



Etude D'INGENIERIE D'UN BATIMENT R+2 A USAGE MIXTE AVEC SOUS-SOL

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU
MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT
OPTION : GENIE CIVIL/BATIMENT

Présenté et soutenu publiquement le **09 octobre 2014** par

DAKUYO GNOAMAHE CAMILLE PHILIPPE

Travaux dirigés par : **Dr. Ismaïla GUEYE**

Jury d'évaluation:

Président : **Dr MESSAN Adamah**

Membres et correcteurs : **M. OVONO Célestin**

M. BARRO Souleymane

Encadreur:

D. Yaovi Edem BAITE (2IE)

ING. Francis ILBOUDO (A.I.C)

CITATIONS

“La suprême récompense du travail n’est pas ce qu’il vous permet de gagner, mais ce qu’il vous permet de devenir ”.

John Ruskin

“Le savoir-faire :

Il n'est pas nécessaire de tout savoir.

Il suffit de savoir où trouver ce que l'on cherche”.

Dédicaces

✚ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin ;*

✚ *Ma mère qui m'a soutenue jusqu'à maintenant et qui est toujours présente à mes côtés ;*

✚ *Mon père qui n'a ménagé aucun effort afin de me voir devenir ce que je suis. Merci, mes parents ;*

✚ *A ma fille Arielle née quand je préparais mon mémoire. Ton arrivée dans ce monde m'a réconforté et m'a motivé à continuer le Master ;*

✚ *A ma Chérie Sylviane pour tous les sacrifices consentis. Que ce travail soit pour toi une source de fierté et d'espoir. Je t'aime énormément;*

✚ *A mes très chers frères et sœurs Sylvie, Hervé, Roseline. Merci pour vos soutiens et encouragements ;*

✚ *A Monsieur BAMOUNI Bernard pour son immense soutien dans vie ;*

✚ *A toute ma famille sans exception ;*

✚ *A tous mes amis (es) et toute la promotion de master2 génie civil.*

Puissent-ils trouver en ce document le fruit de leurs efforts.

REMERCIEMENTS

Ma reconnaissance à Dieu qui m'a armé de forces et de courage pour la parfaite santé dont j'ai bénéficié pendant cette préparation, de m'avoir permis d'achever ce mémoire sans inconvénient majeur, et pour l'immensité de sa providence qui guide et couvre tous les aspects de notre vie.

Il est naturel de dire merci :

_AU bureau d'études Architectes et Ingénieurs Conseils (A.I.C) Sarl en occurrence son Directeur General M. Simon S.KAFANDO pour m'avoir accueilli au sein de son entreprise ;

_L'ingénieur ILBOUDO Francis, du bureau d'étude AIC, pour m'avoir encadré tout au long de mon stage et l'architecte OUEDRAOGO Dramane ;

_A tout le personnel du bureau pour leur franche collaboration et leur disponibilité tout au long de mon parcours au sein de l'entreprise A.I.C ;

_A l'administration et à tout le corps professoral de l'Institut International d'ingénierie de l'eau et de l'environnement (2IE) pour tous les efforts et sacrifices qu'ils ont consentis pour nous assurer une bonne formation.

_Au Dr Ismaël GUEYE, pour sa disponibilité, critiques et conseils qui ont permis d'améliorer ce travail.

_Nos remerciements vont également à l'encontre de nos aînés en particulier les doctorants : Yaovi Edem BAITE, Decroly DJOUBISSIE D.

_Nous ne saurions oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Résumé

Le présent mémoire de fin d'études se situe dans le cadre d'une étude technique d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus (02) étages.

L'ossature du bâtiment est constituée d'une structure en béton armé porteuse (Planchers-Poutre-Poteaux-Voile) reposant sur un radier général. Les prescriptions techniques utilisées sont les règles BAEL 91 révisées 99 - DTU 13.12.

Ainsi l'étude consiste à la réalisation du Dossier d'exécution complète y compris les notes de calcul justificatives, sur la base du plan architectural. Les descentes de charge et le prédimensionnement des éléments structuraux ont été calculés manuellement. La modélisation et le dimensionnement de la structure ont été maniés principalement avec le logiciel Arche-16.1 module ossature.

Nonobstant, certains éléments de la structure et des fondations ont été dimensionnés manuellement.

Une étude des corps d'états secondaires et de l'impact environnemental a également été réalisée.

Mots clés :

1. Fondation,
2. Béton armé,
3. Plan,
4. Conception,
5. Armature.

ABSTRACT

This Master's thesis is part of an engineering study of a building for residential and commercial use and consists of a basement and a ground floor plus two (02) floors.

The structure of the building consists of a carrier-reinforced-concrete structure (Floor – Beam – Post – shell) based on a general raft. The technical requirements used are the BAEL 91 rules revised into 99 - DTU 13.12.

So the study consists in the full implementation of the dossier including the notes of explanatory computation, based on the architectural plan. The loads carried down to the ground and the preliminary designs of structural elements were manually computed. The modeling and design of the structure were handled primarily with the frame module of Arche-16.1 software.

Nevertheless, some elements of the structure and foundation were sized up manually.

A study of the secondary construction trades and of the environmental impact was also conducted.

Keywords

1. Foundation,
2. Reinforced concrete,
3. Plan,
4. Design,
5. Frame.

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

- A.I.C** : Architectes et Ingénieurs Conseils,
ART : article,
BAEL : Béton Armé aux Etats Limites,
Br : La section réduite du béton
DTU : Document Technique de Unifié,
ELS : Etat Limite de Service,
ELU : Etat Limite Ultime,
Ep : épaisseur
G : Charge permanente,
H.A : Haute Adhérence,
Ke : Facteur tenant compte des prévisions d'extension,
kN : Kilo Newton,
Ks : Facteur de simultanéité ou de foisonnement
Ku : Facteur d'utilisation,
LNBT : Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics
ml : Mètre linéaire,
MPa : Méga Pascal,
MN : Méga Newton,
 N_u : Effort normal calculé à l'ELU
 N_{ser} : Effort normal calculé à l'ELS
PC : Poteaux circulaires,
PH : Plancher haut,
PT : Poteaux rectangulaire ou carré,
PTR : Poutres,
Q : Charge d'exploitation,
RDC : Rez De Chaussée,
St : espacement.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : OBJECTIF ET PRESENTATION DU PROJET	2
I. 1- Objectif général du stage	2
I. 2- Présentation de l'ouvrage :.....	2
I.2.1- Conception architecturale :.....	3
I.2.2- Conception structurale :	3
I.2.3- Ossature et système constructif adopté :.....	4
CHAPITRE II : PRINCIPES GENERAUX DE CALCUL	5
II.1- Les états limites	5
II.2- Hypothèses de calcul à l'ELU et à l'ELS [Art A-4.3, 2]	6
II.3- Règle des trois pivots:	7
II.4- Principe de la justification : [art a.4.5, 31]	8
II. 4.1- Etats limites d'ouverture des fissures	8
II. 4.2- Condition de non-fragilité [Art A-4.2, 1].....	8
II.5- Sollicitations de calcul aux états limites ultimes de résistance [Art A-3.3, 2 BAEL]	9
CHAPITRE III : CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MATERIAUX	10
III. 1- Le béton	10
III. 1.1 – Résistance [Art A-2.1, 1 BAEL]	10
III. 1.2 – Déformation longitudinale (Art A - 2.1, 2 BAEL).....	11
III. 1.3 – Déformations transversales [Art A-2.1, 3 BAEL].....	11
III. 1.4 – Contraintes limites	11
III. 2 – Les aciers	13
CHAPITRE IV : NORMES ET HYPOTHESES DE CALCUL	15
IV. 1 - Normes de calcul	15
IV. 2 - Hypothèses de calcul.....	15
IV. 2.1 – Le béton.....	15
IV. 2.2 – L'acier	15
IV. 2.3 – Les fissurations	16
IV. 2.4 – Sol.....	16
IV. 3 - Domaine d'application	16
CHAPITRE V : PREDIMENSIONNEMENT ET MODELISATION DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE	17

V. 1 – Prédimensionnement des planchers.....	17
V. 1.1 – Planchers à corps creux.....	17
V. 1.2 – Dalle pleine en béton armé.....	18
V. 2 - Evaluation des actions agissant sur l'ouvrage.....	19
V. 2.1 – Plancher haut R+2 : terrasse inaccessible.....	20
V. 2.1 - Planchers étages courants : (plancher haut R+1 -plancher haut RDC).....	21
V. 2.3 - Plancher haut Sous-sol : (rez-de-chaussée : RDC).....	21
V. 2.4 - Eléments secondaires.....	21
V. 3 - Prédimensionnement des poutres.....	22
V. 4 - Descente de charge.....	23
V. 5 - Prédimensionnement des poteaux.....	24
V. 6 - Prédimensionnement du voile.....	25
V. 7 - MODELISATION DE LA STRUCTURE.....	26
CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE.....	27
VI. 1 - Dimensionnement des planchers :.....	27
VI. 1.1 – Hypothèses de calcul :.....	27
VI. 1.2 – Résultats.....	27
VI. 2 - Dimensionnement de la poutre principale PTR 23.....	28
VI. 2.1 – Hypothèses de calcul.....	28
VI. 2.2 – Résultats.....	28
VI. 3 - Dimensionnement du poteau PT 29.....	29
VI. 3.1 – Hypothèses de calcul.....	29
VI. 3.2 – Résultats.....	29
VI. 4 - Dimensionnement du voile de soutènement.....	30
VI. 4.1 – Hypothèse de calcul.....	30
VI. 4.2 – Résultats.....	30
VI. 5 - Fondation.....	31
VI. 5.1 – Hypothèses de calculs.....	31
VI. 5.2 – Résultats.....	31
VI. 6 - Dimensionnement des éléments secondaires.....	32
V. 6.1 – Résultats.....	32
CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DES CORPS D'ETATS SECONDAIRES.....	34
VII. 1 – Dimensionnement de l'assainissement.....	34
VII. 2 - Dimensionnement de l'électricité.....	34
CHAPITRE VIII : SECURITE ET PROTECTION AUX RISQUES D'INCENDIE.....	36

VIII. 1 - Mesures de prévention.....	36
VIII. 2 - Mesures de prévision	36
CHAPITRE IX : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL.....	37
IX. 1 - Créer un environnement satisfaisant.....	37
IX. 2 - Bâtir pour l'avenir tout en le préservant !	38
CONCLUSION.....	39
REFERENCES BIBLIOGRAPHIE.....	40
ANNEXES	41

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Caractéristique géométrique	2
Tableau 2 1 : Les différents cas de fissuration.....	8
Tableau 3. 1 : Les types d'acier.	13
Tableau 4. 1 : Hypothèse de calcul du béton	15
Tableau 4. 2 : Hypothèse de calcul du sol	16
Tableau 5. 1 : Charges appliquées sur la Terrasse inaccessible.....	20
Tableau 5. 2 : Charges appliquées sur le plancher haut R+1- plancher haut RDC.....	21
Tableau 5. 3 : Charges appliquées sur le plancher haut sous-sol.....	21
Tableau 5. 4 : Charges appliquées sur les éléments secondaires	21
Tableau 5. 5 : Répartition des charges réparties sur les travées poutres.....	24
Tableau 6. 1 : Sollicitations sur les planchers à corps creux.....	27
Tableau 6. 2 : Sections et choix des armatures du plancher à corps creux	27
Tableau 6. 3 : Sollicitations sur la dalle pleine	28
Tableau 6. 4 : Sections et choix des armatures de la dalle pleine	28
Tableau 6. 5 : Sections et choix des armatures en travée de la poutre.....	28
Tableau 6. 6 : Sections et choix des armatures sur appuis de la poutre	29
Tableau 6. 7 : Sections et choix des armatures du poteau PT 29.....	29
Tableau 6. 8 : Sollicitation sur le voile de soutènement	30
Tableau 6. 9 : Section et choix d'armatures du voile de soutènement.....	30
Tableau 6. 10 : Section et choix des armatures du radier	31
Tableau 6. 11 : Dimensionnement de l'escalier et de la poutre palière	32
Tableau 6. 12 : Sollicitations, sections et choix des armatures du balcon	32
Tableau 6. 13 : Sollicitations, sections et choix des armatures du balcon	33
Tableau 7. 1 : Bilan de puissance du bâtiment.....	35

LISTE DES FIGURES

Figure 2. 1 : Diagramme des déformations limites de la section	6
Figure 3. 1 : Distance entre deux armatures.....	14
Figure 5. 1 : Plan de poutraison du PH R+1 avec les éléments à prédimensionner.....	18
Figure 5. 2 : Plan de poutraison du PH sous-sol avec les éléments à prédimensionner.	19
Figure 5. 3 : Lignes de ruptures d'un panneau de dalle.	23
Figure 5. 4 : Modélisation du bâtiment 3D avec le logiciel Arche 16.1	26

INTRODUCTION GENERALE

Dans de nombreux pays en voie de développement, l'organisation institutionnelle prend de plus en plus compte des aspects relatifs aux infrastructures, éléments importants pour un quelconque développement. Parmi ces infrastructures, nous pouvons retenir les ouvrages tels que les bâtiments, les routes et ouvrages d'art. Si leurs constructions appellent à des moyens financiers pour les réaliser, leurs aboutissements font référence au Génie civil.

