

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed El Bachir Elibrahimi –Bordj Bou Arreridj

جامعة محمد البشير الإبراهيمي « برج بوعريريج »

Faculté des Sciences et de la Technologie

كلية العلوم والتكنولوجيا

Département génie civil

قسم الهندسة المدنية



Mémoire de fin d'études

PRESENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER

Filière : Génie civil

Option : Structures

THÈME :

Dimensionnement et Calcul d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation contreventement mixte (Portique + Voile).

Préparé par : **BENCHEIKH ABD EL HALIM**
NASRI ABDELAZIZ

Encadreur: - **DJOUDI LARBI** MAA
- **BADIS MAZOUZ** MCB

Président : **KESSAL OUSSAMA** MCA
Examineur : **BELKADI AHMED**
ABDERRAOUF MCA
Examineur : **ABDEMEZIANE**
NABIL MAA

Année Universitaire : 2021/2022

Remerciements

Nous remercions tout d'abord, **Allah** qui nous a donné 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 tiens à remercier très chaleureusement mon directeur de mémoire **Mr. Djoudi Larbi**, pour son encadrement, son suivi permanent et ses précieux conseils.

Je tiens 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.

BENCHEIKH ABD EL HALIM

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 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.

NASRI ABDELAZIZ

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.

Mots clés:

Béton armé, Bâtiment, ROBOT analyse structurelle, RPA99 modifié 2003, BAEL91 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 edit 99.

ملخص

المبنى الذي تتم دراسته في هذه المذكرة يتكون من طابق أرضي وخمسة طوابق مخصصة لسكنات تم إنجازها بولاية برج بوعريريج 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.

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

Tableau I-1- Caractéristiques géométriques.....	02
Tableau I-2- Dosage et composition du béton.....	03
Tableau I -3- Caractéristiques mécaniques des aciers.....	05

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II -1- Tableau récapitulative.....	10
Tableau II -2- Charge permanente du plancher terrasse.....	11
Tableau II -3- Charge permanente du Plancher courant.....	12
Tableau II -4- chargement du mur extérieur.....	12
Tableau II-5- Balcon accessible.....	13
Tableau II-6- récapitulation des charges et surcharges.....	14
Tableau II-7- Dégression des charges d'exploitation.....	14
Tableau II-8- Descente des charges sur le poteau d'angle.....	15
Tableau II-9- Charges permanentes cumulée-Poteau de rive.....	16
Tableau II-10- Descente des charges sur le Poteau central.....	17

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III -1- Sollicitation d'acrotère.....	20
Tableau III -2- Sollicitation du balcon.....	22
Tableau. III -3- Résultats du calcul du ferrailage des escaliers.....	24
Tableau. III -4- Calcule des sollicitations de la poutre palière.....	27
Tableaux III -5- Calcule des efforts internes (M ; V) à l'ELU.....	32
Tableaux III -6- Calcule des efforts internes (M ; V) à l'ELS.....	32

Chapitre IV : Etude dynamique.

Tableau IV-1- calculs du facteur de qualité Q.....	39
Tableau IV-2- période et participation des masses donnée par ROBOT.....	42
Tableau IV-3- Résultats des efforts	44
Tableau IV-4- Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	44
Tableau IV-5- Vérifications des déplacements de niveaux sens x-x	44
Tableau IV-6- Vérifications des déplacements de niveaux sens y-y	45
Tableau IV-7- Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de Sens x-x	45
Tableau IV-8- Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de Sens y-y	45
	47

Chapitre V : Etude des éléments porteurs et d'infrastructure .	47
Tableau V-1- Tableau récapitulative des sollicitations sur les poteaux.....	47
Tableau V-2- Tableau récapitulative des sollicitations sur les poteaux.....	47
Tableau V -3- récapitulatif du ferrailage longitudinal des poteaux.....	48
Tableau V -4- récapitulatif du ferrailage longitudinal des poteaux.....	48
Tableau V-5- vérification des contraintes.....	49
Tableau V-6- Vérification aux sollicitations tangentielles.....	51
Tableau V -7- résultats du calcul de ferrailage sur appuis.....	52
Tableau V-8- récapitulation du ferrailage des poutres.....	53
Tableau V-9- les sollicitations des voiles.....	55
Tableau V-10- ferrailage des voiles.....	56
Tableau V-11- Les valeurs des Moment et les efforts normaux à E.L.U et E.L.S.....	56
Tableau V -12- Résultats des contraintes.....	58
Tableau V-13- Ferrailage de la semelle isolée.....	58
Tableau V-14- récapitulatif du ferrailage des semelles filantes.....	58
Tableau V-15- ferrailage inferieur de la poutre de libage.....	58
Tableau V-16- ferrailages supérieurs de la poutre de libage.....	58
Tableau V-17- récapitulation du ferrailage des poutres de libage.....	58

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Fig. I-1 : Diagramme contraintes-déformations du béton.....	04
Fig. I-2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	04
Fig. I-3: Loi de comportement de l'acier.....	06
Fig .I-4: Diagramme contrainte déformation d'acier .C.B.A.93.....	06

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Fig. II-1 : Epaisseur de plancher.....	10
Fig. II-2 : Coupe de voile en élévation.....	10
Fig.II-3: escalier	11
Fig. II-4 : Acrotère.....	12
Fig. II-5 : Poteau d'Angle.....	14
Fig. II-6 : Poteau de rive.....	16
Fig. II-7 : Poteau central.....	17

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Fig. III -1 : Schémas de ferrailage de l'acrotère.....	21
Fig.III-2 : Schéma du balcon	22
Fig.III-3 : Schéma de ferrailage du balcon.....	23
Fig. III-4 : schéma statique de l'escalier.....	24
Fig. III-5 : schéma de ferrailage de la première volée(RDC).....	27
Fig. III -6 : schéma de ferrailage de la deuxième volée(RDC).....	27
Fig. III -7 : schéma de ferrailage de la poutre palière.....	30
Fig. III-8:Schéma de poutrelle (5 travée).....	31
Fig. III-9 : diagramme des moments a l'ELU.....	32
Fig.III-10: diagramme des efforts tranchant a l'ELU.....	32
Fig. III-11: diagramme des moments a l' ELS.....	33
Fig. III-12: diagramme des efforts tranchant a l'ELS.....	33
Fig. III-13 : ferrailage de la nervure en travée.....	36
Fig. III-14 : ferrailage de la nervure sur appuis.....	36
Fig. III-15 : ferrailage en treillis soudé de la dalle de compression.....	37

Chapitre IV : Etude dynamique

Fig.IV-1 : spectre de réponse dans le sens x-x	40
Fig.IV-2 : spectre de réponse dans le sens y-y	40
Fig.IV-3 : Disposition des voiles.....	41
Fig.IV-4 : vue de la modélisation de la structure par le logiciel ROBOT.....	43
Fig.IV-5 : translation suivant x-x	43
Fig.IV-6 : translation suivant y-y	43
Fig.IV-7 : rotation suivant z-z	43
Fig.V-1: Ferrailage du poteau.....	49
Fig.V-2 : Schéma de ferrailage de la poutre principale.....	51
Fig.V-3 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.....	51
Fig.V-4 : Ferrailage du voile V_x	54
Fig.V-5 : Ferrailage du voile V_y	54
Fig.V-6 : ferrailage d'une semelle isolée.....	57
Fig.V-7 : ferrailage de la semelle filante SF1.....	59
Fig. IV-21: ferrailage de la longrine.....	59

LISTE DES NOTATIONS :

A : section d'acier
A_i : armature inférieure
A.N : axe neutre
A_s : armatures supérieures
A_t : section d'armatures transversales
A' : section d'acier comprimé
A_{max}, A_{min} : section d'aciers maximale et minimale
A_{ser} : section d'aciers à l'état limite de service
A_u : section d'aciers à l'état limite ultime
B_r : section réduite d'un poteau
B : aire de béton
E.L.S : état limite de service
E_s : module d'élasticité de l'acier
E.L.U : état limite ultime
I : moment d'inertie
G : action permanente
M : moment fléchissant
M_a : moment sur appui
d : hauteur utile d'une section
M_{ser} : moment fléchissant à l'E.L.S
M_t : moment fléchissant en travée
N : effort normal
M_u : moment fléchissant à l'E.L.U
N_{ser} : effort normal de service
N_u : effort normal ultime
Q_B : 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
V_u : effort tranchant à l'E.L.U

b_0 : largeur d'une section en T
 M_{lu} : moment fléchissant limite à l'E.L.U,
 d' : distance des aciers comprimés à la fibre la plus comprimée de béton
 f_{bu} : résistance de calcul du béton en compression à l'E.L.U
 f_{cj} : résistance caractéristique du béton à la compression à j jours d'âge
 f_{tj} : résistance à la traction du béton à j jours d'âge
 f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
 f_{t28} : résistance à la traction du béton à 28 jours d'âge
 e : excentricité
 f : flèche
 f_e : limite d'élasticité de l'acier
 h : hauteur totale d'une section
 i : rayon de giration
 h_0 : 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

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.	
I -1 : Introduction.....	2
I-2 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	2
I-3 : Conception de la structure.....	2
I-4 : Caractéristiques géotechniques du sol.....	2
I-5 : Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
I-5-1 : Béton	3
I-5-2 : Aciers	5
I-6 : Méthodes de calcul.....	7
I-7 : Hypothèse de calcul	7
I-8 : Les règlements à respecter	7
I-9 : Les logiciels utilisés	7
I-10 : Conclusion	7
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges.	
II-1 : Introduction	8
II-2 : Pré-dimensionnement.....	8
II-2-1 : Les poutres.....	8
II-2-2 : Les planchers.....	9
II-2-3 : Les poteaux	9
II-2-4 : Les voiles	10
II-2-5 : Escaliers	10
II-3 : Charges et surcharges.....	11
II-3-1 : Charges permanentes G	11
II-3-2 : Surcharges d'exploitations Q.....	13
II-3-3 : Tableau récapitulatif des charge G et Q.....	13
II-4 : Descente des charges.....	14
II-4-1-Loi de dégression des charges.....	14
II-4-2 : récapitulation de l'ensemble des descentes de charge.....	14
II-5 : Vérification de la section des poteaux.....	19
II-6 : Conclusion.....	19

Chapitre III : Etudes des éléments secondaires.

III.1 : Introduction.....	20
III.2 : Acrotère.....	20
III-2-1 : Calcul des sollicitations.....	20
III-2-2 : Ferrailages.....	20
III-2-3 : schématisation du ferrailage.....	21
III-3 : Les balcons.....	22
III-3-1 : Évaluation des charges.....	22
III-3-2 : Calcul du ferrailage.....	22
III-3-3 : Schéma de ferrailage.....	23
III-4 : Les escaliers.....	23
III-4-1 : étude des escaliers.....	23
III-4-1-1: Calcul des escaliers.....	24
III-4-1-2: Calcul des armatures.....	24
III-4-1-3: Schématisation du ferrailage.....	27
III-4-2 : Etude de la poutre palière.....	27
III-4-3 : Dessin de ferrailage de la poutre palière	30
III-5 : Conclusion	30
III--6 : Etudes des Planchers.	
III-6-1 : introduction.....	30
III-6-2 : Choix de la méthode de calcul.....	30
III-6-2-1 : Méthode forfaitaire.....	30
III-6-2-2 : Méthode de Caquot.....	31
III-6-3 : Etude des poutrelles.....	31
III-6-3-1 : Diagramme des efforts.....	32
III-6-3-2 : Ferrailage des poutrelles (ELU).....	33
III-6-3-3 : Calcule des armatures transversales.....	33
III-6-3-4 : Ferrailage en travée.....	34
III-6-3-5 : Calcule des armatures transversales.....	34
III-6-4 Les vérifications.....	34
III-6-4-1 : Vérification à ELS selon BAEL 91 en appui	34
II III-6-3-5 : Calcule des armatures transversales.....	35

III-6-5 : vérification de flèche	35
III-6-6 : Schéma de ferrailage	36
III-6-7 : Ferrailage de la dalle de compression	36
III-6-8 : Conclusion.....	37

Chapitre IV : Étude dynamique.

IV-1 : Introduction.....	38
IV -2 : Méthode statique équivalente.....	38
IV -2-1 : Condition d'application de la méthode statique équivalente	38
IV -2-2: Calcul de la force sismique totale	38
IV -3 : Spectre de réponse de calcul.....	40
IV-4 : Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par l'ROBOT.....	42
IV-4-1 : périodes de vibration et taux de participation des masses modales	41
IV-4-2 : Comportement dynamique de la structure	43
IV-5: Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003.....	44
IV-5-1 : Justification de l'interaction voiles-portiques.....	45
IV-5-2 : Vérification de la résultante des forces sismique à la base.....	44
IV-5-3 : Vérification vis-à-vis des déplacements inters-étages	44
IV-5-4 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ	45
IV-5-5 : Vérification de l'effort normal réduit.....	45
IV-6 : conclusion.....	46

Chapitre V : Études des éléments porteurs et d'infrastructure.

V-1 : Introduction.....	47
V-2 : étude des poteaux.....	47
V-2-1: Sollicitations de calculs.....	47
V-2-2 : Ferrailage du poteau.....	47
V-2-3 : Vérifications	48
V-2-4 : Schéma du ferrailage des poteaux	49
V-3 : Etude des poutres.....	49
V-3-1 : ferrailage des poutres.....	49
V-3-2 : Vérification à L'ELS.....	50
V-3-3 : Justification vis-à-vis du cisaillement (E.L.U)	50
V-3-4 : Vérification de la flèche.....	51

V-3-5: Récapitulation des résultats du ferrailage.....	51
V-3-6 : Schémas du ferrailage.....	51
V-4 : Etude des voiles.....	52
V-4-1 : Calcul des sollicitations.....	52
V-4-2 : Exemple de calcul de ferrailage et de vérifications.....	52
V-4-3 : Tableaux récapitulatifs des résultats du ferrailage vertical	53
V-4-4 : Schéma de ferrailage.....	54
V-5 : Conclusion.....	54
V-6 : Etude de l'infrastructure.....	54
V-6-1 : introduction.....	54
V-6-2 : choix de type des fondations.....	54
V-6-3: Pré-dimensionnement	54
V-6-4 : Etude des semelles isolées.....	55
V-6-4-1 : Les sollicitations.....	55
V-6-4-2 : Vérification de la contrainte de sol.....	55
V-6-4-3 : Condition de rigidité.....	55
V-6-4-4 : Condition de poinçonnement.....	56
V-6-4-5 : Ferrailage des semelles isolées.....	56
V-6-4-6 : Schéma de Ferrailage.....	57
V-6-5 : Semelles filantes	57
V-6-5-1 : Étape de calcul	57
V-6-5-2: Vérification au non poinçonnement	57
V-6-5-3 : Ferrailage des semelles filantes	57
V-6-6 : Etude de la poutre de libage	58
V-6-7 : La longrine	58
V-6-8 : Schématisation du ferrailage	58
V-6-9 : Conclusion.....	60
Conclusion générale	60

Références

Annexes

Introduction générale

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 I:

Présentation de l'ouvrage

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

I-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 arme.

I-2 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage: les Caractéristiques géométriques de la structure sont prescrits au tableau suivant:

-Longueur totale (m)	22.30
- Largeur totale (m)	08.75
- Hauteur totale avec l'acrotère (m)	20.66
- Hauteur d'étage courant (m)	03.23
- Hauteur de R.D.C. (m)	03.91

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques.

I. 3 : Conception de la structure:

I.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.

I.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.

I.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.

I.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.

I.3.5 : Escaliers :

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

I-4 : Caractéristiques géotechniques du sol:

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

- La contrainte du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2.2\text{bars}$
- L'angle de frottement interne du sol $u = 35^\circ$
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent)

I-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.

I-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 permettant d'obtenir dans des conditions courantes, une résistance à la compression égale à « 25 MPa ».

Composantes	Graviers 15/25 8/15	Sable 0/3	Ciment	Eau
Volume	800 l	400 l	7 sacs	180 l
Poids (Kg)	1200	600	350	180

Tableau.I.2 : Dosage et composition du béton.

- **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:

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.16 \text{ MPa}$$

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.

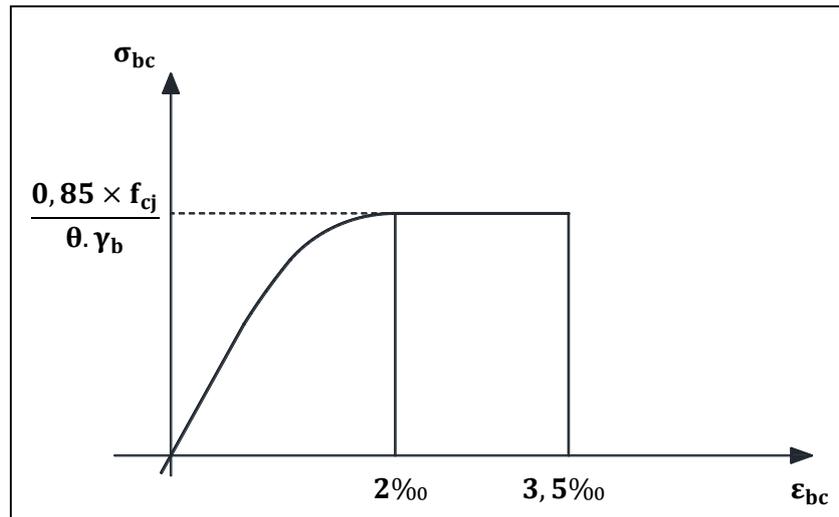


Figure I.1 : Diagramme Contrainte déformations du béton. C.B.A.93

- 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 : σ_{bc} : contrainte admissible à l'ELS à $j = 28$ 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:

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

I-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.

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

Tableau I-3 : Caractéristiques mécaniques des aciers.

- **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

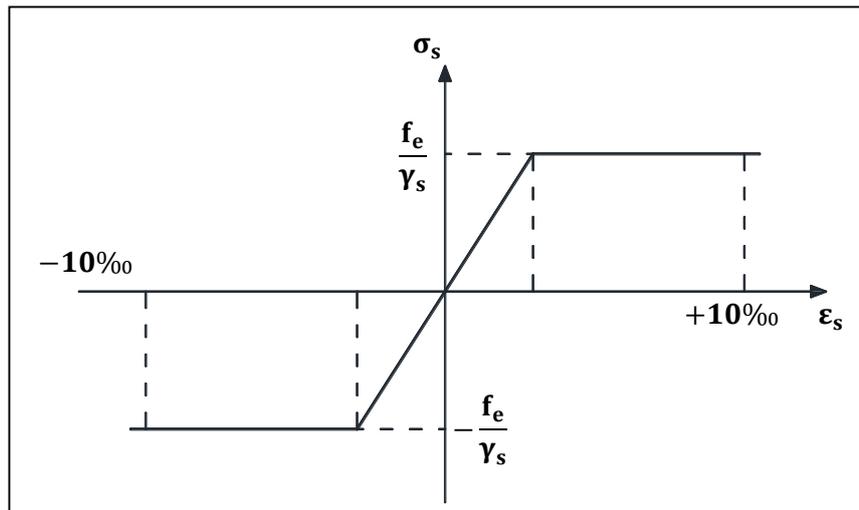


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation d'acier .C.B.A.93

- **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 II:

Pré-
dimensionnement
des éléments
structuraux

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II-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.

II-2 : Pré-dimensionnement:

II-2-1 : Les poutres:

Selon la condition de flèche (BAEL 91) : $L/15 \leq h \leq L/10$

a) Poutres principale :

$$L = 505\text{cm}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 505/15 \leq h \leq 505/10 \Rightarrow 33,66 \leq h \leq 50,5$$

On adopte **h = 45cm**

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

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

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

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

b) Poutre secondaire :

$$L = 495\text{ cm}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 495/15 \leq h \leq 495/10 \Rightarrow 33 \leq h \leq 49,5$$

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.

$h/b \leq 4 \Rightarrow 40/30 = 1,33 \leq 4$. . . Une condition vérifiée.

c) Poutre palière :

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

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 475/15 \leq h \leq 475/10 \Rightarrow 31,66 \leq h \leq 47,5$$

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.

$h/b \leq 4 \Rightarrow 40/30 = 1,33 \leq 4$. . . Une condition vérifiée.

II-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 :

$e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.

$e = 11$ 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 $L = 465$ cm

$$h_t \geq \frac{465}{22,5} = 20,66 \text{ cm}$$

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

$$L/25 \leq h_t \leq L/20 \Rightarrow 465/25 \leq h_t \leq 465/20 \Rightarrow 18,6 \leq h_t \leq 23,25$$

$h_t = 21$ cm Une condition vérifiée.

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

II-2-3 : Les poteaux :

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm (en zone IIa) selon notre cas} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{346}{20} = 17,3 \text{ cm} \\ 1/4 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

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.

- $\text{Min } (b_1, h_1) > h_e / 20$

$b = 35 \geq 17,3$... 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:

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 21 = 18,9 \text{ cm} \quad \text{On prend } d = 19 \text{ cm} .$$

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

$h_0 = 5$ cm .

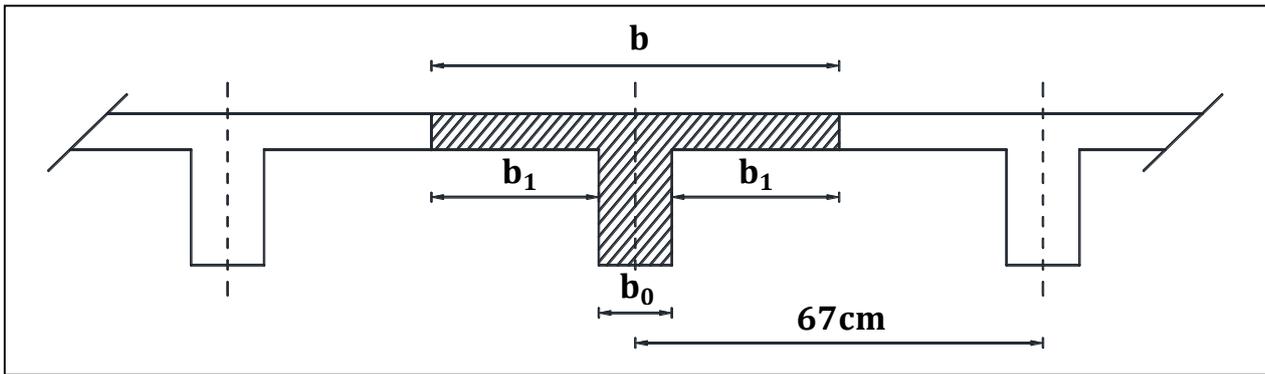


Fig. II-1 : Epaisseur de plancher.

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

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 $b = 67 \text{ cm}$

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

Tableau II-1 : Tableau récapitulative.

II-2-4 : Les voiles:

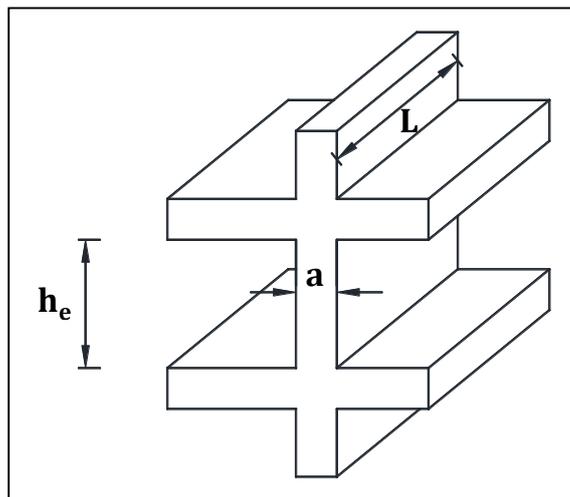


Fig. II-2: Coupe de voile en élévation.

Rez-de-chaussée:

$h_e = 3,91 - 0,45 = 3,46 \text{ m}$; $a \geq h_e/20 = 346/20 = 17,3 \text{ cm}$

Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles: $a = 20 \text{ cm}$

II-2-5 : Escaliers:

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

a) Escalier RDC:

❖ **Prédimensionnement de la paillasse et de palier:**

- Hauteur de la paillasse = 1,19 m.
- Choix de la hauteur de la marche : $h = 17\text{cm}$.
- Détermination du nombre de marches:

$$n = H/h = 1,19/0,17 ; n = 7 \text{ marches}$$

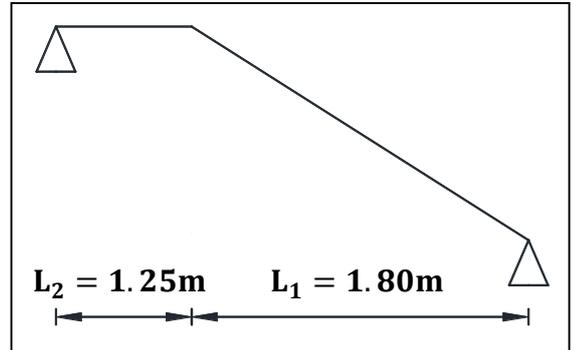


Fig. II-3: Escalier

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

$$L_1 = g(n - 1) \Rightarrow L_1 = 1,80 \text{ m}$$

- Epaisseur de la dalle d'escalier :

$$\tan \alpha = H/L_1 = 1,19/1,80 = 0,567 ; \alpha = 29,54^\circ ; \sin \alpha = H/L_3 \Rightarrow L_3 = H/\sin \alpha ; L_3 = 2,07\text{m}$$

❖ **Epaisseur de palier d'escalier:**

$$L = L_2 + L_3 = 1,25 + 2,07 = 3,32 \text{ m}$$

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

II-3 : Charges et sur charges:

II-3-1 : Charges permanentes G [DTR B.C.2.2] :

a) Plancher terrasse (corps-creux) :

	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
				$\Sigma = 6.38 \text{ KN/m}^2$

Tableau II-2 :Charge permanente du plancher terrasse.

Plancher étage courant (corps-creux) :

	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
				$\Sigma = 5.33 \text{ KN/m}^2$

Tableau II-3 :Charge permanente du Plancher courant.**b) 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
				$\Sigma = 2.76 \text{ KN/m}^2$

Tableau II-4 :chargement du mur extérieur.**d) L'acrotère:**

Section transversale de l'acrotère

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

❖ **Poids propre:****1- béton armé:**

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

2- enduit de ciment (2 cm):

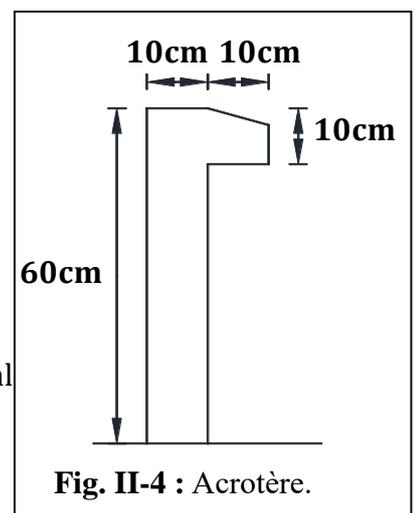
$$G_2 = 0,02 \times 20 \times (0,6 + 0,1 + 0,1 + 0,07 + 0,1 + 0,5) = 0,588 \text{ KN/ml}$$

$$G_1 + G_2 = 1,712 + 0,588$$

$$\mathbf{G = 2.30 \text{ KN/ml}}$$

mL**c) Balcon Accessible:**❖ **Pré dimensionnement de la dalle (pratique de BAEL p 352):**

La portée du balcon est de 135 cm

**Fig. II-4 :** Acrotère.**Condition de flèche:**

$$e \geq 135/20 = 6,75 \text{ cm}$$

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

	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 II-5 :Balcon accessible.

	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
				$\Sigma = 7.28 \text{ KN/m}^2$

Tableau II-5 :Balcon inaccessible.

