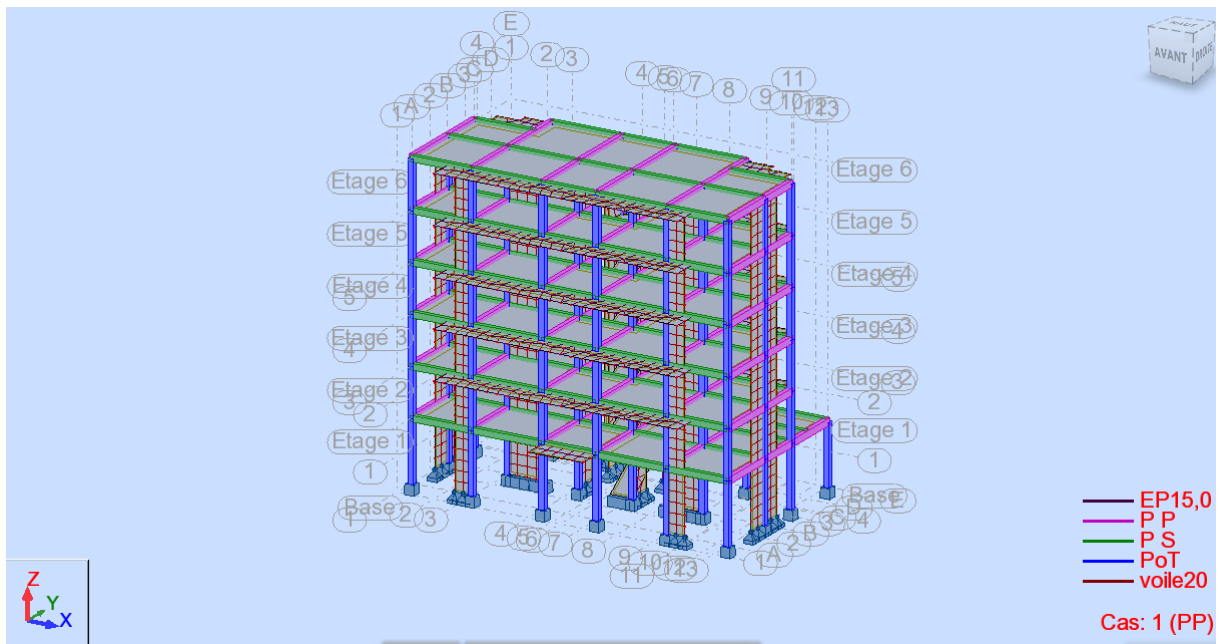


Figure04 : 3D de la structures.

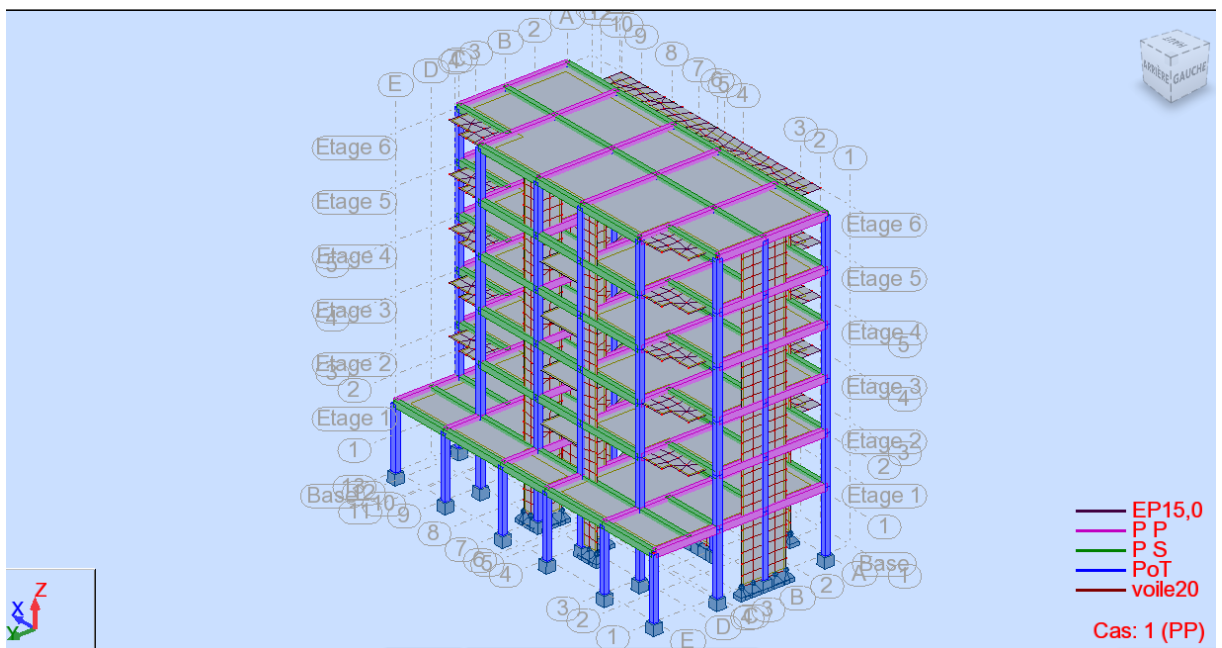


Figure 05 : 3D de la structures.

4.4.2. Comportement dynamique de la structure :

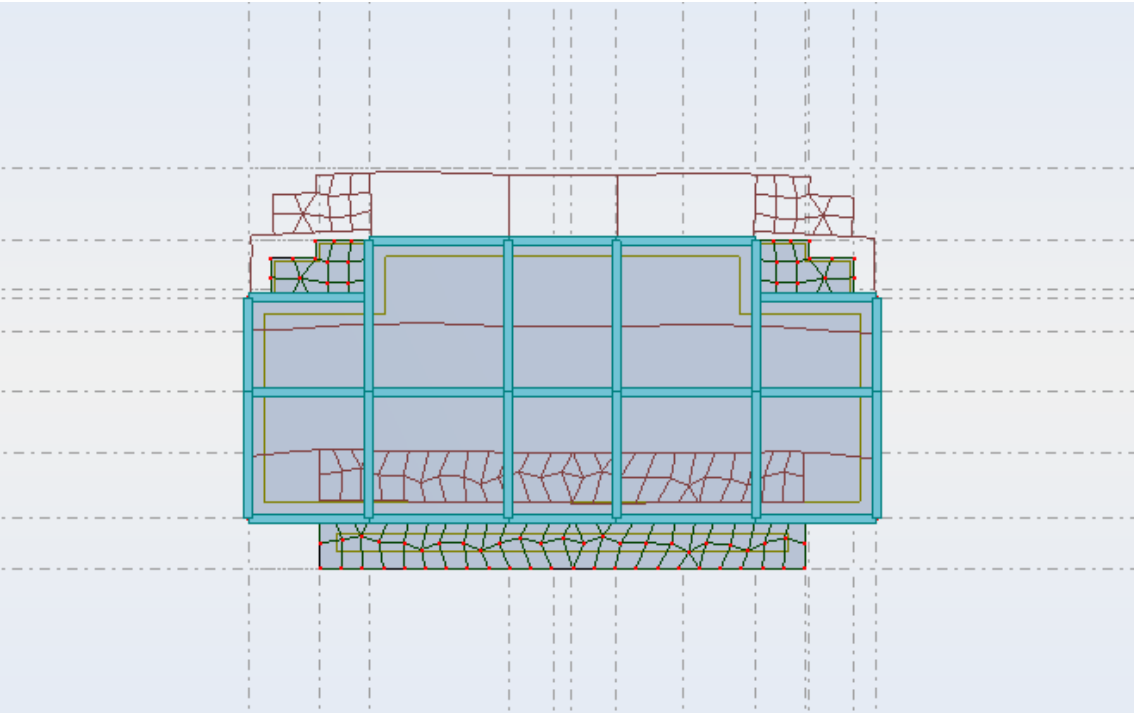


Figure 06.: translation

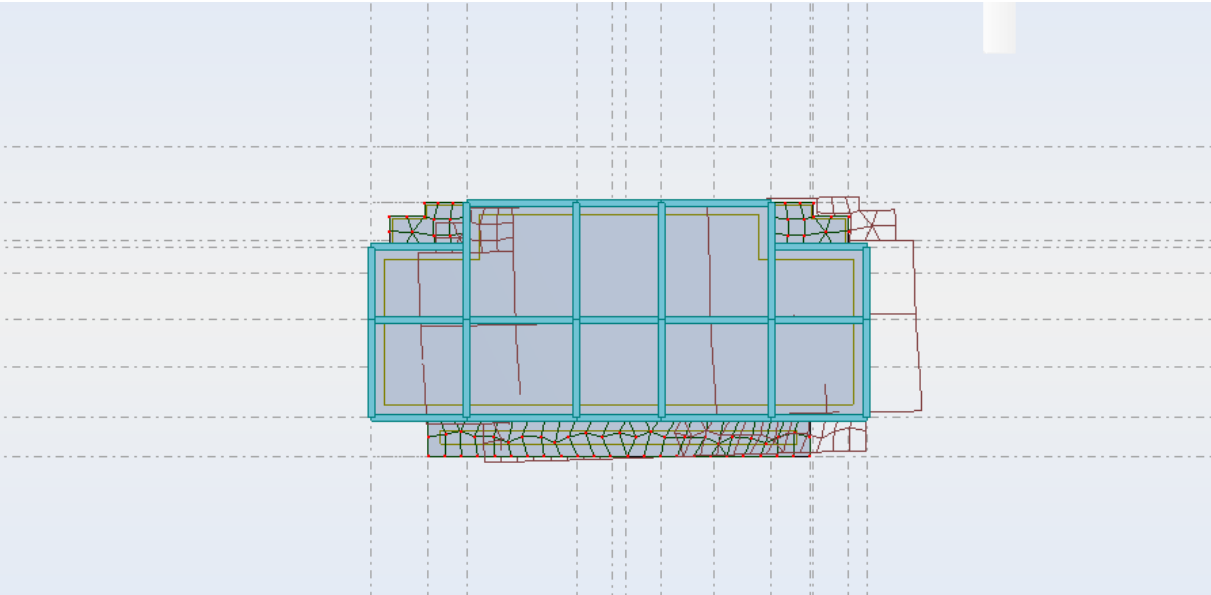


Figure 07 : translation

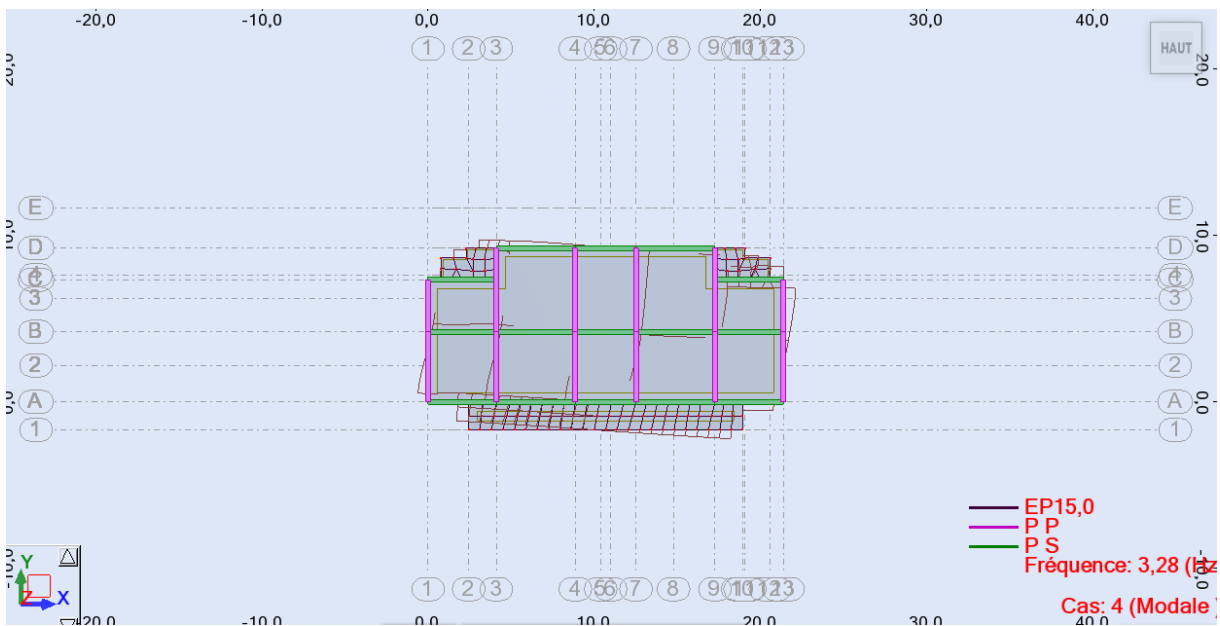


Figure 08 : rotation

5.5. : Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

5.5.1. Justification de l'interaction voiles-portiques exigé par Les RPA99 (Art3.4.a) pour les systèmes mixtes ce qui suit :

Tableau 03 : Résultats des efforts.