Toute étude de projet dans le génie civil à savoir le « bâtiment » dont la structure est en béton armé a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment.

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

C'est dans cette perspective que s'inscrit le présent mémoire effectué au **bureau d'études Architectes et Ingénieurs Conseils (A.I.C) Sarl**, qui offre un cadre idéal à ses agents pour parfaire et exceller dans le génie civil aussi bien dans le domaine d'architecture que d'ingénierie.

Ce mémoire porte sur l'étude structurale d'un bâtiment R+2 avec sous-sol tout en conciliant l'aspect du dimensionnement manuel et celui du dimensionnement à base de logiciels.

Le présent rapport comprend :

- D'une part l'objectif et présentation l'ouvrage et d'autre part les principes généraux de calcul
- Les caractéristiques des matériaux de construction et des hypothèses de calcul ;
- Le prédimensionnement et la conception de la structure ;
- L'analyse et le dimensionnement des différents éléments de la structure et des corps d'états secondaires. Les calculs seront menés numériquement moyennant le logiciel Arche-16.1 ;
- Sécurité et protection aux risques incendies ;
- Une étude d'impact environnemental et social.

CHAPITRE I : OBJECTIF ET PRESENTATION DU PROJET

I. 1- Objectif général du stage

Le stage est désormais une étape essentielle de notre parcours de formation. Il permet de découvrir le monde professionnel, une entreprise et un secteur d'activité et de s'adapter à ses exigences.

L'objectif majeur de l'étude (stage) est d'assurer l'efficacité par une formation pratique en complément à la théorie enseignée à l'école. L'étude permet également les échanges avec des personnes plus expérimentées dans le domaine étudié.

I. 2- Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à l'étude d'ingénierie d'un bâtiment à usage mixte. Il est composé :

- D'un sous-sol à usage de parc de stationnement (parking) ;
- D'un rez-de-chaussée à usage commercial (salle d'exposition) ;
- De deux étages parfaitement identiques à usage d'habitation.

Le projet requiert donc une étude structurale avec production des différents plans d'exécutions et de ferrailages.

- **Caractéristique géométrique**

Tableau 1.1 : Caractéristique géométrique

Sens longitudinal	47,61 m
Sens transversal	16,60 m
Hauteur totale du bâtiment	11,40 m
Hauteur sous plancher du sous-sol	3,10 m
Hauteur sous plancher du RDC	4,00 m
Hauteur sous plancher de chaque étage	3,20 m
L'Acrotère	1,00 m
Surface de la structure	800,8388 m ²

I.2.1- Conception architecturale :

Selon Jean-Charles LEBAHAR [Lebahar1983], la conception architecturale fait apparaître trois grandes phases :

1. **Le diagnostic architectural.** C'est dans cette phase de la résolution du problème que l'architecte va cerner et définir des contraintes de base. Le résultat sera une première « base graphique de simulation », mélange de notes et de premiers dessins.
2. **La recherche de l'objet par simulation graphique.** Dès lors, le concepteur va entamer le dessin qui va être le vecteur privilégié de cette démarche.
3. **L'établissement du modèle de construction.** Cette phase est l'établissement des représentations graphiques concernant l'ensemble du projet : (plans, dessins précis et métrés, avec une échelle spécifiée, etc.).

↳ Le plan architectural du projet peut être consulté en **annexe n° 1**

I.2.2- Conception structurale :

La conception structurale est la phase la plus importante lors de l'élaboration d'un projet de bâtiment. Elle doit prendre en compte bien entendu la nature des actions : charges permanentes, charges d'exploitation, interaction sol-structure (fondations, poussées de sol statique et dynamique, instabilité de pente, etc.), vent normal, vent extrême, charges, etc.

a) **Planchers** : Tous les planchers des étages, sauf le plancher haut du sous-sol, sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression type (16+4) cm. Le plancher haut du sous-sol est réalisé en dalle pleine d'épaisseur 20cm.

b) **Les poutres** : Il faut éviter les grandes portées qui créent d'une part des moments fléchissants importants, qui nécessitent de grandes sections d'aciers. D'autres parts, les grandes portées imposent de grandes hauteurs de poutres qui entraînent des nuisances esthétiques. Cependant, il arrive que le concepteur soit dans l'obligation de prendre de grandes portées.

c) **Les poteaux et voiles** : D'une manière générale, ils sont créés pour réduire la portée des poutres. L'ensemble des poteaux depuis le dernier niveau R+2 se prolonge jusqu'aux fondations à l'exception des poteaux **PT B59, PT 61, PT 62, PT 63**. Notons aussi que seul le poteau **PTA59** quitte des fondations au sous-sol.

I.2.3- Ossature et système constructif adopté :

a) Ossature : C'est une ossature à système poteaux-poutres. Le système poteaux-poutres désigne un bâtiment dont les planchers sont portés par des poutres ; ces poutres transmettant à leurs tours, leurs charges aux poteaux et voiles. Le cumul des charges supportées par les poteaux et voiles constitue le chargement à la fondation.

b) Escaliers : On a un type d'escalier : Escalier droit avec un palier intermédiaire utilisé pour l'accès d'un niveau à autre.

c) Maçonnerie : La majorité des murs sont en agglomérés creux de 15x20x40cm sauf ceux des salles de bains et toilettes qui sont du 10x20x40cm. Les entrevous des planchers à corps creux seront du 20x50x16 cm

d) Revêtement : L'ensemble du revêtement pour les murs de façades et les salles d'eau seront en mortier de ciment. En ce qui concerne celui des planchers et des escaliers il sera fait de carrelage scellé le plancher-terrasse sera recouvert d'une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux (pluviales, de ménages, etc.).

L'ingénieur est donc chargé de mettre au point le squelette du bâtiment et d'assurer la stabilité de l'ouvrage en fonction de critères comme le terrain ou les matériaux utilisés. Sa tâche principale consiste à réaliser des études de conception multiples comme le calcul de structures ou le dimensionnement (pour le béton armé, le bois, l'acier...).

CHAPITRE II : PRINCIPES GENERAUX DE CALCUL

Le principe consiste en un calcul des armatures à l'ELU pour tous les éléments porteurs et à ELS pour le cas spécifique des fondations.

II.1- Les états limites

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter pendant toute sa durée de vie des sécurités suffisantes vis-à-vis :

- De sa ruine ou de celle de l'un quelconque de ses éléments (effondrement de tout ou partie du bâtiment),
- D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, le confort des usagers.

Tout état limite au-delà duquel une structure ou une partie de la structure ne remplit pas une des conditions précédentes est dit état limite. Il convient donc de toujours être en deçà des états limites pour être en sécurité lors de l'exploitation de l'ouvrage.

Le BAEL distingue deux catégories d'états limites :

➤ Etat limite ultime (ELU)

L'ELU est associé à la sécurité structurale de l'ouvrage (capacité portante maximale). Il est atteint en cas de rupture ou de déformation exagérée, d'instabilité de forme, ou de perte d'équilibre ;

➤ Etat limite de service (ELS)

L'ELS correspond à l'aptitude au service de l'ouvrage (fonctionnement, confort, aspect). Il est atteint en cas de **fissuration** (parties en béton), de **déformations trop importantes** ou de **vibrations sensibles**

II.2- Hypothèses de calcul à l'ELU et à l'ELS [Art A-4.3, 2]

- Les sections droites restent planes après déformation (Navier-Bernoulli) ;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.

✓ HYPOTHESES A L'ELU

- Le raccourcissement relatif ε_{bc} du béton est limité à $3,5\text{‰}$ en flexion simple et 2‰ en compression simple.
- L'allongement relatif de l'acier tendu est limité conventionnellement à 10‰
- On admet que le diagramme des déformations de la section passe par l'un des trois pivots A, B, C.

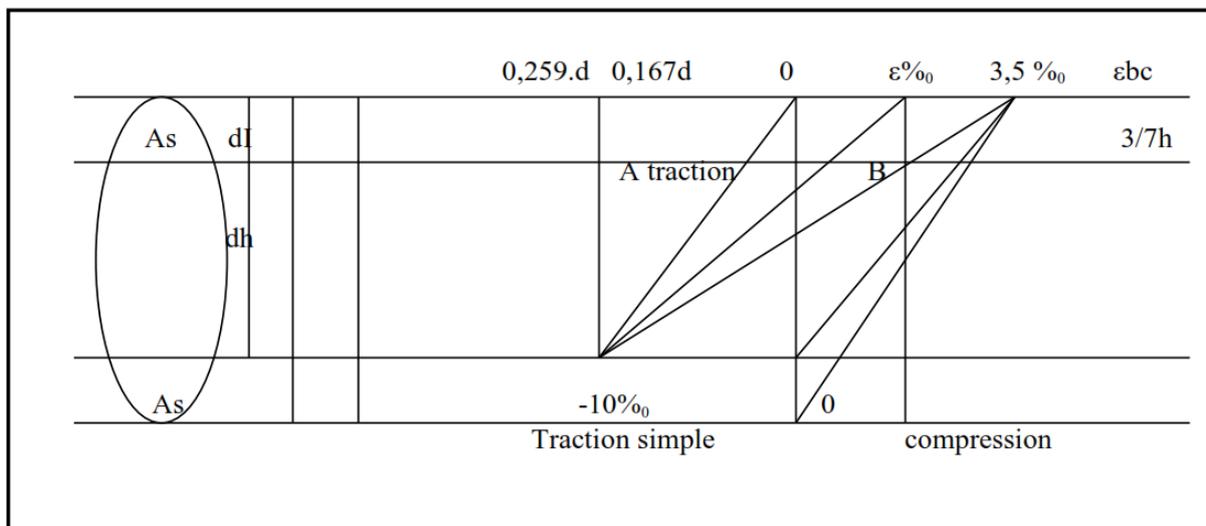


Figure 2. 1 : Diagramme des déformations limites de la section

✓ HYPOTHESES A L'ELS

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques, c'est-à-dire que la contrainte est proportionnelle à la déformation $\sigma = E \cdot \varepsilon$.
- Par convention, le rapport n du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton a pour valeur 15 ; $n = E_s / E_b$,
- On ne déduit pas dans les calculs les aires des aciers de l'aire du béton comprimé.