Escalier

❖ **Paillasse:**

- Poids propre..... $25 \times 0,15 \times 1 / \cos \alpha = 4,31 \text{ KN/m}$
- Poids des marches $22 \times 0,17 / 2 = 1,87 \text{ KN/m}$
- Carrelage..... $22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 \text{ KN/m}$
- Mortier de pose $20 \times 0,02 \times 1 = 0,40 \text{ KN/m}$
- Revêtement $20 \times 0,02 / \cos \alpha = 0,46 \text{ KN/m}$
- Garde corps métallique : 0,10 KN/m

G = 7,58 KN/m.

❖ **Palier:**

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

G = 4,99 KN/m.

II-3-2 : Surcharges d’exploitations Q [DTR B.C.2.2]:

- Plancher terrasse (non accessible) 1 KN /m².
- Plancher Etage courant 1,5 KN /m².
- Escalier courant 2,5 KN /m².
- Balcon accessible 3,5 KN /m².

II-3-3 : Tableau récapitulatif des charge G et Q : [DTR B.C.2.2]

Elément	G (KN/M2)	Q (KN/M2)
Plancher terrasse	6,38	1,00
Plancher courant	5,33	1,50
Acrotère (KN/ml)	2,30	-
Mur extérieur	2,76	-
Balcon courant - Dalle pleine	5,33	3,50
Escalier(palier – paillasse)	4,99 7,58	2,50

Tableau II-6 :récapitulation des charges et surcharges.

II-4 : Descente des charges:

II-4-1 :Loi de dégression des charges:

- Pour le toit ou la terrasse Q₀
- Pour le dernier étage Q₁
- Pour l’étage immédiatement inférieur 0.9Q₁
-0.8Q₁

Et ainsi, en réduisant de 10% par étage jusqu’à 0,50 Q₁ valeur conservée pour les étages inférieurs(**DTR.B.C article 63**)

		Q(KN /m ²)
Terrasse	Q ₀	1
Etage 4	Q ₁	1.5
Etage 3	0.9Q ₁	1.35
Etage 2	0.8Q ₁	1.20
Etage 1	0.7Q ₁	1.05
(RDC)	0.6Q ₁	0.9

Tableau II-7 : Dégression des charges d’exploitation.

II-4-2 : récapitulation de l’ensemble des descentes de charge:

- Poteau d’angle :

$S = 1,70 \times 2,40$

$S = 4,08m^2$

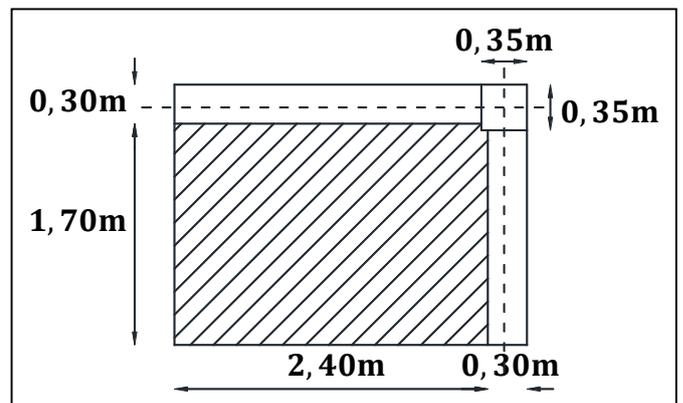


Fig.II-5 :Poteau d'Angle.

Niveau	Elément	Calcul de l'élément	G (KN)	Q (KN)
Plancher terrasse				
N 1-1	Acrotère	4,60	10,58	
	Plancher terrasse	4,08	26,03	$2,6 \times 1,9 \times 1 = 4,94$
	Poutre principale	$(0,30 \times 0,45) \times (2,35) = 0,317$	7,925	
	Poutre secondaire	$(0,30 \times 0,40) \times (1,65) = 0,198$	4,950	
		La somme	49,485	4,94
N 2-2	Venant N 1-1		49,485	4,94
	Poteaux	$(0,35 \times 0,35 \times 3,23) = 0,395$	9,875	
	Mur extérieur	$(1,65 \times 2,83) \times (2,35 \times 2,78) = 11,202$	30,917	
		La somme	90,277	4,94
Plancher étage 1				
N 3-3	Venant N 2-2		90,277	4,94
	Plancher courant	4,08	21,746	6,12
	Poutre principale	0,317	7,925	
	Poutre secondaire	0,198	4,950	
		La somme	124,898	11,06
N 4-4	Venant N 3-3		124,898	11,06
	Poteaux	0,395	9,875	
	Mur extérieur	11,202	30,917	
		La somme	165,69	11,06
Plancher étage 2				
N 5-5	Venant N 4-4		165,69	11,06
	Plancher courant	4,08	21,746	5,508
	Poutre principale	0,317	7,925	
	Poutre secondaire	0,198	4,950	
		La somme	200,311	16,568
N 6-6	Venant N 5-5		200,311	16,568
	Poteaux	0,395	9,875	
	Mur extérieur	11,202	30,917	
		La somme	241,103	16,568
Plancher étage 3				
N 7-7	Venant N 6-6		241,103	16,568
	Plancher courant	4,08	21,746	4,896
	Poutre principale	0,317	7,925	
	Poutre secondaire	0,198	4,950	
		La somme	275,724	21,464
N 8-8	Venant N 7-7		275,724	21,464
	Poteaux	0,395	9,875	
	Mur extérieur	11,202	30,917	
		La somme	316,516	21,464

Plancher étage 4				
N 9-9	Venant N 8-8		316,516	21,464
	Plancher courant	4,08	21,746	4,284
	Poutre principale	0,317	7,925	
	Poutre secondaire	0,198	4,950	
		La somme	351,137	25,748
N 10-10	Venant N 9-9		351,137	25,748
	Poteaux	0,395	9,875	
	Mur extérieur	11,202	30,917	
		La somme	391,922	25,748
Plancher étage 5				
N 11-11	Venant N 10-10		391,922	25,748
	Plancher courant	4,08	21,746	3,672
	Poutre principale	0,317	7,925	
	Poutre secondaire	0,198	4,950	
		La somme	426,55	29,42
N 12-12	Venant N 11-11		426,55	29,42
	Poteaux	$(0,35 \times 0,35 \times 3,91) = 0,478$	11,95	
		La somme	438,50	29,42

Tableau II-8 : Descente des charges sur le poteau d'angle.

- Poteau rive:

$$S = (1,70 + 2,325) \times 1,525$$

$$S = 6,13\text{m}^2$$

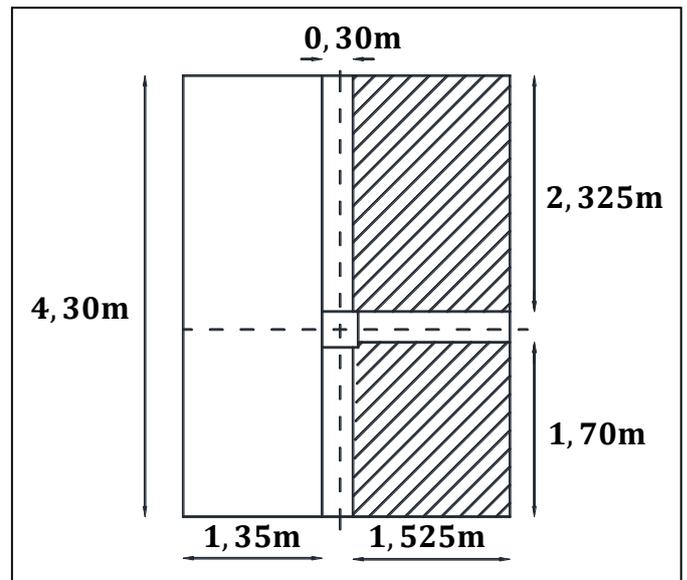


Fig.II-6 : Poteau de rive.

Niveau	Elément	Calcul de l'élément	G (KN)	Q (KN)
Plancher terrasse				
N 1-1	Acrotère	4,30	9,89	-
	Plancher terrasse	6,13	39,109	$1,85 \times 4,3 \times 1 = 7,955$
	Balcon D-P	$(1,35 \times 4,30) = 5,805$	42,26	$1,25 \times 4,3 \times 1 = 5,375$
	Poutre principale	$(0,30 \times 0,45) \times (1,50) = 0,202$	5,05	-
	Poutre secondaire	$(0,30 \times 0,40) \times (1,65 + 2,30) = 0,474$	11,85	-
		La somme	108,159	13,33
N 2-2	Venant N 1-1		108,159	13,33
	Poteaux	$(0,35 \times 0,35 \times 3,23) = 0,395$	9,875	
	Mur extérieur	$(1,65 \times 2,83) + (3,7 \times 3,08) = 16,065$	44,339	
		La somme	162,373	13,33
Plancher étage 1				
N 3-3	Venant N 2-2		162,373	13,33
	Plancher courant	6,13	32,672	9,195
	Balcon D-P	5,805	30,94	20,317
	Poutre principale	0,202	7,35	
	Poutre secondaire	0,474	11,55	
		La somme	244,885	42,842
N 4-4	Venant N 3-3		244,885	42,842
	Poteaux	0,395	9,875	
	Mur extérieur	16,065	44,339	
		La somme	299,099	42,842
Plancher étage 2				
5-5	Venant N 4-4		299,099	42,842
	Plancher courant	6,13	32,672	8,275
	Balcon D-P	5,805	30,94	18,285
	Poutre principale	0,202	7,35	
	Poutre secondaire	0,474	11,55	
		La somme	381,611	69,402
N 6-6	Venant N 5-5		381,611	69,402
	Poteaux	0,395	9,875	
	Mur extérieur	16,065	44,339	
		La somme	435,825	69,402
Plancher étage 3				
N 7-7	Venant N 6-6		435,825	69,402
	Plancher courant	6,13	32,672	7,356
	Balcon D-P	5,805	30,94	16,254
	Poutre principale	0,202	7,35	
	Poutre secondaire	0,474	11,55	
		La somme	518,337	93,012
N 8-8	Venant N 7-7		518,337	93,012

	Poteaux	0,395	9,875	
	Mur extérieur	16,065	44,339	
		La somme	572,551	93,012
Plancher étage 4				
N 9-9	Venant N 8-8		572,551	93,012
	Plancher courant	6,13	32,672	6,437
	Balcon D-P	5,805	30,94	14,222
	Poutre principale	0,202	7,35	
	Poutre secondaire	0,474	11,55	
		La somme	655,063	113,67
N 10-10	Venant N 9-9		655,063	113,67
	Poteaux	0,395	9,875	
	Mur extérieur	16,065	44,339	
		La somme	709,277	113,67
N 11-11	Venant N 10-10		709,277	113,67
	Plancher courant	6,13	32,672	5,517
	Balcon D-P	5,805	30,94	12,190
	Poutre principale	0,202	7,35	
	Poutre secondaire	0,474	11,55	
		La somme	791,789	131,377
N 12- 12	Venant N 11-11		791,789	131,377
	Poteaux	$(0,35 \times 0,35 \times 3,91) = 0,478$	11,95	
		La somme	803,739	131,377

Tableau II -9 : Charges permanentes cumulée-Poteau de rive,

-Poteau Central :

$$S = [2,4 \times (2,325 + 2,20)] + [1,525 \times 2,325]$$

$$S = 14,40m^2$$

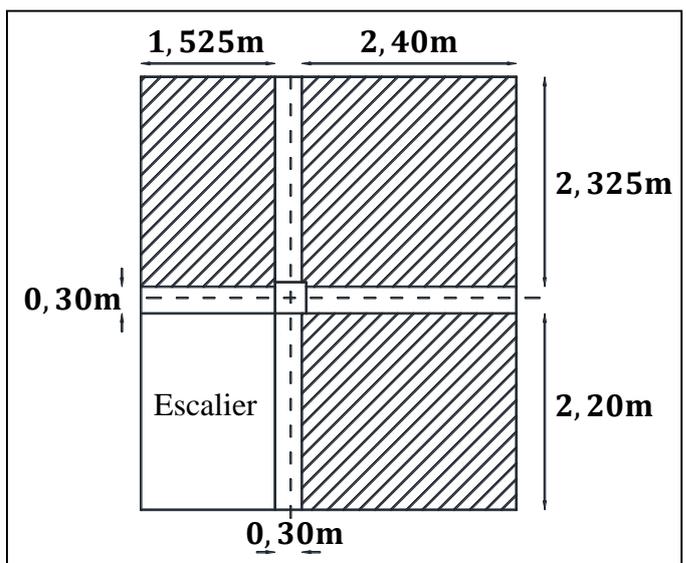


Fig.II-7 :Poteau central.

Niveau	Elément	Calcul de l'élément	G (KN)	Q (KN)
Plancher terrasse				
N 1-1	Plancher terrasse	$(2,325 \times 2,2) \times (1,525 + 2,4) = 17,76$	113,308	$4,225 \times 4,825 \times 1 = 20,385$
	Poutre principale	$(0,30 \times 0,45) \times (2,35 + 1,5) = 0,519$	12,975	
	Poutre secondaire	$(0,30 \times 0,40) \times (2,3 + 2,2) = 0,54$	13,50	
		La somme	139,783	20,385
N 2-2	Venant N 1-1		139,783	20,385
	Poteaux	$(0,35 \times 0,35 \times 3,23) = 0,395$	9,875	
		La somme	149,658	20,385
Plancher étage 1				
N 3-3	Venant N 2-2		149,658	20,385
	Plancher courant	14,40	76,752	21,6
	Escalier	$1,5 \times 1,35 = 2,025$	15,349	5,062
	Poutre principale	0,519	12,975	
	Poutre secondaire	0,54	13,50	
		La somme	268,234	26,662
N 4-4	Venant N 3-3		268,234	26,662
	Poteaux	0,395	9,875	
		La somme	278,109	26,662
Plancher étage 2				
5-5	Venant N 4-4		278,109	26,662
	Plancher courant	14,40	76,752	19,44
	Escalier	2,025	15,349	4,555
	Poutre principale	0,519	12,975	
	Poutre secondaire	0,54	13,50	
		La somme	396,685	50,658
N 6-6	Venant N 5-5		396,685	50,658
	Poteaux	0,395	9,875	
		La somme	406,560	50,658
Plancher étage 3				
N 7-7	Venant N 6-6		406,560	50,658
	Plancher courant	14,40	76,752	17,28
	Escalier	2,025	15,349	4,05
	Poutre principale	0,519	12,975	
	Poutre secondaire	0,54	13,50	
		La somme	525,136	71,987
N 8-8	Venant N 7-7		525,136	71,987
	Poteaux	0,395	9,875	
		La somme	535,011	71,987
Plancher étage 4				
N 9-9	Venant N 8-8		535,011	71,987

	Plancher courant	14,40	76,752	15,12
	Escalier	2,025	15,349	3,543
	Poutre principale	0,519	12,975	
	Poutre secondaire	0,54	13,50	
		La somme	653,587	90,651
N 10-10	Venant N 9-9		653,587	90,651
	Poteaux	0,395	9,875	
		La somme	663,462	90,651
N 11-11	Venant N 10-10		663,462	90,651
	Plancher courant	14,40	76,752	12,96
	Escalier	2,025	15,349	3,037
	Poutre principale	0,519	12,975	
	Poutre secondaire	0,54	13,50	
		La somme	782,038	106,648
N 12-12	Venant N 11-11		782,038	106,648
	Poteaux	$(0,35 \times 0,35 \times 3,91) = 0,478$	11,95	
		La somme	793,988	106,648

Tableau II -10 : Descente des charges sur le Poteau central.

II-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:

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

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

$$N_u = 1,35 \times 803,739 + 1,5 \times 131,377 \Rightarrow N_u = 1282,11 \text{ KN}$$

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

On sait que : $\lambda = l_f / i \leq 35$ Avec : $i = \sqrt{I/B}$

λ : l'élanement

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

$$\lambda = 0,7 \times 391 / \sqrt{35^4 / 12 / 35^2} \Rightarrow \lambda = 27,089 < 35 ; \beta = 1 + 0,2 \left(27,089 / 35 \right)^2 \Rightarrow \beta = 1,12$$

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

$$B_r \geq \frac{1,12 \times 128211}{\left[\left(\frac{141,667}{0,90} \right) + 0,85 \left(\frac{4000}{100 \times 1,15} \right) \right]} \Rightarrow B_r \geq 768,013 \text{ cm}^2$$

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

$$a \geq \sqrt{768,013} + 2 \Rightarrow a \geq 27,713 + 2 = 29,713 \text{ cm}$$

Donc la section du poteau (35 x 35)cm² adoptée au début du pré dimensionnement supporte l'ensemble des charges de la structure.

II-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 III:

Calcul des éléments secondaires

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III-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.

III-2 : L'acrotère:

$F = \max(F_p; F_q)$ avec : $F_p = 4 A C_p W_p \dots$ (RPAversion 2003[A, 6, 2,3])

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

III-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: $W_p = 2,30$ KN/ml

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

$F_q = 1$ KN/ml : poussée de la main courante.

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

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

a) Moments et efforts normaux:

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

Tableau III-1 : Sollicitation d'acrotère.

b) III-2-2 : Ferrailages:

Calcul à l'ELU:

Calcul de l'excentricité:

$N_u = 3,105$ KN

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

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

Donc la section est partiellement comprimée.

$M_1 = M_u + N_u(d - h/2) = 0,994 + 3,105(0,08 - 0,1/2) \Rightarrow M_1 = 1,09$ KN.m

$\mu = M_1 / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 1,09 \times 10^4 / 100 \times 9^2 \times 141,6 = 0,00949$

$\mu < \mu_1 = 0,392 \dots$ (Armatures comprimées non nécessaires)

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00949}) = 0,0125 \Rightarrow \alpha = 0,0125$

$Z = (1 - 0,4\alpha) \cdot d = (1 - 0,4 \times 0,025) \times 9 \Rightarrow Z = 8,95$ cm

$A_s = M_u / z \cdot \sigma_s = 1,09 \times 10^4 / 8,95 \times 3480 \Rightarrow A_s = 0,35$ cm²

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

$$A_{smin} = (0,23 \times d \times b \times f_{tj}) / f_e = (0,23 \times 9 \times 100 \times 21) / 4000 = 1,086 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s; A_{smin}) \Rightarrow A = 1,086 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau des sections de ferrailage on opte pour : **5T8** de section **2,51 cm²**

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 = 17 cm**

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 :

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

La contrainte du béton a L'ELS est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

La contrainte de l'acier a L'ELS est : $\bar{\sigma}_{st} = \min[2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}] \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$

La position de l'axe neutre : $a = \left(15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} / (15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}) \right) \times d = 0,042 \text{ m}$

Moment de service limite:

$$\bar{M}_1 = 1/2 \cdot b \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot \alpha \cdot (d - \alpha/3) \Rightarrow M_1 = 20,80 \times 0,001 \text{ MN.m}$$

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

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

$$\Rightarrow A_s = 0,662 \times 10^{-3} / (8,079 \times 201,63) \Rightarrow A_s = 0,41 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{smin} = (0,23 \times d \times b \times f_{tj}) / f_e = (0,23 \times 9 \times 100 \times 21) / 4000 = 0,966 \text{ cm}^2$$

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

D'après le tableau des sections de ferrailage on opte pour : **4T8** de section **2,01 cm²**

Vérification de l'effort tranchant:

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

$$\tau_u = \tau_{u\max} / (b \cdot d) = 1,5 \times 10^{-3} / (1 \times 0,08) = 0,019 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ Une condition vérifiée}$$

III-2-3 : schématisation du ferrailage:

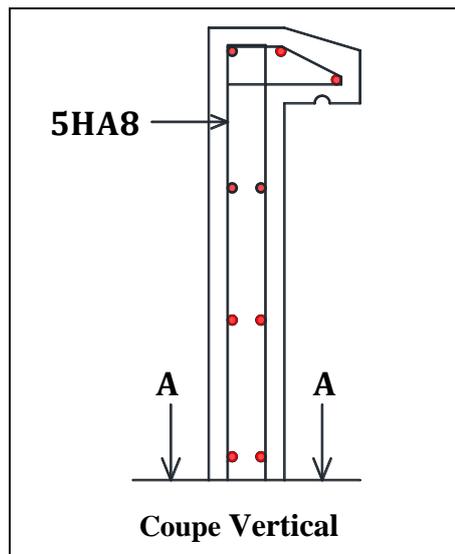


Fig. III -1 : Schémas de ferrailage de l’acrotère.

III-3 : les balcons:

III-3-1 : Évaluation des charges:

Charge permanentes : pour une bande 1m
 Poids propre : $G = 5,33 \times 1,00 = 5,33 \text{ KN/ml}$
 Murs extérieure $2,76 \times 3,08 = 8,50 \text{ KN/m}$
 $P = 8,50 \times 1,00 = 8,50 \text{ KN}$

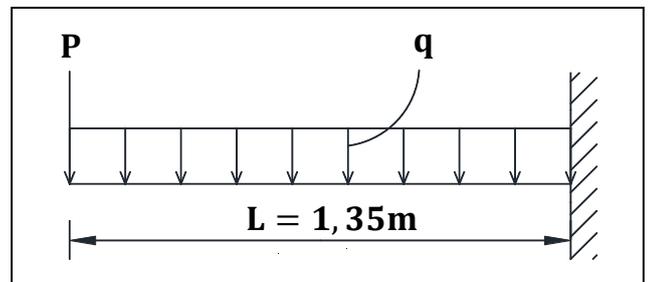


Fig. III-2 : Schéma du balcon.

Charge d'exploitation $Q = 3,5 \times 1,00 = 3.5 \text{ KN/ml}$; $P = 8.50 \text{ KN}$

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:

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

a) Tableau de résultats:

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	26,81	8,04	28.26

Tableau III -2 : Sollicitation du balcon.

III-3-2 : Calcul du ferrailage:

Calcul à l’E.L.U:

$d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26,81 \times 10^4}{100 \times 13,5^2 \times 141,67} = 0,104$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,104}) = 0,0125 \Rightarrow \alpha = 0,137$$

$$Z = (1 - 0,4\alpha) \cdot d = (1 - 0,4 \times 0,137) \times 13,5 \Rightarrow Z = 12,76 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / z \cdot \sigma_s = 26,81 \times 10^4 / (12,76 \times 3480) \Rightarrow A_s = 6,04 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

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

$$A = \max(A_s; A_{s\min}) \Rightarrow A = 6,04 \text{ cm}^2$$

La section d'acier adoptée est : $A_s = 6\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2$

Vérification à l'E.L.S (C.B.A93):

Etat limite de compression du béton:

- 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:

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 9781,97 \text{ cm}^4$$

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 : coeff de fissuration = 1,6 pour les barres HA.

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

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

- **Armature de répartition:** $A_r = A_{réel} / 4 = 2,31 \text{ cm}^2$

La section adoptée est : $A_r = 6\text{HA } 10 = 4,71 \text{ cm}^2$

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:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,15f_{cj} / \gamma_b = 2,50 \text{ Mpa} \\ 4 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow \overline{\tau}_u = 2,50 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = V_u / b \cdot d \text{ Avec: } V_u = q \cdot L + p = 28,26 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = 0,188 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau}_u = 2,50 \text{ Mpa}$$

.... Une condition vérifiée

Vérification de la flèche:

$h/l \geq 1/16 \Rightarrow 0,15/1,25 = 0,111 > 0,0625 \dots\dots$ 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.

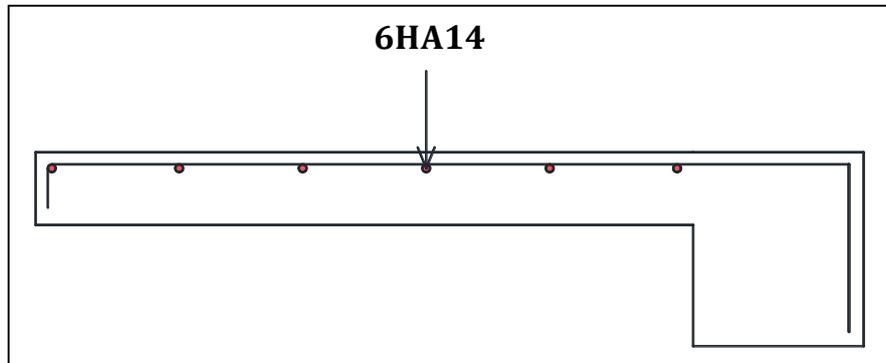
III-3-3: Schéma de ferrailage:

Fig. III-3: Schéma de ferrailage.

III-4 : Les escaliers:**III-4-1 : Etude des escaliers:****III-4-1-1 : Calcul des escaliers:**

- Palier d'arrivé : $G = 4.99\text{KN/ml}$; $Q = 2,5\text{KN/ml}$

- Palliasse : $G = 7.58\text{KN/ml}$; $Q = 2,5\text{KN/ml}$

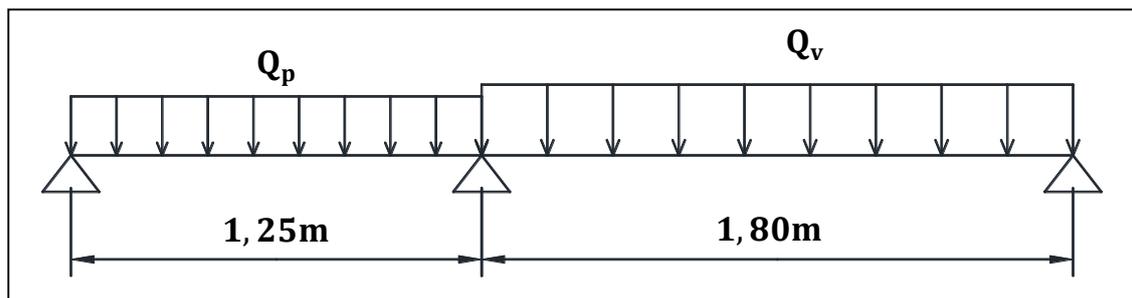


Fig.III-4: Schéma statique de l'escalier.

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:

$$Q_{vu} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 7.58) + (1.5 \times 2.5) = 13,98 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{pu} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 4.99) + (1.5 \times 2.5) = 10,49 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{eq} = \frac{13,98 \times 1,80 + 10,49 \times 1,25}{3,05} = 12,55 \text{ KN/ml}$$

L'E.L.S:

$$Q_{vs} = G + Q = 7.58 + 2.5 = 10,08 \text{ KN/ml} ; Q_{ps} = G + Q = 4.99 + 2.5 = 7,49 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{eq} = \frac{10,08 \times 1,80 + 7,49 \times 1,25}{3,05} = 9,02 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments:**E.L.U:**

$$\text{Moment isostatique: } M_0 = q_u \cdot L^2 / 8 = 12,55 \times 3,05^2 / 8 = 14,59 \text{KN.m}$$

$$\text{Moment en travée: } M_t = 0,85M_0 = 12,40 \text{KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui: } M_a = 0,30M_0 = 4,37 \text{KN.m}$$

E.L.S:

$$\text{Moment isostatique: } M_0 = q_u \cdot L^2 / 8 = 9,02 \times 3,05^2 / 8 = 10,49 \text{KN.m}$$

$$\text{Moment en travée: } M_t = 0,85M_0 = 8,92 \text{KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui: } M_a = 0,30M_0 = 3,15 \text{KN.m}$$

III-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 :

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	14,59	0,057	0,073	13,11	1,63	3,20	5T12=5,65
Appuis	100	13,5	10,49	0,040	0,052	13,22	1,63	2,28	5T12=5,65

Tableau III -3: Résultats du calcul du ferrailage des escaliers.