Effort vertical total	Effort vertical poteaux FZ sur les poteaux [kN]	Effort vertical voile FZ sur les voiles [kN]	Etage
7551,16	3668,81	3882,35	RDC
6110,40	2799,68	3310,72	1
4922,66	2425,05	2497,6	2
3720,12	1782,63	1937,48	3
2517,57	1152,32	1365,25	4
1364,31	594,53	769,78	5
26186,20	12423,02	13763,18	S/TOTAL
100%	47,44%	52,56%	%

Coefficient de comportement global de la structure : $R = 3,5$.

5.5.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base :

Le [RPA] exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} > 0,8V_{st}$ Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 04. Vérification de la résultante des forces sismiques.

Force sismique à la base	V_{dyn}	V_{st}	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant x-x	929,33	1152,15	921,72	Vérifiée
Suivant y-y	1064,14	1283,08	1026,99	Vérifiée

5.5.3. Vérification vis-à-vis des déplacements inters-étages :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \cdot \Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Sens x-x

Tableau 05. : Vérifications des déplacements de niveaux sens x-x.

Niveau	Hauteur d'étage h_k	R	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$1\%h_n$ (cm)	Observation
RDC	4,08	5	0,5	0	0,5	4,08	Vérifiée
01	3,23	5	0,9	0,5	0,4	3,23	Vérifiée
02	3,23	5	1,0	0,9	0,1	3,23	Vérifiée
03	3,23	5	0,9	1,0	0,1	3,23	Vérifiée
04	3,23	5	0,8	0,9	0,1	3,23	Vérifiée
05	3,23	5	0,6	0,8	0,2	3,23	Vérifiée

Sens y-y

Tableau 06. : Vérifications des déplacements de niveaux sens y-y.

Niveau	Hauteur d'étage h _k	R	δ _k (cm)	δ _{k-1} (cm)	Δ _k (cm)	1%h _n (cm)	Observation
RDC	4,08	5	0,5	0	0,5	4,08	Vérifiée
01	3,23	5	0,5	0,5	0	3,23	Vérifiée
02	3,23	5	0,6	0,5	0,1	3,23	Vérifiée
03	3,23	5	0,6	0,6	0	3,23	Vérifiée
04	3,23	5	0,5	0,6	0,1	3,23	Vérifiée
05	3,23	5	0,4	0,5	0,1	3,23	Vérifiée

5.5.4. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ:

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10 ; P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi}) ; V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Sens x-x

Tableau 07.: Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ de Sens x-x.

Niveau	P _k	Δ _k (cm)	V _k (KN)	h _i (cm)	θ
RDC	27757,86	0,5	911,11	408	0,037
1	19738,42	0,4	868,21	323	0,0281
2	13245,03	0,1	785,95	323	0,0052
3	8022,57	0,1	661,02	323	0,0037
4	4084,42	0,1	492,15	323	0,0025
5	1427,61	0,2	278,13	323	0,0031

Sens y-y

Tableau 08. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ de Sens y-y.

Niveau	P _k	Δ _k (cm)	V _k (KN)	h _i (cm)	θ
RDC	27757,86	0,5	1064,10	408	0,0316
1	19738,42	0	1004,91	323	0
2	13245,03	0,1	907,48	323	0,0045
3	8022,57	0	762,89	323	0
4	4084,42	0,1	565,21	323	0,00223
5	1427,61	0,1	318,36	323	0,00138

5.5.5. Vérification de renversement

Moment de renversement

$$M_r = \sum F_i * Z_i$$

Moment stabilisant

$$M_s = \sum W_i * b_i$$

$$M_{stab}/M_{renw} \geq 1.5$$

Direction X

Tableau 09. Vérification de l'effort normal réduit X-X

Etage	V _x (KN)	F _x (KN)	Z (m)	Mr (KN.m)	W (KN)	X _g (b _i) (m)	Ms (KN.m)	Rapport	Vérification
1	1298,08	59,05	4,08	240,92	14920,44	10,85	161886,77	671,94	cv
2	1239,03	116,88	7,31	854,39				189,48	CV
3	1122,15	178,26	10,54	1878,86				86,16	CV
4	943,89	241,98	13,77	3332,06				48,58	CV
5	701,91	701,91	17	11932,47				7,24	CV
6	701,91	701,91	20,23	14199,64				11,40	CV

Direction y

Tableau 10. Vérification de l'effort normal réduit Y-Y

Etage	V _y (KN)	F _y (KN)	Z (m)	Mr (KN.m)	W (KN)	Y _g (b _i) (m)	Ms (KN.m)	Rapport	Vérification
1	1519,53	84,21	4,08	343,58	14920,44	6,00	89522,64	260,56	CV
2	1435,32	138,97	7,31	1015,87				88,12	CV
3	1296,35	206,54	10,54	2176,93				41,12	CV
4	1089,81	635,15	13,77	8746,02				10,24	CV
5	807,37	807,37	17	13725,29				6,52	CV
6	454,66	454,66	20,23	9197,77				9,73	CV

5.5.6. Vérification de l'effort normal réduit :

$$V = N_d / B_c \times f_{cj} \leq 0,30$$

La vérification de cet effort sera effectuée sur le poteau le plus sollicité de section (35x35) et un effort N_d obtenu égale à : $N_d = 908,17\text{KNS}$ sous la combinaison

$$V = 908,17 \times 10^3 / 350^2 \times 25 = 0,29 \leq 0,3 \dots\dots\dots \text{Une condition vérifiée}$$

5.6. Conclusion :

- Le bâtiment répond aux conditions de régularité en plan et en élévation.
- toutes les conditions de vérification au comportement dynamique sont vérifiées au niveau des deux cas d'études et aux deux sens xx et yy.

chapitre 5

**Etude des éléments
porteurs et
d'infrastructure**

chapitre 5 : Etude des éléments porteurs et d'infrastructure

Étude des éléments structuraux :

5.1. Introduction :

Le présent chapitre a pour objet d'étudier les éléments structuraux, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations

5.2. Etude des poteaux :

5.2.1. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirées directement du logiciel ROBOT, et sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau 01 : COMBINASONS DES PLUS FAVOURABLE.

		Les efforts	N	M _y	M _z
ELU	N _{max}	908.17	7.61	6.46	908.17
ACC	M _y max	493.47	-85.23	-0.28	493.47
ACC	M _z max	1.37	-0.34	-39.82	1.37
ACC	N _{min}	228.20	-0.61	-11.11	228.20

1-calcul la flexion déviée composée pour logiciel EXPERT

2-section Armatures min pour la zone 2A de RPA

(0.8/100)x section

Tableau 02 : les section Armatures .

As1 cm ²	As2 cm ²	As1+ As2 cm ²	AS min RPA cm ²
1,4 x2	1,8x2	6,4	9,8

5.2.2. Ferrailage du poteau :

- Ferrailage longitudinal :

Données : b = 35cm ; h = 35cm

Le choix d'Armatures : MAX (6,4 ;9,8)

MAX AS=9,8 cm²

Alors on adopte un ferrailage constitué de **8HA14** de section **A = 12,32cm²**.

- Ferrailage transversale :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$; \rho = \begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} ; \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,70 \times 4,08}{0,35} = 8,16 \Rightarrow \rho = 2,50$$

- Dans la zone nodale :

$t \leq \text{Min}(10\phi_1 ; 15\text{cm})$ en zone IIa

$t \leq \text{Min}(10 \times 1,4 ; 15\text{cm})$ donc en prends **10 cm** d'espacement en zone nodale.

-Dans la zone courante :

$t' \leq 15\phi_1 = 21 \text{ cm}$ en zone IIa $\Rightarrow t' = 15\text{cm}$

Calcul de l'armature transversale :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{10 \times 2,5 \times 7551,16}{35 \times 4000} = 1,35\text{cm}^2$$

Ferrailage minimal selon les RPA les armatures transversales des poteaux

$$\lambda_g \geq 5 \quad A_t = 0,003tb_1 = 1,05\text{cm}^2$$

$$\text{Donc: } A_t = \max(A_{t\text{calculé}} ; A_{trpa}) = \max(1,35 ; 1,05) \Rightarrow A_t = 1,35\text{cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage transversal de **4HA8** de section **A_t = 2.01 cm²**

5.2.3. Vérifications :

1) vérification des contraintes :

La vérification se fera à l'ELU :

$$\sigma_{bc} = N_u/A \leq \sigma_{adim} ; \sigma_{adim} = 0,85 \times f_{c28}/1,5 = 14,17$$

Tableau 03. : Vérification des contraintes.

Niveaux	La section adoptée en mm ²			N _u (N)	σ _{bc} (MPa)	Observation
	b	h	A			
RDC	350	350	122500	14743600	12,03	Vérifiée

2) Vérification aux sollicitations tangentielles :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} ; \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} ; \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Les résultats vérification aux sollicitations tangentielles sont résumés les tableaux ci-dessous :

Tableau 04.: Vérification aux sollicitations tangentielles.

Niveau	Section Cm ²	L _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
RDC	35 × 35	2,85	8,16	0.04	31,5	75,51	0,65	1	Vérifiée

5.2.4. Schéma du ferrailage des poteaux :

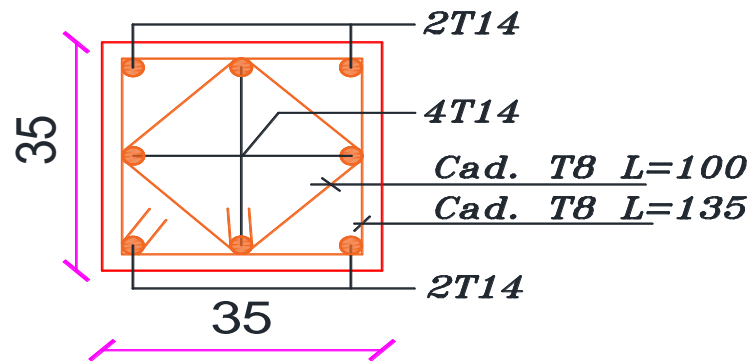


Figure 01 : Ferrailage du poteau

5.3. Etude des poutres :

5.3.1. Ferrailage des poutres :

Exemple de calcul :

Le calcul du ferrailage se fait par flexion simple, on va opter pour un seul exemple de calcul manuel concernant la poutre la plus sollicitée.