II.3- Règle des trois pivots:

- Cette règle se fixe comme objectif d'utiliser au mieux les matériaux acier et béton dans une poutre fléchie
- Les déformations des matériaux étant connues, les paramètres α_{AB} et μ_{AB} sont connues.

$$\alpha_{AB} = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{st}} = \frac{3,5^{\circ}/_{00}}{3,5^{\circ}/_{00} + 10^{\circ}/_{00}} = \mathbf{0,259}$$

$$\mu_{AB} = 0,8 \alpha(1 - 0,4 \alpha) = \mathbf{0,186}$$

– Domaine 1: le diagramme des déformations passe par le pivot A

L'acier est utilisé au maximum (allongement $\varepsilon_{st} = 10^{\circ}/_{00}$);

Le raccourcissement du béton est compris entre $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq -3,5^{\circ}/_{00}$;

$$\Rightarrow \mathbf{0 \leq \alpha \leq 0,259 ; 0 \leq \mu_u \leq 0,186}$$

Ce domaine correspond à la flexion simple ou composée et à la traction simple.

– Domaine 2: le diagramme passe par le pivot B

Ce domaine correspond à la flexion simple ou composée.

Le béton est utilisé au maximum (raccourcissement $\varepsilon_{bc} = 3,5^{\circ}/_{00}$);

L'acier est tendu ou faiblement comprimé; $0 \leq \varepsilon_{st} \leq 10^{\circ}/_{00}$

Pour cette raison, nous définissons un moment réduit limite μ_l au-delà duquel les aciers sont insuffisamment sollicités en traction.

$$\Rightarrow \alpha_{sl} \geq \alpha \geq \mathbf{0,259} \quad ; \quad \mu_l \geq \mu_u \geq \mathbf{0,186}$$

NOTA: Pour l'acier FeE400 $\mu_{lu} = \mathbf{0,392}$

– Domaine 3: le diagramme passe par le pivot C

$$\mu_u \geq \mu_{lu}$$

La section est entièrement comprimée en flexion composée ou en compression simple.

II.4- Principe de la justification : [art a.4.5, 31]

II. 4.1- Etats limites d'ouverture des fissures

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce, en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations.

Tableau 2 1 : Les différents cas de fissuration

[Art A 4.5, 32 BAEL]	<p>Fissuration peu préjudiciable (FPP)</p> <p>Le règlement ne demande aucune vérification particulière en dehors des prescriptions générales et de la condition de non-fragilité.</p> $\sigma_{st} \leq f_e \text{ (MPa)}$
[Art A 4.5, 33 BAEL]	<p>Fissuration préjudiciable (FP)</p> <p>La contrainte de traction des aciers est limitée à ξ (dzêta)</p> $\xi = \min \left[\frac{2}{3} \cdot f_e; \max(0,5 \cdot f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right] \text{ (MPa)}$
[Art A 4.5, 34 BAEL]	<p>Fissuration très préjudiciable (FTP)</p> <p>La contrainte de traction des aciers est limitée à: $0,8 \cdot \xi$ (MPa)</p>
Avec le coefficient η (êta)	<p>Coefficient de fissuration qui dépend de l'adhérence:</p> <p>$\eta=1,0$ pour les ronds lisses</p> <p>$\eta=1,3$ pour les fils HA $\Phi < 6\text{mm}$</p> <p>$\eta=1,6$ pour les barres HA et fils HA $\Phi > 6\text{mm}$</p>

II. 4.2- Condition de non-fragilité [Art A-4.2, 1]

Est considérée comme non fragile, une section tendue ou fléchie telle que la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie.

Dans le cas de la flexion simple, on peut prendre comme bras de levier $0,9 \cdot d$ (d étant la hauteur utile de la poutre) ; si on admet en outre que pour des poutres usuelles " d " est sensiblement égal à " h " (h étant la hauteur totale de la poutre), on obtient pour une section rectangulaire simplement fléchie, de largeur b , armée d'une section A_{st} , la condition :

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

II.5- Sollicitations de calcul aux états limites ultimes de résistance [Art A-3.3, 2 BAEL]

- ✓ **Combinaisons à considérer à l'ELU (fondamentale) :**

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

G Ensemble des actions permanentes défavorables ;

Q Action variable de base ;

- ✓ **Combinaisons accidentelles à l'ELU**

Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques, la combinaison d'action considérée est :

$$G + F_A + 0,7Q$$

$F_A = 50 \text{ kN}$, action accidentelle provoquée par le choc surtout des véhicules sur les poteaux.

- ✓ **Combinaisons à considérer à l'ELS (fondamentale) :**

$$G + Q$$

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MATERIAUX

III. 1- Le béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

Le dosage en ciment est un choix délicat qui dépend de plusieurs critères tels que le type de béton, la destination de l'ouvrage, la réalisation de l'ouvrage, la résistance requise, les granulats utilisés...

III. 1.1 – Résistance [Art A-2.1, 1 BAEL]

➤ Résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

La résistance à la compression est calculée suivant Art A-2.1, 11 BAEL.

Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ pour les raisons suivantes :

- La capacité des entreprises à atteindre cette résistance sur le chantier ;
- Le chantier fera l'objet d'un contrôle régulier (Art A-2.1, 13 BAEL) ;
- Construire un bâtiment ayant une structure beaucoup plus résistante ;
- Amener l'entreprise à utiliser des matériaux de qualité pour le béton armé

➤ Résistance caractéristique à la traction

Conventionnellement elle est définie de celle à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} < 60 \text{ MPa}$$

⇒ Pour notre projet ⇒ $f_{t28} = \underline{2,1 \text{ MPa}}$

III. 1.2 – Déformation longitudinale [Art A - 2.1, 2 BAEL]

➤ Module de déformation instantané :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11\,000 * f_{cj}^{1/3}$$

⇒ Pour notre projet ⇒ $E_{ij} = \underline{\underline{32\,164,195\text{ MPa}}}$

➤ Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application, les effets du fluage du béton rajoutent une déformation complémentaire du double de la déformation instantanée du béton. La déformation totale sera donc triple. En exprimant les résistances en MPa, le module de déformation longitudinale différé du béton E_{vj} , est égal :

$$E_{vj} = 3\,700 * f_{cj}^{1/3}$$

⇒ Pour notre projet $E_{vj} = \underline{\underline{10\,818,87\text{ MPa}}}$

III. 1.3 – Déformations transversales [Art A-2.1, 3 BAEL]

La déformation transversale se traduit par le coefficient de poisson $\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU)
- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations (ELS)

III. 1.4 – Contraintes limites

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante ;

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle.

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

- $\theta = 1$, si durée d'application est supérieur à 24 heures ;
- $\theta = 0,9$, si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures ;
- $\theta = 0,85$, si la durée d'application est inférieur à 1 heures.

⇒ Pour notre projet $\gamma_b = 1,50$ et $\theta = 1$

❖ **Contrainte limite à la compression [Art A-4.3, 41 BAEL]**

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{cj}}{\theta * \gamma_b}$$

⇒ Pour notre projet $f_{bu} = \underline{14,17 \text{ MPa}}$

❖ **Contrainte limite de cisaillement [Art A-5.1, 21 BAEL]**

Fissuration peu préjudiciable (FPP) :

$$\tau_{ul} = \min\left(\frac{0,2 * f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) ; \gamma_b = 1,50$$

⇒ Pour notre projet ⇒ $\tau_{ul} = \underline{3,33 \text{ MPa}}$

Fissuration préjudiciable (FP) et Fissuration très préjudiciable (FTP) :

$$\tau_{ul} = \min\left(\frac{0,15 * f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) ; \gamma_b = 1,50$$

⇒ Pour notre projet ⇒ $\tau_{ul} = \underline{2,50 \text{ MPa}}$

❖ **Contraintes de service à la compression [Art A-4.5, 2 BAEL]**

$$f_{bser} = \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{cj}$$

⇒ Pour notre projet ⇒ $\bar{\sigma}_{bc} = \underline{15 \text{ MPa}}$

III. 2 – Les aciers

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. Dans ce qui suit, le module d'élasticité longitudinal de l'acier noté (E_s) est pris égal à $E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$

Tableau 3. 1 : Les types d'acier.

Nuance			Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement [ψ]	Diamètre courant (mm)
Rond lisse	R.L	FeE215	215	330- 490	22	1	1	6;8;10;12
		FeE235	235	410- 490	22	1	1	
Haute adhérence	H.A	FeE400	400	480	14	1,6	1,5	6;8;10;12;14;16;20;25;32;40
		FeE500	500	550	12	1,6	1,5	

III. 2.1 – La contrainte maximale des armatures tendues à l'ELU

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

Avec $\gamma_s = 1,15$ en situation durable;
et $\gamma_s = 1,00$ en situation accidentelle.

- En situation durable

Pour les aciers de nuances FeE400 $\sigma_s = 348\ \text{MPa}$

Pour les aciers de nuances FeE500 $\sigma_s = 435\ \text{MPa}$

NOTA : pour ce projet, nous retiendrons des aciers de nuances **FeE400** surtout pour leur disponibilité sur le marché.

III. 2.2 – Protection des armatures [Art A-7.1 BAEL]

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5$ cm : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$ cm : Pour les parois soumises à des actions agressives, ou des intempéries, ou des condensations, ou encore au contact d'un liquide
- $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations

III. 2.3 – Distance entre deux (2) armatures [Art A-7.2, 5]

Entre deux armatures voisines, la distance libre doit être au moins égale, dans toutes les directions (voir figure 3.1) :

- leur diamètre (\emptyset ou a) si elles sont isolées ;
- la largeur des paquets dont elles font partie dans le cas contraire.

Le calcul des distances libres s'effectue conventionnellement sur les sections nominales et t non sur les sections d'encombrement.

Toutefois, cette même distance libre doit être au moins égale à C_g dans la direction verticale (e_v), et à $1,5C_g$ dans la direction horizontale (e_h).

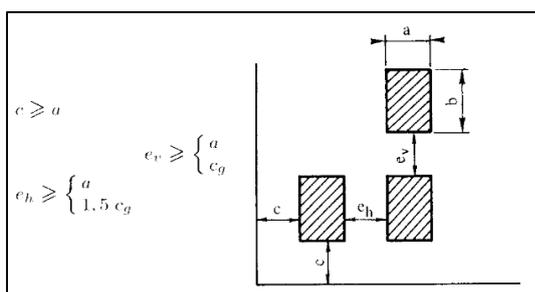


Figure 3. 1 : Distance entre deux armatures.

CHAPITRE IV : NORMES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV. 1 - Normes de calcul

Dans le cadre de notre étude, nous avons considéré les normes suivantes :

- Règles BAEL 91 révisées 99 ;
- DTU 13.12;
- Cahier des Prescriptions Techniques (CPT) ;
- Les normes et document technique réglementaires qui sont :
 - NF P 06-001 de juin 1986 (charge d'exploitations),
 - NF P 06-004 de mai 1977 (charges permanentes).

De plus, le calcul de structure se fera manuellement suivant la démarche ci-après :

- descente de charge et calcul des éléments par simples calculs
- vérification des calculs des éléments et la production des plans d'exécution avec le logiciel Arche-16.1.

Le principe consiste en un calcul des armatures à l'ELU et des vérifications à l'ELS pour tous les éléments porteurs et à ELS pour le cas spécifique des fondations.

IV. 2 - Hypothèses de calcul

IV. 2.1 – Le béton

Tableau 4. 1 : Hypothèse de calcul du béton

Résistance caractéristique à 28 jours	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
Enrobage	- 4 cm en fondation - 3 cm en élévation
La durée d'application des charges supérieure à 90 jours	$\theta = 1$
Plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours	$k = 1$
Coefficient de sécurité du béton dans le cas général	$\gamma_b = 1,5$

IV. 2.2 – L'acier

- Les aciers utilisés seront les aciers de haute résistance (HA) Fe 400 ;
- Coefficient de sécurité de l'acier dans le cas général $\gamma_b = 1,15$.