- 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: $S_t = 18,5\text{cm} < 33\text{cm}$ Une condition vérifiée

Sur appui: $S_t = 18,5\text{cm} < 33\text{cm}$ Une condition vérifiée

- Armatures de répartition:

$$\text{En travée: } A_{\text{rep}} = A_{\text{ado}} / 4 = 1,41 \text{cm}^2 ; \text{ on adopte : } \mathbf{5T10 = 3,92 \text{cm}^2} ; S_t = 20\text{cm}$$

$$\text{Sur appui: } A_{\text{rep}} = A_{\text{ado}} / 4 = 1,41 \text{cm}^2 ; \text{ on adopte : } \mathbf{5T10 = 3,92 \text{cm}^2} ; S_t = 20\text{cm}$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\text{smin}} = (0,23 \times d \times b \times f_{t28}) / f_e \Rightarrow A_{\text{smin}} = \mathbf{1,63 \text{cm}^2}$$

- En travée: $A_s = 5,65 \text{cm}^2 \geq A_{\text{smin}}$ Une condition vérifiée.

- Sur appui: $A_s = 5,65 \text{cm}^2 \geq A_{\text{smin}}$ Une condition vérifiée.

• Vérification (à l'E.L.S):**-Vérification de l'effort tranchant:**

$$\text{Il faut que : } \tau_u = T_u / b \cdot d \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,133f_{c28} ; 5\text{Mpa}\} = 3,33\text{Mpa}$$

$$\tau_u = T_u / b \cdot d \text{ Avec } T_u = qL/2 = 1218,5\text{daN}$$

$$\tau_u = 1218,5 / (100 \times 13,5) = 0,9\text{daN/cm}^2 = 0,09\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{Mpa}$$

... Une condition vérifiée.

Vérification a l'E.L.S:**-Etat limite de compression du béton:**

On doit vérifier que : (BAEL E.III.2): $\sigma_{bc} = M_{ser}/I \cdot y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$

- 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:

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot y_1 / I = 8,09\text{Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Une condition vérifiée.}$$

- En Appuis:**- Position de l'axe neutre (y):**

$$b \cdot y^2 + 30(A + A') \cdot y - 30(A \cdot d + A' \cdot d') = 0 \Rightarrow y = 3,44\text{cm}$$

- Moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2 ; A' = 0 \Rightarrow I = 7322,87\text{cm}^4$$

- Contraintes:

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot y_1 / I = 3,64\text{Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Une condition vérifiée.}$$

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

$$h/l \geq 1/16 \Rightarrow 0,15/3,05 = 0,049 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{Une condition non vérifiée.}$$

$$h/l \geq M_t/10M_0 \Rightarrow 0,049 < 0,085 \dots\dots\dots \text{Une condition non vérifiée.}$$

$$A/bd \leq 4,2/f_e \Rightarrow 5,65/100 \times 13,5 \leq 4,2/400 \Rightarrow 0,0041 < 0,0105\dots\dots \text{Une condition vérifiée.}$$

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

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

$$\rho = A_s/b_0 \times d \Rightarrow \rho = 5,65/100 \times 13,5 = 0,0041$$

$$\lambda_i = 0,05 \times f_{t28}/5\rho = 5,12 ; \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 2,05$$

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

$$\Rightarrow I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \left[5,65 \left(\frac{15}{2} - 1,5 \right)^2 \right] \Rightarrow I_0 = 31176\text{cm}^4$$

$$\text{Il faut que } \Delta f \leq \bar{f} = L/500 \Rightarrow \Delta f \leq \bar{f} = 3,05/500 = 0,0061\text{m}$$

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

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

$$g = \frac{7,58 \times 1,8 + 4,99 \times 1,25}{3,05} = 6,52 \text{KN/ml}$$

$$j = \frac{6,18 \times 1,8 + 3,75 \times 1,25}{3,05} = 5,18 \text{KN/ml}$$

$$P = g + Q = 6,52 + 2,5 = 9,01 \text{KN/ml}$$

- Calcul des sollicitations:

$$M_p = \frac{pl^2}{8} = \frac{9,01 \times 3,05^2}{8} = 10,47 \text{KN/ml} \Rightarrow M_{tp} = 0,85 \times 10,47 = 8,90 \text{KN.m}$$

$$M_g = \frac{gl^2}{8} = \frac{6,52 \times 3,05^2}{8} = 7,56 \text{KN/ml} \Rightarrow M_{tg} = 0,85 \times 7,56 = 6,42 \text{KN.m}$$

$$M_j = \frac{jl^2}{8} = \frac{5,18 \times 3,05^2}{8} = 6,02 \text{KN/ml} \Rightarrow M_{tj} = 0,85 \times 6,02 = 5,11 \text{KN.m}$$

- Calcul des contraintes:

$$100y^2 + 30 \times 5,65y - 30(5,65 \times 13,50) = 0 \Rightarrow y = 4,01 \text{cm}$$

$$I = \frac{100 \times 4,01^3}{3} + 15 \times 5,65(13,50 - 4,01)^2 \Rightarrow I = 9781,96 \text{cm}^4$$

$$k' = \frac{M_{tp}}{I} = \frac{89000}{9790,96} = 9,09; k'' = \frac{M_{tg}}{I} = \frac{64200}{9790,96} = 6,56; k''' = \frac{M_{tj}}{I} = \frac{51100}{9790,96} = 5,22$$

$$\sigma_{sp} = 15k'(d - Y) = 15 \times 9,09 \times (13,5 - 4,01); \sigma_{sg} = 15k''(d - Y); \sigma_{sj} = 15k'''(d - Y)$$

$$\sigma_{sp} = 129,39 \text{Mpa}; \sigma_{sg} = 93,38 \text{Mpa}; \sigma_{sj} = 74,30 \text{Mpa}$$

$$\mu_{sp} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0041 \times 129,39 + 2,1} = 0,13$$

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0041 \times 93,38 + 2,1} = -0,01$$

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0041 \times 74,30 + 2,1} = -0,10$$

- Calcul de l'inertie fissurée:

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

$$I_{fp(i)} = 20589,34 \text{cm}^4; I_{fi(g)} = 36144,18 \text{cm}^4; I_{fv(g)} = 35011,33 \text{cm}^4; I_{fi(j)} = 70273,77 \text{cm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M_{tp} l^2}{10E_i I_{fp(i)}} = \frac{89000 \times 305^2}{10 \times 321641,9 \times 20589,34} = 0,125 \text{cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{tg} l^2}{10E_i I_{fg(i)}} = \frac{64200 \times 305^2}{10 \times 321641,9 \times 36144,18} = 0,051 \text{cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{tj} l^2}{10E_i I_{fi(j)}} = \frac{51100 \times 305^2}{10 \times 321641,9 \times 70273,77} = 0,021 \text{cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{tg} l^2}{10E_v I_{fv(g)}} = \frac{64200 \times 305^2}{10 \times 107214 \times 35011,33} = 0,159 \text{cm}$$

$$\Delta f = (0,159 - 0,021) + (0,051 - 0,125) = 0,064 \text{cm} \leq \bar{f} = 0,61 \text{cm}$$

..... Une condition vérifiée.

III-4-1-3 : Schématisation du ferrailage:

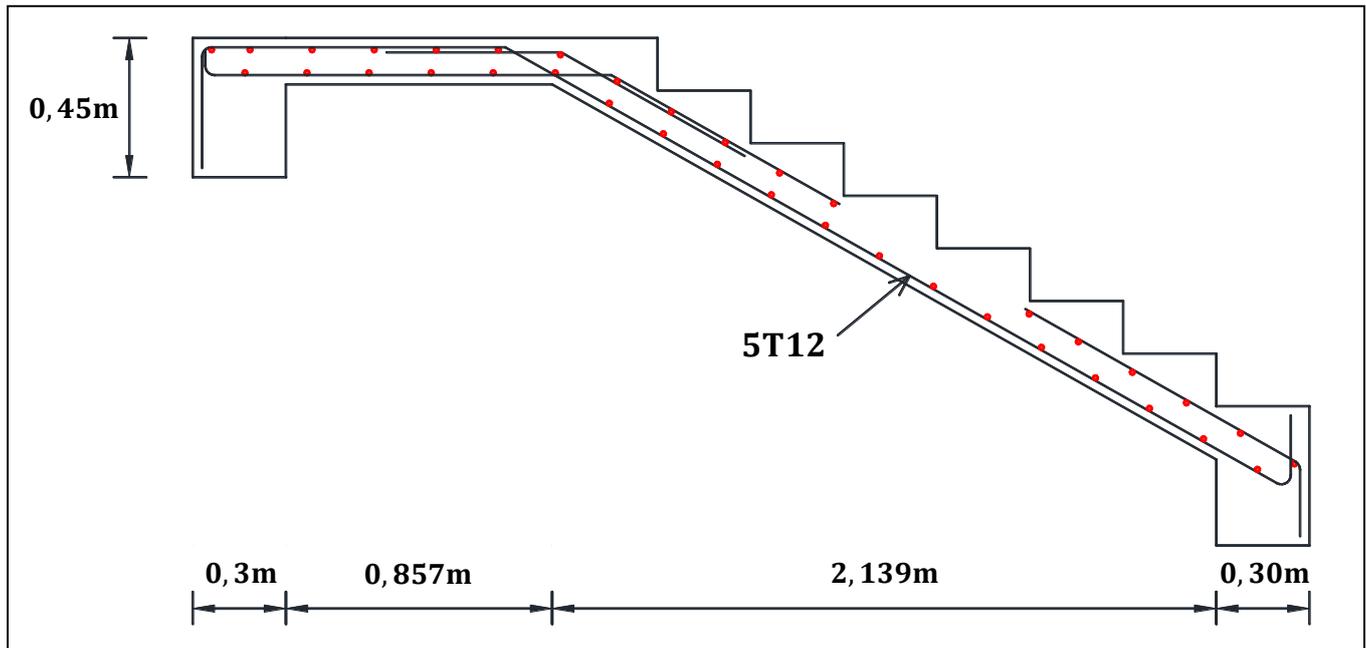


Figure III-5 :schéma de ferrailage de la première volée(RDC)

III-4-2 : Etude de la poutre palière:

Pré-dimensionnement:

$$L = L_{P1} + L_{V2} + L_{P2} = 1,30 + \frac{1,80}{\cos 29,54} + 1,30 = 467 \text{ cm}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 467/15 \leq h \leq 467/10 \Rightarrow 33,13 \leq h \leq 46,7$$

On adopte **h = 45cm**

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

$b \geq 20\text{cm}$... Vérifier.

$h \geq 30\text{cm}$... Vérifier.

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

1- Evaluation des charges:

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

- Poids de mur extérieur: $P_{m-ex} = 2,76 \times h = 2,76 \times (3,91 - (1,53 + 0,40)) = \mathbf{5,46KN/ml}$

- 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:

$$R_{P1} = R_{P2} = \frac{12,55 \times 3,05}{2} = 19,14\text{KN} ; P_{V2} = 13,98 \times 1,30 = 18,17\text{KN/mL}$$

ELS:

$$R_{P1} = R_{P2} = \frac{7,99 \times 3,05}{2} = 12,18\text{KN} ; P_{V2} = 10,08 \times 1,30 = 13,10\text{KN/mL}$$

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

ELU:

$$P'_{eq} = \frac{2(19,14 \times 1,30) + 18,17 \times 1,80}{4,40} = 18,74 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$P'_{eq} = \frac{2(12,18 \times 1,30) + 13,10 \times 1,80}{4,40} = 12,56 \text{ KN/ml}$$

Charge Equivalente P_{eq} sur la poutre:

ELU:

$$P_{eq} = 1,35 \times (P_{pp} + P_{m-ext}) + P'_{eq} = 1,35 \times (3,37 + 5,46) + 18,74 = 28,75 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$P_{eq} = (P_{pp} + P_{m-ext}) + P'_{eq} = (3,37 + 5,46) + 12,56 = 21,39 \text{ KN/ml}$$

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

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

Sollicitations	V(KN)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)
À l'E.L.U	63,25	69,57	59,13	20,87
À l'E.L.S	47,05	51,76	44,00	15,53

Tableau III-4 : Calcul des sollicitations de la poutre palière.

3. Calcul de ferrailage:

- En travée:

Le moment max en travée :

$$M_{tu} = 59,13 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 44,00 \text{ KN.m}$$

$$d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$$

$$\mu = M_1 / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 59,13 \times 10^4 / 30 \times 40,5^2 \times 141,6 = 0,083$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,083}) = 0,109 \Rightarrow \alpha = 0,109$$

$$Z = (1 - 0,4\alpha) \cdot d = (1 - 0,4 \times 0,109) \times 40,5 \Rightarrow Z = 39,12 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z \cdot \sigma_s = 59,13 \times 10^4 / 39,12 \times 3480 \Rightarrow A_s = 4,34 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{smin} = (0,23 \times d \times b \times f_{t28}) / f_e = (0,23 \times 40,5 \times 30 \times 21) / 4000 = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s; A_{smin}) \Rightarrow A = 4,34 \text{ cm}^2$$

La section d'acier adoptée est : $A_s = 3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2$

- En appui:

Le moment max en Appui : $M_{au} = 20,87 \text{ KN.m} ; M_{as} = 15,53 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = 0,029 ; \alpha = 0,037 ; Z_b = 40,29 \text{ cm} ; A_s = 1,49 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{smin} = (0,23 \times d \times b \times f_{t28}) / f_e = (0,23 \times 40,5 \times 30 \times 21) / 4000 = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s; A_{smin}) \Rightarrow A = 1,49 \text{ cm}^2$$

La section d'acier adoptée est : $A_s = 3HA14 = 4,62\text{cm}^2$

- Vérification de l'effort tranchant:

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{6325}{30 \times 40,5} = 0,52\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{Mpa} \dots \text{Une condition vérifiée}$$

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

$$A_l \geq \frac{1,15V_u}{f_e} \Rightarrow A_l = 4,62 + 4,62 = 9,24\text{cm}^2 \geq \frac{1,15 \times 6325}{4000} = 1,81\text{cm}^2$$

- Vérification à l'ELS:

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

- 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:

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

	M_{ser}	I	y	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appuis	15,53	76440,86	10,52	2,14	15	C.V
Travées	44,00	76440,86	10,52	6,05	15	C.V

- Vérification de la flèche:

$$h/l \geq 1/16 \Rightarrow 45/440 = 0,102 > 0,0625 \dots\dots \text{Une condition vérifiée.}$$

$$h/l \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,102 > 0,085 \dots\dots \text{Une condition vérifiée.}$$

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

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

- Calcul 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:

$$\tau_T = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}; \quad \Omega = (b - b_0) \times (h - b_0)$$

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

Le moment de torsion est : $T_u = M_{au} = 20,87\text{KN} \cdot \text{m}$

$$\text{Donc: } \tau_T = \frac{208700}{2 \times 1000 \times 5} = 2,087\text{Mpa}$$

On doit vérifier que $\tau \leq \tau_{lim}$ Avec $\tau = \sqrt{\tau_T^2 + \tau_u^2} = \sqrt{2,087^2 + 0,52^2} = 2,15\text{Mpa}$

$\tau = 2,15\text{Mpa} < \tau_{lim} = 3,33\text{Mpa} \dots\dots \text{Une condition vérifiée}$

a. Détermination de l'armature de torsion:

- Armatures longitudinales:

$$A_t = \frac{U \times T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s}$$

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

$$A_t = 130 \times 208700 / 2 \times 1000 \times 3480 = 3,90\text{cm}^2 \Rightarrow A_t = 3,90\text{cm}^2$$

Armatures transversales:

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

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

$$A_{\text{torsion}} = \frac{208700 \times 15 \times 1,15}{2 \times 4000 \times 1000} \Rightarrow A_{\text{torsion}} = 0,45\text{cm}^2$$

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

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

..... Une condition vérifiée

$$\text{➤ } A_{\text{flexion}} = 0,4 \times b \times t / f_e = 0,4 \times 0,30 \times 0,15 / 400 = 0,45\text{cm}^2$$

- **Conclusion pour le ferrailage de la poutre brisée:**

➤ **Armatures transversales:**

$$A_t = A_{\text{torsion}} + A_{\text{flexion}} = 0,45 + 0,45 = 0,90\text{cm}^2 \text{ pour espacement } t = 15\text{cm}$$

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

➤ **Armatures longitudinales:**

Appui:

$$A_t = A_{\text{torsion}} + A_{\text{flexion}} = 3,90/2 + 1,49 = 3,44\text{cm}^2$$

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

En travée:

$$A_t = A_{\text{torsion}} + A_{\text{flexion}} = 3,90/2 + 4,34 = 6,29\text{cm}^2$$

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

III-4-3 : Dessin de ferrailage de la poutre palière:

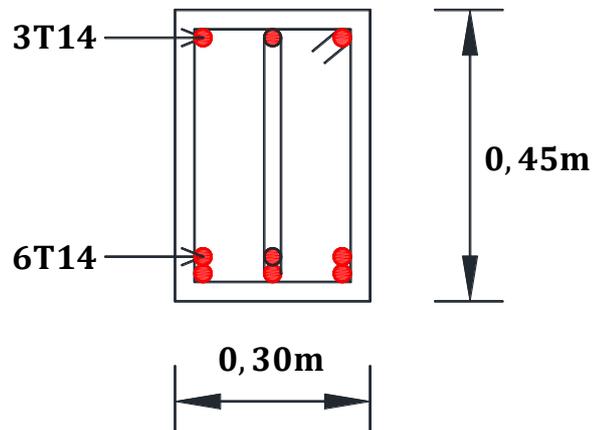


Figure III-6: schéma de ferrailage de la poutre palière.

III-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 à l'atmosphère extérieure comme les balcons.

III-6 : Etudes des Planchers:**III-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.

III-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.

III-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 :

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

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

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

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

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

- les moments d'inerties sont les mêmes dans tous les travées.

- la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

$0,8 \leq 4,95 / 3,65 \leq 1,25$ une condition **non** vérifiée.

La condition n'est pas vérifiée, la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

III-6-2-2 : Méthode de Caquot :

Elle est applicable si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

a) Evaluation des moments :**a.1) Moment sur appuis (M_q) :**

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 : $\begin{cases} L'_w \text{ et } L'_e : \text{longueurs fictives} \\ q_w ; q_w : \text{chargement à gauche et à droite de 1 appui respectivement} \\ L' = 0,8L : \text{travée intermédiaire} \\ L' = L : \text{travée de rive} \end{cases}$

a.2) Moment en travée: $\begin{cases} X_0 = -V_w/q_{\text{réel}} \\ M_t = M_w - V_w \cdot X_0 - q_{\text{réel}} \cdot X_0^2/2 \end{cases}$

b) Evaluation des efforts tranchants: $\begin{cases} V_w = (M_w - M_e)/L - q_{\text{réel}} \cdot L/2 \\ V_e = V_w + q_{\text{réel}} \cdot L \end{cases}$

III-6-3 : Etude des poutrelles:

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



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:

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]	3,35		4,65		4,45		4,65		3,35	
L' [m]	3,35		3,72		3,56		3,72		3,35	
QuRuréduit	4,85	6,77	4,85	6,77	4,85	6,77	4,85	6,77	4,85	6,77
Mq [KN.m]	0	7,19		7,57		7,57		7,19		0
Mw ; Me [KN.m]	0	-7,19	-7,19	-7,57	-7,57	-7,57	-7,57	-7,19	-7,19	0
Vw [KN]	-9,19		-15,66		-15,07		-15,82		-13,49	
Ve [KN]	13,49		15,82		15,07		15,66		9,19	
X0[m]	1,36		2,31		2,22		2,34		1,99	
Mt [KN.m]	6,24		10,92		9,18		10,92		6,24	

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

Avec :

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

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

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

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

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]	3,35		4,65		4,45		4,65		3,35		
L' [m]	3,35		3,72		3,56		3,72		3,35		
QuRurédult	Qu 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		5,22		5,49		5,49		5,22		0
M _w ; M _e [KN.m]	0		-5,22		-5,49		-5,49		-5,22		0
V _w [KN]	-6,72		-11,43		-10,99		-11,54		-9,83		
V _e [KN]	9,83		11,54		10,99		11,43		6,72		
X ₀ [m]	1,36		2,31		2,23		2,34		1,99		
M _t [KN.m]	4,57		8,00		6,73		8,00		4,57		

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

III-6-3-1 : Ferrillage des poutrelles (ELU):

- Le moment max sur travée: $M_{tmax} = 10,92\text{KN.m}$

- Le moment max sur appui : $M_{appmax} = 7,57\text{KN.m}$

- L'effort tranchant max : $V_{umax} = 15,82\text{KN}$

- 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 :**

$$\mu = \frac{M_{appmax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,57 \times 10^4}{100 \times 18,9^2 \times 141,6} = 0,015$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,015}) = 0,019 \Rightarrow \alpha = 0,019$$

$$Z = (1 - 0,4\alpha) \cdot d = (1 - 0,4 \times 0,019) \times 18,9 \Rightarrow Z = 18,76\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{7,57 \times 10^4}{18,76 \times 3480} \Rightarrow A_s = \mathbf{1,16\text{cm}^2}$$

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

$$A_{smin} = \frac{(0,23 \times d \times b \times f_{t28})}{f_e} = \frac{(0,23 \times 67 \times 18,9 \times 21)}{4000} = 1,53\text{cm}^2$$

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

La section d'acier adoptée est : **A = 3HA10** $\Rightarrow A_{réel} = \mathbf{2,36\text{cm}^2}$

III-6-3-3 : Calcule des armatures transversales:

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

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 :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 30\text{cm}; 12\phi\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{21}{4}; 30\text{cm}; 12 \times 1,0\right) \\ \Rightarrow S_t \leq \min(5,25; 30; 12)\text{cm} \Rightarrow S_t = \mathbf{6\text{cm}}$$

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

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

III-6-3-4 : Ferrailage en travée:

$$\mu = \frac{M_{\text{appmax}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,92 \times 10^4}{100 \times 18,9^2 \times 141,6} = 0,022$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,022}) = 0,027 \Rightarrow \alpha = 0,027$$

$$Z = (1 - 0,4\alpha) \cdot d = (1 - 0,4 \times 0,027) \times 18,9 \Rightarrow Z = 18,69\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{10,92 \times 10^4}{18,69 \times 3480} \Rightarrow A_s = \mathbf{1,68\text{cm}^2}$$

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

$$A_{s\text{min}} = \frac{(0,23 \times d \times b \times f_{t28})}{f_e} = \frac{(0,23 \times 67 \times 18,9 \times 21)}{4000} = 1,53\text{cm}^2$$

$$A = \max(A_s; A_{s\text{min}}) \Rightarrow A = \mathbf{1,68\text{cm}^2}$$

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

III-6-3-5 : Calcul des armatures transversales:

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

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 : **2Ø8** $\Rightarrow A_t = 1,00\text{cm}^2$

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

III-6-4 : Les vérifications:

III-6-4-1 : Vérification à ELS selon BAEL 91 en appui:

Plancher terrasse:

- Sur appui:

La fissuration considérée comme peu préjudiciable

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

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

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

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = \frac{67 \times 3,9^3}{3} + 15[2,26(18,9 - 3,9)^2] \\ \Rightarrow I = \mathbf{8952,29\text{cm}^4}$$

Contraint maximal de compression de béton:

$$M_{ser} = 5,49 \text{KN.m} ; \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot y_1 / I = 54900 \times 3,9 / 8952,29 \Rightarrow \sigma_{bc} = 2,39 \text{Mpa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2,39 \text{Mpa} < 15 \text{Mpa} \dots \dots \text{Une condition vérifiée}$$

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 :

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

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

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

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = \frac{67 \times 4,65^3}{3} + 15[3,39(18,9 - 4,65)^2]$$

$$\Rightarrow I = 12571,22 \text{cm}^4$$

Contraint maximal de compression de béton:

$$M_{ser} = 8,00 \text{KN.m} ; \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot y_1 / I = 80000 \times 4,65 / 12571,22 \Rightarrow \sigma_{bc} = 2,96 \text{Mpa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2,96 \text{Mpa} < 15 \text{Mpa} \dots \dots \text{Une condition vérifiée}$$

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

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

III-6-4-2 : Justification vis-à-vis du cisaillement (ELU):

$$\tau_u = V_u / b_0 \cdot d$$

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 :

$$\tau_u = 1582 / 12 \times 18,9 = 0,70 \text{Mpa} \leq \overline{\tau}_u = 3,33 \text{Mpa} \dots \dots \text{Une condition vérifiée.}$$

III-6-5 : vérification de flèche:

$$h/l \geq 1/16 \Rightarrow 0,21 / 4,65 = 0,045 < 0,0625 \dots \dots \text{Une condition non vérifiée.}$$

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

L = 4,65m < 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 $\Delta f \leq \bar{f} = L/500 \Rightarrow \Delta f \leq \bar{f} = 4,65/500 = 0,93\text{cm}$ (pratique du BAEL91)

*** Évaluation des charges:**

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

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

- Calcul des moments:

$$M_p = \frac{pl^2}{8} = \frac{4,94 \times 4,65^2}{8} = 13,35\text{KN/ml} \Rightarrow M_{tp} = 0,85 \times 13,35 = 11,35\text{KN.m}$$

$$M_g = \frac{gl^2}{8} = \frac{4,27 \times 4,65^2}{8} = 11,54\text{KN/ml} \Rightarrow M_{tg} = 0,85 \times 11,54 = 9,80\text{KN.m}$$

$$M_j = \frac{jl^2}{8} = \frac{1,91 \times 4,65^2}{8} = 5,16\text{KN/ml} \Rightarrow M_{tj} = 0,85 \times 5,16 = 4,39\text{KN.m}$$

- Calcul des Contraintes:

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

$$\sigma_s(p) = 15 \times \frac{113500 \times (18,9 - 4,65)}{12571,22} = 192,99\text{Mpa}$$

$$\sigma_s(g) = 15 \times \frac{98000 \times (18,9 - 4,65)}{12571,22} = 166,63\text{Mpa}$$

$$\sigma_s(j) = 15 \times \frac{43900 \times (18,9 - 4,65)}{12571,22} = 74,64\text{Mpa}$$

Calcul de λ_i et λ_v :

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

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

$$\mu_{sp} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 192,99 + 2,1} = 0,73$$

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 93,38 + 2,1} = 0,52$$

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 74,30 + 2,1} = 0,44$$

- L'inertie de la section totale homogène:

- Calcul C.D.G:

$$V_i = \frac{\sum \Omega_i \times Z_i}{\sum \Omega_i} \Rightarrow V_1 = \frac{(67 \times 5) \times 18,5 + (12 \times 16) \times 8}{(67 \times 5) + (12 \times 16)} \Rightarrow V_1 = 15,04\text{cm}$$

$$V_2 = h_t - V_1 = 21 - 15,04 = 5,96\text{cm} \Rightarrow V_2 = 5,96\text{cm}$$

- Calcul le Moment d'inertie:

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

$$\Rightarrow \frac{67 \times 15,04^3}{3} + \frac{67 \times 5,96^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (18,9 - 15,04)^2 \Rightarrow I_{0/G} = 81465,42\text{cm}^4$$

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

$$I_{fp(i)} = 29159,17 \text{cm}^4 ; I_{fi(g)} = 36180,54 \text{cm}^4 ; I_{fv(g)} = 56260,65 \text{cm}^4 ; I_{fi(j)} = 39834,62 \text{cm}^4$$

- Calcul des modules de déformation:

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

$$f_{pi} = \frac{M_{tp} l^2}{10 E_i I_{fp(i)}} = \frac{113500 \times 465^2}{10 \times 32164,9 \times 29159,17} = 0,252 \text{cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{tg} l^2}{10 E_i I_{fg(i)}} = \frac{98000 \times 465^2}{10 \times 32164,9 \times 36180,54} = 0,182 \text{cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{tj} l^2}{10 E_i I_{fi(j)}} = \frac{43900 \times 465^2}{10 \times 32164,9 \times 39834,62} = 0,074 \text{cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{tg} l^2}{10 E_v I_{fv(g)}} = \frac{98000 \times 465^2}{10 \times 10818,7 \times 56260,65} = 0,348 \text{cm}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (0,348 - 0,074) + (0,252 - 0,182) \Rightarrow \Delta f = 0,344 \text{cm}$$

$$f = 0,5 + (L/1000) = 0,965 \text{cm} > \Delta f = 0,344 \text{cm} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III-6-6 : Schéma de ferrailage :

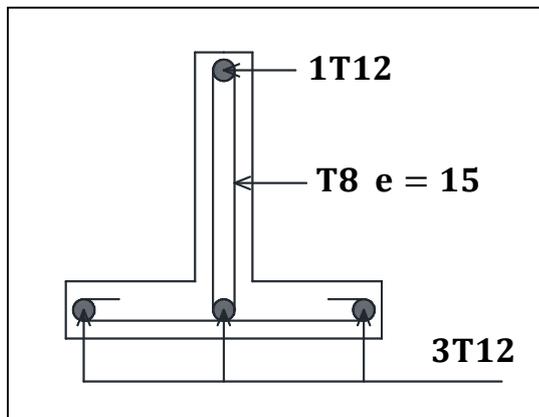


Figure III-9: Ferrailage de la nervure en travée.