- En travée :

$M_{tmax} = 45.57 \text{ KN.m}$ (Résultat donnée par le logiciel sous la combinaison).

$$d = 0,9h = 0,90 \times 0,45 = 0,405 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{45,57 \times 10^4}{30 \times 40,5^2 \times 141,67} = 0,052$$

$$\mu_{bu} = 0,052 < \mu_{lu} = 0,269$$

Donc la section sera simplement armée ($A'_s = 0$):

$$\alpha = 0,066; Z_u = 39,53 \text{ cm}; A_{st} = 4,32 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{d \times b \times f_{tj}}{f_e}$$

$$= 0,23 \times \frac{40,5 \times 30 \times 21}{4000} = 1,47 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s; A_{min}) \text{ Donc : } A = A_{st} = 4.32 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte un ferrailage constitué de **3HA14** de section **A = 4,62cm²**.

- Sur appuis :

Le calcul sera fait aussi en flexion simple en prenant le moment appuis

M_{amax} = 91.15KN. m, le tableau ci-dessous représente les résultats des calculs :

Tableau 05. résultats du calcul de ferrailage sur appuis.

M(KN. m)	μ_{bu}	α_u	Z_u	A_{st}(cm²)
91,15	0.130	0.174	36,78	7,12

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{d \times b \times f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times \frac{40,5 \times 30 \times 21}{4000} = \mathbf{1,47cm^2}$$

$$\mathbf{A = \max(A_s ; A_{min}) \text{ Donc : } A = A_{st} = 7,12cm^2}$$

Alors on adopte un ferrailage constitué de **5HA14** de section **A = 7,70cm²**.

5.3.2. Vérification à L'ELS :

- Sur appui :

Position de l'axe neutre ($A' = 0$):

$$Y = \frac{b_0 \times y_1^2}{2} + n \cdot A_s \cdot Y_1 - n(A_s \times d) = 0$$

$$\Rightarrow Y_1 = \mathbf{16,11cm}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b_0 \times Y_1^3}{3} + n[A_s(d - Y_1)^2]$$

$$= \frac{30 \times 16,11^3}{3} + 15[10,65(40,5 - 16,11)^2]$$

$$\Rightarrow \mathbf{I = 136841,43cm^4}$$

Contrainte maximale de compression de béton: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} ; \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = \mathbf{15Mpa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1$$

$$= 87,05 \times 10^3 / 136841,43 \times 16,11 = 10,25 \text{Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa}$$

Contrainte maximale de traction dans les aciers $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$; $\overline{\sigma}_s = 400 \text{Mpa}$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \cdot (d - Y_1)$$

$$= \frac{15 \times 87,05 \times 10^3}{136841,43} \times (40,5 - 16,11) = 232,73 \text{Mpa}.$$

$\sigma_s = 232,73 \text{Mpa} \leq \overline{\sigma}_s = 400 \text{Mpa}$ une condition vérifiée.

- En travée :

Position de l'axe neutre ($A' = 0$):

$$Y = \frac{b_0 \times y_1^2}{2} + n \cdot A_s \cdot Y_1 - n(A_s \times d) = 0$$

$$\Rightarrow Y_1 = 14,44 \text{cm}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit.

$$I = \frac{b_0 \times Y_1^3}{3} + n[A_s(d - Y_1)^2] = \frac{30 \times 14,44^3}{3} + 15[8,01(40,5 - 14,44)^2].$$

$$\Rightarrow I = 111706,06 \text{cm}^4.$$

Contrainte maximale de compression de béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$; $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1$$

$$= \frac{63,04 \times 10^3}{111706,06} \times 14,44 = 8,15 \text{Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots \text{Une condition vérifiée.}$$

Contrainte maximale de traction dans les aciers $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$; $\overline{\sigma}_s = 400 \text{Mpa}$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \cdot (d - Y_1) = \frac{15 \times 63,04 \times 10^3}{111706,06} \times (40,5 - 14,44) = 220,60 \text{Mpa}.$$

$\sigma_s = 220,6 \text{Mpa} \leq \overline{\sigma}_s = 400 \text{Mpa}$ Une condition vérifiée.

5.3.3. Justification vis-à-vis du cisaillement (E.L.U) :

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente tu prise

conventionnellement égale à $\tau_u = T_u / b_0 \cdot d$

La contrainte τ_u doit être en plus égale à la plus pas des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,20f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa} \right\}$$

Calcul de l'effort tranchant : $T_u = 203,09\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{203,09 \times 100}{30 \times 40,5} = 1,67\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,20f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa} \right\}$$

; $\tau_u = 1,67\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{Mpa}$Une condition vérifiée

- Armatures de répartition :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{\min} \right\} ; \phi_t \leq \min \left\{ \frac{350}{35} ; \frac{300}{10} ; 8 \right\} ; \phi_t \leq \min \{ 10 ; 30 ; 8 \}$$

On prend alors : $\phi_t = 8\text{mm}$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times b \times S$

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

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

$$\text{Min} \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \times \phi_1 \right\} = \text{Min} \{ 11,25 ; 16,80 \} = 10\text{cm}.$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 22,50 \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

Alors: $A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$; $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow 4\text{T8}$ de section $A = 2,01\text{cm}^2$

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

5.3.4. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\Rightarrow \frac{45}{504} = 0,089 > 0,0625 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

5.3.5. Récapitulation des résultats du ferrailage .

Les résultats du calcul du ferrailage des poutres principales ainsi que ceux des poutres secondaires :

Tableau 06.récapitulation du ferrailage des poutres.

		Moment M(KN.m)	As (cm ²)	As min (RPA) (cm ²)	As min (BAEL) (cm ²)	As adopté (cm ²)	Description des barres
Poutre principale	Sur appuis	91,15	7,12	6,75	1,49	7,70	5HA14
	En travée	45.14	4.32	6,75	1,49	4,62	3HA14
Poutre secondaire	Sur appuis	55,42	4,50	6,00	1,30	6,88	3HA14 +2HA12
	En travée	25,85	2,50	6,00	1,30	4,62	3HA14

5.3.6. Schémas du ferrailage :

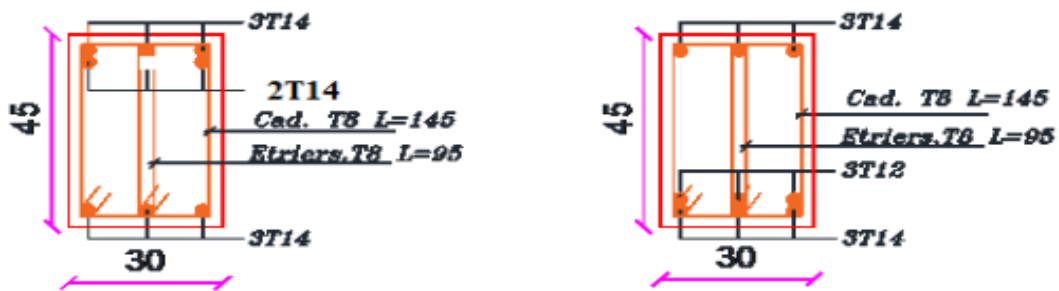


Fig. 02. Schéma de ferrailage de la poutre principale.

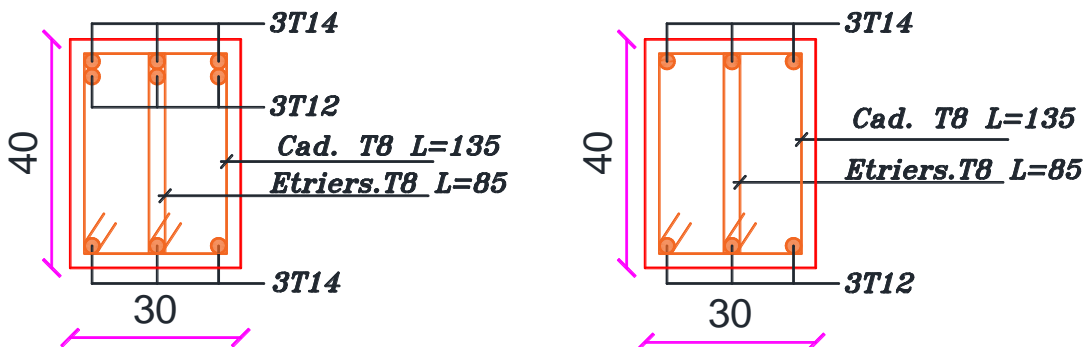


Fig. 03 :Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.

5.4. Etude des voiles :

5.4.1. Calcul des sollicitations :

Tableau 07. les sollicitations des voiles.

Voile	Niveau RDC	
	V _{x-x}	V _{y-y}
L(m)	2,50	2,30
e(m)	0,20	0,20
M(KN.m)	1085,31	421,61
N(KN)	337,77	264,50
V(KN)	283,62	215,51

5.4.2. Exemple de calcul de ferrailage et de vérifications :

On opte pour le calcul d'un seul voile de la première proposition selon le sens X-X au niveau RDC, et le reste de même voile au deux sens aux autres propositions seront récapitulés dans un tableau récapitulatif :

• Armatures verticales :

$$M_{\max} = 1085.31 \text{KN.m} \quad N_{\max} = 337,77 \text{ KN} \quad V_{\max} = 283,62 \text{ KN}$$

Avec :

$$h = 3,68 \text{ m} \quad L = 2,50 \text{m}$$

$$b = 0,20 \text{ m} \quad d' = 0,03 \text{ m} \quad d = 0,17 \text{ m}$$

• Calcul de longueur de flambement : $L_f = 0.8L = 0.8 \times (4,08 - 0.45) = 2,90 \text{m}$

• Calcul de l'élancement : $\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{L} = \frac{2,90 \times \sqrt{12}}{2,50} = 4,02$

• **Calcul de l'excentricité :**
$$e = \frac{M}{N} > \frac{L}{2} = \frac{1085,31}{337,77} = 3,21 > 1,25$$

• **Vérification de la condition de flambement :**

$$\lambda = \max \left\{ 50 ; \min \left(67 \times \frac{e_0}{h} ; 100 \right) \right\} = \max \{ 50 ; \min (62,16 ; 100) \}$$

$$\lambda = 4,01 < 62,16 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement.

• **Calcul de ferrailage :**

La répartition des contraintes dans la section :

$$\left(\begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \cdot u \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \cdot u' \end{array} \right) \left(\begin{array}{l} u = u' = \frac{2,50}{2} = 1,25\text{m} \\ I = \frac{bh^3}{12} = 0,83\text{m}^4 \end{array} \right) ;$$

$$B = b \times h = 0,20 \times 3,68 = 0,736\text{m}^2$$

$$\left(\begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{585,73}{0,736} + \frac{1085,31}{0,83} \times 1,25 = 2,430\text{Mpa} \\ \sigma_{\min} = \frac{585,73}{0,736} - \frac{1085,31}{0,83} \times 1,25 = -0,838\text{Mpa} \end{array} \right)$$

• **Diagramme des contraintes :**

$$\left(\begin{array}{l} L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} \cdot L = \frac{2,430}{2,430 + 0,838} \times 2,50 = 1,85\text{m} \\ L_t = L - L_c = 0,65\text{m} \end{array} \right)$$

$$T = \frac{\sigma_{\min} \times b_0}{2} \times L_t$$

$$= \frac{0,838 \times 0,20}{2} \times 0,65 = 0,054\text{daN} ; A_s = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0,054}{\frac{4000}{1,15}} = 1,55\text{cm}^2$$

Selon le RPA99version2003 : $A_{rpamin} = 0,20\% \times B = 0,002 \times 20 \times 2,50 = 2,75\text{cm}^2$

$$A'_s = \frac{A_s \times L}{L_t} = \frac{1,55 \times 250}{65} = 5,96\text{cm}^2$$

• **Ferrailage minimal :**

Selon BAEL91 :

$$A_s = A'_s = A_{min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000} ; 0,23b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s = A'_s = A_{min} = \max\{5,96 ; 2,75\} ; A_{BAELmin} = 5,96\text{cm}^2$$

$$A_{vs} = \max(A_{rpamin} ; A_{scalculé}) = 5,96\text{cm}^2 \text{ DONC : } \mathbf{A_{vs} = 5,96\text{cm}^2}$$

Donc on adopte un ferrailage de **(3HA14 + 15HA12)** de section **21,58cm²**

L'espace entre les barres verticales recommandé par [RPA 99 /version 2003] est limité comme suit :

$$s \leq \min\{1,5a ; 30\} = \min\{30 ; 30\}\text{cm} \quad \text{donc: } S \leq 30 \text{ cm}$$

Alors on adopte :

- en zone d'about : **s = 10cm**

- en zone courante : **s = 15cm**

• **Ferrailage horizontal** : $A_H = \frac{A_v}{3} = \frac{14,80}{3} = 4,94\text{cm}^2$

On adopte alors un ferrailage de **18HA10** de section **21,58cm²** Espacement de **15cm**

• **Ferrailage minimal** :

$$A_{rpamin} = 0,20\% \times B = 0,002 \times 20 \times 230 = 9,20\text{cm}^2$$

$$A_H = \mathbf{14,13\text{cm}^2} > A_{rpamin} = 9,20\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Ferrailage transversal :

- Pour la zone d'about on adopte des cadres de **8mm**.