IV. 2.3 – Les fissurations

- La fissuration considérée est peu préjudiciable en superstructure ;
- La fissuration considérée est préjudiciable en infrastructure.

IV. 2.4 – Sol

Le rapport géotechnique du LNBTP préconise ce qui suit :

Tableau 4. 2 : Hypothèse de calcul du sol

Type de fondation	Fondations superficielles en radier
Niveau d'assise	1,50 m en dessous du terrain naturel
Poids volumique des terres	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
Coefficient de poussée	$K_a = 0,33$
Contrainte admissible du sol	$\sigma_{\text{sol}} = 0,15 \text{ MPa}$
Absence de nappe phréatique	

IV. 3 - Domaine d'application

Les présentes règles de calcul, dites Règles BAEL 91 révisées 99, sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton armé, soumis à des ambiances s'écartant peu des seules influences climatiques, et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égal à 300 kg/m^3 de béton mis en œuvre.

Le dosage ici indiqué n'est bien entendu valable que pour les ciments Portland (CPA45) habituels comportant peu de constituants secondaires.

CHAPITRE V : PREDIMENSIONNEMENT ET MODELISATION DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (Planchers, Poutres, Poteaux, Voiles) soient prédimensionnés de telles manières à reprendre toutes les sollicitations.

V. 1 – Prédimensionnement des planchers

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges d'utilisation.

La couverture du bâtiment est composée des deux types de planchers suivants :

V. 1.1 – Planchers à corps creux

Ce sont des planchers constitués essentiellement de hourdis et d'une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé avec des épaisseurs variant généralement de 16 à 30 cm. Le plancher est situé aux étages courants et son utilisation se justifie par :

- Son isolation thermique et acoustique $e_p = 12$ cm (vérifiée) ;
- Son poids léger ;

Le prédimensionnement se fera par panneau de dalle. Il s'agira de prédimensionner la dalle continue sur appuis. Pour ce faire, nous allons prédimensionner les panneaux de dalle **HO13 et HO14 (voir figure 5. 1)**

✓ L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec : l' : la portée maximale entre nues d'appuis

h_t : Hauteur totale du plancher

$$l = 402 \text{ cm} \rightarrow h_t \geq \frac{423}{22,5} \geq 18,8 \text{ cm}$$

On retiendra donc $h_t = 20$ cm comme épaisseur, dont 16 cm pour l'élément creux, et 4 cm pour la dalle de compression et on vérifie les conditions suivantes.

✓ **Résistance au feu :**

$E_p = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu. L'épaisseur choisie assure donc une bonne résistance au feu.

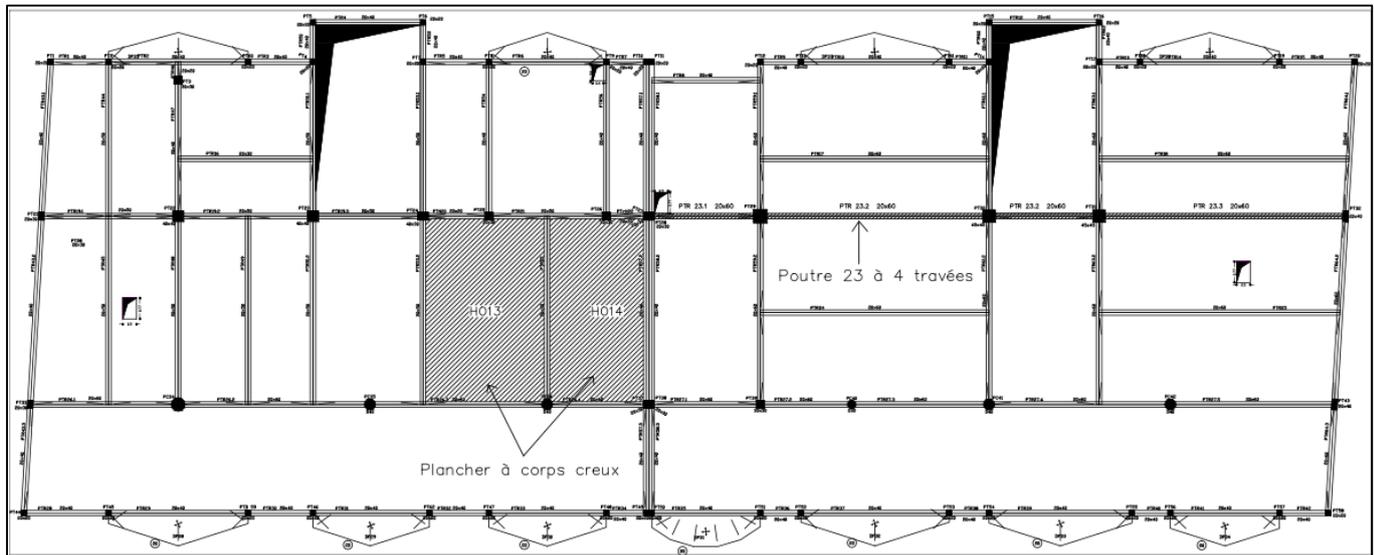


Figure 5. 1 : Plan de poutraison du PH R+2 avec les éléments à prédimensionner.

V. 1.2 – Dalle pleine en béton armé

La dalle est une plaque horizontale dont l'épaisseur est faible par rapport à ses autres dimensions. La dalle pleine en béton armé est prévue au niveau du plancher haut RDC.

Elle se justifie par :

- La présence de grande portée au plancher haut sous-sol ;
- Sa bonne tenue au feu ;
- Des charges importantes au rez-de-chaussée (salles d'expositions...) ;
- Raisons sécuritaires.

Le prédimensionnement se fera par panneau de dalle. Pour ce faire, nous allons prédimensionner le panneau de dalle **DP 8** (voir figure 5. 2)

✓ Le panneau de dalle **DP 8** a les dimensions suivantes : $l_x = 492$ cm et $l_y = 692$ cm

⇒ le rapport $\alpha = \frac{l_x}{l_y} \geq 0,71 \geq 0,40$ donc la dalle porte donc dans les 2 sens.

⇒ $h_0 \geq \frac{l_x}{40}$ Pour une dalle continue. On a donc $h_0 \geq \frac{492}{40} \geq 12,3$ cm.

✓ L'épaisseur minimale de la dalle pleine pour 2 h de coupe-feu en matière de sécurité incendie est de h'_0 **11 cm** ;

✓ L'épaisseur minimale de la dalle en matière d'isolation acoustique est :

$$h''_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350 \text{ kg/m}^2}{2500 \text{ kg/m}^3} = \mathbf{14 \text{ cm}}$$

$$\Rightarrow h_0 > h'_0 > h''_0$$

On retiendra donc $h_0 = \mathbf{20 \text{ cm}}$ comme épaisseur du plancher haut sous-sol.

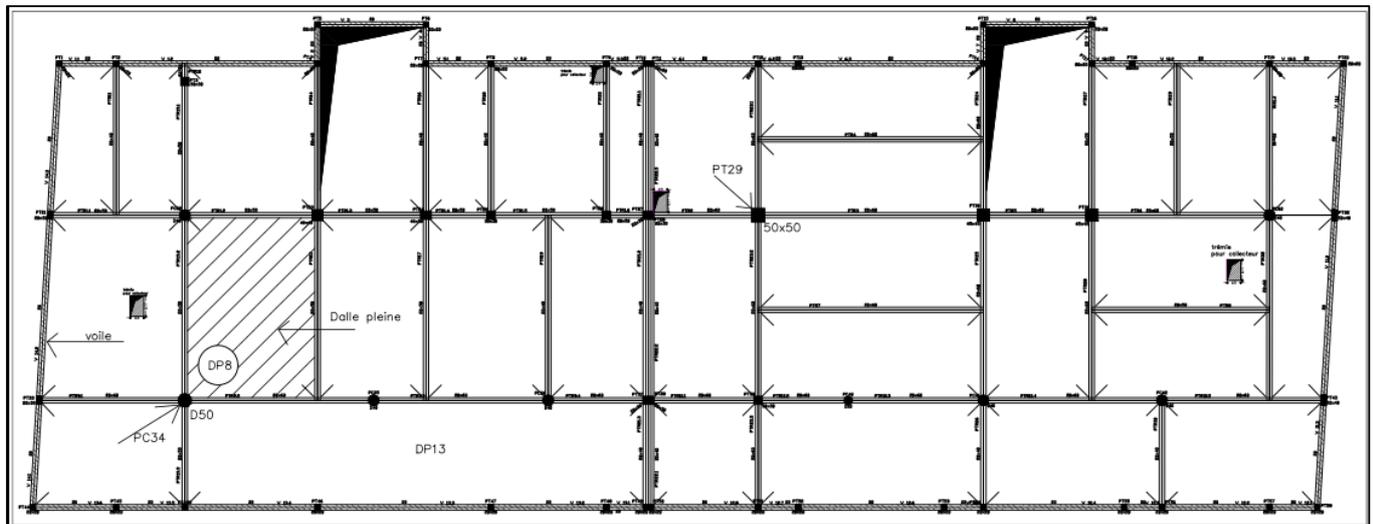


Figure 5. 2 : Plan de poutraison du PH sous-sol avec les éléments à prédimensionner.

V. 2 - Evaluation des actions agissant sur l'ouvrage

➤ Les actions permanentes (G)

Comme leur nom l'indique, ces actions ne varient pratiquement pas dans le temps. Ces charges résultent principalement des poids propres des différents éléments de la structure donc sont des actions verticales.

- **Poids propres** : Nous prendrons pour le béton armé un poids volumique de 25 KN/m³.
- **Surcharges** : Il s'agit des revêtements sur les planchers et les différents types enduits.

➤ **Les actions variables : charge d'exploitation (Q), charge climatique (W le vent)**

Ce type d'action est variable dans le temps et est lié aux conditions d'utilisation de l'ouvrage. Ces charges sont aussi principalement verticales. Pour un immeuble, on peut l'assimiler aux poids propres des personnes et biens occupant l'immeuble.

➤ **Les actions accidentelles :**

Actions ayant une faible probabilité d'apparition, généralement de courte durée et d'un effet considérable. Action accidentelle provenant de phénomènes rares, tels que les chocs.

➤ **Action climatique**

*** Action du vent : (W)**

Sa pression vaut $W = 0,78 \text{ kN/m}^2$ en service. Elle sera donc négligeable pour une hauteur totale du bâtiment inférieure à 12m et pour un emprise de (16,60m *47,61m)

*** Actions dues aux effets thermiques : ($\Delta T/GR$)**

Le coefficient de dilatation thermique du béton est pris égal à $10^{-5} \text{ m/}^\circ\text{C}$.