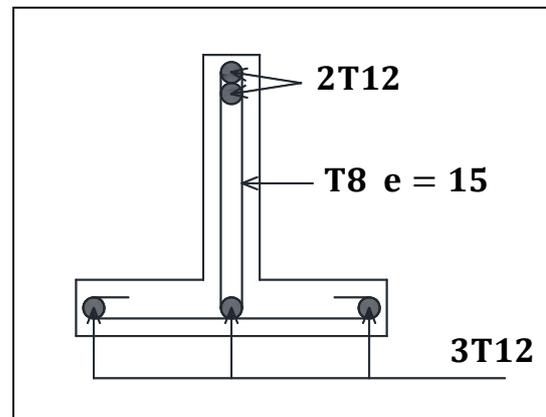


Figure III-10: Ferrailage de la nervure sur appuis.

III-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 ferrillage 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 cm^2 pour mètre de nervures).

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=67\text{cm}$).

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.

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

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

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.

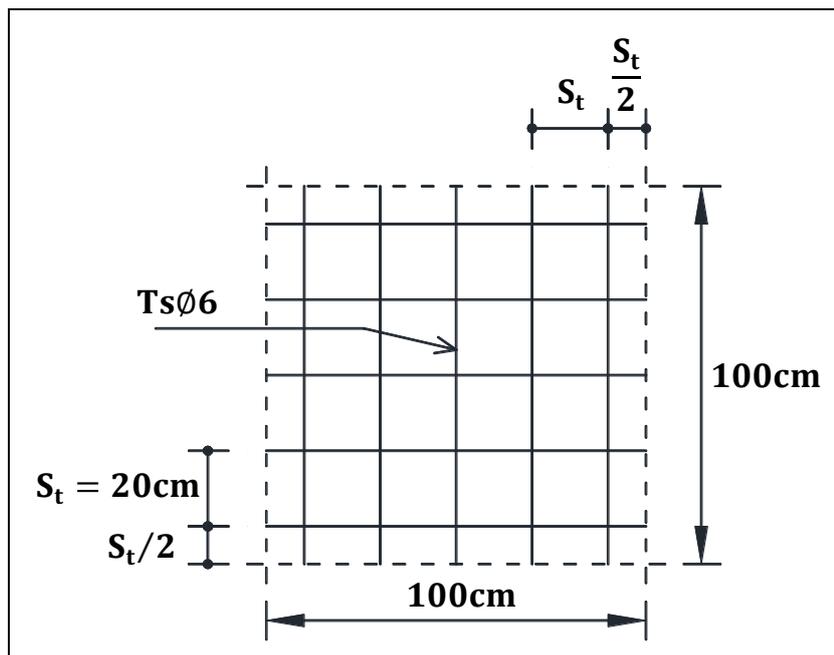


Figure III-11: Ferrailage en treillis soudé de la dalle de compression.

III-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 IV:

Etude dynamique

Chapitre IV : Etude dynamique

IV-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 :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.

IV-2 : Méthode statique équivalente:

IV-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 : $H = 20,06 \text{ m} < 65\text{m}$ (H : hauteur du bâtiment).

IV-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 :

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

$$T = 0,09 \cdot \frac{h_n}{\sqrt{D}} \quad \text{Avec } h_n = 20,06\text{m}$$

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

$$C_T = 0,05 \text{ (RPA99 V2003-Tableau 4.6).}$$

$$\Rightarrow T = 0,05 \times (20,06)^{3/4} \Rightarrow T = 0,47\text{s}$$

$$\text{Suivant x-x : } L_x = 8,75\text{m ; } T_x = 0,09 \cdot \frac{h_n}{\sqrt{D}} = 0,09 \times \left(\frac{20,06}{\sqrt{8,75}} \right) = 0,61\text{s}$$

$$\text{Suivant y-y : } L_y = 22,30\text{m ; } T_y = 0,09 \cdot \frac{h_n}{\sqrt{D}} = 0,09 \times \left(\frac{20,06}{\sqrt{22,30}} \right) = 0,38\text{s}$$

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

$$T_x = \min(0,47 ; 0,61) \text{ s} \Rightarrow T_x = 0,47$$

$$T_y = \min(0,47 ; 0,38) \text{ s} \Rightarrow T_y = 0,38$$

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

$T_1 = 0,15s$; $T_2 = 0,40s$ (RPA99 V2003-Tableau 4.7).

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

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

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

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

$$T_y = 0,39s ; 0 \leq T_y \leq T_2 \text{ alors } 0 \leq 0,38 \leq 0,40s \Rightarrow D_y = 2,5\eta$$

$$\text{Donc: } D_y = 2,5 \times 0,882 \Rightarrow \mathbf{D_y = 2,205}$$

• 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

Tableau IV-1 : calculs du facteur de qualité Q.

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

Selon le tableau 4.4 des RPA 99/V er. 2003 : $Q_x = 1,15$; $Q_y = 1,15$

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

• Poids totale de la structure:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad ; \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Donc le poids total de la structure par l'ogiciel ROBOT 2016: **W = 14464,03KN**

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

$$V_x = \left(A \cdot D_x \cdot Q_x / R \right) \cdot W = \left(0,15 \times 1,98 \times 1,15 / 5 \right) \times 14464,03 = 988,04KN$$

$$\Rightarrow \mathbf{V_x = 988,04KN}$$

$$V_y = \left(A \cdot D_y \cdot Q_y / R \right) \cdot W = \left(0,15 \times 2,205 \times 1,15 / 5 \right) \times 14464,03 = 1100,31 \text{KN}$$

$$\Rightarrow V_y = 1100,31 \text{KN}$$

IV-3 : Spectre de réponse de calcul :

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

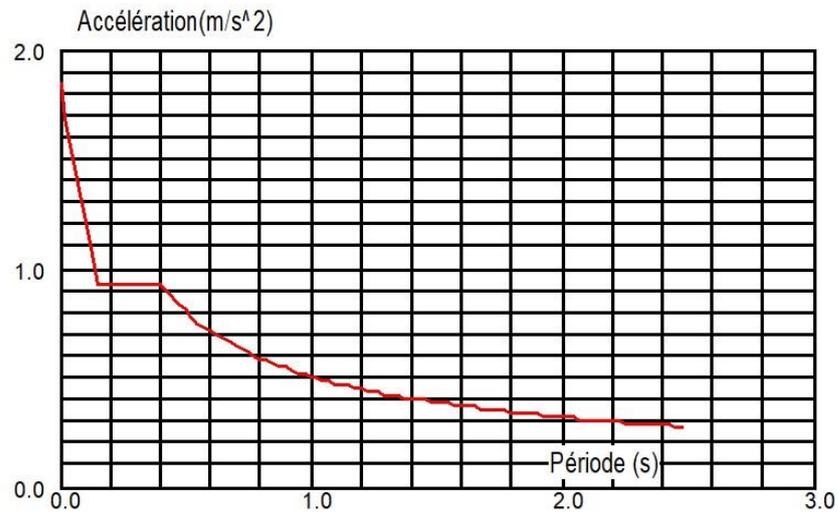


Figure IV-1: spectre de réponse dans le sens x-x.

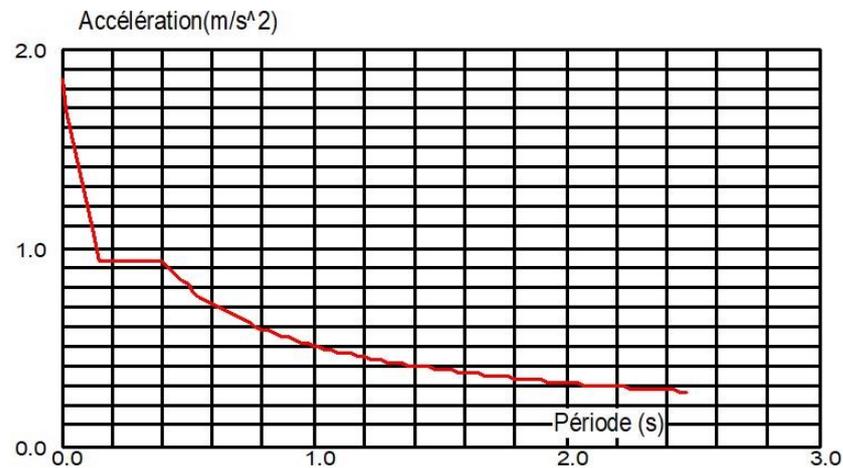


Figure IV-2: spectre de réponse dans le sens y-y.

• Disposition des voiles:

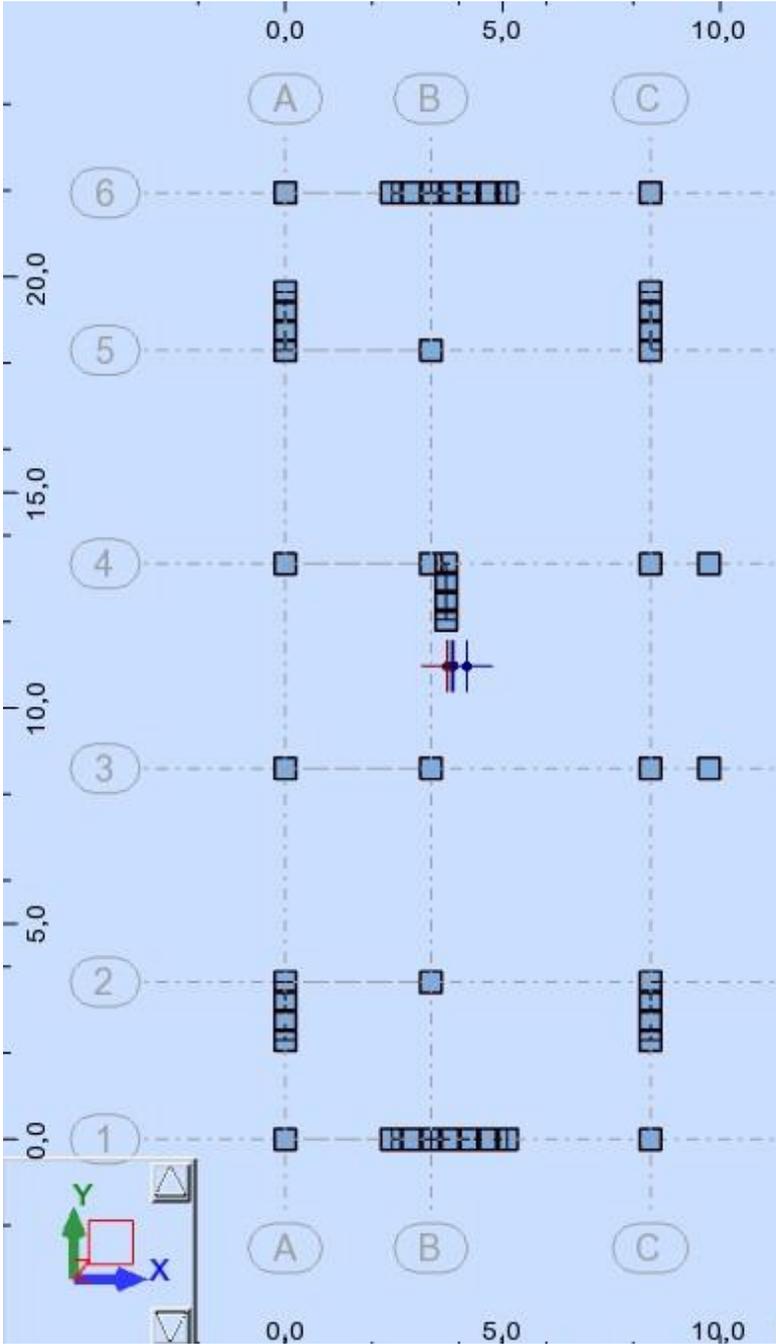


Figure IV-3: Disposition des voiles.

IV-4: Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ROBOT 2016

IV-4-1 : périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

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

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,66	0,00	76,74	0,00	76,74
2	0,64	75,69	0,00	75,69	76,75
3	0,50	0,00	1,80	75,69	78,54
4	0,20	0,00	12,75	75,69	91,30
5	0,18	15,15	0,00	90,84	91,30
6	0,14	0,00	0,01	90,84	91,30
7	0,10	0,00	4,72	90,84	96,02
8	0,09	5,39	0,00	96,23	96,02
9	0,06	0,00	1,18	96,23	97,21
10	0,06	0,00	0,70	96,23	97,90

Tableau IV-2: période et participation des masses donnée par ROBOT 2016.

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%.

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

$$\Rightarrow 0,47\text{s} < T_{\text{ROBOT}} = 0,64\text{s} > 1,30 \times 0,47 = 0,61\text{s}$$

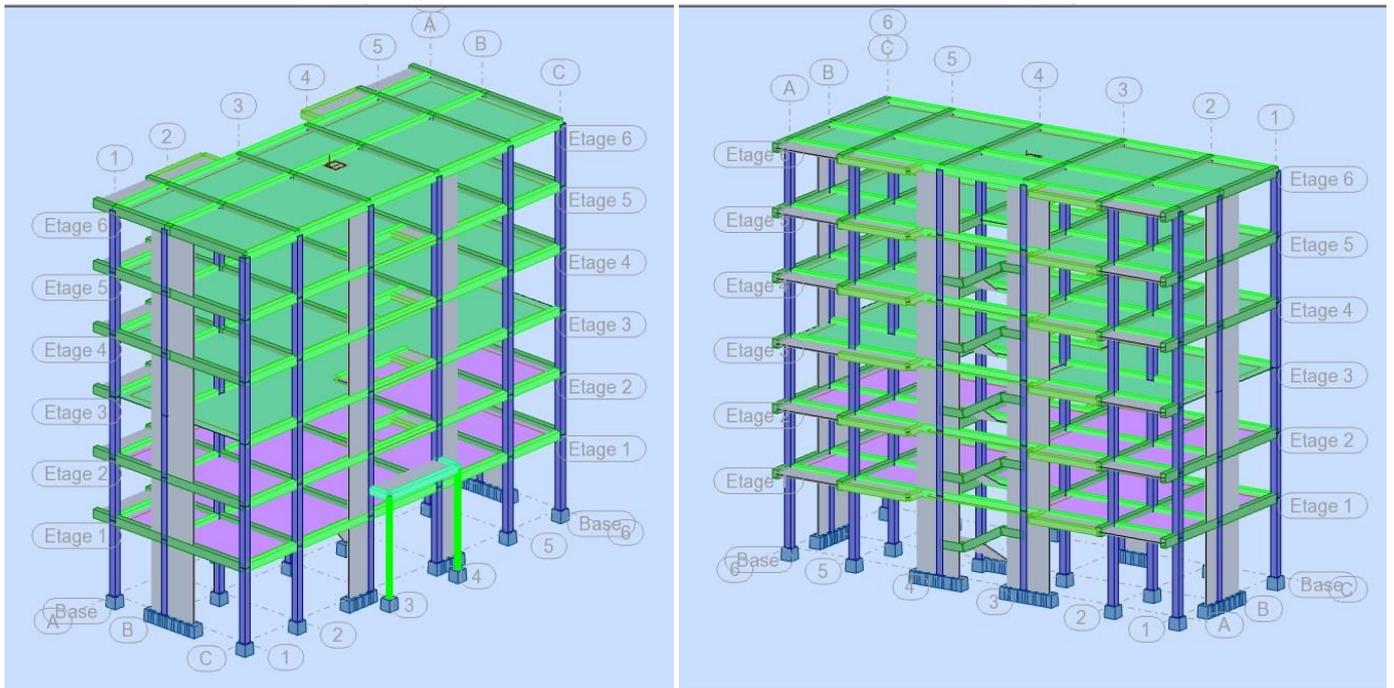


Figure IV-4: vue de la modélisation de la structure par le logiciel ROBOT.

IV-4-2 : Comportement dynamique de la structure :

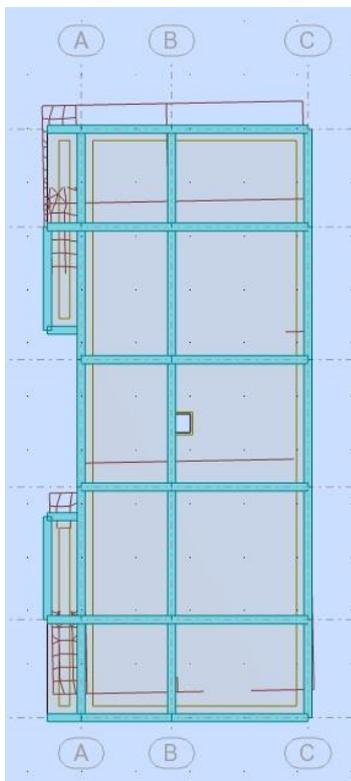


Figure IV-5: translation suivant x-x.

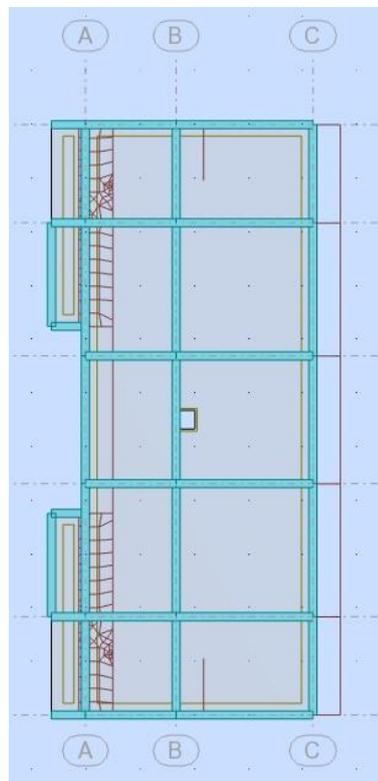


Figure IV-6: translation suivant y-y.

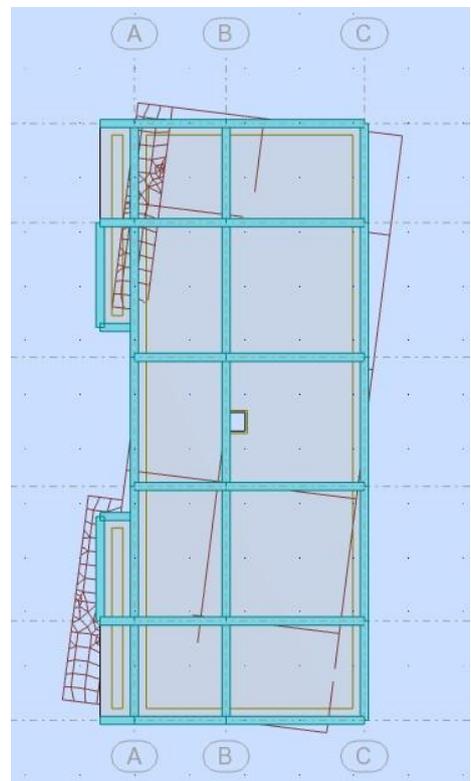


Figure IV-7: rotation suivant z-z.

IV-5 : Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

IV-5-1 : Justification de l'interaction voiles-portiques exigé par Les RPA99 (Art3.4.a) pour les systèmes mixtes ce qui suit :

		Valeur KN	%
Effort vertical total		14464,03	100%
Effort horizontal total	x-x	790,59	100%
	y-y	883,34	100%
Effort vertical poteaux		11601,22	80,20%
Effort horizontal poteaux	x-x	300,97	34,07%
	y-y	201,76	25,52%
Effort vertical voile		2862,81	19,80%
Effort horizontal voile	x-x	582,37	65,93%
	y-y	588,83	74,48%

Tableau IV-3: Résultats des efforts.

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

IV-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 :

Force sismique à la base	V_{dyn}	V_{st}	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant x-x	790,59	988,03	790,42	Vérifiée
Suivant y-y	883,34	1100,31	880,25	Vérifiée

Tableau IV-4 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

IV-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

Niveau	Hauteur d'étage h_k	R	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$1\%h_n$ (cm)	Observation
RDC	3,91	5	0,001	0,005	0	0,005	3,91	Vérifiée
01	3,23	5	0,002	0,010	0,005	0,005	3,23	Vérifiée
02	3,23	5	0,018	0,090	0,010	0,080	3,23	Vérifiée
03	3,23	5	0,025	0,125	0,090	0,035	3,23	Vérifiée
04	3,23	5	0,031	0,155	0,125	0,030	3,23	Vérifiée
05	3,23	5	0,007	0,035	0,155	0,120	3,23	Vérifiée

Tableau IV-5 : Vérifications des déplacements de niveaux sens x-x.

Sens y-y

Niveau	Hauteur d'étage h_k	R	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	1% h_n (cm)	Observation
RDC	3,91	5	0,425	2,125	0	2,125	3,91	Vérifiée
01	3,23	5	0,754	6,760	2,125	1,645	3,23	Vérifiée
02	3,23	5	1,212	9,275	6,760	2,290	3,23	Vérifiée
03	3,23	5	1,698	12,345	9,275	2,430	3,23	Vérifiée
04	3,23	5	2,289	15,005	12,345	2,955	3,23	Vérifiée
05	3,23	5	2,001	13,270	15,005	1,440	3,23	Vérifiée

Tableau IV-6 : Vérifications des déplacements de niveaux sens y-y.

IV-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

Niveau	P_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	h_i (cm)	θ
RDC	14464,03	0,005	790,60	391	0,00023
1	11910,21	0,005	745,75	323	0,00025
2	9412,92	0,080	669,26	323	0,00348
3	6996,79	0,035	562,95	323	0,00135
4	4580,65	0,030	422,61	323	0,00101
5	2162,04	0,120	244,77	323	0,00328

Tableau IV-7: Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de Sens x-x.

Sens y-y

Niveau	P_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	h_i (cm)	θ
RDC	14464,03	2,125	883,34	391	0,0890
1	11910,21	1,645	832,67	323	0,0728
2	9412,92	2,290	743,64	323	0,0897
3	6996,79	2,430	619,95	323	0,0849
4	4580,65	2,955	460,21	323	0,0911
5	2162,04	1,440	261,94	323	0,0368

Tableau IV-8: Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de Sens y-y.

IV-5-5 : Vérification de l'effort normal réduit :

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

La vérification de cet effort sera effectuée sur le poteau le plus sollicité de section (35x35) et un effort N_d obtenu égale à : $N_d = 912,36\text{KN}$ Sous la combinaison

$$V = \frac{912,36 \times 10^3}{350^2 \times 25} = 0,29 \leq 0,3 \dots\dots\dots \text{Une condition vérifiée}$$

IV-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 V:

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

Chapitre V : Etude des éléments porteurs et d'infrastructure

V-1 : Étude des éléments structuraux :

V-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

V-2 : Etude des poteaux :

V-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 :

- **ELU** :

N _{min} M _{corr}			N _{max} M _{corr}		
N(KN)	M _Z (KN.m)	M _Y (KN.m)	N(KN)	M _Z (KN.m)	M _Y (KN.m)
168,87	11,91	72,61	1474,36	3,80	25,73

Tableau V-1 : Tableau récapitulative des sollicitations sur les poteaux.

- **ELA** :

M _{max}		N _{corr}
N(KN)	M _Z (KN.m)	M _Y (KN.m)
1250,82	92,11	54,78

Tableau V-2 : Tableau récapitulative des sollicitations sur les poteaux.

V-2-2 : Ferrailage du poteau :

- Ferrailage longitudinal :

Données : b = 35cm ; h = 35cm ; d = 37cm

Le poteau soumis a une flexion déviée composée

1^{er} cas)

Cas	N (KN)	M _Z	M _Y	As1 calculé cm ²	As2 calculé cm ²	As1+ As2 calculé cm ²	AS min RPA cm ²
ELU	1474,36	3,80	25,73	1,90	1,50	3,40	9,80
ELA	1250,82	92,11	54,78				

Tableau V-3 : récapitulatif du ferrailage longitudinal des poteaux.

2^{eme} cas)

Cas	N (KN)	M _Z	M _Y	As1 calculé cm ²	As2 calculé cm ²	As1+ As2 calculé cm ²	AS min RPA cm ²
ELU	168,87	11,91	72,61	3,70	1,20	4,90	9,80
ELA	1250,82	92,11	54,78				

Tableau V-4 : récapitulatif du ferrailage longitudinal des poteaux.

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

- Ferrailage transversale :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}; \rho = \begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}; \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,70 \times 3,91}{0,35} = 7,82 \Rightarrow \rho = 2,50$$

- Dans la zone nodale :

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

$t \leq \text{Min}(10 \times 1,4; 15\text{cm})$ donc on 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 :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{10 \times 2,5 \times 7954}{35 \times 4000} = 1,42\text{cm}^2$$

Ferrailage minimal selon les RPA les armatures transversales des poteaux

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

$$\text{Donc: } A_t = \max(A_{t\text{calculé}}; A_{trpa}) = \max(1,42; 1,05) \Rightarrow A_t = 1,42\text{cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage transversal de **4HA8** de section $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

V-2-3 : Vérifications :**a) vérification des contraintes :**

La vérification se fera à l'ELU : $\sigma_{bc} = N_u/A \leq \sigma_{adim}; \sigma_{adim} = 0,85 \times f_{c28}/1,5 = 14,17$

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

Tableau V-5 : Vérification des contraintes.

b) Vérification aux sollicitations tangentielles :

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

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

Niveau	Section Cm ²	L _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (Mpa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (Mpa)	Observation
RDC	35 × 35	2,74	7,82	0.075	31,5	74,88	0,068	1,875	Vérifiée

Tableau V-6 : Vérification aux sollicitations tangentielles.

V-2-4 : Schéma du ferrailage des poteaux :

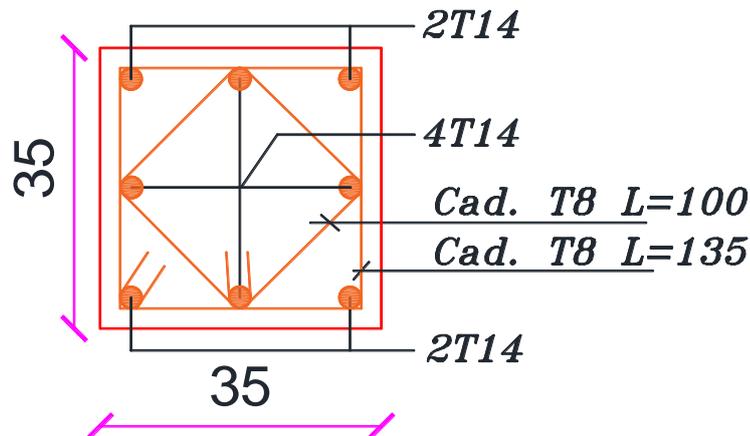


Figure V-1 : Ferrailage du poteau

V-3 : Etude des poutres :

V-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 :

$M_{tmax} = 86,50 \text{ KN.m}$ (Résultat donnée par le logiciel sous la combinaison).