- pour la zone courante du voile, on adopte des épingles de **8mm**.

- L'espace des cadres transversaux sera de **15cm**, ainsi que les épingles seront réparties dans l'âme du voile.

• **Vérification des contraintes de cisaillement (E.L.U) : Selon l'RPA99V2003** :

Suivant l'article 7.7.2, on doit vérifier que :

$$\tau \leq \bar{\tau} = 0,20f_{c28} = 0,20 \times 25 = 5\text{Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4V}{0,9h.b}$$

$$= \frac{1,4 \times 28362}{0,9 \times 368 \times 20} = 0,61\text{Mpa} < \bar{\tau} \dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Selon BAEL91 :

Pour les cas d'une fissuration préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right\} = 3,26\text{Mpa}$$

5.4.3. Tableaux récapitulatifs des résultats du ferrailage vertical :

Les résultats du ferrailage vertical de même voile selon les deux sens (x-x et y-y) en différents niveaux (de RDC jusqu'au dernier niveau) dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 08 :ferrailage des voiles.

Voile	Niveau RDC	
	V x-x	V y-y
L Voile	2,50	2,30
A _S calcul cm ²	1,55	1,40
L _T M	0,65	0.60
A _S ' calcul cm ²	2,75	2,11
A _{BAEL} (cm ²)	5,96	3,76
A _{RPA} cm ²	9,20	7,56
A _{adop} cm ²	21,58	19,32
Description Des barres	2(3HA14+15HA12)	2(3HA14+13HA12)

5.4.4. Schéma de ferrailage :

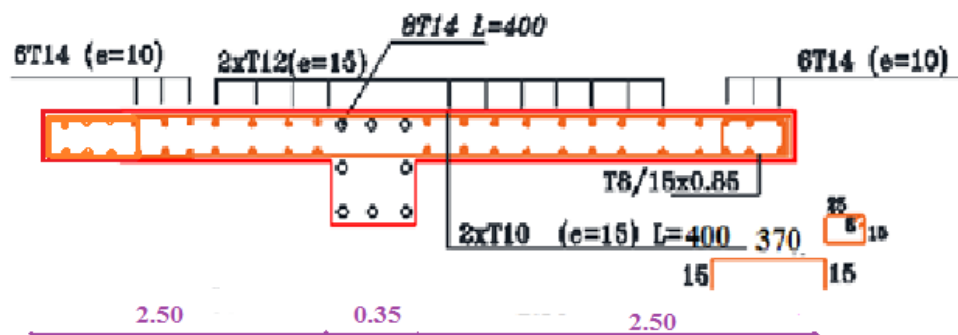


Figure 04 Ferrailage du voile sens x-x.

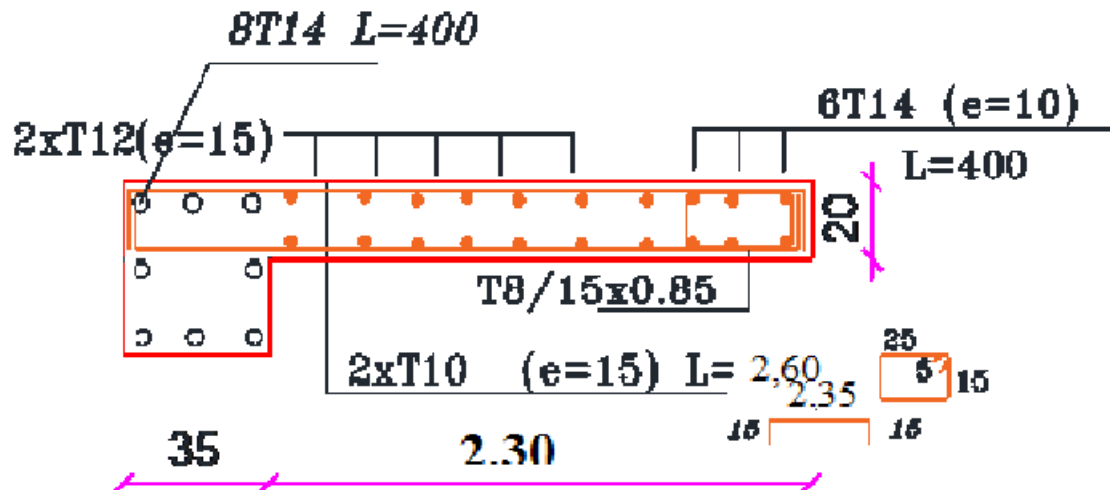


Figure 05. Ferrailage du voile sens y-y.

5.5. Conclusion .

Les éléments principaux assurent l'équilibre de la structure en terme de rigidité et de résistance, et qui nous permette aussi de transmettre les efforts jusqu'à la fondation.

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences de (RPA 99 version 2003) qui prennent en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

chapitre 6

Etude des éléments porteurs et d'infrastructure

5.6. Etude d'infrastructure .

5.6.1. Introduction :

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. Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il existe deux types de fondations : les fondations superficielles et les fondations profondes.

5.6.2. Choix de type des fondations .

Le choix de type des fondations dépend aux critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie.
- **Caractéristiques géotechniques du sol :**

- La contrainte du sol est: $\sigma_{\text{sol}} = 2,00\text{bars}$
- L'angle de frottement interne du sol: $\phi = 35^\circ$
- La cohésion: $C = 0$ (sol pulvérulent)

5.6.3. Pré-dimensionnement .

5.6.3.1. Semelle isolée sous poteaux : (art 15.IV.1 BAEL91/99 ; P235)

En considérant uniquement les efforts de N_{smax} :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}$$
$$= \frac{932,65}{2,00} = 466,32\text{m}^2; A = B = \sqrt{5,21} = 2,15\text{m} \Rightarrow A = B = 2,30\text{m}$$

Vérification du taux de la section des semelles par rapport à celle du bâtiment

$$\frac{\sum S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{58,19}{193,065} = 35,79\%$$

V_u que les semelles occupent moins de 50% de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'une semelle isolée sous le poteau et semelle filante sous voile.

5.6.3.2 Semelles filantes :

- Largeur B :

$$\overline{\sigma_{sol}} \geq \frac{N}{B \cdot L}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}} \cdot L} \Rightarrow B \geq \frac{170220}{2,0 \times 504} = 168,86\text{cm}$$

On prend : **B = 1,80m**

5.6.4. Etude des semelles isolées .

5.6.4.1. Les sollicitations :

Tableau 09.: Les valeurs des Moment et les efforts normaux à E.L.U et E.L.S.

	N(KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
E.L.U	932,65	10,39	22,21
E.L.S	676,41	7,50	15,95

- Exemples de calcul :

Les semelles son pré dimensionnées à l'ELS et ferrillées à L'ELU.

Soit une semelle isolée sous poteau le plus sollicité.

- Pour la semelle carrée étant donné $a = b$ donc $S = A_2$
- Pour la semelle rectangulaire on $A/B = a/b$ donc d'où $A = \frac{a}{b} \times B$

5.6.4.2. Vérification de la contrainte de sol .

D'après le BAEL 91, on a :

$$e_x = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

$$= \frac{6,32}{1042,62} = 0,00606\text{m} \Rightarrow e_x = 0,00606 \leq \frac{A}{6} = \frac{2,30}{6} = 0,38 \dots \text{Une condition vérifiée}$$

$$e_y = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

$$= \frac{12,17}{1042,62} = 0,0116\text{m} \Rightarrow e_y = 0,0116 \leq \frac{B}{6} = \frac{2,30}{6} = 0,38 \dots \text{Une condition vérifiée}$$

D'après le RPA 99 version 2003, on a

$$e_x = 0,00606 \leq \frac{A}{4} = \frac{2,30}{4} = 0,575 \dots \text{Une condition vérifiée.}$$

$$e_y = 0,0116 \leq \frac{B}{4} = \frac{2,30}{4} = 0,575 \dots \text{Une condition vérifiée.}$$

5.6.4.3. Condition de rigidité : (art 15.II.2 BAEL91/99 ; P227).

Pour satisfaire la condition de la rigidité de la semelle, la hauteur de cette dernière doit être:

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} = \frac{2,3-0,35}{4} = 0,48\text{m} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{2,3-0,35}{4} = 0,48\text{m} \end{array} \right\} \Rightarrow d = 50\text{cm.}$$

Hauteur : $d + 5\text{cm} = 50\text{cm}$ Donc $h_t = 55\text{cm}$.

5.6.4.4. Condition de poinçonnement .

1) Formule empirique:

Si la contrainte du sol est inférieure ou égale à **2,0 bars** on doit vérifier que :

$$d' \geq 1,44 \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{bc}}} \Rightarrow d' \geq 1,44 \sqrt{\frac{676,41}{14,7}} = 6,79 \Rightarrow d = 50\text{cm} > d' = 14\text{cm}$$

1) Calcul des contraintes: (art 15.VII.2 BAEL91/99 ; P249)

$e \leq B/6$ dans ce cas, la contrainte au sol est totalement en compression et son diagramme est un diagramme trapézoïdal.

$$\sigma_{\max} = \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \times \frac{N_u}{A \times B}$$

$$\sigma_{\min} = \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \times \frac{N_u}{A \times B}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

e : L'excentricité de l'effort normale = $\frac{M_u}{N_u}$

Tableau 10. : Résultats des contraintes.

	$\sigma_{\max}(\text{KN/m})$	$\sigma_{\min}(\text{KN/m}^2)$	$\sigma_{\text{moy}}(\text{KN/m})$
Sens XX	282,53	274,88	280,61
Sens YY	286,05	271,36	282,37

5.6.4.5. Ferrailage des semelles isolées

Poids propre de la semelle: $0,55 \times 2,3^2 \times 25 = 72,73\text{KN}$:

$$N_s = 676,41 + 72,73 = 750,14\text{KN} ; N_u = 932,65 + 72,73 = 1005,39$$

$$A_s = \frac{N_1 \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

$$N_1 = N \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right)$$

Tableau 011. Ferrailage de la semelle isolée.