V. 2.1 – Plancher haut R+2 : terrasse inaccessible

Tableau 5. 1 : Charges appliquées sur la Terrasse inaccessible

Charges permanentes (G)	Charges
Etanchéité multicouche (5 cm)	0, 60 kN/m ²
Forme de pente (7 cm)	1,54 kN/m ²
Isolation thermique (4 cm)	0,16 kN/m ²
Enduit de plâtre sous dalle (3cm)	0,30 kN/m ²
Plancher à corps creux (16+4)	2,85 kN/m ²
G	<u>5,45 kN/m²</u>
Charges d'exploitation Q	<u>1,00 KN/m²</u>

V. 2.1 - Planchers étages courants : (plancher haut R+1 -plancher haut RDC)

Tableau 5. 2 : Charges appliquées sur le plancher haut R+1- plancher haut RDC

Charges permanentes (G)	Charges
Carrelage (2 cm)	0,50 kN/m ²
Mortier de pose (4 cm)	0,80 kN/m ²
Plancher à corps creux	2,85 kN/m ²
Enduit de plâtre sous dalle (3cm)	0,30 kN/m ²
Maçonnerie (brique creuse de 15 cm) + l'enduit	2,50 kN/m ²
G	<u>6,95 kN/m²</u>
Charges d'exploitation Q	<u>1,50 kN/m²</u>

V. 2.3 - Plancher haut Sous-sol : (rez-de-chaussée : RDC)

Tableau 5. 3 : Charges appliquées sur le plancher haut sous-sol

Charges permanentes (G)	Charges
Carrelage (2 cm)	0,50 kN/m ²
Mortier de pose (4 cm)	0,80 kN/m ²
Plancher à dalle pleine	5,00 kN/m ²
Enduit de plâtre sous dalle (3cm)	0,30 kN/m ²
Maçonnerie (brique creuse de 15 cm) + l'enduit	2,50 kN/m ²
G	<u>9,10 kN/m²</u>
Charges d'exploitation Q	<u>3,50 kN/m²</u>

V. 2.4 - Eléments secondaires

Tableau 5. 4 : Charges appliquées sur les éléments secondaires

Escalier	Q	<u>2,5 kN/m²</u>
Balcon	G	<u>6,6 kN/m²</u>
	Q	<u>3,5 kN/m²</u>

V. 3 - Prédimensionnement des poutres

Le prédimensionnement d'une poutre consiste à déterminer sa base b_0 et sa hauteur h , en fonction de sa portée L si elle est sur deux appuis ou de la portée de sa travée la plus longue L_{\max} si elle est continue.

Nous avons un système de poutres continues et de poutres isostatiques.

Toute poutre doit être dimensionnée en respectant les conditions de rigidité suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{20} \leq h \leq \frac{L}{16} \rightarrow \text{poutre continue} \\ \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \text{poutre isostatique} \end{array} \right. \quad \text{Avec} \quad 0,3d \leq b_0 \leq 0,4d ; \quad \text{avec } d = 0,9h$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ d : \text{ la hauteur utile} \\ b_0 : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ la plus grande portée libre entre nus d'appuis} \end{array} \right.$$

III. 3.1 – Les poutres principales

Nous proposons d'étudier la poutre **PTR 23** du plancher haut R+2 (voir figure 5.1) C'est une poutre continue à 4 travées. La travée la plus longue est de $L= 9\text{m}$

$$\Rightarrow 45 \text{ cm} \leq h \leq 56,25 \text{ cm, convenons de prendre } h=50\text{cm}$$

$$\Rightarrow 13,5 \text{ cm} \leq b_0 \leq 18 \text{ cm, convenons de prendre } b_0 = 20 \text{ cm}$$

On aura donc **une poutre continue de section 20cm x 50cm**

III. 3.2 – Les poutres secondaires

Elles sont supportées par les poutres principales. Leur hauteur ne doit pas dépasser celle des poutres principales. De ce faite toutes les poutres secondaires sont dimensionnées en respectant les conditions de rigidité des poutres principale.

La majorité des poutres secondaires sont des poutres isostatiques.

V. 4 - Descente de charge

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

Très souvent, les charges sur les planchers sont uniformément distribuées. Dans le cas où ces planchers seraient constitués de dalles qui reposent sur un système de poutres orthogonales, il est important de connaître quelle partie de la charge uniformément répartie est reprise par chaque poutre. Les charges surfaciques sont affectées en fonction des surfaces de planchers attribuées à chaque élément porteur, appelées surfaces d'influence. Ces dernières sont délimitées par la Méthode des lignes de rupture

Méthode des lignes de rupture

Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encadré sur son contour se composent de tronçons (figure 4.3):

- Formant un angle de 45° avec les rives du panneau ;
- Ou parallèles à son grand côté ;

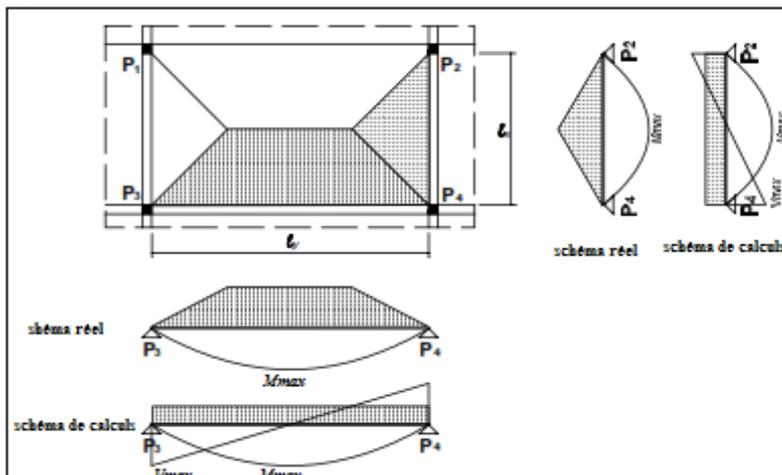


Figure 5. 3 : Lignes de ruptures d'un panneau de dalle.

On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées de poutres :

P_v : produisant le même effort tranchant sur un appui de la poutre de référence que la charge apportée par la dalle ;

P_m : produisant le même moment fléchissant à mi – travée de la poutre de référence que la charge apportée par la dalle.

Tableau 5.5 : Répartition des charges réparties sur les travées poutres

Charge	Trapèze	Triangle
P_v	$\left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) \cdot \frac{P \cdot lx}{2}$	$\frac{P \cdot lx}{4}$
P_m	$\left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \cdot \frac{P \cdot lx}{2}$	$\frac{P \cdot lx}{3}$

Avec : $\alpha = \frac{lx}{ly}$; P = charge au m² de dalle ; Pm et Pv (charge au mètre linéaire de poutre).

NOTA : Lors de la descente de charges, les réactions aux appuis seront majorées

- de 15 % pour les appuis centraux dans le cas de poutre à deux travées et
- de 10 % pour les appuis centraux voisins des appuis de rive.

Les sollicitations recherchées pour un poteau correspondent à la sommation des réactions d'appui des poutres qui s'y reposent.

V. 5 - Prédimensionnement des poteaux

Dans le cadre de notre projet, nous présentons le prédimensionnement des poteaux rectangulaires, carrés (PT) et les circulaires (PC) (**voir figure 5.2**).

- Le choix de l'élanement λ est libre ;
- O cherche à atteindre $\lambda \leq 35$ afin de respecter le 3ème commentaire de l'article B.8.4, 1 du BAEL (toutes armatures participent à la résistance).

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + A_{sth} * \frac{\gamma_s}{f_e} \right]$$

$$A_{sth} \geq 0$$

$$\Rightarrow \text{Pour notre projet } \lambda = 35 \Rightarrow \frac{\alpha}{1.1} = 0,64 \rightarrow B_r \geq 2,10 * \frac{N_u}{f_{c28}}$$

Avec :

$$B_r = (a - 0,02\text{cm})^2 \text{ section réduite du béton de section carrée}$$

$$B_r = \frac{\pi(d - 0,02)^2}{4} \text{ section réduite du béton de section circulaire}$$

III. 5.1 – Le poteau PT 29

Le calcul de la descente de charge sous le poteau **PT 29** nous donne l'effort normal de compression à l'état limite ultime suivant :

$$N_u = (1,35 G + 1,5 Q) * 1,15 = 2,13 \text{ MN}$$

Pour le poteau carré PT 29, on aura :

$$a \geq \sqrt{2,10 * \frac{N_u}{f_{c28}}} + 0,02 = 0,44 \text{ m}$$

Nous adopterons une section carrée uniforme de **50 cm x 50cm**.

III. 5.1 – Le poteau PC 34

Le calcul de la descente de charge sous le poteau **PT 29** nous donne l'effort normal de compression à l'état limite ultime suivant :

$$N_u = (1,35 G + 1,5 Q) * 1,15 = 1,82 \text{ MN}$$

Pour le poteau carré PC 34, on aura :

$$d \geq \sqrt{2,10 * \frac{N_u}{f_{c28}} * \frac{4}{\pi}} + 0,02 = 0,46 \text{ m}$$

Nous adopterons une section circulaire de diamètre $\varnothing = 50 \text{ cm}$

V. 6 - Prédimensionnement du voile

Il est désigné par **voile de soutènement** en béton, des parties d'ouvrages verticales supportant des charges verticales venant de la structure, mais aussi horizontales telles que les poussées du sol.

La méthode de calcul des poutres-voiles est basée sur les principes définis dans l'annexe E5 de la norme française BAEL 91 révisée 99.

$$\begin{cases} L \geq 4a \\ a \geq \frac{h_e}{20} \end{cases} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Avec} \\ L: \text{ la longueur du voile} \\ a: \text{ épaisseur du voile (} a_{\min} = 15 \text{ cm)} \\ h_e: \text{ la hauteur d'étage libre } = 3,30 \text{ m} \end{array} \right.$$

On donc $a \geq \frac{330}{20} = 16,5 \text{ cm}$. Convenons donc de prendre **a = 20 cm**

↪ Les résultats de la descente de charge sur les poteaux sont présentés à l'**annexe n° II**.

V. 7 - MODELISATION DE LA STRUCTURE

La phase de modélisation est la phase intermédiaire entre la conception et le dimensionnement. Vu le nombre important des éléments, nous utilisons le module de logiciel de calcul Arche-16.1 pour dimensionner l'ossature du bâtiment et ses fondations (**figure 5.4**).

Pour le calcul manuel, nous avons essayé d'établir des modèles de calcul simples proches des cas réels. Nous avons évalué le chargement, calculé les sollicitations en nous servant des théories de structures et enfin calculé le ferrailage nécessaire.

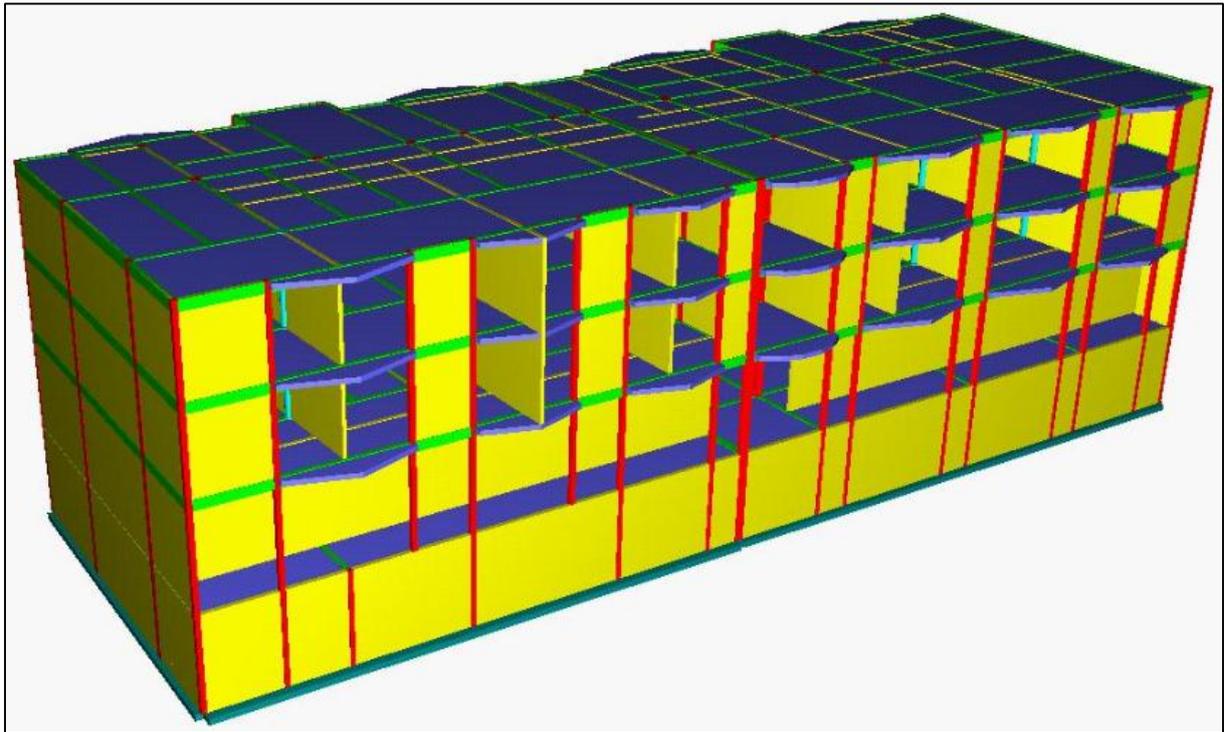


Figure 5. 4 : Modélisation du bâtiment 3D avec le logiciel Arche 16.1

NOTA : Arche-16.1 est un logiciel dédié à la conception, l'analyse et la production de plans de ferrailage en béton armé. Le module Arche ossature permet de modéliser rapidement en 3D le bâtiment et de mener une descente de charges jusqu'aux fondations.

a) Les plans de coffrage

Un plan de coffrage ou un plan d'exécution est un dessin technique préparé par un bureau d'étude en génie civil, c'est un document de référence qui permet l'exécution de l'ossature de l'ouvrage.