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{86,50 \times 10^4}{30 \times 40,5^2 \times 141,67} = 0,124$$

$$\mu_{bu} = 0,166 < \mu_{lu} = 0,269$$

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

$$\alpha = 0,166; Z_u = 37,8 \text{ cm}; A_{st} = 6,57 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

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

$$A = \max(A_s; A_{min}) \text{ Donc : } A = A_{st} = 6,57 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte un ferrailage constitué de **3HA14 + 3HA12** de section $A = 8,01 \text{ cm}^2$.

- Sur appuis :

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

$M_{amax} = 120,10 \text{ KN.m}$, le tableau ci-dessous représente les résultats des calculs :

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	Z_u	$A_{st}(\text{cm}^2)$
120,10	0,172	0,24	0,36	9,41

Tableau V-7 : résultats du calcul de ferrailage sur appuis.

- Condition de non fragilité :

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

$$A = \max(A_s; A_{min}) \text{ Donc : } A = A_{st} = 9,41 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte un ferrailage constitué de **3HA14 + 3HA16** de section $A = 10,65 \text{ cm}^2$.

V-3-2 : Vérification à L'ELS :**- Sur appui :**Position de l'axe neutre ($A' = 0$):

$$Y = \frac{b_0 \times y_1^2}{2} + n \cdot A_s \cdot Y_1 - n(A_s \times d) = 0 \Rightarrow Y_1 = \mathbf{16,11\text{cm}}$$

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

$$I = \frac{b_0 \times Y_1^3}{3} + n[A_s(d - Y_1)^2] = \frac{30 \times 16,11^3}{3} + 15[10,65(40,5 - 16,11)^2]$$

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = \frac{87,05 \times 10^3}{136841,43} \times 16,11 = 10,25\text{Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15\text{Mpa}}$$

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

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \cdot (d - Y_1) = \frac{15 \times 87,05 \times 10^3}{136841,43} \times (40,5 - 16,11) = 232,73\text{Mpa}$$

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

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

$$Y = \frac{b_0 \times y_1^2}{2} + n \cdot A_s \cdot Y_1 - n(A_s \times d) = 0 \Rightarrow Y_1 = \mathbf{14,44\text{cm}}$$

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

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

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = \frac{63,04 \times 10^3}{111706,06} \times 14,44 = 8,15\text{Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15\text{Mpa}} \dots \text{Une condition vérifiée}$$

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

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

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

V-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 :

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

- Calcul de l'effort tranchant : $T_u = 141,84\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{141,84 \times 100}{30 \times 40,5} = 1,17\text{Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,20f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa} \right\} ; \tau_u = 1,17\text{Mpa} < \overline{\tau}_u = 3,33\text{Mpa} \dots \text{Une condition vérifiée}$$

- 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 : $\phi_t = \mathbf{8\text{mm}}$ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times b \times S$

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

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

$$\text{Min} \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l \right\} = \text{Min} \{ 11,25 ; 16,80 \} = 10\text{cm}$$

- 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: $A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$; $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow 4\text{T}8$ 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.

V-3-4 : Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{470} = 0,095 > 0,0625 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V-3-5 : Récapitulation des résultats du ferrailage :

Les résultats du calcul du ferrailage des poutres principales ainsi que ceux des poutres secondaires :

		Moment M(KN.m)	As (cm ²)	As min (RPA) (cm ²)	As adopté (cm ²)	Description des barres
Poutre principale	Sur appuis	120,10	9,41	6,75	10,65	3HA14 3HA16 chap
	En travée	86,50	6,57	6,75	8,01	3HA14 3HA12 Renf
Poutre secondaire	Sur appuis	55,42	4,50	6,00	8,01	3HA14 3HA12 chap
	En travée	30,85	2,50	6,00	4,62	3HA14

Tableau V-8 : récapitulation du ferrailage des poutres.

V-3-6 : Schémas du ferrailage :

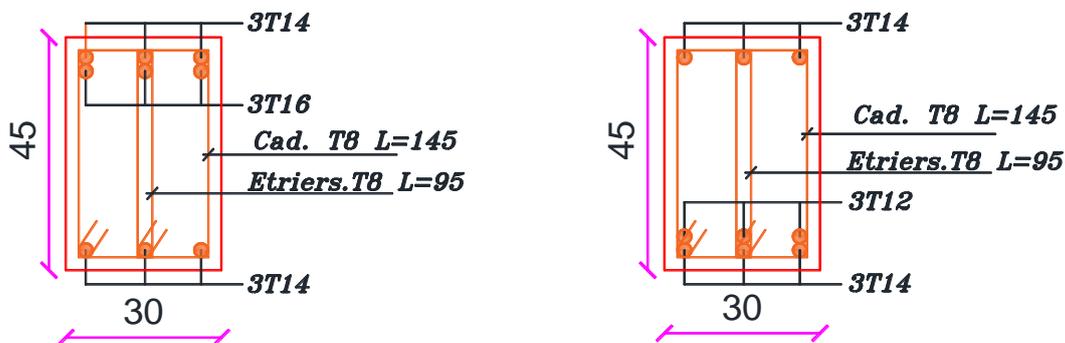


Fig. V-2 : Schéma de ferrailage de la poutre principale.

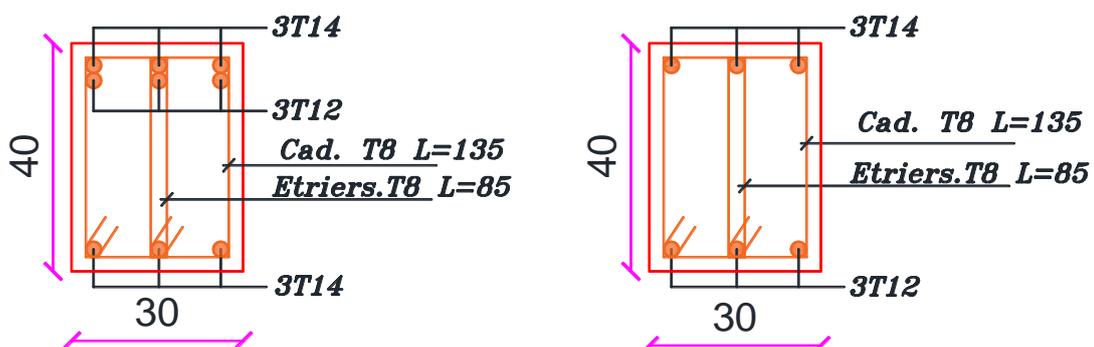


Fig. V-3 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.

V-4 : Etude des voiles :**V-4-1 : Calcul des sollicitations :**

Voile	Niveau RDC	
	V _{x-x}	V _{y-y}
L(m)	1,75	1,35
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

Tableau V-9 : les sollicitations des voiles.**V-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 :

$$h = 3,46 \text{ m}$$

$$L = 1,75 \text{ m}$$

$$b = 0,20 \text{ m}$$

$$d' = 0,03 \text{ m}$$

$$d = 0,17 \text{ m}$$

• Calcul de longueur de flambement : $L_f = 0,8L = 0,8 \times (3,91 - 0,45) = 2,76 \text{ m}$ **• Calcul de l'élancement :** $\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{L} = \frac{2,76 \times \sqrt{12}}{1,75} = 5,46$ **• Calcul de l'excentricité :** $e = \frac{M}{N} > \frac{L}{2} = \frac{1085,31}{337,77} = 3,21 > 0,875$ **• Vérification de la condition de flambement :**

$$\lambda = \max \left\{ 50 ; \min \left(67 \times \frac{e_0}{h} ; 100 \right) \right\} = \max \{ 50 ; \min (62,16 ; 100) \}$$

$$\lambda = 5,46 < 62,16 \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement.

• Calcul de ferrailage :**La répartition des contraintes dans la section :**

$$\left(\begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \cdot u \\ \sigma_{\max} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \cdot u' \end{array} \right) \left(\begin{array}{l} u = u' = \frac{1,75}{2} = 0,875 \text{ m} \\ I = \frac{bh^3}{12} = 0,69 \text{ m}^4 \end{array} \right) ; B = b \times h = 0,20 \times 3,46 = 0,692 \text{ m}^2$$

$$\left(\begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{574,73}{0,692} + \frac{1085,31}{0,69} \times 0,875 = 2,206 \text{ Mpa} \\ \sigma_{\min} = \frac{574,73}{0,692} - \frac{1085,31}{0,69} \times 0,875 = -0,546 \text{ Mpa} \end{array} \right)$$

• Diagramme des contraintes :

$$\left(\begin{array}{l} L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} \cdot L = \frac{2,206}{2,206 + 0,546} \times 1,75 = 1,40 \text{ m} \\ L_t = L - L_c = 0,35 \text{ m} \end{array} \right)$$

$$T = \frac{\sigma_{\min} \times b_0}{2} \times L_t = \frac{0,546 \times 0,20}{2} \times 0,35 = 0,019 \text{ daN} ; A_s = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0,019}{\frac{4000}{1,15}} = 0,55 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA99 version 2003 : $A_{rpamin} = 0,20\% \times B = 0,002 \times 20 \times 175 = 1,40 \text{ cm}^2$

$$A'_s = \frac{A_s \times L}{L_t} = \frac{0,55 \times 175}{35} = 2,75 \text{ cm}^2$$

• **Ferrailage minimal :**

Selon BAEL91 : $A_s = A'_s = A_{min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000} ; 0,23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$

$A_s = A'_s = A_{min} = \max\{3,50 ; 3,59\}$; $A_{BAELmin} = 3,59\text{cm}^2$

$A_{vs} = \max(A_{rpamin} ; A_{scalculé}) = 3,59\text{cm}^2$ DONC : $A_{vs} = 3,59\text{cm}^2$

Donc on adopte un ferrailage de **(3HA14 + 9HA12)** de section **13,67cm²**

L'espacement entre les barres verticales recommandé par [RPA 99 /version 2003] est limité comme suit :

$s \leq \min\{1,5a ; 30\} = \min\{30 ; 30\}\text{cm}$ donc: $S \leq 30\text{ cm}$

Alors on adopte :

- en zone d'about : **s = 10cm**

- en zone courante : **s = 15cm**

• **Ferrailage horizontal :** $A_H = \frac{A_v}{3} = \frac{13,67}{3} = 4,55\text{cm}^2$

On adopte alors un ferrailage de **18HA10** de section **20.11cm²** Espacement de **15cm**

• **Ferrailage minimal :**

$A_{rpamin} = 0,20\% \times B = 0,002 \times 20 \times 278 = 11,12\text{cm}^2$

$A_H = 20,11\text{cm}^2 > A_{rpamin} = 11,12\text{cm}^2$ 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'espacement 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 :

$\tau \leq \bar{\tau} = 0,20f_{c28} = 0,20 \times 25 = 5\text{Mpa}$

$\tau_b = \frac{1,4V}{0,9h \cdot b} = \frac{1,4 \times 28362}{0,9 \times 346 \times 20} = 0,64\text{Mpa} < \bar{\tau}$ Condition Vérifiée.

Selon BAEL91 :

Pour le cas d'une fissuration préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante :

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right\} = 3,26\text{Mpa}$

V-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 :

Voile	Niveau RDC	
	V x-x	V y-y
A_s calcul cm ²	0,55	0,42
$L_T M$	0,35	0,30
A'_s calcul cm ²	2,75	2,11
A_{BAEL} (cm ²)	3,59	2,76
A_{RPA} cm ²	11,12	8,56
A_{adop} cm ²	13,67	11,41
Description Des barres	2(3HA14+9HA12)	2(3HA14+6HA12)

Tableau V-10 : ferrailage des voiles.

V-4-4 : Schéma de ferrailage :

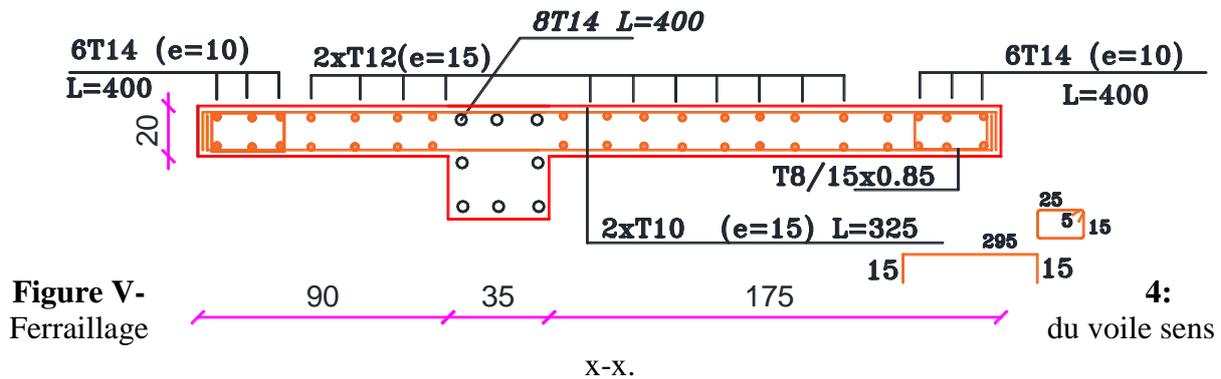


Figure V-4 : Ferrailage

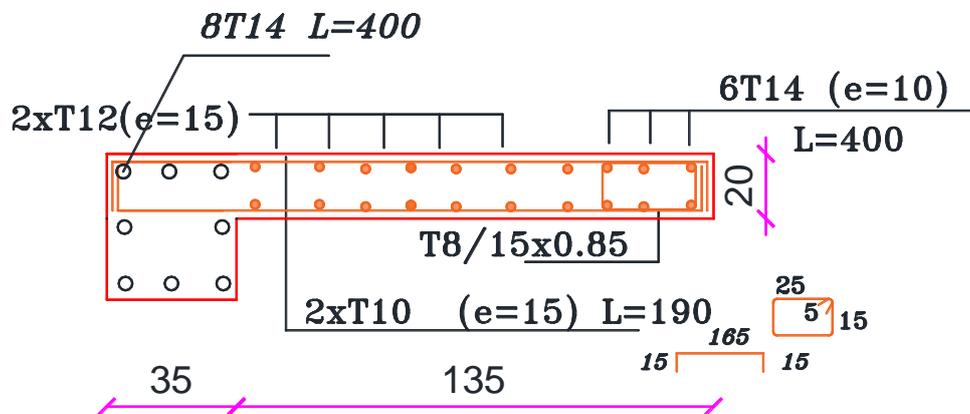


Figure V-5 : Ferrailage du voile sens y-y.

V-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 ferraillage 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.

V-6: Etude d'infrastructure :

V-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.

V-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 : $\sigma_{\text{sol}} = 2,50\text{bars}$
- L'angle de frottement interne du sol : $\phi = 35^\circ$
- La cohésion : $C = 0$ (sol pulvérulent)

V-6-3: Pré-dimensionnement :

a) Semelle isolée sous poteaux : (art 15.IV.1 BAEL91/99 ; P235)

En considérant uniquement les efforts de N_{smax} :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{1200,62}{250} = 4,80\text{m}^2 ; A = B = \sqrt{4,80} = 2,19\text{m} \Rightarrow A = B = 2,30\text{m}$$

Vérification du taux de la section des semelles par rapport à celle du bâtiment

$$\frac{\sum S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{95,22}{195,125} = 48,79\%$$

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.

b) Semelles filantes :

- Largeur B :

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N}{B.L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}.L} \Rightarrow B \geq \frac{170220}{2,5 \times 470} = 144,86\text{cm} \text{ On prend : } \mathbf{B = 1,80\text{m}}$$

V-6-4: Etude des semelles isolées :

V-6-4-1 : Les sollicitations :

	N(KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
E.L.U	1474,36	3,8	25,73
E.L.S	1200,62	6.32	12.17

Tableau V-11: Les valeurs des Moment et les efforts normaux à E.L.U et E.L.S.

- 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 $A = \frac{a}{b} \times B$

V-6-4-2 : Vérification de la contrainte de sol :

D'après le BAEL 91, on a :

$$e_x = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{6,32}{1200,62} = 0,00526\text{m} \Rightarrow e_x = 0,00526 \leq \frac{A}{6} = \frac{2,30}{6} = 0,38 \dots \text{Une condition vérifiée}$$

$$e_y = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{12,17}{1200,62} = 0,0101\text{m} \Rightarrow e_y = 0,0101 \leq \frac{B}{6} = \frac{2,30}{6} = 0,38 \dots \text{Une condition vérifiée}$$

D'après le RPA 99 version 2003, on a

$$e_x = 0,00526 \leq \frac{A}{4} = \frac{2,30}{4} = 0,575 \dots \text{Une condition vérifiée}$$

$$e_y = 0,0101 \leq \frac{B}{4} = \frac{2,30}{4} = 0,575 \dots \text{Une condition vérifiée}$$

V-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 $h_t = 55\text{cm}$.

V-6-4-4 : Condition de poinçonnement :

a) Formule empirique:

Si la contrainte du sol est inférieure ou égale à **2,5 bars** on doit vérifier que :

$$d' \geq 1,44 \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{bc}}} \Rightarrow d' \geq 1,44 \sqrt{\frac{1200,62}{14,7}} = 13,01 \Rightarrow d = 50\text{cm} > d' = 14\text{cm}$$

b) 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.

$$\sigma_{\max} = \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A}\right) \times \frac{N_u}{A \times B}; \quad \sigma_{\min} = \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A}\right) \times \frac{N_u}{A \times B}; \quad \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

e : L'excentricité de l'effort normal $e = \frac{M_u}{N_u}$

	$\sigma_{\max}(\text{KN/m})$	$\sigma_{\min}(\text{KN/m}^2)$	$\sigma_{\text{moy}}(\text{KN/m})$
Sens XX	282,53	274,88	280,61
Sens YY	286,05	271,36	282,37

Tableau V-12 : Résultats des contraintes.

V-6-4-5 : Ferrailage des semelles isolées :

Poids propre de la semelle: $0,55 \times 2,3^2 \times 25 = 72,73\text{KN}$:

$N_s = 1200,62 + 72,73 = 1273,35\text{KN}$; $N_u = 1474,36 + 72,73 = 1547,09$

$$A_s = \frac{N_1 \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} \quad (\text{art 15.VII.4.2 BAEL 91/99;P251})$$

$$N_1 = N \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \quad (\text{art 15.VII.3.1 BAEL91/99 ; P250})$$

E.L.U :	N_1 (KN)	A_s (cm ²)	Aadop (cm)
Sens XX	1484,47	16,44	15HA12 = 16,96
Sens YY	1493,78	16,55	15HA12 = 16,96

Tableau V-13 : Ferrailage de la semelle isolée.

- Calcul de la hauteur libre h' :

(Avec cochets) $h' \geq 12\phi + 6\text{cm}$ (art 15.III.1.2 BAEL91/99 ; P230)

$$h' = 20,40\text{cm} \Rightarrow h' = 25\text{cm}$$

- Calcul l'espacement :

$$S_{tx} = \frac{230 - 10}{15} = 14,66\text{cm} \Rightarrow S_{tx} = 15\text{cm}; \quad S_{ty} = \frac{230 - 10}{15} = 14,66\text{cm} \Rightarrow S_{tx} = 15\text{cm}$$

Remarque : L'espacement sous le poteau $e = 10\text{cm}$

V-6-4-6 : Schéma de Ferrailage :

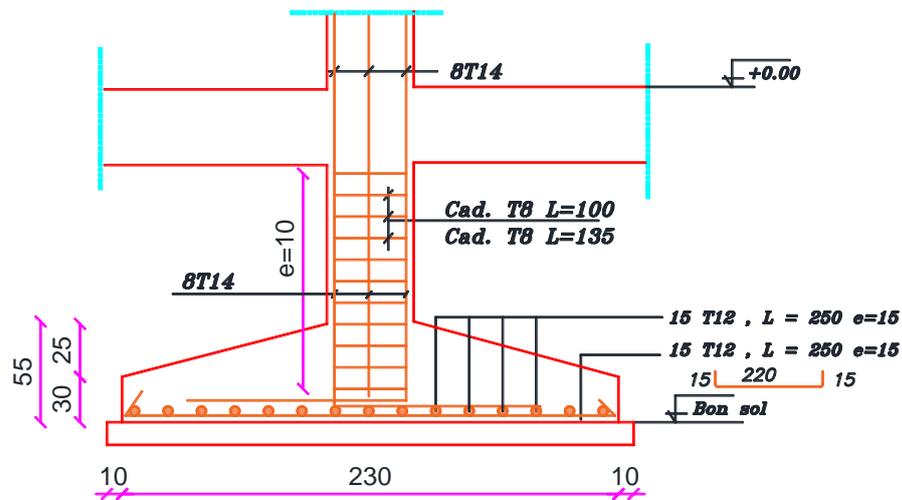


Figure V-6 : ferrailage d'une semelle isolée.

V-6-5 : Semelles filantes :

V-6-5-1: Etape de calcul :

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{A-a}{4} + d' \right\} \quad \text{Avec : } d' : \text{enrobage des armatures ; } d' = 5\text{cm.}$$

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{1,80-0,35}{4} + 0,05 \right\} \Rightarrow h_t \geq 0,412 \quad \text{Donc on adopte : } h_t = 45\text{cm ; } d = 40\text{cm}$$

- la hauteur (h_p) :

$$h_p \geq \frac{h}{3} = \frac{45}{3} = 15\text{cm} \quad ; \quad \text{On adopte } h_p = 20\text{cm}$$

V-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 :

$$a' = a + h = 0,35 + 0,45 = 0,80\text{m}$$

$$b' = b + h = 0,35 + 0,45 = 0,80\text{m}$$

$$\mu_u = 2(a' + b') = 3,20\text{m}$$

$$N_u = 1474,36\text{KN} ; 0,045 \times \mu_u \times h \times \frac{F_c}{\gamma_b} = 1620\text{KN}$$

Donc les armatures résistant au poinçonnement ne sont pas nécessaires.

V-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 $A_s = 13,57\text{cm}^2$

$$\text{L'espacement : } E_{sp} = \frac{180-10}{12} = 14,16\text{cm} \Rightarrow E_{sp} = 15\text{cm}$$

- **Ferrailage de répartition** : (art.VII.4.1 BAEL91/99 ; P251)

$$A_r = \frac{13,57}{4} = 3,39\text{cm}^2 \quad \text{On adopte : } \mathbf{6HA12} \quad A_r = 6,79\text{cm}^2$$

Tableau récapitulatif du ferrailage des semelles filantes :

Semelle	L (m)	B (m)	H (m)	N_u (KN)	A_c Ascalcul (Cm ²)	A_s adopté (Cm ²)	Désignation	A_r (Cm ²)	Désignation
S.F.1	4,70	1,80	0,50	1027,78	11,89	13,57	12HA12	6,79	6HA12
S.F.2	1,15	1,80	0,50	800,35	9,49	13,57	12HA12	6,79	6HA12

Tableau V-14 : récapitulatif du ferrailage des semelles filantes.

V-6-6 : Etude de la poutre de libage :

- **Moment fléchissant** :

Sur appuis :

$$M_a = 302,13\text{KN.m} \quad \text{En travée : } M_t = 240,36\text{KN.m}$$

- **Calcul du ferrailage** :

- **Armatures inférieures** :

$M_a = 302,13\text{KN.m}$, le tableau ci-dessous représente les résultats des calculs :

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

Tableau V-15 : ferrailage inférieur de la poutre de libage.

On adopte un ferrailage **6HA16** de section $A_s = \mathbf{12,06\text{cm}^2}$

- **Armatures supérieures** :

Le calcul se fait aussi en flexion simple d'une poutre renversée en prenant le moment supérieur maximal.

$M_t = 240,36\text{KN.m}$, le tableau ci-dessous représente les résultats des calculs :

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

Tableau V-16 : ferrailages supérieurs de la poutre de libage.

On adopte un ferrailage **3HA14+3HA16** de section $A_s = \mathbf{10,65\text{cm}^2}$

- **Armature de répartition** :

- **Espacement minimal** :

$$\text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_1\right) = \text{Min}(21,25; 19,20) = 19,20\text{cm}$$

$$\text{En dehors de la zone nodale : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 45 \Rightarrow \mathbf{S_t = 15\text{cm}}$$

$$\text{Alors : } A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,57\text{cm}^2 \Rightarrow 4HA8 \Rightarrow A_t = 2,01\text{cm}^2 \quad [\text{RPA 99 version 2003}]$$

	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
	Inférieure	240,36	0,0631	0,0815	0,86	8,12	10,65	3HA16 3HA14

Tableau V-17 : récapitulation du ferrailage des poutres de libage.

V-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 × 30) cm²site de catégorie S2, S3
- (30 × 30) cm²site de catégorie S4

Pour notre cas (site ferme S2) on prend une section de (30 × 40) cm²

- 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 cm²)

- Armatures transversales : On prend : **4Ø8** (A = 2,01cm²)

V-6-8 : Schématisation du ferrailage :

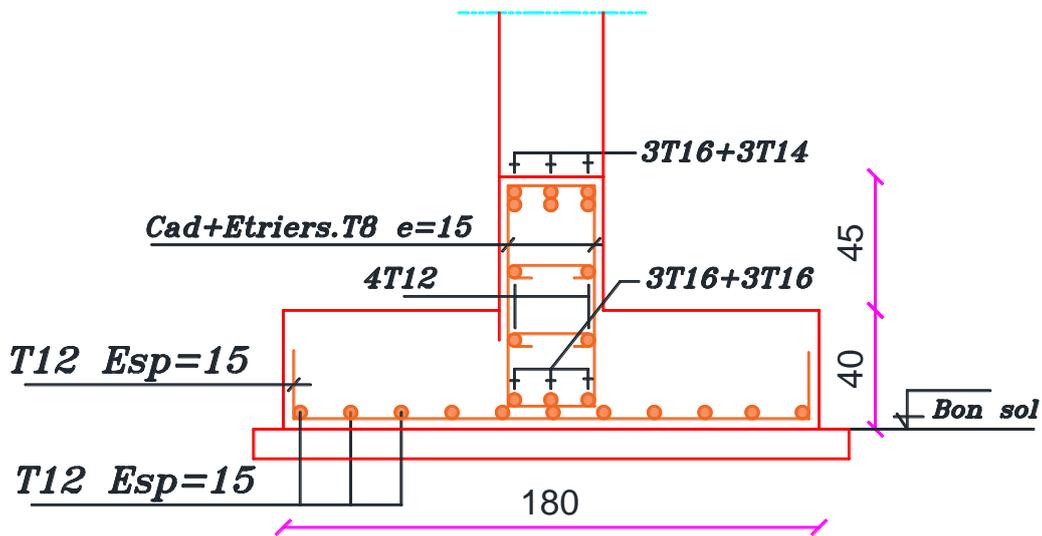


Figure V-7 : ferrailage de la semelle filante SF1.