	N ₁ (KN)	A _s (cm ²)	Aadop (cm)
Sens XX	1333,58	16,44	15HA12 = 16,96
Sens YY	1493,78	16,55	15HA12 = 16,96

- **Calcul de la hauteur libre h'**: (art 15.III.1.2 BAEL91/99 ; P230)

$$\text{(Avec cochets)} \quad h' \geq 12\varnothing + 6\text{cm}$$

$$h' = 20,40\text{cm} \Rightarrow h' = 25\text{cm}$$

- **Calcul l'espacement :**

$$S_{tx} = \frac{230 - 10}{15} = 14,66\text{cm} \Rightarrow S_{tx} = 15\text{cm} ; S_{ty} = \frac{230 - 10}{15} = 14,66\text{cm} \Rightarrow S_{tx} = 15\text{cm}$$

Remarque : L'espacement sous le poteau **e = 10cm**

5.6.4.6. Schéma de Ferrailage :

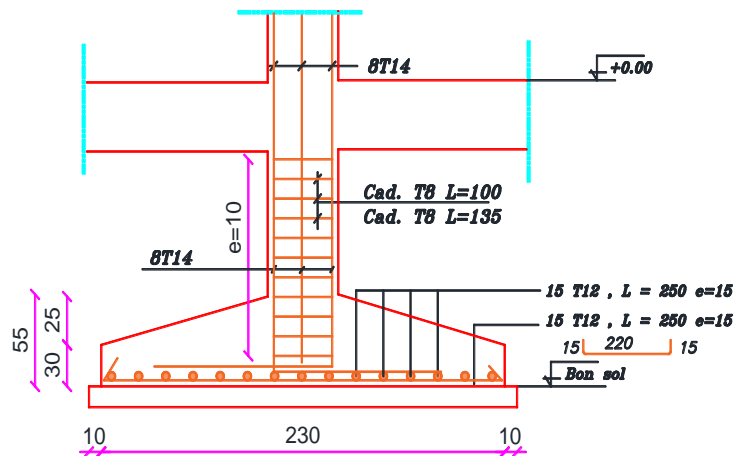


Figure 06. ferrailage d'une semelle isolée.

5.6.5. Semelles filantes :

5.6.5.1. Etape de calcul :

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{A - a}{4} + d' \right\}$$

Avec : d' : enrobage des armatures ; $d' = 5\text{cm}$.

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{1,80 - 0,35}{4} + 0,05 \right\} \Rightarrow h_t \geq 0,412 \text{ m} \Rightarrow \text{Donc on adopte : } h_t = 45\text{cm} ; d = 40\text{cm}$$

- la hauteur (h_p) :

$$h_p \geq \frac{h}{3} = \frac{45}{3} = 15\text{cm}; \quad \text{On adopte } h_p = 20\text{cm}$$

5.6.5.2. Vérification au non poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 \times \mu_u \times h \times \frac{F_c}{\gamma_b}$$

Le calcul sera fait pour le poteau le plus sollicité :

$$a' = a + h = 0,35 + 0,45 = 0,80\text{m}$$

$$b' = b + h = 0,35 + 0,45 = 0,80\text{m}$$

$$\mu_u = 2(a' + b') = 3,20\text{m}$$

$$N_u = 1474,36\text{KN}; \quad 0,045 \times \mu_u \times h \times \frac{F_c}{\gamma_b} = 1620\text{KN}$$

Donc les armatures résistant au poinçonnement ne sont pas nécessaires.

5.6.5.3. Ferrailage des semelles filantes :

On fait l'exemple de calcul de la semelle filante S.F.1 sous poteaux. Ensuite le calcul du reste des semelles sera récapitulé dans un tableau :

$$N_u = \max(N_v ; N_p)$$

$$A_s = \frac{N_u \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

$$= \frac{1027,78 \times (1,80 - 0,35)}{8 \times 0,45 \times 348} = 11,89\text{cm}^2$$

Soit **12HA12** de section $A_s = 13,57\text{cm}^2$

$$\text{L'espaceur : } E_{sp} = \frac{180 - 10}{12} = 14,16\text{cm} \Rightarrow E_{sp} = 15\text{cm}$$

- **Ferrailage de répartition** : (art.VII.4.1 BAEL91/99 ; P251)

$$A_r = \frac{13,57}{4} = 3,39\text{cm}^2 \text{ On adopte : } \mathbf{6HA12} A_r = 6,79\text{cm}^2$$

Tableau récapitulatif du ferrailage des semelles filantes :

Tableau 012 : récapitulatif du ferrailage des semelles filantes.

Semelle	L(m)	B(m)	H(m)	N_u (KN)	A_c $A_{calcul}(Cm^2)$	A_s $A_{adopté}(Cm^2)$	Désignation	$A_r(Cm^2)$	Désignation
S.F.1	5,04	1,80	0,50	1027,78	11,89	13,57	12HA12	6,79	6HA12
S.F.2	1,20	1,80	0,50	800,35	9,49	13,57	12HA12	6,79	6HA12

5.6.6. Etude de la poutre de libage

- **Moment fléchissant :**

Sur appuis :

$$M_a = 302,13KN.m \text{ En travée : } M_t = 240,36KN.m$$

- **Calcul du ferrailage :**

- **Armatures inférieures :**

$M_a = 302,13KN.m$, le tableau ci-dessous représente les résultats des calculs :

Tableau 013 : ferrailage inférieur de la poutre de libage.

$M_{amax}(KN.m)$	μ_{bu}	α_u	Z_u	$A_{st}(cm^2)$
302,13 KN.m	0,104	0,138	0,72	12,01

On adopte un ferrailage **6HA16** de section $A_s = 12,06cm^2$

- **Armatures supérieures :**

Le calcul se fait aussi en flexion simple d'une poutre renversée en prenant le moment supérieur maximal.

$M_t = 240,36KN.m$, le tableau ci-dessous représente les résultats des calculs :

Tableau 014 : ferrailages supérieurs de la poutre de libage.

$M_{tmax}(KN.m)$	μ_{bu}	α_u	Z_u	$A_{st}(cm^2)$
240,36 KN.m	0,0631	0,0815	0,86	8,12

On adopte un ferrailage **3HA14+3HA16** de section $A_s = 10,65cm^2$

- Armature de répartition :

- Espacement minimal :

$$\text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_1 \right)$$

$$= \text{Min}(21,25 ; 19,20) = 19,20\text{cm}$$

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 45 \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$

Alors: $A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,57\text{cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8 \Rightarrow A_t = 2,01\text{cm}^2$ [RPA 99 version 2003]

Tableau015. : récapitulation du ferrailage des poutres de libage.

	Position	M_{amax}	μ_{bu}	α_u	Z_u	A_{st} calculé (cm^2)	A_{st} adopté (cm^2)	Désignation
Libage S.F.1	Supérieure	302,13	0,104	0,138	0,72	12,01	12,06	3HA16 3HA16
	Inferieure	240,36	0,0631	0,0815	0,86	8.12	10,65	3HA16 3HA14

5.6.7. La longrine :

Les longrines sont des poutres relient les tableaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction F.

- Dimensionnement de la longrine :

Selon (art.10-1-1) [RPA], les dimensions minimales de la section transversale des origines sont :

- $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ site de catégorie S2, S3
- $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ site de catégorie S4

Pour notre cas (site ferme S2) on prend une section de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

- Ferrailage de la longrine :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A = 0,6\% \times b \times h$$

$$\Rightarrow A = 0,6\% \times 30 \times 40 = 7,20\text{cm}^2$$

Le choix : **6HA14** ($A=9,24 \text{ cm}^2$)

- Armatures transversales : On prend : **4Ø8** ($A = 2,01\text{cm}^2$)

5.6.8. Schématisation du ferrailage

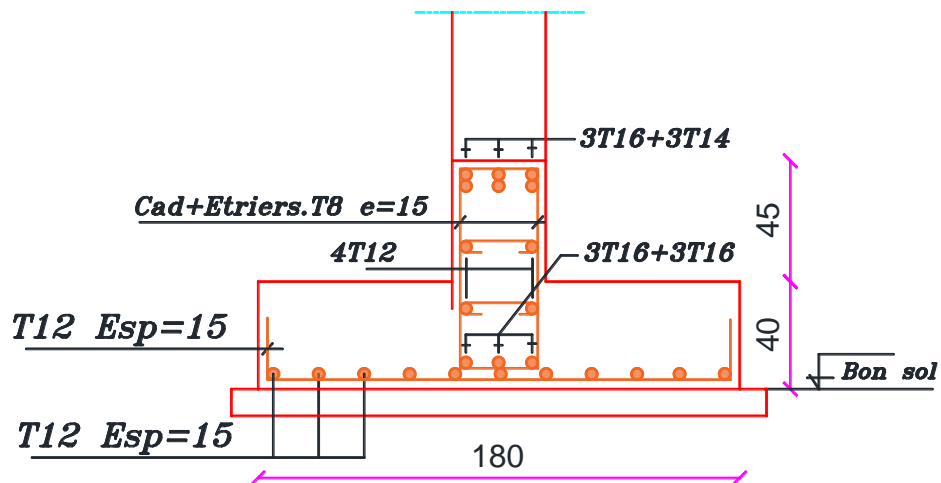


Figure 07. ferrailage de la semelle filante SF1.

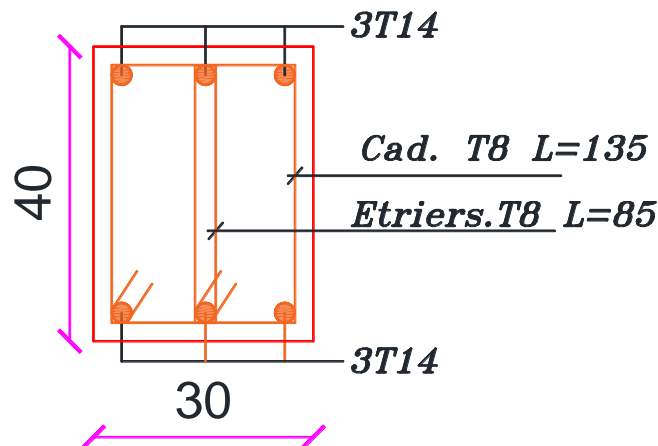


Figure 08. ferrailage de la longrine

5.6.9. Conclusion

- Le type de fondation est choisi suivant plusieurs facteurs : la capacité portante du sol, le rapport des sections des semelles par rapport à celle du bâtiment.
- Le choix du type le plus économique dans notre structure est celui des semelles isolées et des semelles filantes.
- Pour la détermination des dimensions de la semelle, il faut prendre en compte les charges de service.
- La poutre de libage joue un rôle très important pour la rigidité des semelles ainsi que pour remédier aux problèmes de poinçonnement.

Conclusion Générale

Ce modeste travail nous a permis de mettre en œuvre des connaissances acquises durant notre cycle de formation, et même plus nous avons essayé d'assimiler un outil très performant dans l'analyse des structures qui est la METHODES DES ELEMENTS FINIS.

Notre travail est limité uniquement à l'exposition théorique, soulignement des problèmes et l'application de la méthode en utilisant un logiciel Robot 2016.

En fin il faut rappeler que l'utilisation des méthodes simplifiées donne des résultats peu précis par conséquent la sur dimensionnement des éléments et l'utilisation irrationnelle des matériaux stratégiques dans le domaine de la construction (béton-acier).

Pour cette raison on doit être prudent dans le choix du modèle mathématique.

Les expériences faites par les spécialistes prouvent que le modèle tridimensionnel est le plus convenable.

Références

REGLEMENT

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2

LOGICIELS

- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2016.
- AUTO CAD 2014
- SOCOTEC
- EXPERT BA 2010
- WORD 2010
- EXCEL 2010

b) Campagne de pénétration dynamique :

Douze (12) essais de pénétration dynamiqués, ont été réalisés à l'aide d'un pénétromètre dynamique, lourd, type BORRO, dans le but est de déterminer la résistance de pénétration dynamique, d'avoir une idée sur l'homogénéité du sous sol et de localiser une profondeur potentielle d'assise des fondations. Les pénétrogrammes obtenues montrent des résistances en pointes, appréciables, dépassant les 40 bars et ce à partir du premier de profondeur avec des refus superficiels n'excèdent pas les 3.80 m.

IV) ESSAIS DE LABORATOIRES :

En tenant compte de la nature géologique du site d'étude formation schisteuse compacte, aucun essai de laboratoire n'a pu être effectué, sauf une analyse chimique.

a) Analyse chimique :

Une analyse chimique a été effectuée sur des échantillons intacts prélevés des différents sondages carottés exécutés (voir tableau d'analyse chimique joint en annexe). L'ensemble des résultats obtenus a révélé une très forte agressivité vis-à-vis des sulfates.