↪ Voir plans de poutres en l'annexe n° III

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

VI. 1 - Dimensionnement des planchers :

VI. 1.1 - Hypothèses de calcul :

- Les planchers sont des éléments horizontaux porteurs travaillant en flexion.
- La fissuration est peu préjudiciable

VI. 1.2 – Résultats

Soit les résultats du dimensionnement présenté ci-dessous :

a) Dalle à corps creux

Tableau 6. 1 : Sollicitations sur les planchers à corps creux

Eléments dimensionnés	Moment maximal M_{max} (KN. M)				Effort tranchant maximal V_{max} (KN)	
	En travée		Sur appui		En travée	Sur appui
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Terrasse	8,27	6,02	5,94	4,33	16,14	11,75
Etage courant	7.71	5,56	5,54	3,99	15,04	10,84

Tableau 6. 2 : Sections et choix des armatures du plancher à corps creux

Poutrelles			Dalle de compression	
Armature tendue	Armature de montage	Armature transversale	Armatures perpendiculaires aux poutrelles	Armatures parallèles aux poutrelles
3 HA 10 (2,35 cm ²)	1 HA 12 (1,13 cm ²)	HA 6 (st=15cm)	4 HA 6 (1,13 cm²) (st=15cm)	4 HA 6 (1,13 cm²) (st=15cm)

b) Dalle pleine

Tableau 6. 3 : Sollicitations sur la dalle pleine

Elément dimensionné	Moment maximal M_{max} (KN. M)				Effort tranchant maximal V_{max} (KN)	
	En travée		Sur appui		Suivant x	Suivant y
	Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y		
PH sous-sol	22,65	10,20	13,32	13,32	29,83	26,95

Tableau 6. 4 : Sections et choix des armatures de la dalle pleine

En travée		Sur appui	
Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y
6 HA 10 (4,71 m ²)	6 HA 8 (3,02 cm ²)	6 HA 8 (3,02 cm ²)	6 HA 8 (3,02 cm ²)
st=15 cm	st=15 cm	st=15 cm	st=15 cm

↳ Voir pour le détail des calculs des planchers l'annexe n° IV

VI. 2 - Dimensionnement de la poutre principale PTR 23

VI. 2.1 – Hypothèses de calcul

Le dimensionnement et la détermination des armatures se feront à l'état limite ultime.

VI. 2.2 – Résultats

Soit les résultats du dimensionnement consignés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 6. 5 : Sections et choix des armatures en travée de la poutre

Travée	Armatures	section
PTR 23.1	3 HA 8	1,50 cm ² /ml
PTR 23.2	6 HA 14	9,24 cm ² /ml
PTR 23.3	3 HA 8	1,50 cm ² /ml
PTR 23.4	6 HA 14 +3 HA 12	12,63 cm ² /ml

Tableau 6. 6 : Sections et choix des armatures sur appuis de la poutre

Appui				
Travée	Appui à gauche	Section (cm ² /ml)	Appui à droite	Section (cm ² /ml)
PTR 23.1	3 HA 8	1,51	3 HA 12 + 3 HA 8	4,90
PTR 23.2	3 HA 12 + 3 HA 8	4,90	6 HA 8	3,02
PTR 23.3	3 HA 14 +3HA 8	6,13	3 HA 12+3 HA 10+3HA 14	9,90
PTR 23.4	3 HA 12+3 HA 10+3HA 8	7,26	6 HA 8	3,02

↳ Voir pour le détail des calculs de la poutre l'annexe n° V

VI. 3 - Dimensionnement du poteau PT 29

VI. 3.1 - Hypothèses de calcul

Les règles BAEL n'imposent aucune condition à l'état limite de service pour les pièces soumises en compression centrée. Par conséquent, le dimensionnement et la détermination des armatures doivent se justifier uniquement vis-à-vis de l'état limite ultime.

VI. 3.2 – Résultats

Soit les résultats du dimensionnement consignés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 6. 7 : Sections et choix des armatures du poteau PT 29

Poteau	Armatures longitudinales				Armatures transversales		Longueur de recouvrement
	Armatures calculées	Les barres	Φ_l	Sections d'armature	Φ_t	st	
29	15,72 cm²	8 HA 12	12 mm	9,05 cm²	6 mm	15 cm	$l_r \geq 24 \Phi_l$ 40 cm

↳ Voir pour le détail des calculs l'annexe n° VI. I

VI. 4 - Dimensionnement du voile de soutènement

VI. 4.1 – Hypothèse de calcul

- Les voiles périphériques de sous-sol constituant l'infrastructure sont calculés comme des panneaux de dalles continus.
- Fissuration préjudiciable $\xi = 201,6$ MPa le dimensionnement se fera à l'ELS.

VI. 4.2 – Résultats

Soit les résultats du dimensionnement consignés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 6. 8 : Sollicitation sur le voile de soutènement

Elément dimensionné	Moment maximal M_{max} (KN. M)				Effort tranchant maximal V_{max} (KN)	
	En travée		Sur appui			
	Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y
Voile	35,67	9,92	20,98	20,98	51,89	42,9

Tableau 6. 9 : Section et choix d'armatures du voile de soutènement

Acier et section/ml	En travée		Sur appui	
	Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y
	8 HA 14 (12,32 cm ²)	6 HA 12 (6,78 cm ²)	8 HA 14 (12,32 cm ²)	6 HA 12 (6,78 cm ²)
Espacement	st=12,5 cm	St=17cm	st=12,5 cm	St=17cm

↪ Voir pour le détail des calculs l'annexe n° VI. II

VI. 5 - Fondation

VI. 5.1 – Hypothèses de calculs

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service pour leurs dimensions extérieures et à l'état limite ultime de résistance ou à l'état limite de service pour leurs armatures selon les conditions de fissuration.

Pour notre projet la Fissuration est préjudiciable $\xi = 201,6$ MPa donc le dimensionnement se fera à l'ELS.

VI. 5.2 – Résultats

Soit les résultats du dimensionnement consignés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 6. 10 : Section et choix des armatures du radier

Radier 1		Radier 2	
Armature suivant l'axe x et y		Armature suivant l'axe x et y	
Nappe supérieure	Nappe inférieure	Nappe supérieure	Nappe inférieure
6 HA 14 (9,24 cm ² /ml)	4 HA 12 (4,52 cm ² /ml)	8 HA 14 (12,32 cm ² /ml)	5 HA 12 (5,65 cm ² /ml)
St=15 cm	St=20 cm	St=15 cm	St=20cm

↪ Voir pour le détail des calculs **l'annexe n° VII**

VI. 6 - Dimensionnement des éléments secondaires

V. 6.1 – Résultats

Soit les résultats du dimensionnement consignés dans les tableaux ci-dessous :

a) Escalier et poutre palière

Tableau 6. 11 : Dimensionnement de l'escalier et de la poutre palière

Escalier	Moment max en travée (kN. m)		Moment max sur appui (kN. m)	
	45		9	
	Acier longitudinal	Acier de répartition	Acier longitudinal	Acier de répartition
	8 HA 14 (12,32 cm ² /ml)	4 HA 10 (3,14 cm ² /ml)	3 HA 10 (2,35 cm ² /ml)	4 HA 8 (2,01 cm ² /ml)
	st=12,5 cm	st=25cm	st=25cm	st=25cm
	74,45		14,89	
Poutre palière	Acier longitudinal	Acier transversal	Sur appui	
	6 HA 12 (6,78 cm ² /ml)	HA 6 St=20cm	3 HA 8 (1,50 cm ² /ml)	

b) Balcons

Tableau 6. 12 : Sollicitations, sections et choix des armatures du balcon

Balcon	Moment max sur la console (kN. m)	Effort tranchant (kN)
	11,53	18,32
	Acier longitudinal	Acier de répartition
	4 HA 12 (4,52 cm ² /ml)	4 HA 8 (2,01 cm ² /ml)
	25 cm	25 cm

c) Acrotères

Tableau 6. 13 : Sollicitations, sections et choix des armatures du balcon

Acrotère	Moment max d'encastrement (kN. m)	Effort tranchant (kN)
	1,65	1,5
	Acier longitudinal	Acier de répartition
	4 HA 8 (2,01 cm ² /ml)	4 HA 8 (2,01 cm ² /ml)
	st=25 cm	st=25 cm

↪ Voir pour le détail des calculs l'annexe n° VIII

CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DES CORPS D'ETATS SECONDAIRES

VII. 1 – Dimensionnement de l'assainissement

Chaque utilisation d'eau dans la plomberie nécessite une alimentation qui se fait sous pression à partir de la conduite du branchement, et une évacuation qui se fait en général par gravité en direction d'une fosse septique

Le dimensionnement hydraulique a pour objectif de démontrer l'aptitude de la canalisation à évacuer les quantités d'eaux prévisibles et à rester partiellement remplie en présence du débit calculé. Q_p Le débit calculé Q_p est une valeur prévisionnelle soigneusement choisie selon le plan de drainage.

- ✓ Le débit instantané de pointe est égal au produit : $k * \sum Q(\text{débit total}) = Q_p$

$$Q_p = 10,28 * 0,2 = 2,16 \text{ l/s soit } 7,78 \text{ m}^3/\text{h}$$

- ✓ Le volume total d'eaux usées à évacuer est de

$$V = 1000 \times P \times A \times F/50 \%$$

$$V = 1000 \times 60 \times 0,30 \times \frac{0,5}{50} \times 100 = 18000\text{L} = 18\text{m}^3$$

Avec : P = nombre de personnes permanentes estimé dans notre cas à **60** ;

F = la fréquence (0,5 pour 2 ans) ;

A = taux d'accumulation des boues (varie de 60 à 110 litres/usager/an).

Comme dimensions des fosses septiques, nous avons **un carré de 3 m de côté et une profondeur de 2,00 m.**

- ↪ Voir pour le détail des calculs **l'annexe n° IX. I**

VII. 2 - Dimensionnement de l'électricité

Le bilan de puissance est en fait un bilan de courant, car c'est la somme algébrique des courants et des puissances apparentes qui est réalisée au niveau de chaque équipement jusqu'à la source. Cette méthode est approximative par rapport à un bilan des puissances actives et réactives, mais offre l'avantage de dimensionner l'installation par excès.

Dans ce type de calcul, la précision n'est pas recherchée puisqu'on ajoute des facteurs de correction (K_s et K_u) très approximatifs.