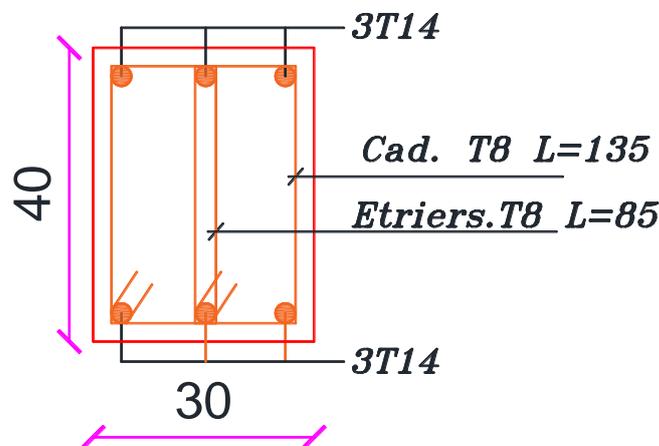


Figure V-8 : ferrailage de la longrine.

V-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

Conclusion générale

Ce modeste travail nous a permis de mettre en œuvre la compréhension des facteurs influant sur le comportement dynamique d'une structure, nécessite l'analyse de plusieurs configurations du système structural, et améliore le comportement de la structure durant le séisme.

La justification de l'interaction portique voile permet de quantifier la part de l'effort tranchant repris par les voiles et celle reprise par les portiques, donc son but est beaucoup plus résistance qu'économique.

D'autre part, cette présente étude nous a permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation et de les enrichir par l'utilisation des logiciels de calcul des structures.

Le connaissance théorique reste nécessaire mais loin d'être suffisant, car il faut tenir de sa concordance avec le côté pratique.

En fin, nous espérons que se modeste travail pourra être utile aux prochaines promotions.

Références

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
- Rapport de sol

COURS ET MEMOIRE

- Projet en béton armé ; Djoudi Larbi.
- Thèses des années précédentes.

LOGICIELS

- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2016.
- AUTO CAD 2016.
- EXPERT BA 2010.
- WORD 2013.
- EXCEL 2013.

Annexes

7-CONCLUSION :

La reconnaissance des sols du site prévu pour la construction de 100/300/3000 logements publics locatifs (Ilot "A"), Programme Quinquennal 2010-2014- 3^{ème} tranche 2011 sis AIN TAGHROUT, a montré que le terrain est constitué sous la terre végétale, par une dalle calcaire sur de la marne argileuse. parfois des tufs ; le tout reposant sur des marnes friables à mi dure en profondeur.

La nature du sol support et les résultats des essais pénétrométriques, font ressortir une contrainte admissible du sol $\sigma_s = 2.50 \text{ bars}$, pour des semelles superficielles isolées ancrées à une profondeur de 1.50m par rapport à la surface.

Compte tenu de la nature de sol, les tassements seront négligeables.

Les analyses chimiques effectuées sur les échantillons prélevés n'ont pas révélé la présence de sulfates. L'agressivité du sol à l'égard du béton est nulle. Le béton sera confectionné avec du ciment normal.

Les terrassements sont exécutés selon le détail figurant dans le chapitre 5.3.

Le sol est classé dans la catégorie: **S2 (sol ferme)**.

ANNEXE « A »

INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE
A. BOUKHARI



CHEF DE LA REPRESENTATION

رئيس ممثل
ق. م. م. م.

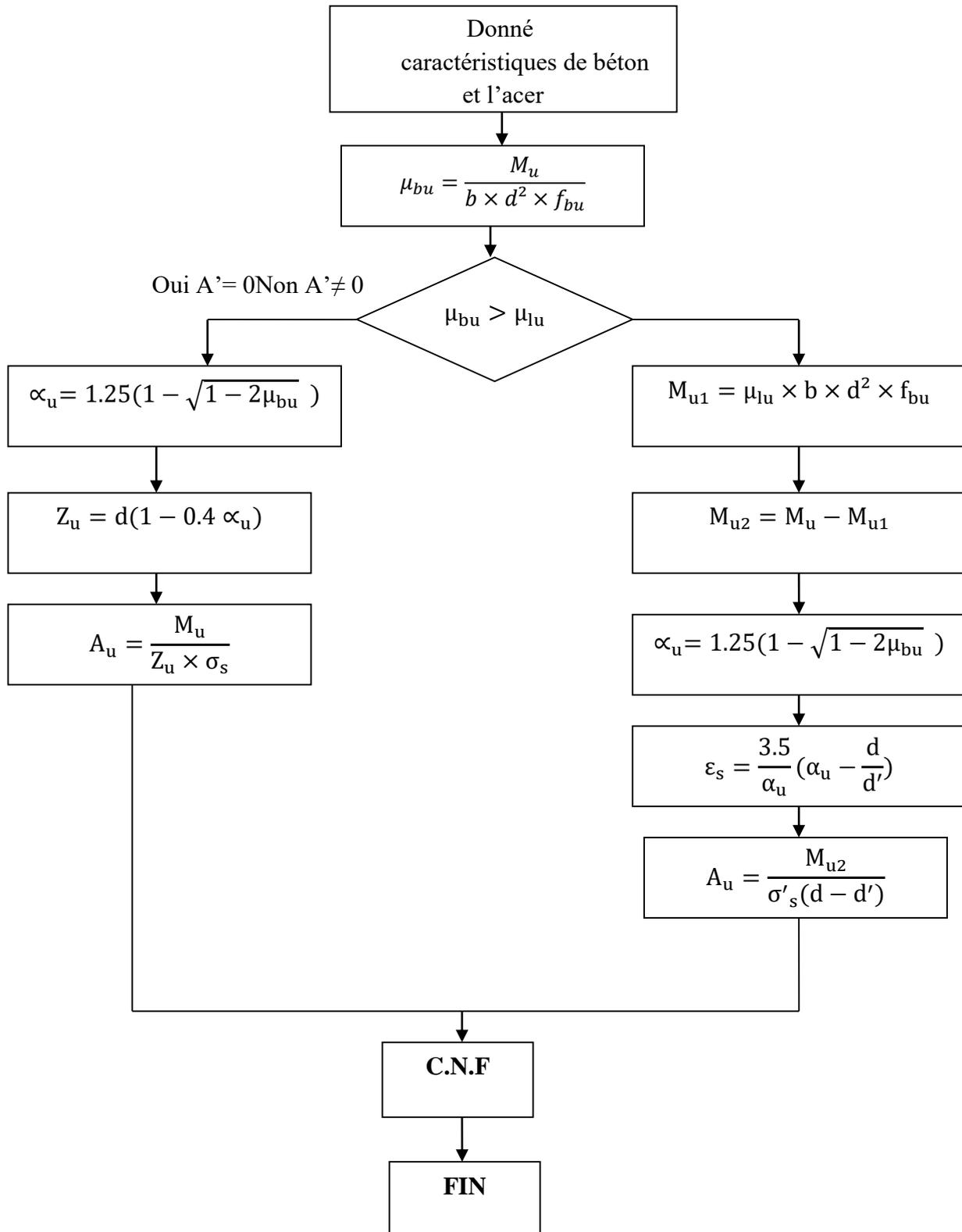


DIRECTEUR REGIONAL



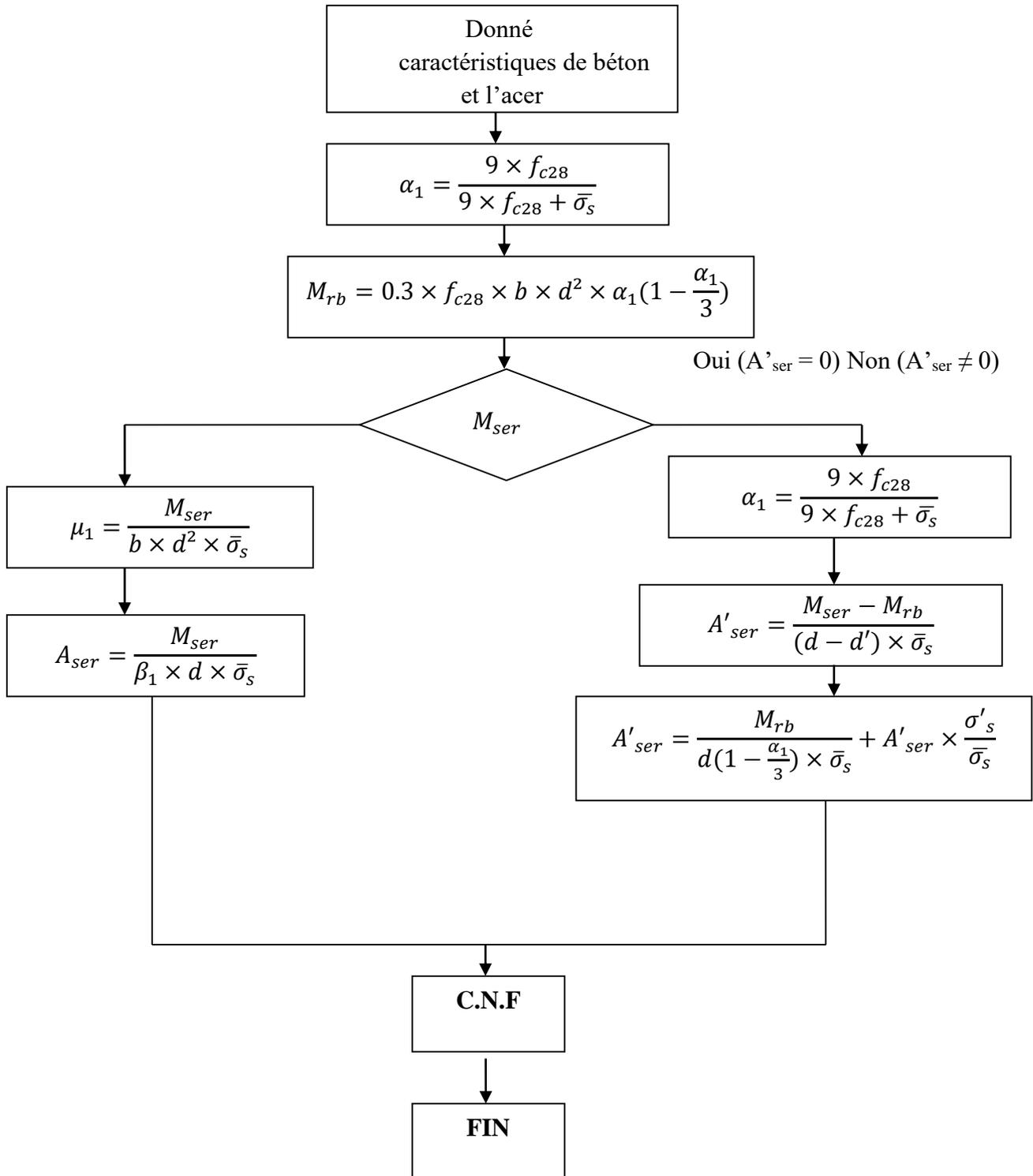

ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIREA L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



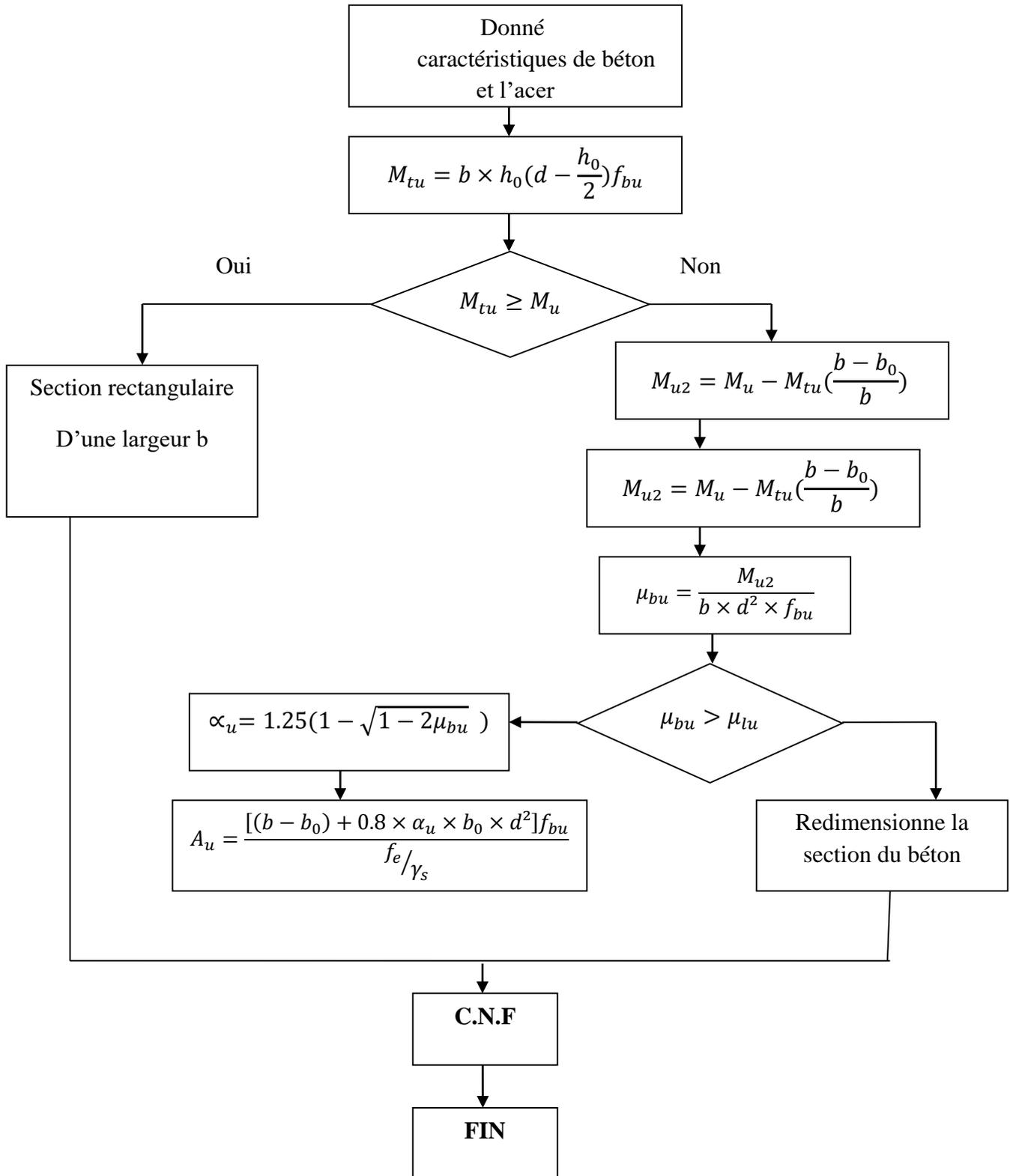
ORGANIGRAMME -II-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S EN FLEXION SIMPLE