V) CONCLUSION :

Le site devant servir d'assise au projet : 100/1000/4000 LPL 2^{ème} tranche 2011 site n°3 -KHROUF -BBA est constitué de formations schisteuses à la base surmontée d'une couche de marne beige limoneuse. L'ensemble de ces formations est recouvert d'une couche de marne altérée.

L'analyse des courbes pénétrométriques, montre des résistances en pointe assez appréciables à partir du premier mètre de profondeur, en dépassant les 40 bars, avec des refus n'excédant pas les 3.60 mètre de profondeur.

Aucun essai de laboratoire n'a été effectué, sauf une analyse chimique, qui a révélée une très forte agressivité vis-à-vis des sulfates.

De part ces résultats, nous suggérons :

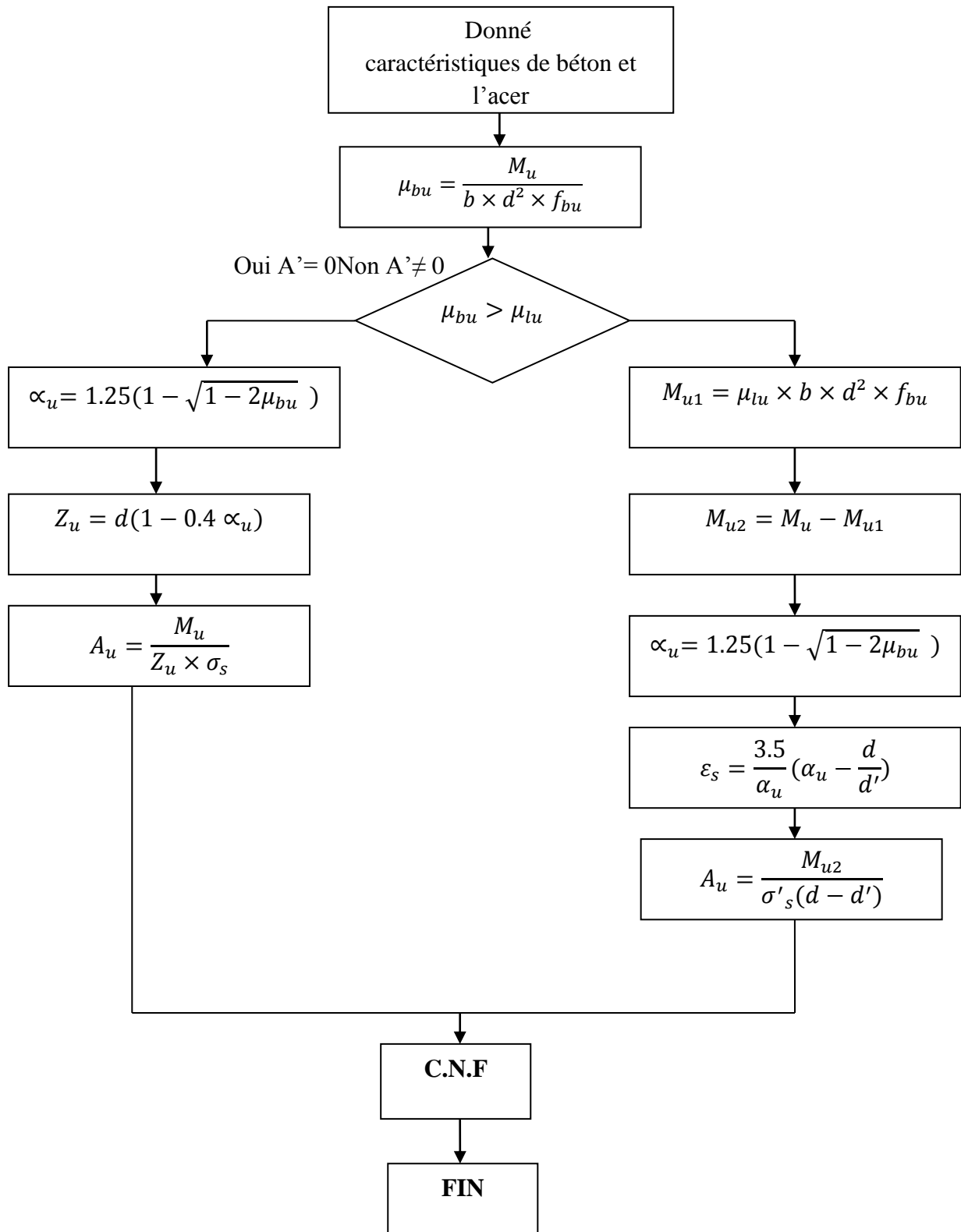
- Des fondations superficielles de type semelles isolées, reliées par des longrines.
- La contrainte à adopter pour le calcul des fondations sera de l'ordre de 2.00 bars, avec un ancrage de 1.60m par rapport à la cote des terrassements généraux.