Tableau 7.1 : Bilan de puissance du bâtiment

Désignation	P2 (kW)	Pt (kW)	Coef. d'extension	P. Globale à souscrire (kW)	P. Globale à souscrire (KVA)	cos phi	Rendement	I (A) (Monophasé)	I (A) (triphase)
Sous-sol	1,252	1,00	1,20	1,20	1,50	0,80	0,80	8,17	2,71
RDC	18,92	15,14	1,20	18,17	22,71	0,80	0,80	123,41	40,97
R+1	30,09	24,07	1,20	28,89	36,11	0,80	0,80	196,25	65,15
R+2	30,09	24,07	1,20	28,89	36,11	0,80	0,80	196,25	65,15
TGBT				77,15	96,43			419,27	139,19

Puissance préconisée du groupe électrogène de secours : ≥ 100 KVA

P2 (kW) : Puissance foisonnée

Pt (kW) : Puissance utile

P. Globale (kW ; KVA) : Puissance globale à souscrire

Coef. D'extension : Coefficient d'extension

↳ Voir pour le détail des calculs l'annexe n° IX. II

CHAPITRE VIII : SECURITE ET PROTECTION AUX RISQUES D'INCENDIE

Le but de la mise en sécurité du Bâtiment par rapport au risque d'incendie est double; Il vise en premier lieu à assurer la sécurité :

- des personnes se trouvant à l'intérieur et à l'extérieure soumis à un risque direct,
- des sapeurs-pompiers pour une éventuelle intervention

Et en deuxième lieu d'éviter les pertes des biens meubles et immeubles.

Le bâtiment est un établissement recevant du public (ERP) de type OT et de 5^{ème} catégorie.

VIII. 1 - Mesures de prévention

C'est l'ensemble des mesures passives destinées à éviter la naissance et la propagation de l'incendie dans le but d'assurer la protection des personnes et des biens. Nous prévoyons dans notre bâtiment, les mesures suivantes :

- Réduire l'utilisation des matériaux combustibles et utiliser plus largement des matériaux non combustibles. Les matériaux à utiliser sont de classe M0 (Béton armé).
- Protéger les structures afin de permettre l'évacuation des personnes et l'intervention des sapeurs-pompiers
- Effectuer des visites de prévention

VIII. 2 - Mesures de prévision

Elle regroupe l'ensemble des mesures actives destinées à permettre l'intervention immédiate et faciliter l'extinction d'un incendie. Nous prévoyons :

- L'éclairage de sécurité (BAES);
- Des extincteurs portatifs ;
- Un système de détection automatique d'incendie ;
- L'installation d'un disjoncteur différentiel doit être obligatoirement accompagnée d'un branchement à la terre des masses métalliques.

CHAPITRE IX : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

Pour les entreprises, l'environnement constitue l'un des enjeux des prochaines années : réduire les coûts de fabrication en économisant l'énergie et les matières premières, limiter les rejets, gagner des marchés à l'export et construire une image citoyenne de l'entreprise respectueuse de l'environnement.

Relever cet enjeu nécessite un effort continu de formation et d'information adapté à la diversité des métiers et des champs d'activité économique.

Prendre en compte la protection de l'environnement et de la santé sur le chantier tout en garantissant la qualité du travail, la maîtrise des coûts et le respect des délais nécessite de prévoir un ensemble d'actions avant même le début des travaux.

C'est dans cette optique que nous avons mené une étude sommaire environnementale de ce projet conformément aux prescriptions du décret n° 2001-342/PRES/PM/MEE du 17 juillet 2001 portant Champ d'application, contenu et procédure de l'étude et de la notice d'impact sur l'environnement. Il en est ressorti que notre projet est classé dans la catégorie C, catégorie des projets aux impacts négligeables.

IX. 1 - Créer un environnement satisfaisant

- 1 – Assurer un meilleur confort thermique et hygrométrique en toute saison.
- 2 – Réduire les nuisances sonores, existantes ou prévisibles, en fonction de l'affectation des locaux.
- 3 – Assurer un confort visuel.
- 4 – Réduire les risques de nuisances olfactives.
- 5 – Assurer des conditions sanitaires satisfaisantes.
- 6 – Choisir des produits de construction durables, des revêtements de surfaces, des équipements et des produits d'entretien qui respectent la qualité de l'air intérieur et la santé des occupants.
- 7 – Prévenir les risques de pollution et assurer le maintien de la qualité de l'eau.

IX. 2 - Bâtir pour l'avenir tout en le préservant !

Le cycle de vie d'un bâtiment s'étend de l'extraction des matières premières, nécessaires à la fabrication des matériaux, jusqu'au traitement des déchets ou à la réutilisation des matériaux issus de la déconstruction du bâtiment.

Dans ce cycle, la phase chantier est de courte durée, mais peut être source d'atteintes à l'environnement qu'il convient de minimiser.

Plusieurs types de pollutions ou de nuisances, si elles ne sont pas prises en compte, peuvent être générés par un chantier :

- **Pollution des sols** par des rejets de produits dangereux pour l'environnement ;
- **Pollution de l'eau** de surface ou souterraine ;
- **Pollution de l'air** par les poussières générées et autres émanations de produits volatils ;
- **Pollutions induites par les déchets** quand ils ne sont pas traités de façon adaptée ;
- **Nuisances sonores** pour les riverains et le personnel du chantier liées à l'utilisation d'équipements mal insonorisés ;
- **Nuisances visuelles** pour les riverains ;
- **Nuisances diverses** liées aux difficultés de circulation générées par le chantier.

Définir ce que l'on veut faire

La prise en compte de l'environnement sur un chantier suppose que soit mené, souvent bien avant le début des travaux, un ensemble d'actions visant à :

❖ Sur le chantier

- Intégrer les problématiques environnementales dans l'organisation générale (gestion des effluents liquides, protection des sols, réduction des nuisances sonores...) ;
- Mettre en place un suivi de la gestion des déchets (choix des opérateurs, installation des moyens de collecte, mise en place d'une signalétique adaptée...) ;
- Informer et former les intervenants sur le chantier en matière d'environnement ;

❖ Vis-à-vis des riverains

- Informer les riverains ;
- Répondre aux attentes de la collectivité qui accueille le chantier.

CONCLUSION

Ce mémoire de fin d'études nous a permis : de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, de les approfondir en nous basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments.

L'application des différentes dispositions et normes de calcul à partir de la réglementation du BAEL et de certains DTU nous a permis de faire le dimensionnement :

- En béton armé de l'ossature de l'ouvrage après avoir déterminé les efforts internes dans chaque élément ;
- Du réseau intérieur courant faible et fluide.

Cette dernière ne peut se faire de nos jours aussi vite en termes d'efficacité et de rendement que par la maîtrise de certains outils informatiques tels que les logiciels CAO/DAO tels qu'ARCHE, AUTOCAD, etc.

Nombreux sont les logiciels qui permettent d'effectuer le calcul de ces éléments de l'ouvrage.

Cependant, l'ingénieur doit être à même de critiquer, d'analyser les résultats fournis par l'outil informatique et de proposer si nécessaire des solutions beaucoup plus adaptées aux réalités effectivement rencontrées sur le terrain.

C'est ainsi que nous avons tenté autant que possible pour chaque élément de structure de faire les calculs manuels d'abord puis de le modéliser et de le calculer sur Arche-16.1 et enfin interpréter les écarts de résultats éventuels.

Nous sommes conscients qu'il nous reste beaucoup à apprendre surtout du côté de la pratique dans nos futures postes de travail, cependant, l'expérience et la recherche de la solution optimale nous fera toujours aboutir.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIE

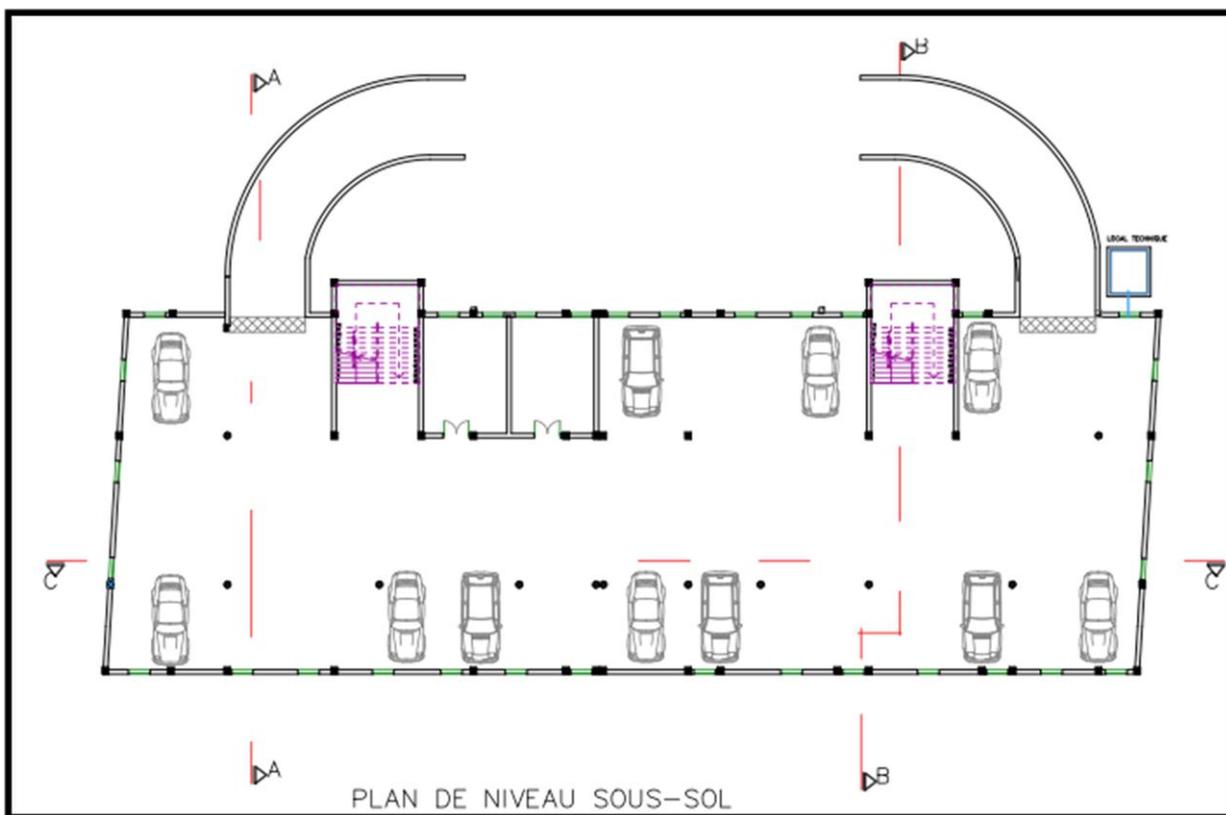
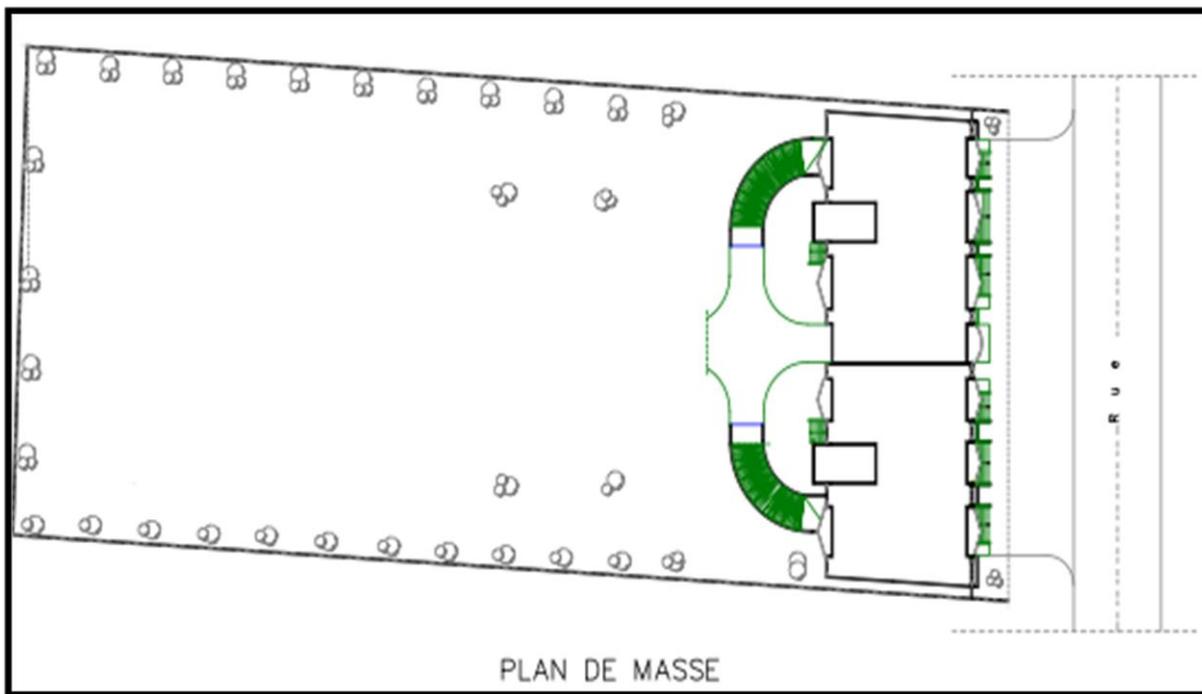
- ❖ H. RENAUD et J. LAMIRAULT, 1989, « Précis de calcul en Béton Armé »
Ed. BORDAS, Paris, 1989
- ❖ J. LAMIRAULT, H. RENAUD, 1993, « Guide de calcul en béton armé »
Ed. FOUCHER, Paris 1993
- ❖ Ernst NEUFERT, « Éléments de projet de construction »
Ed. DUNOD-9^e édition
- ❖ J. PERCHAT et J. ROUX « Pratique de BAEL »
Ed. EYROLLES-2^{ème} édition, 1997
- ❖ Dr Adamah MESSAN, 2011, « Cours de Calcul de Structure I et II » 2IE.
- ❖ Dr Adamah MESSAN, 2012, « Cours de béton armé » 2IE.
- ❖ Dr Ismaila GUEYE, 2012, « Cours de Géotechnique 1 » 2IE.
- ❖ L'enseignant Ahmed Ousmane BAGRE,
 - « Cours d'Installation électrique » (2IE, 2011-2012)
 - « Cours de réseaux intérieur-courant faible » (2IE, 2013-2014)
- ❖ L'enseignant Moussa OUEDRAOGO, 2013, « Cours d'hydraulique du bâtiment » 2IE.