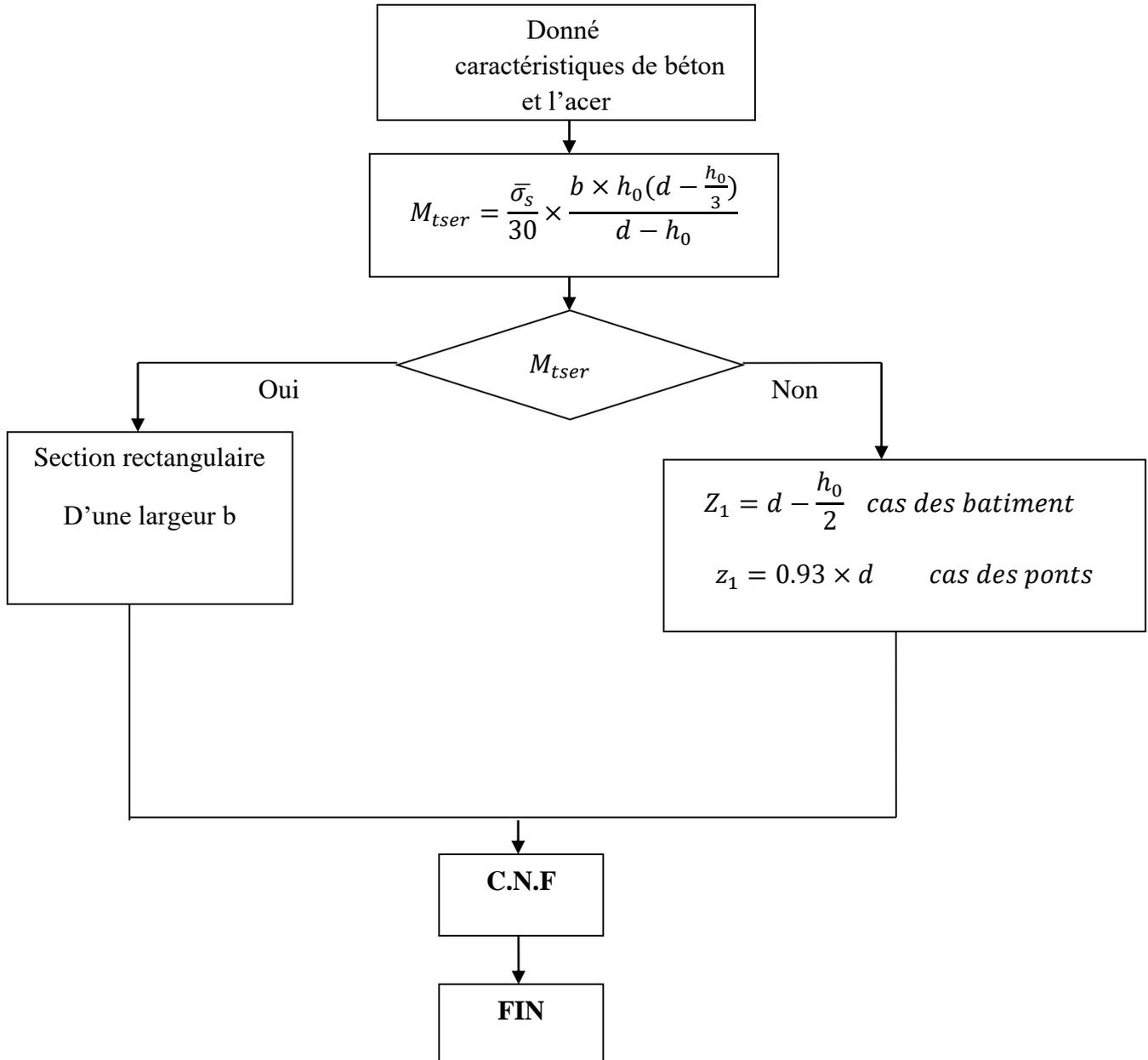
ORGANIGRAMME -III-

SECTION EN TÉ A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

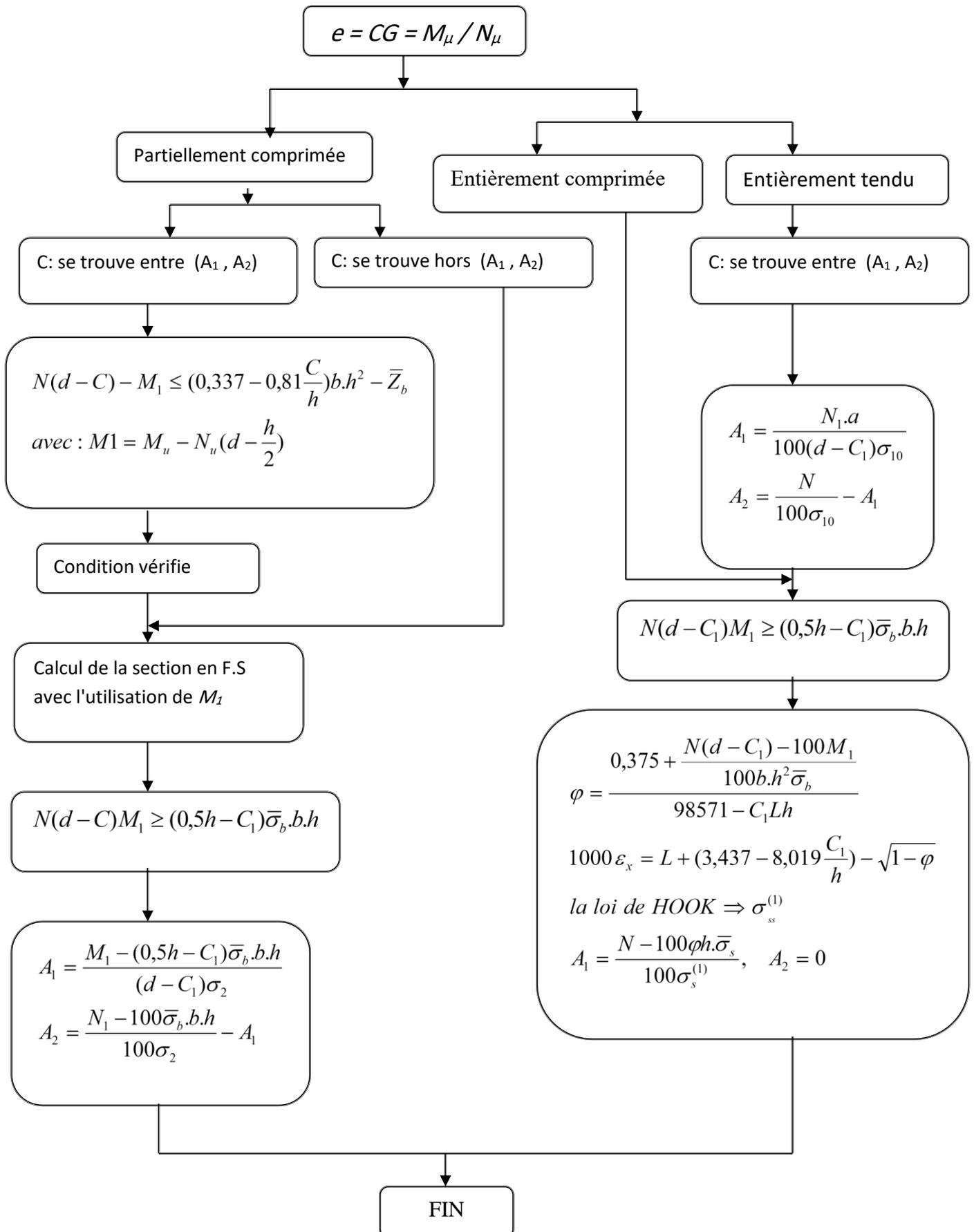


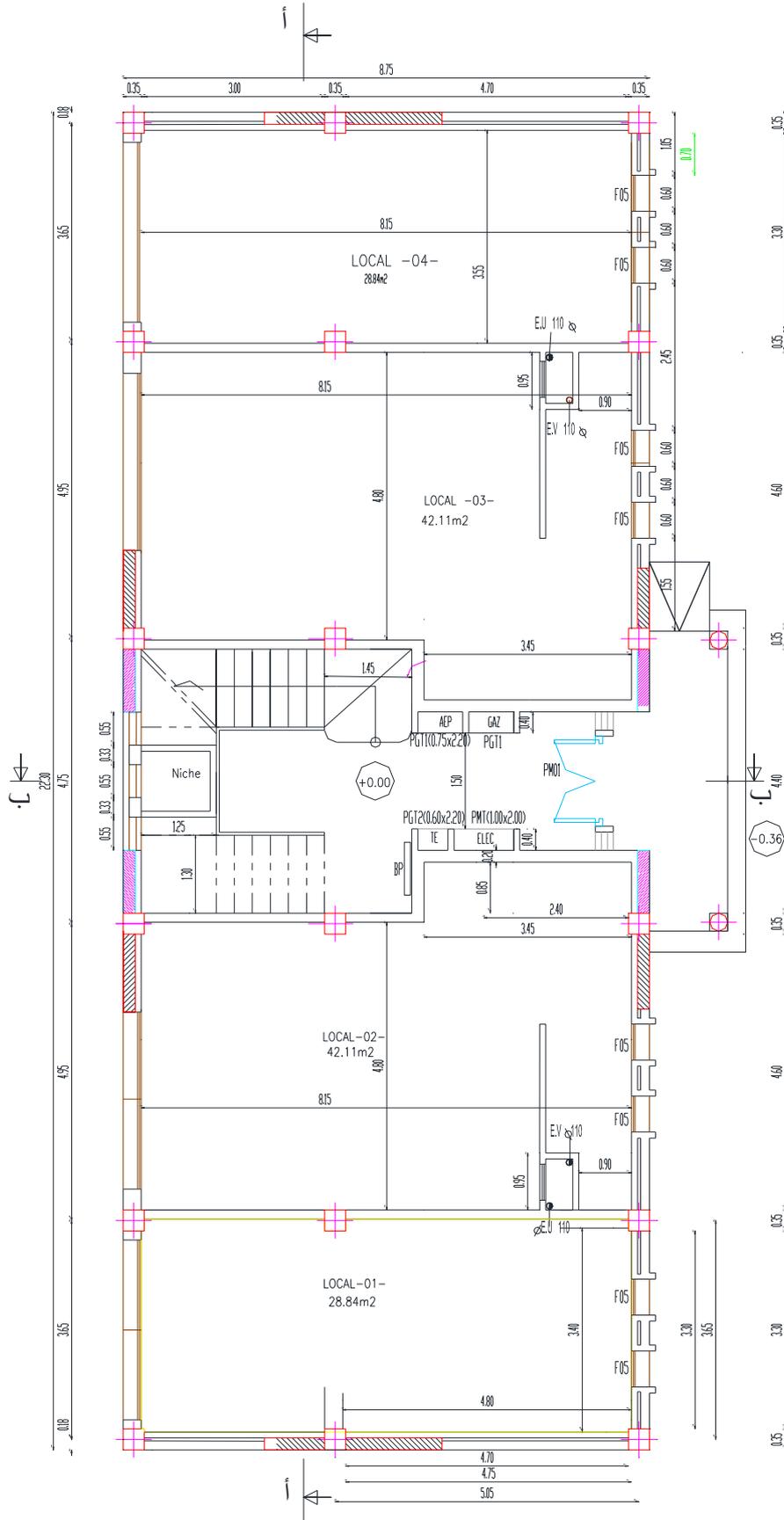
ORGANIGRAMME -IV-

SECTION EN TÉ A L'E.L.S EN FLEXION SIMPLE

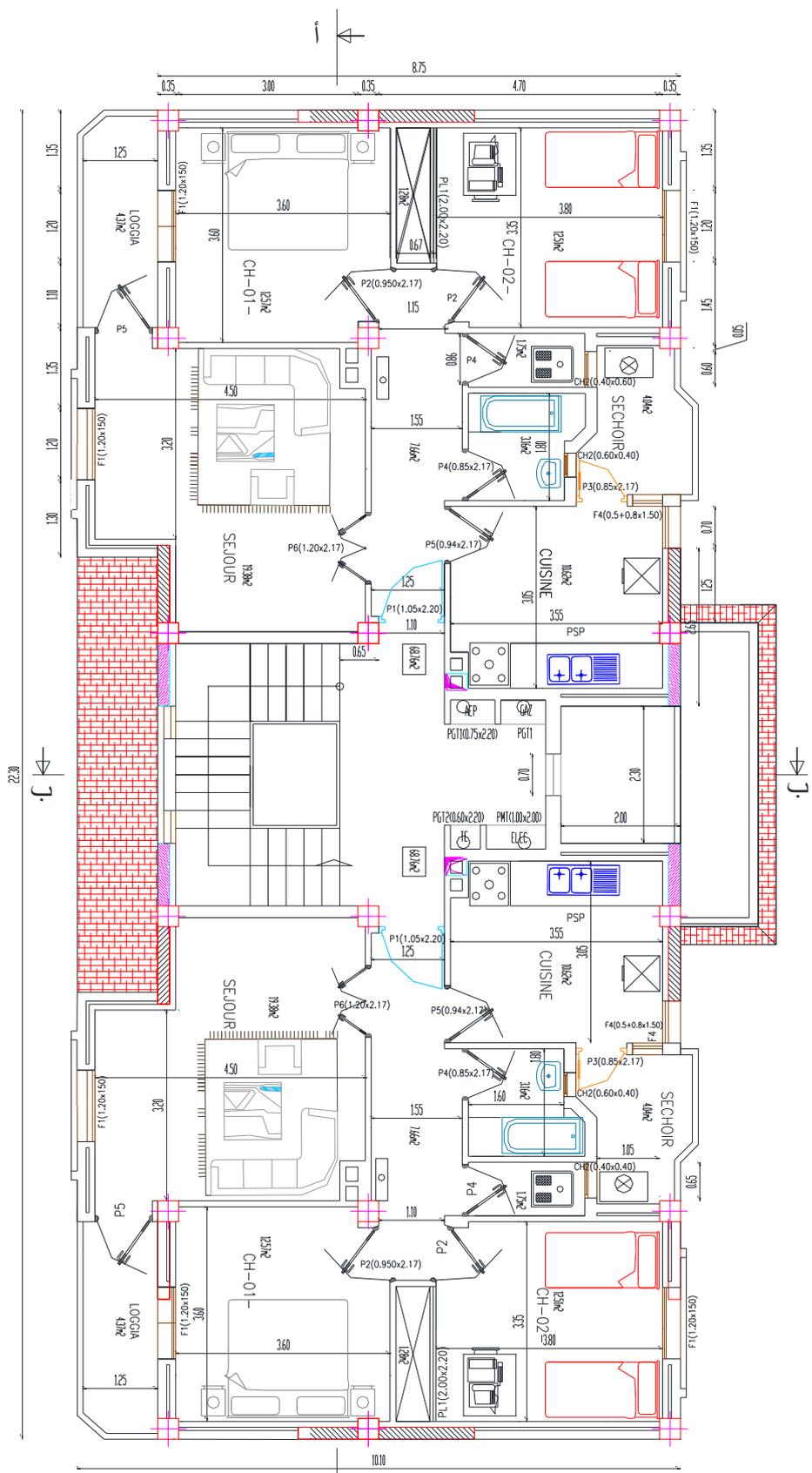


Organigramme de calcul en flexion composé -V-

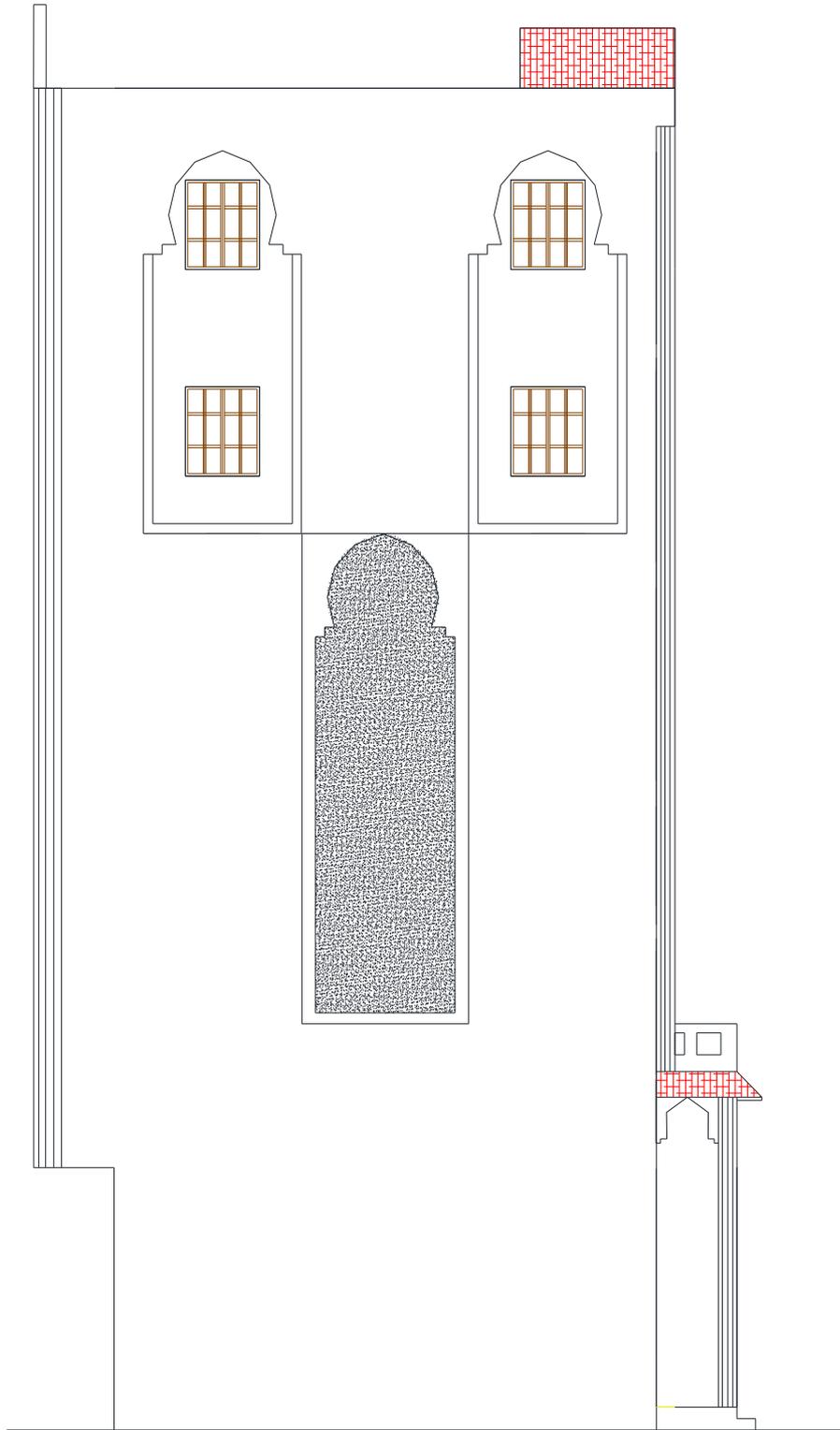




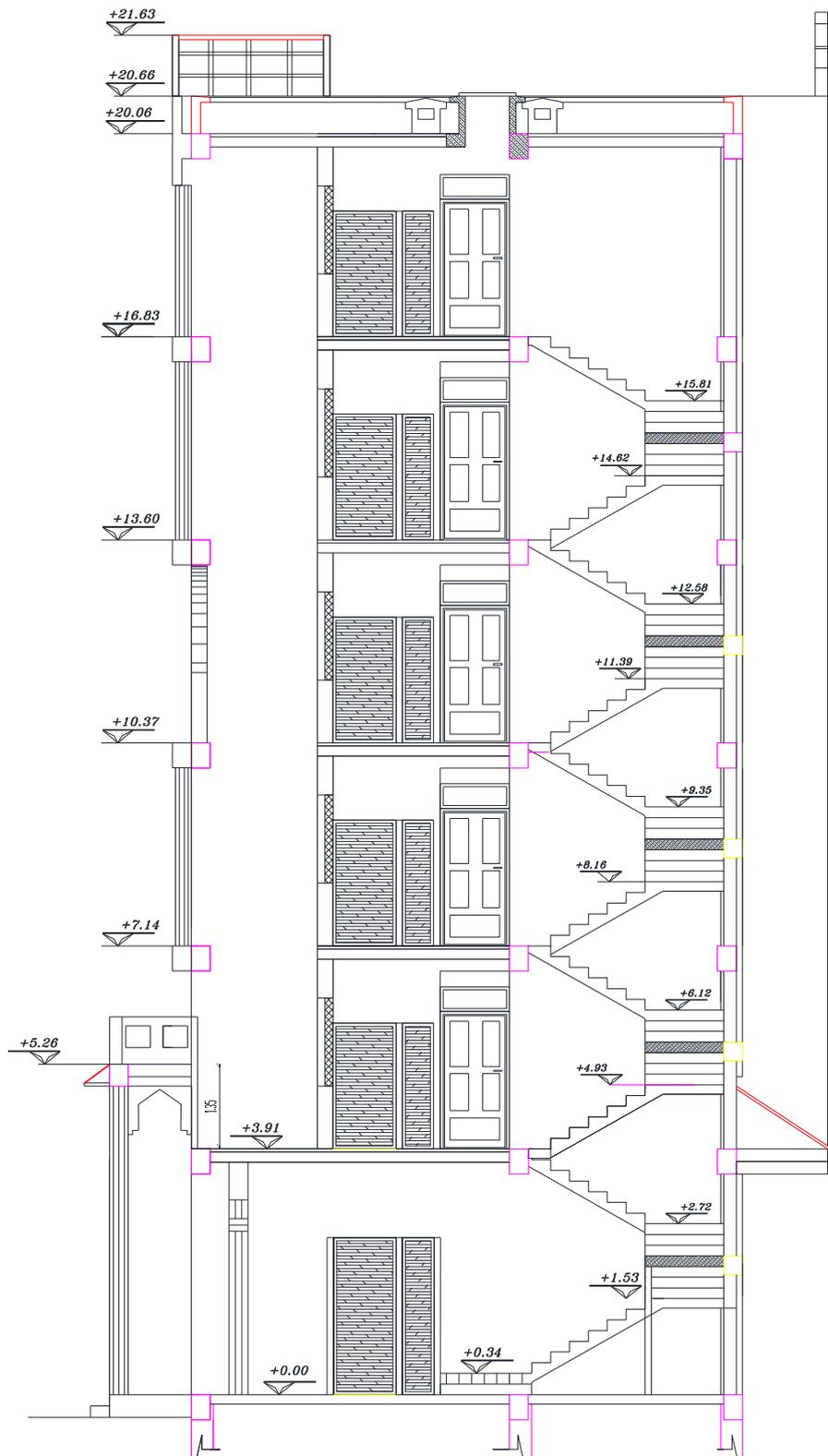
الطابق الأرضي



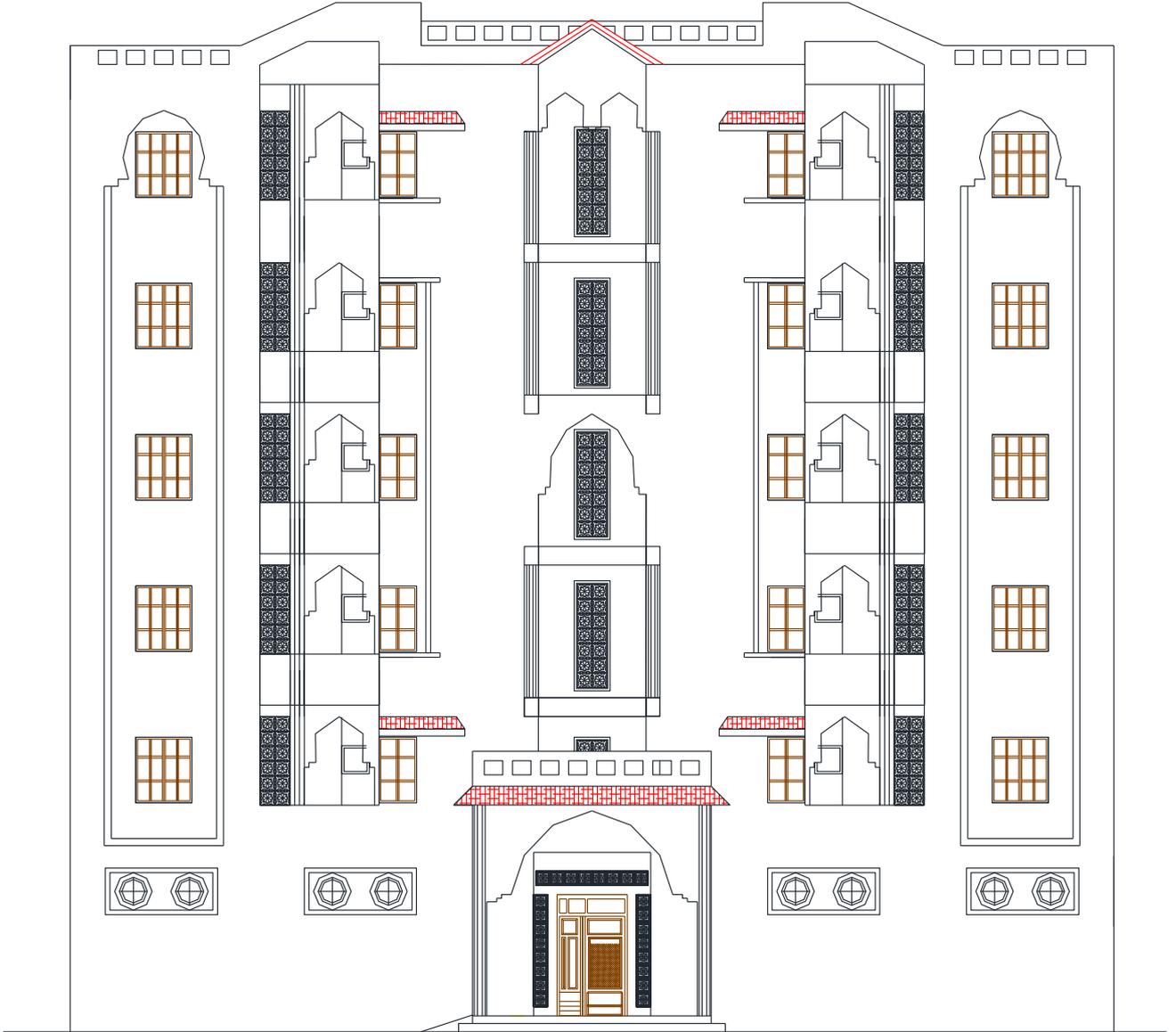
الطابق الأول



الواجهة الجانبية

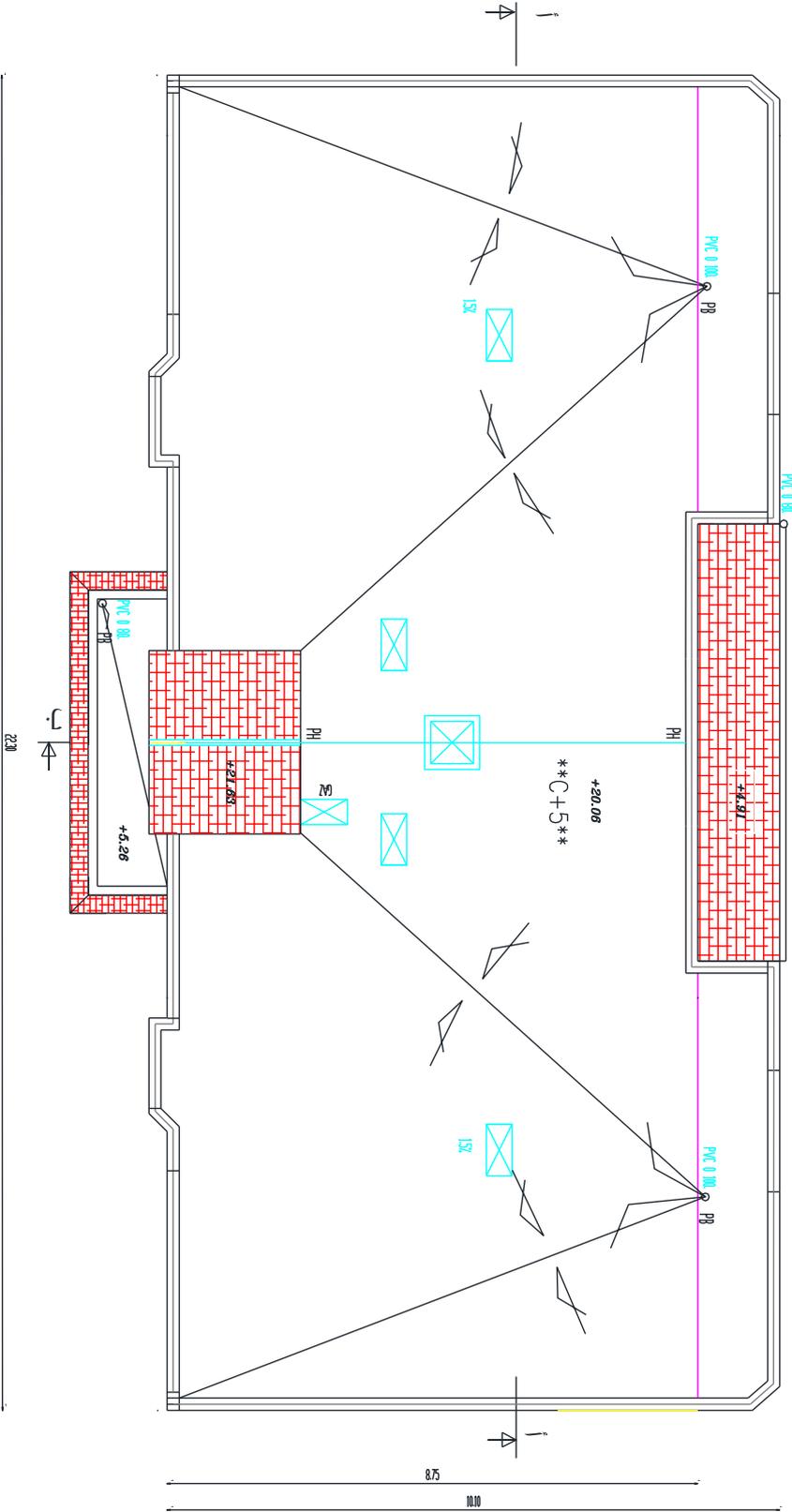


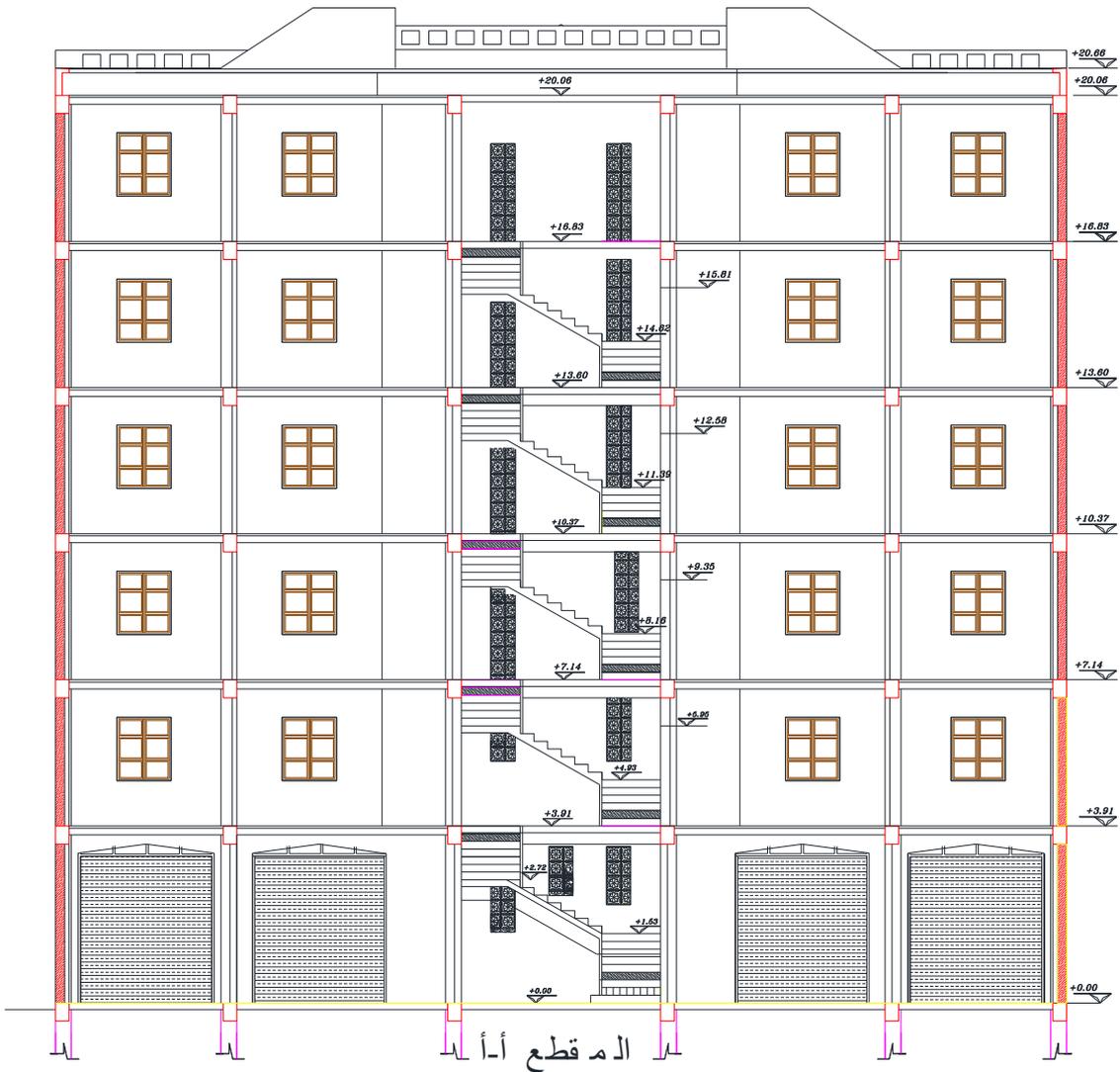
المقطع ب-ب

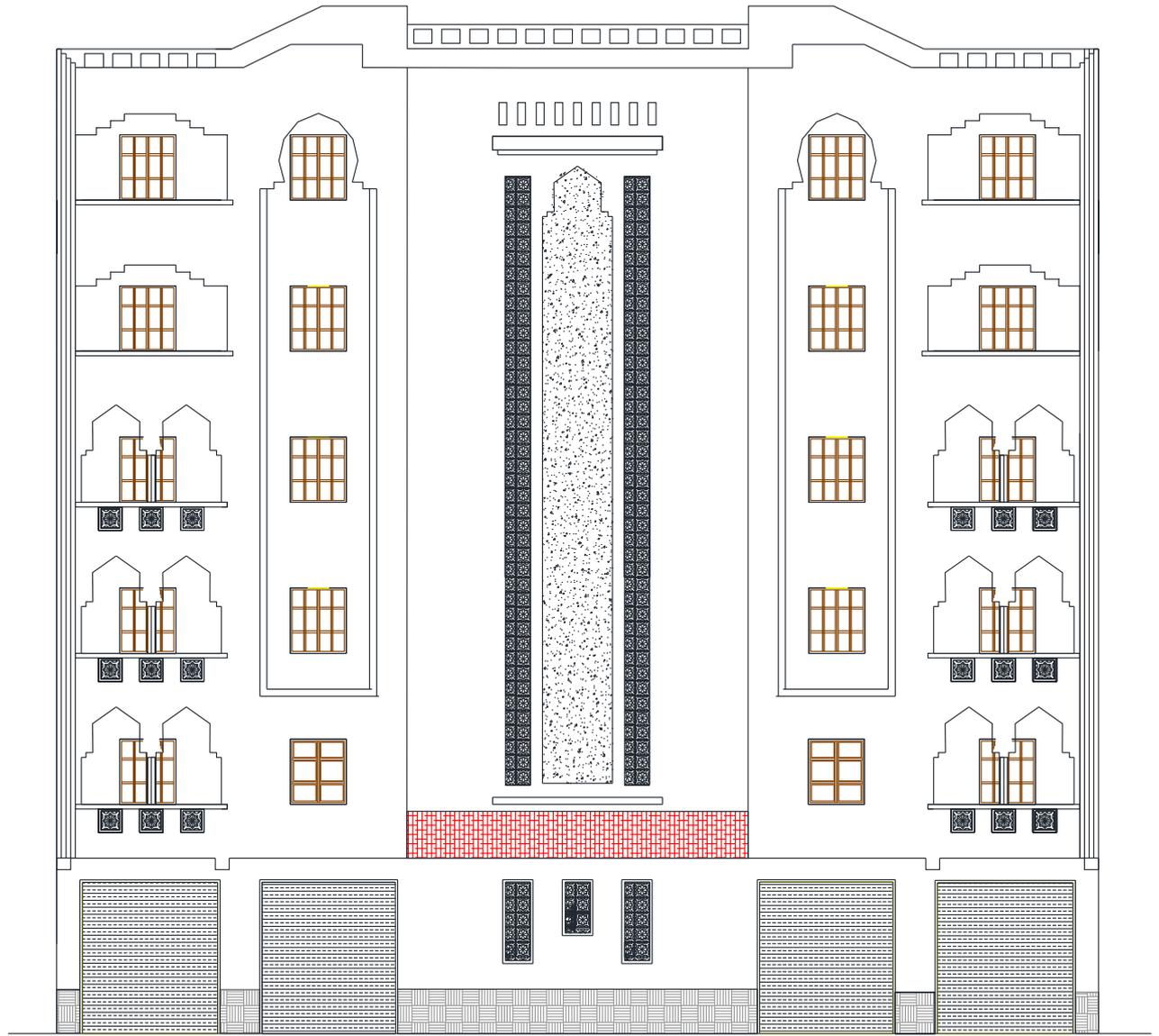


الواجهة الامامية

سطح 11

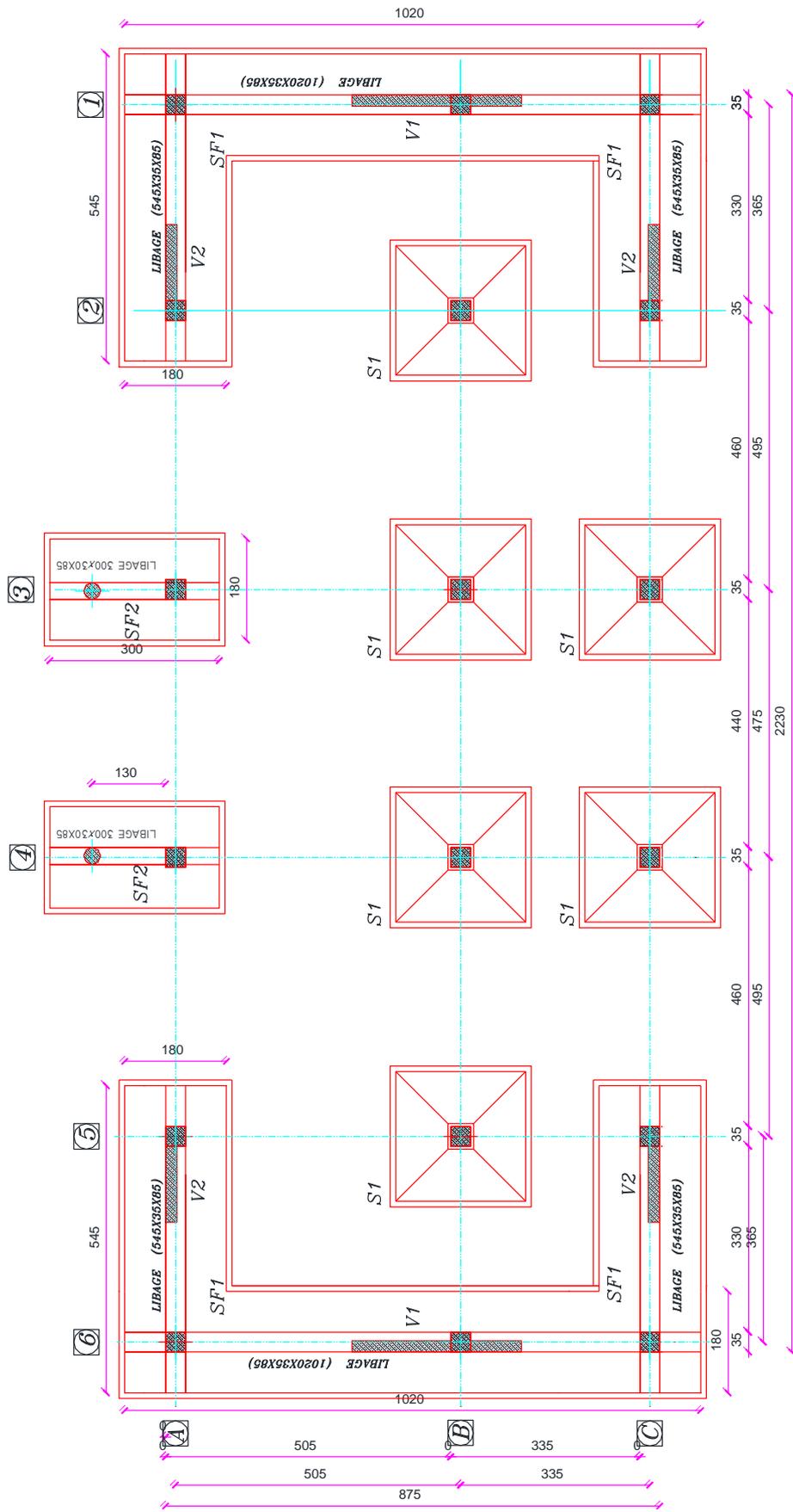




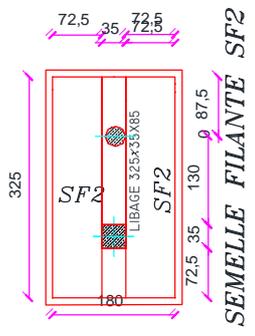
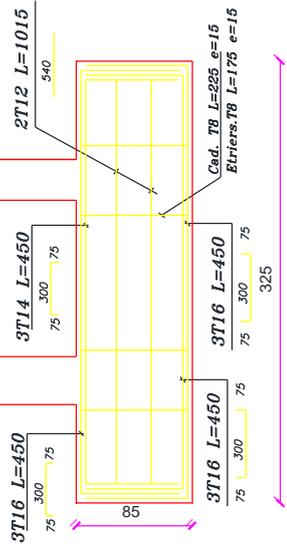