Scanned by TapScanner

Annexe 02

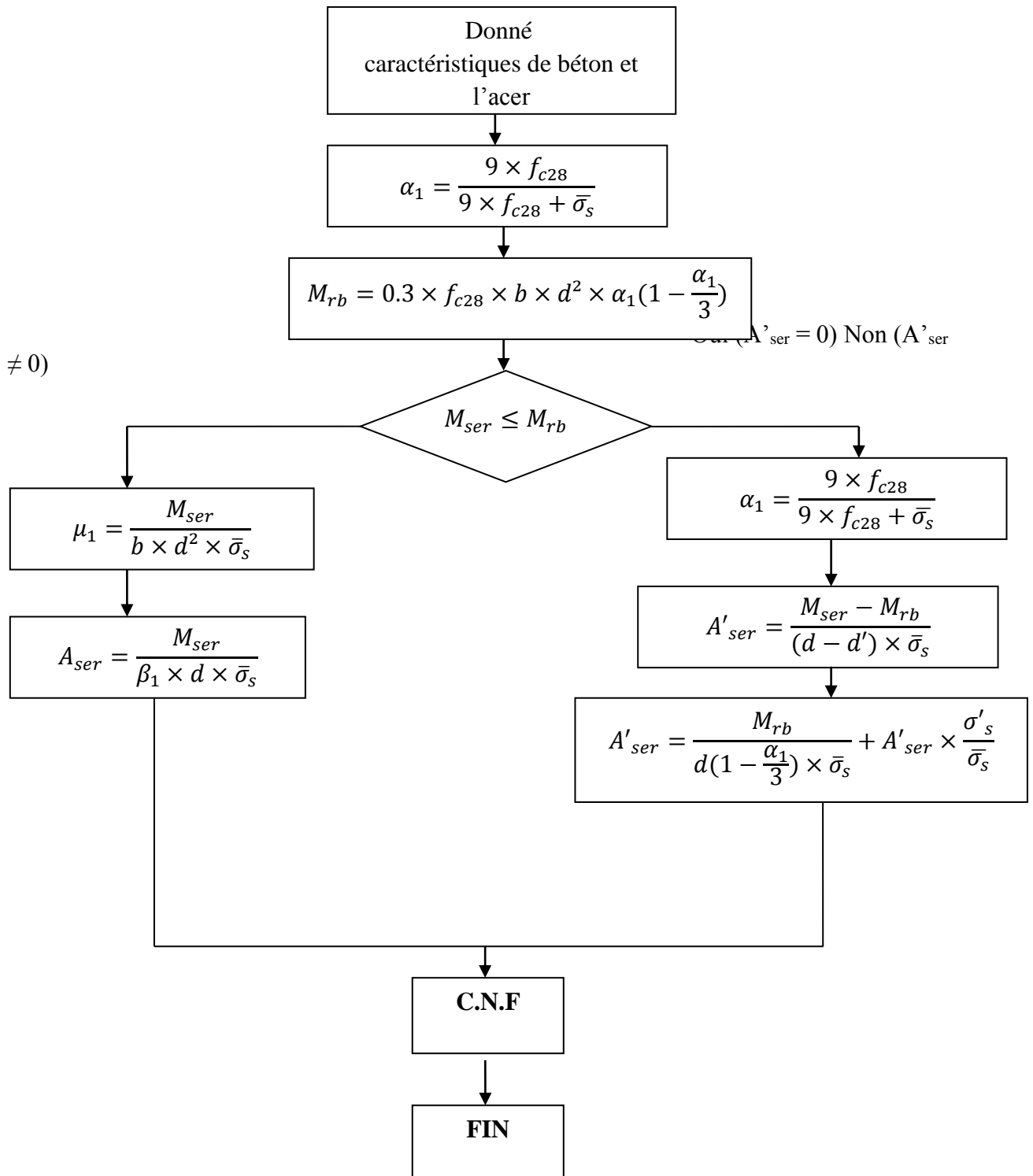
ORGANIGRAMME 01

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



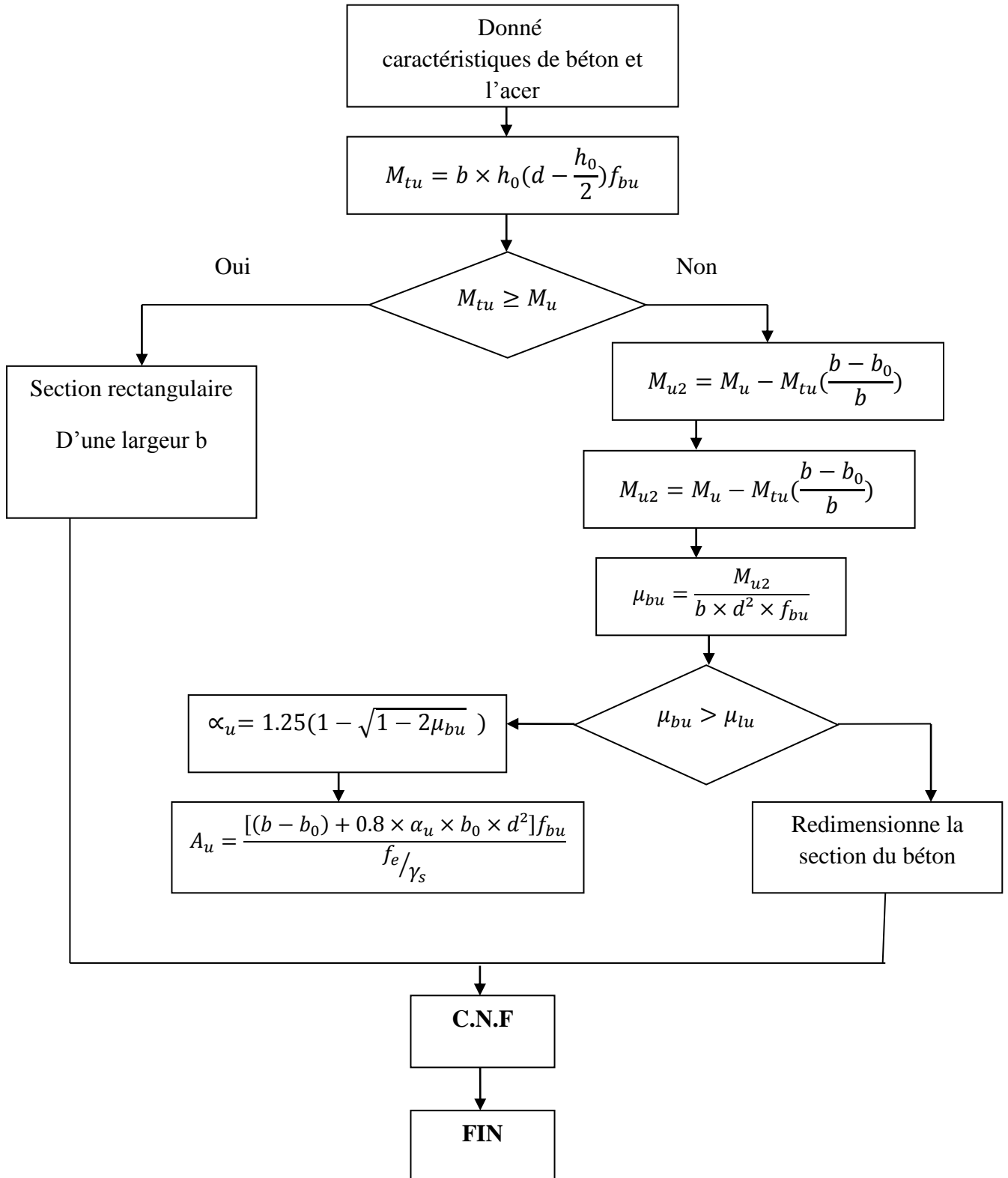
ORGANIGRAMME 02

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S EN FLEXION SIMPLE



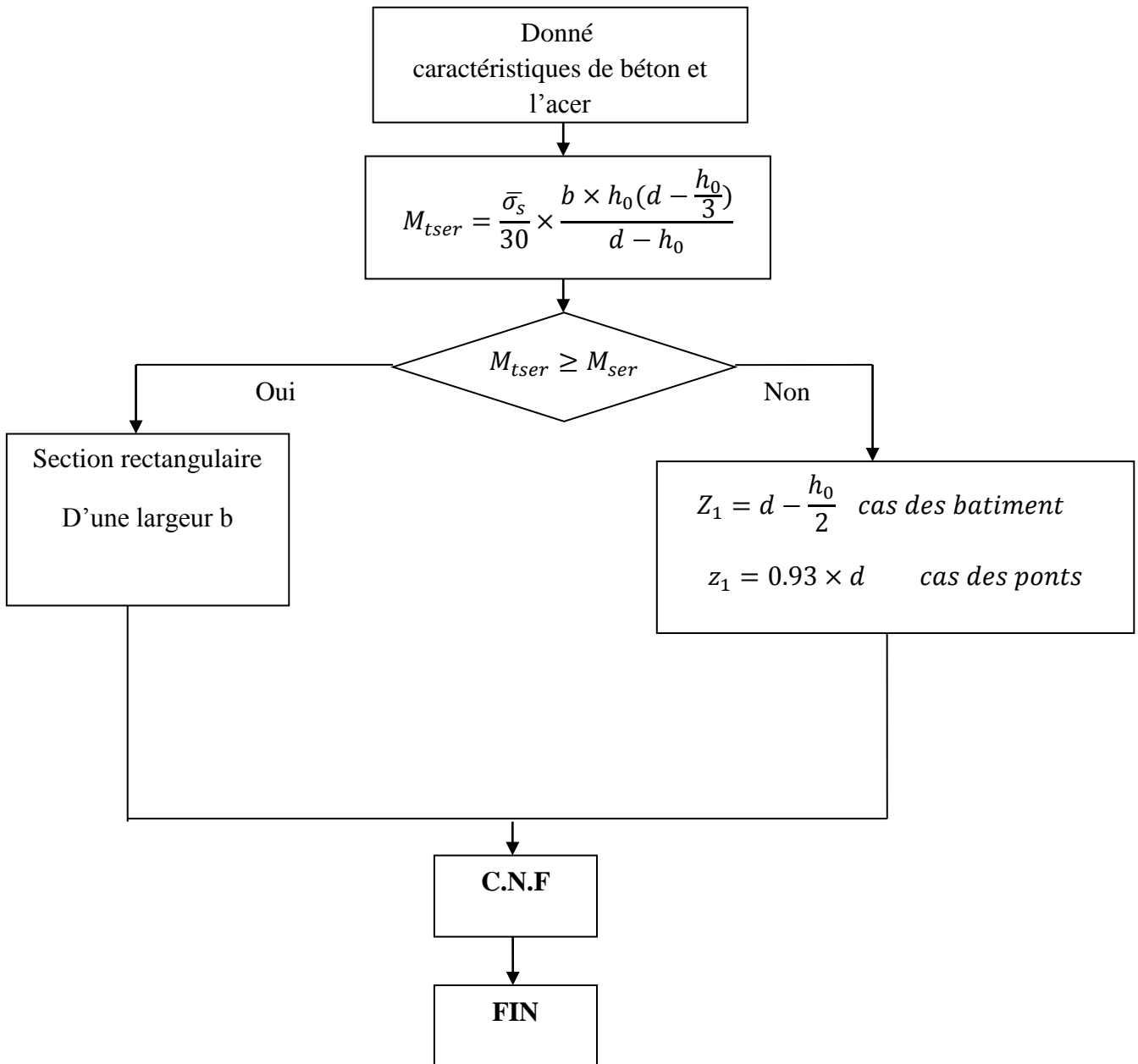
ORGANIGRAMME 03

SECTION EN TÊTE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

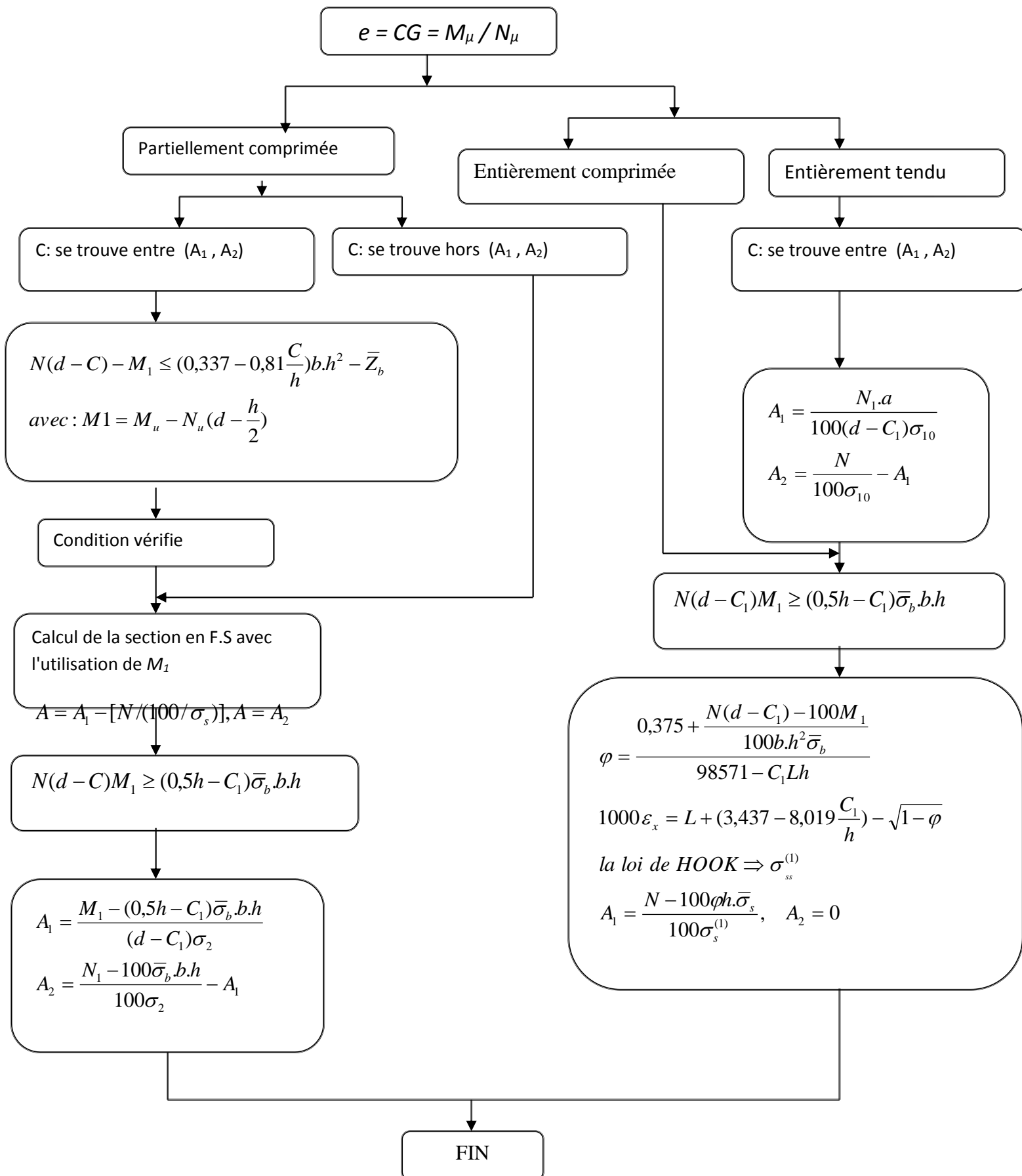


ORGANIGRAMME 04

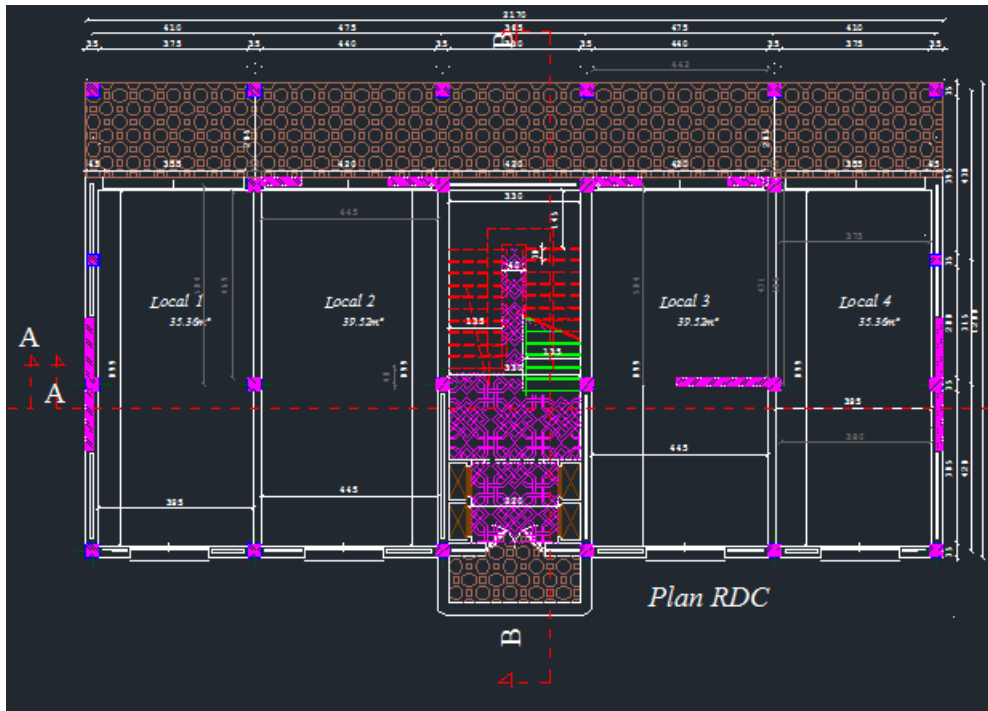
SECTION EN TÊTE A L'E.L.S EN FLEXION SIMPLE



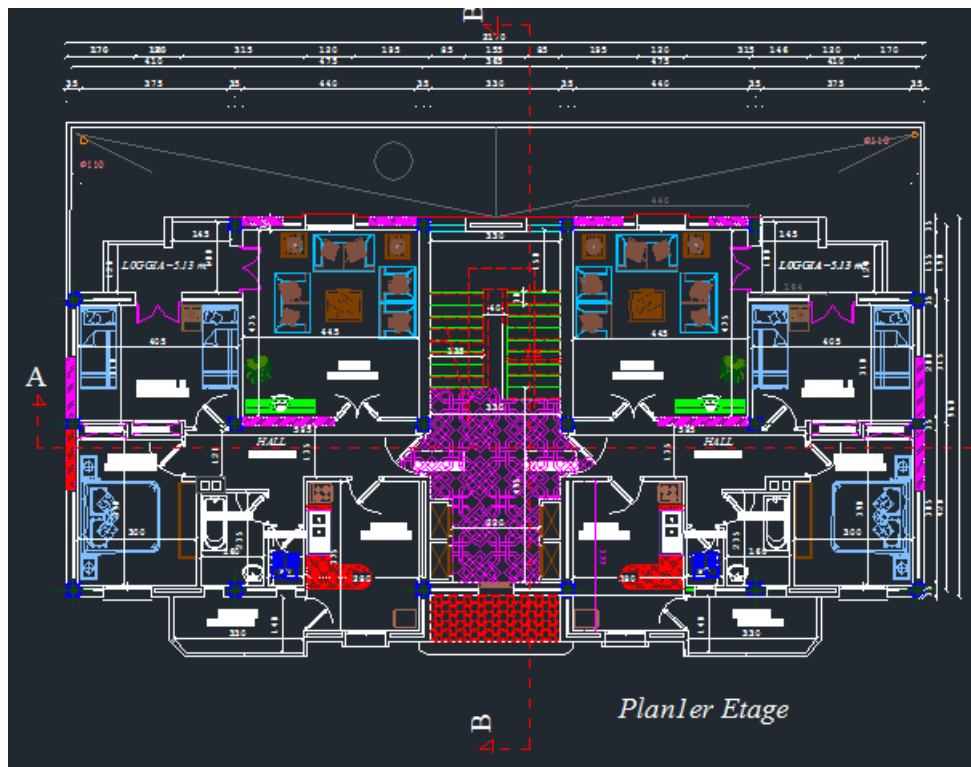
Organigramme de calcul en flexion composé 05



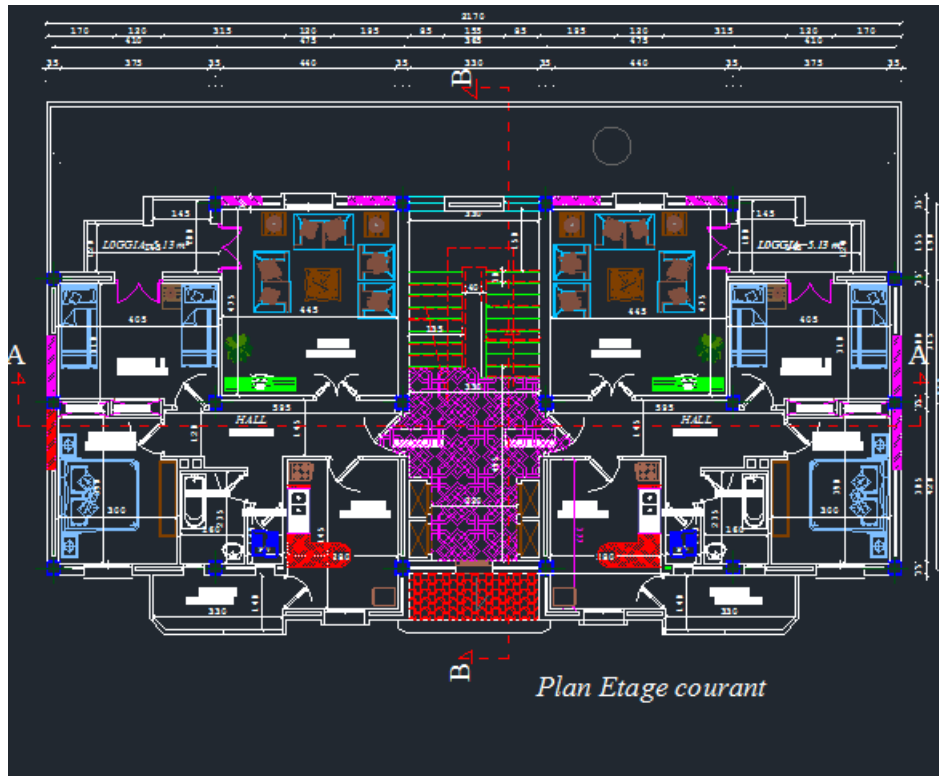
Annexe 03



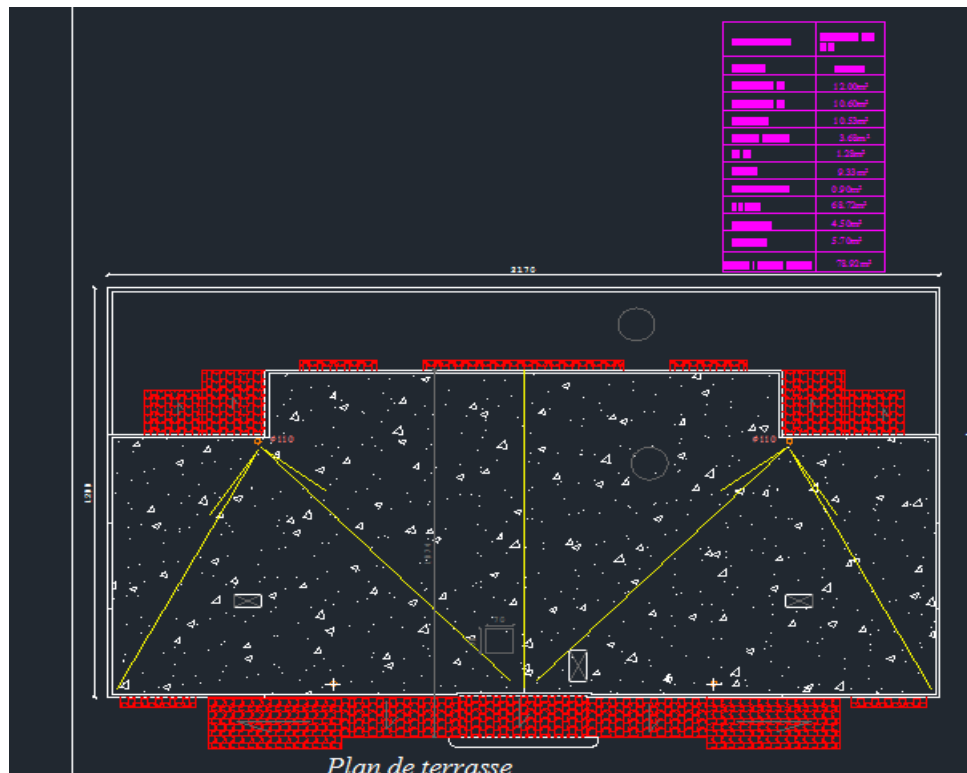
PLAN RDC



PLAN 1^{er} ETAGE



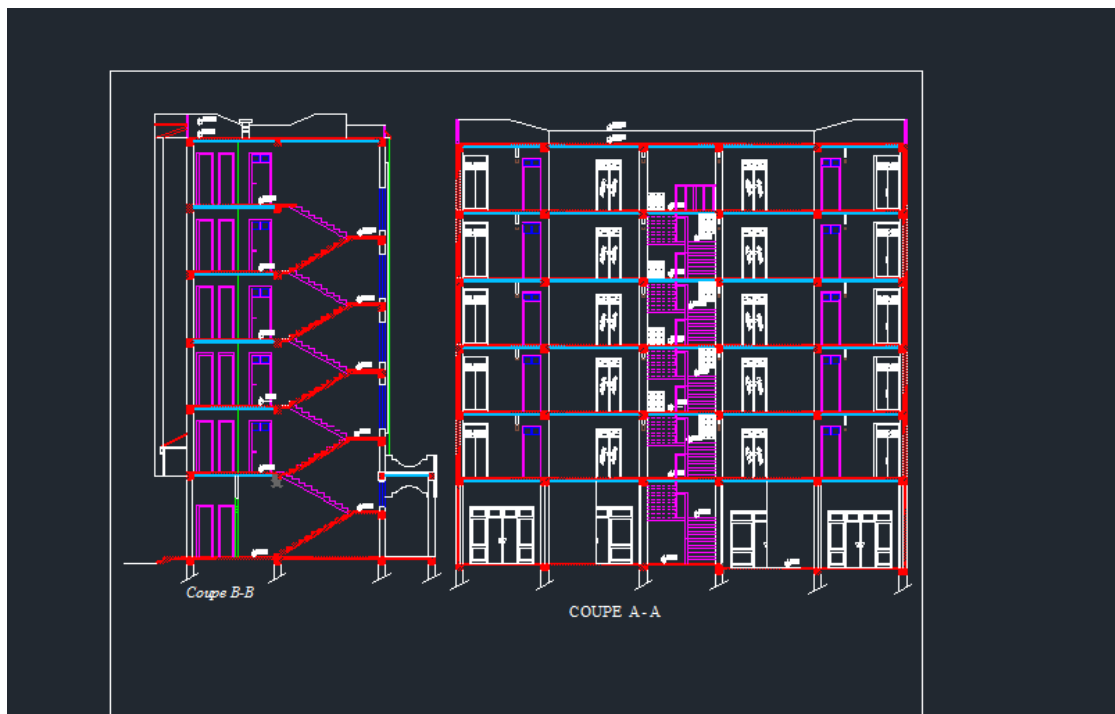
PLAN ETAGE COURANT



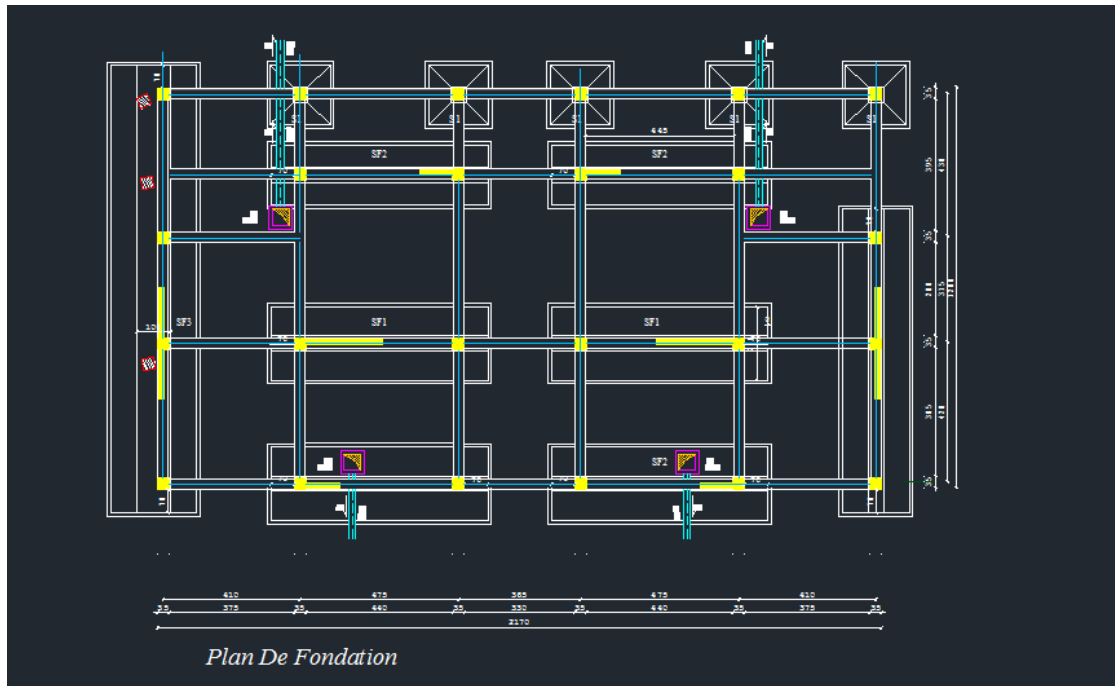
PLAN DE TERRASSE



PLAN LES FACADE



LES COUPE 5(A-A)et(B-B)



PLAN DE FANDATION





FAÇADE POSTERIEURE ECH :1/100