الواجهة الخلفية

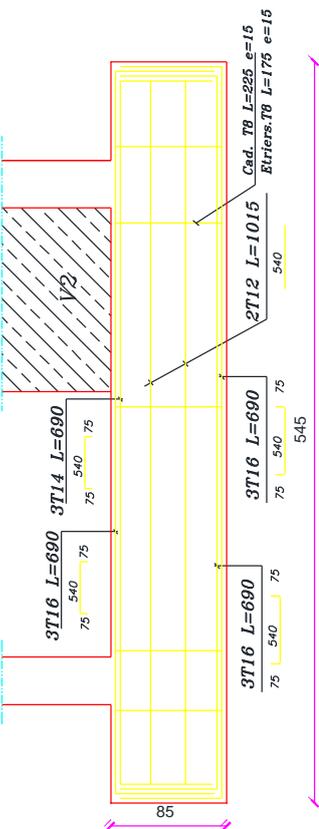
PLAN DE COFF FONDATIONS ECH:1/50



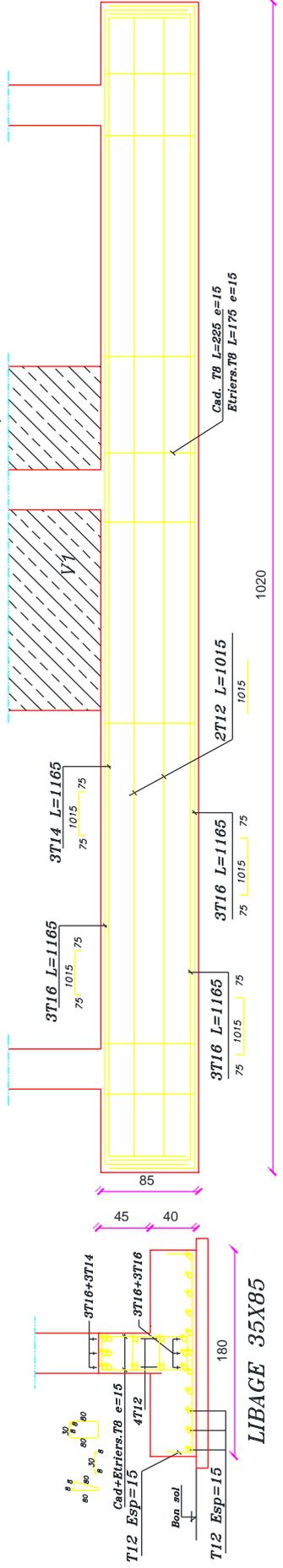
LIBAGE 325X35X85 ECH:1/50



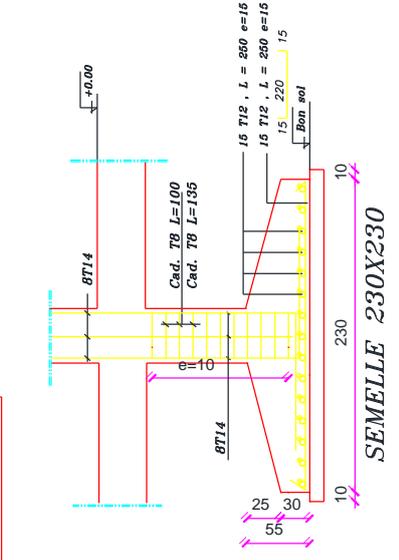
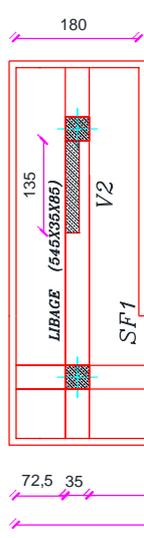
LIBAGE 545X35X85 ECH:1/50



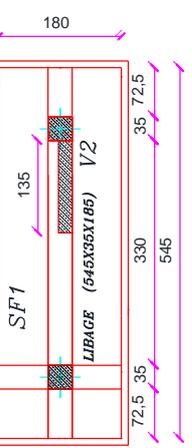
LIBAGE 1020X35X85 ECH:1/50



LIBAGE (545X35X85)

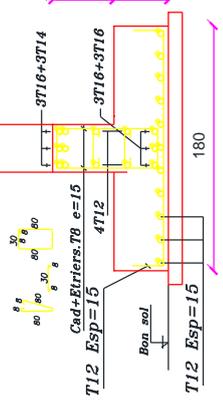


SEMELLE 230X230

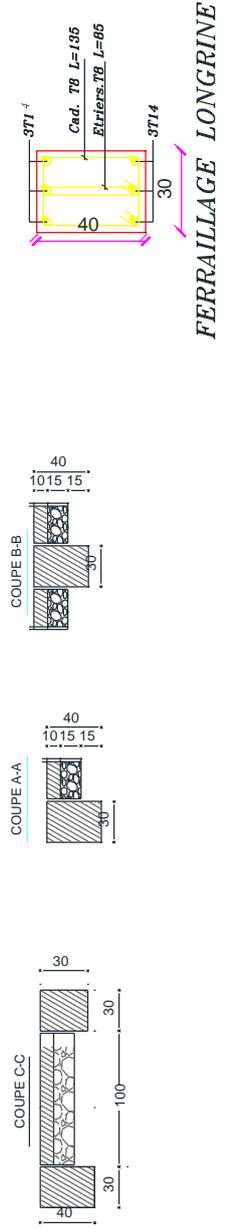
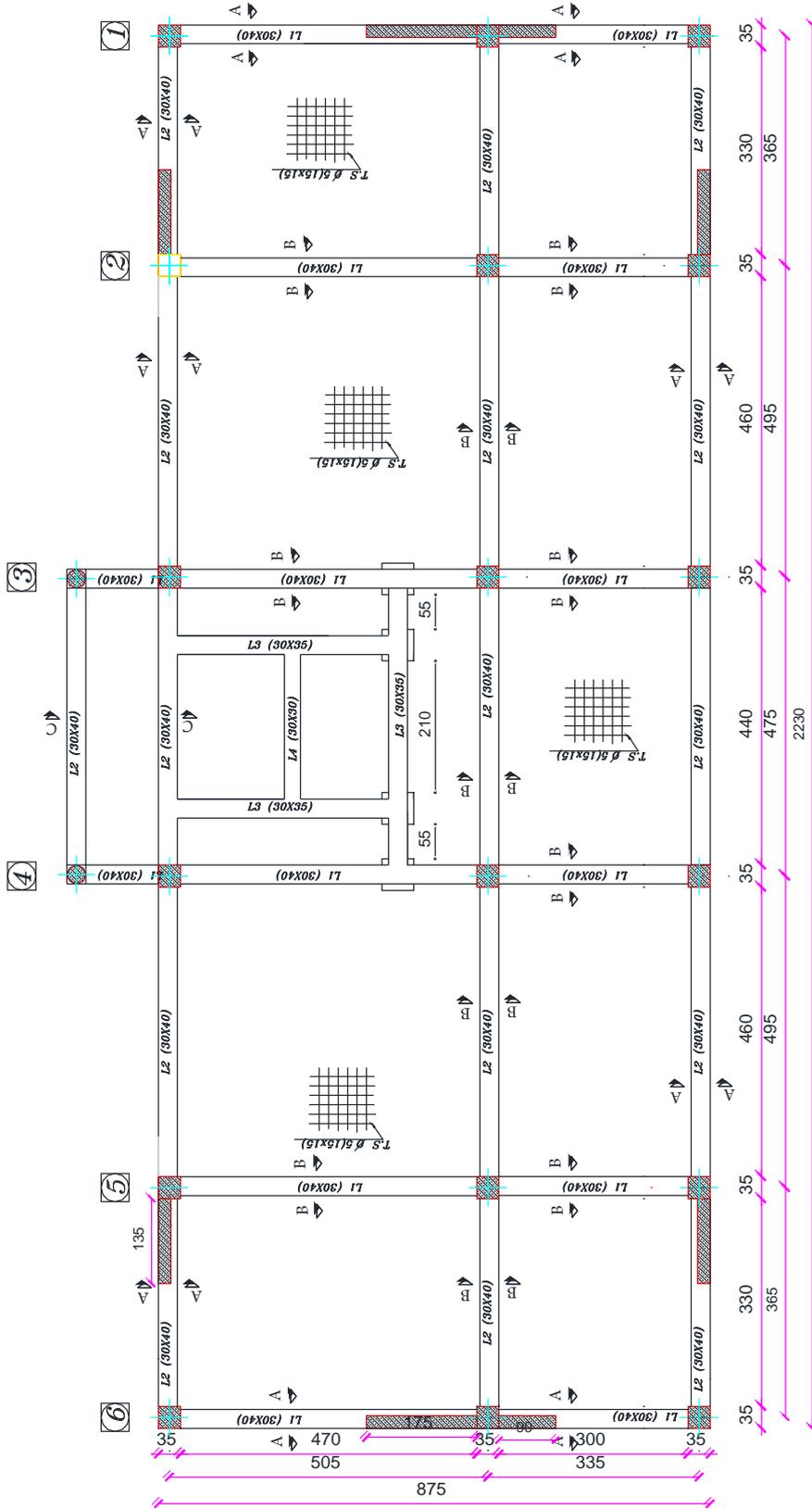


SEMELLE FILANTE SF1

LIBAGE 35X85

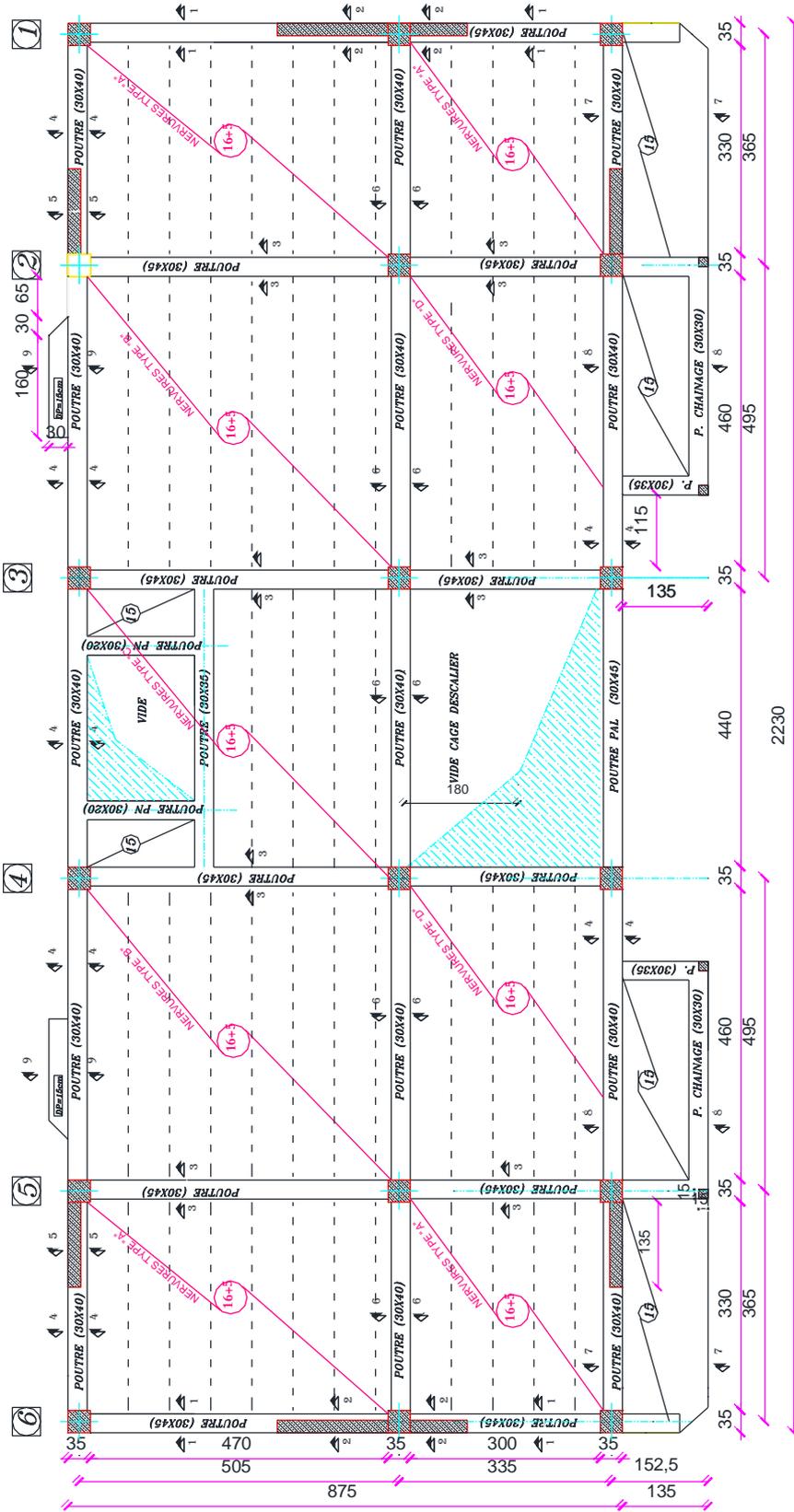


PLAN DE COFF LONGRINE ECH:1/50

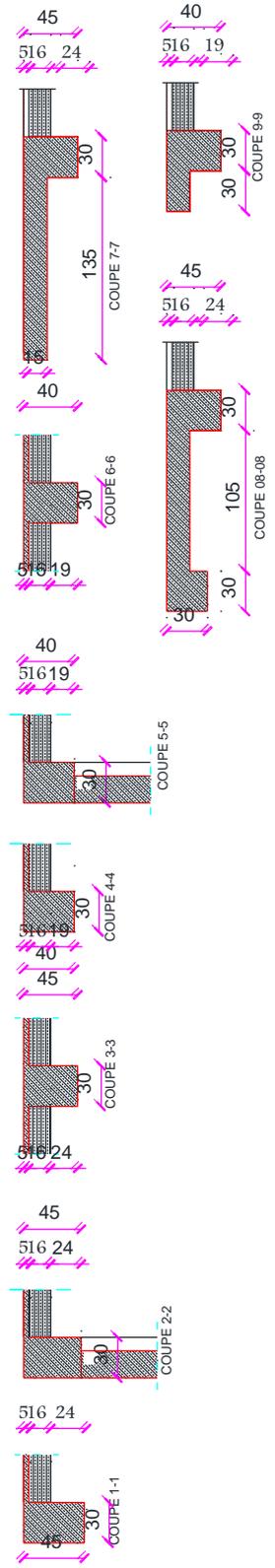


FERRAILLAGE LONGRINE

PLAN DE COFF PLANCHER +7.14 +10.37 +13.60 16.83 ECH:1/50

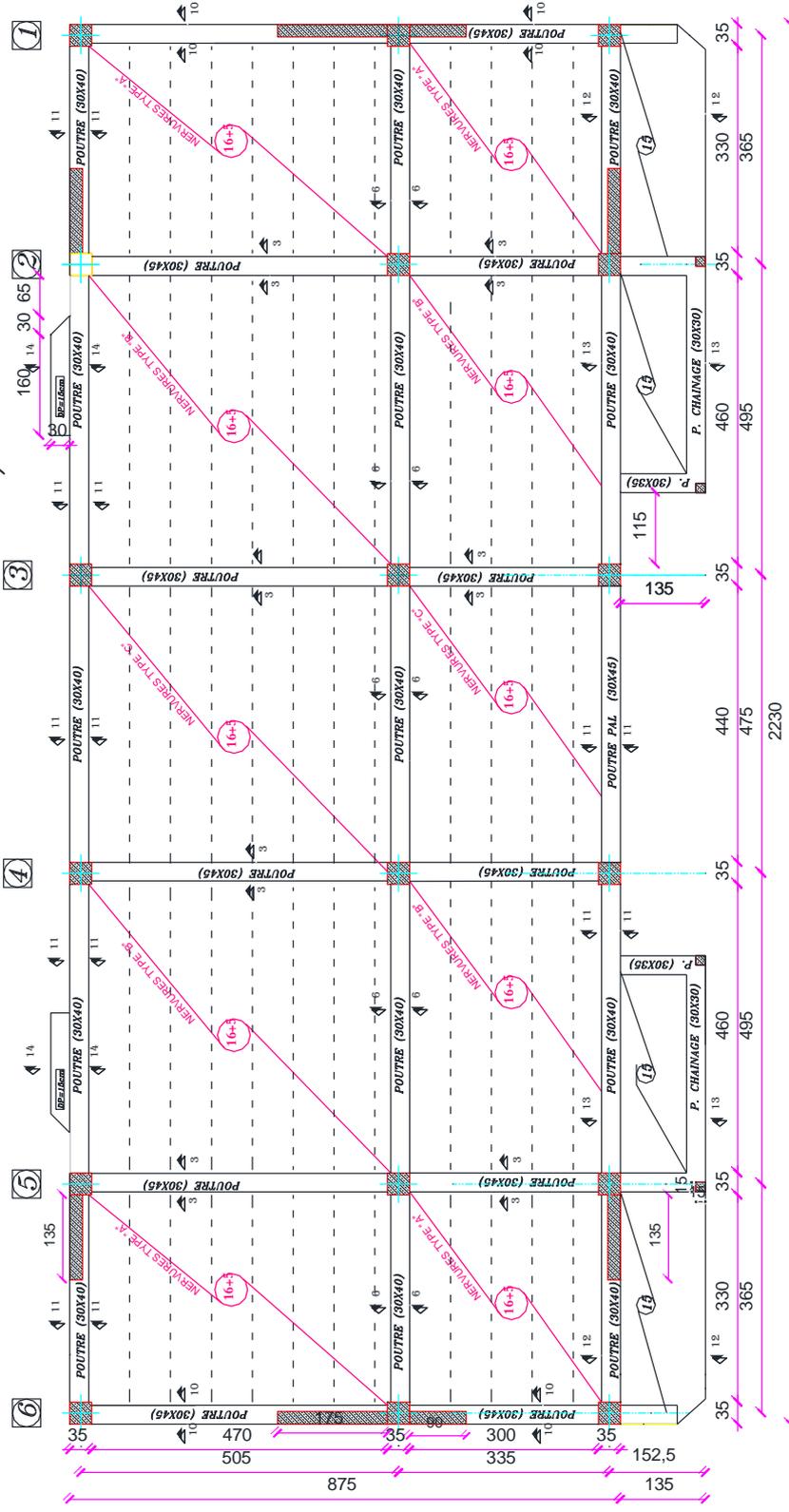


LES COUPES

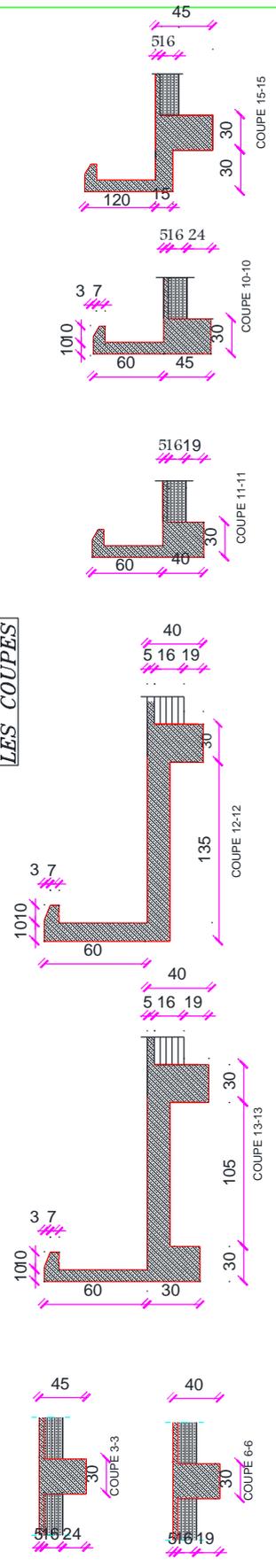


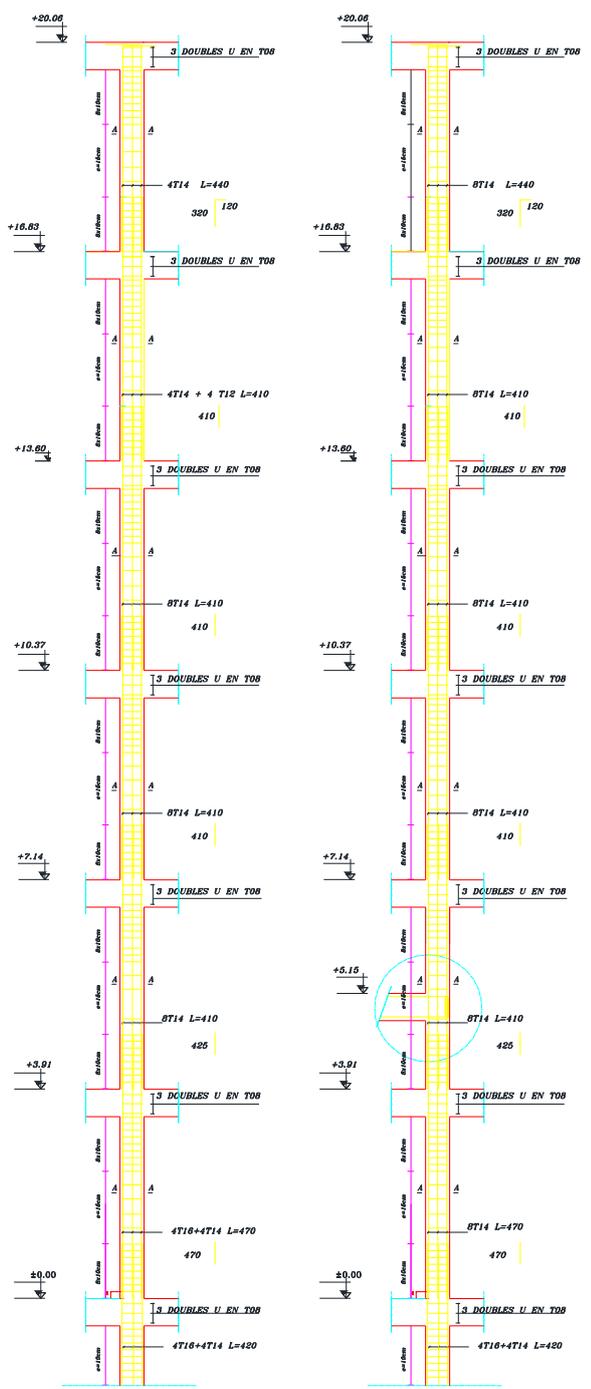
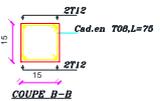
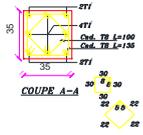
175

PLAN DE COFF PLANCHER +20.06 ECH:1/50



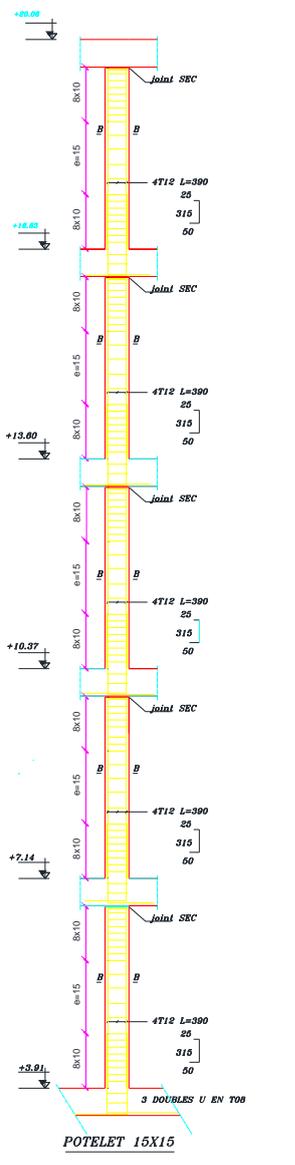
LES COUPES



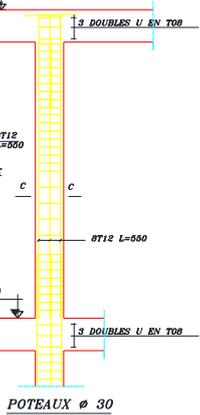
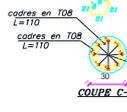


POTEAUX 35X35

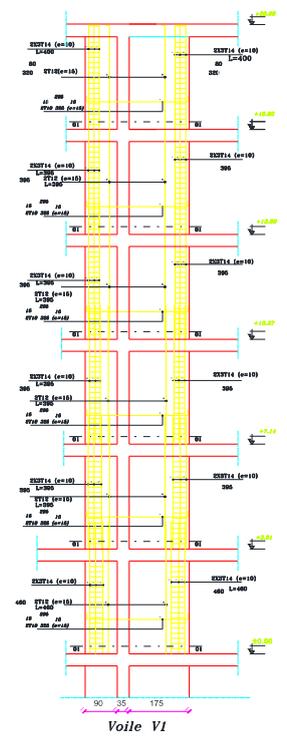
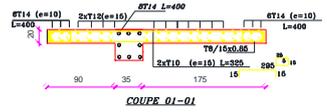
POTEAUX 35X35



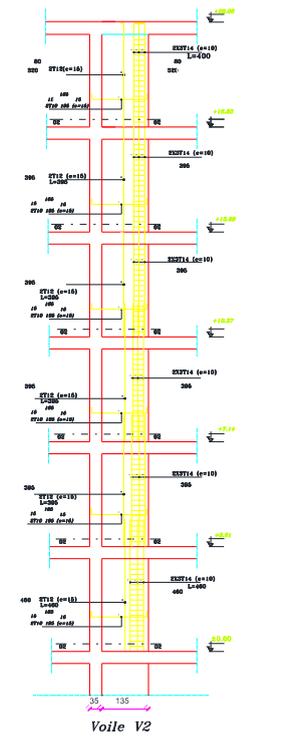
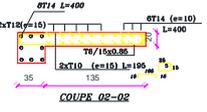
POTELET 15X15



POTEAUX Ø 30



Voile V1



Voile V2