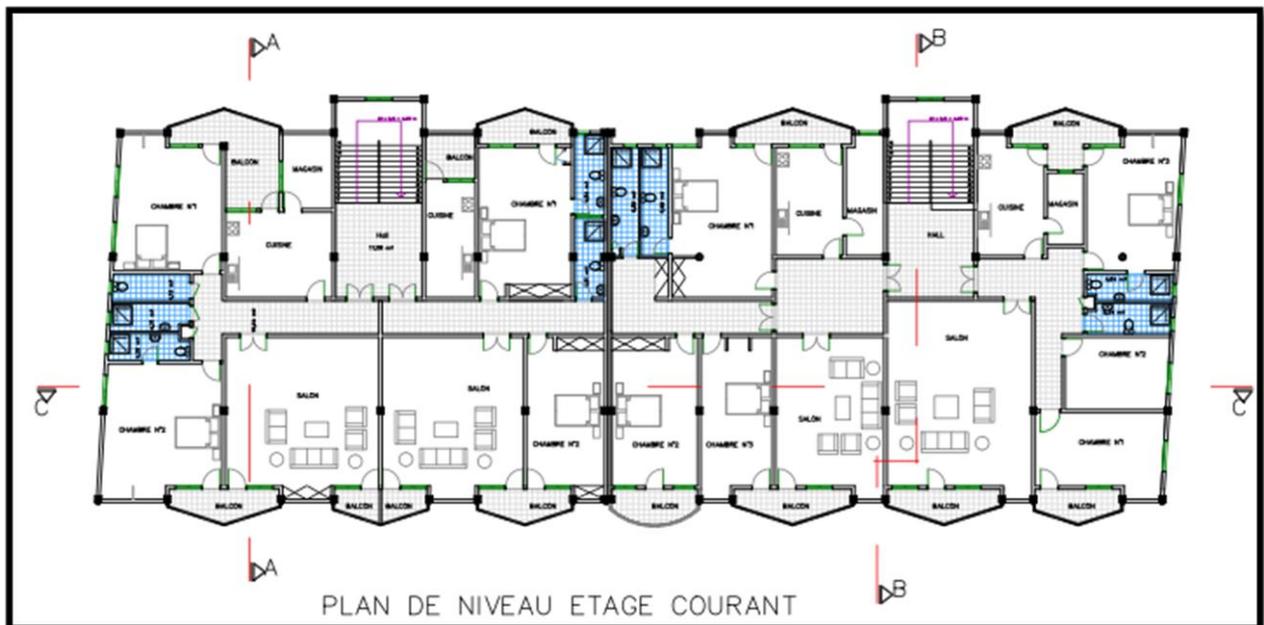
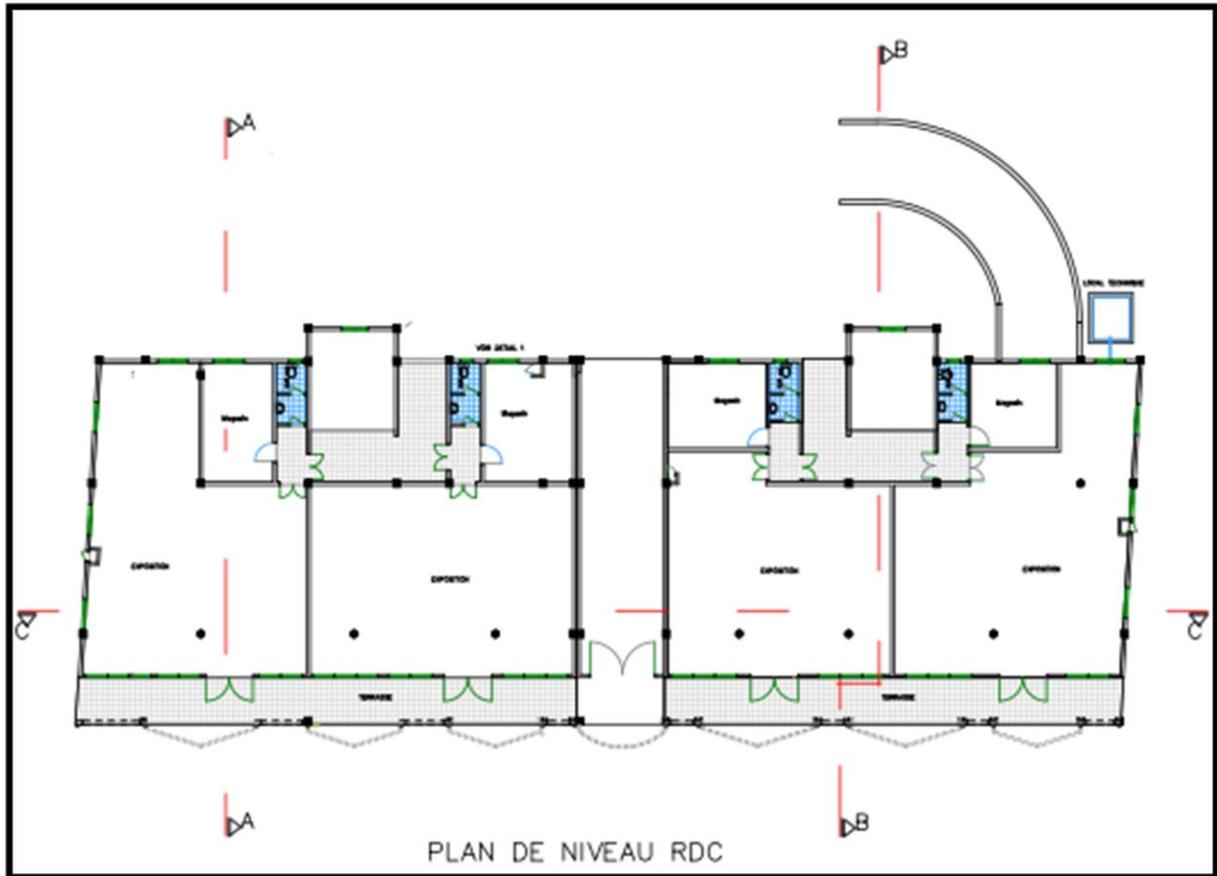
ANNEXES

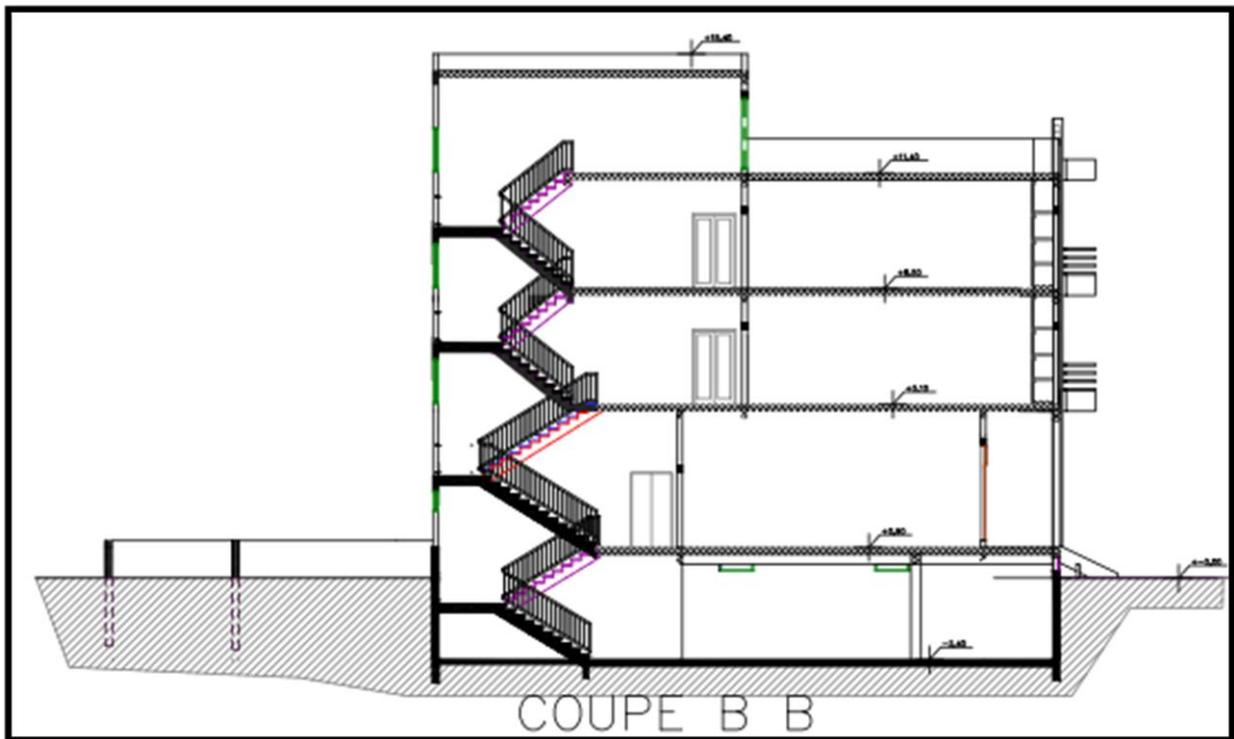
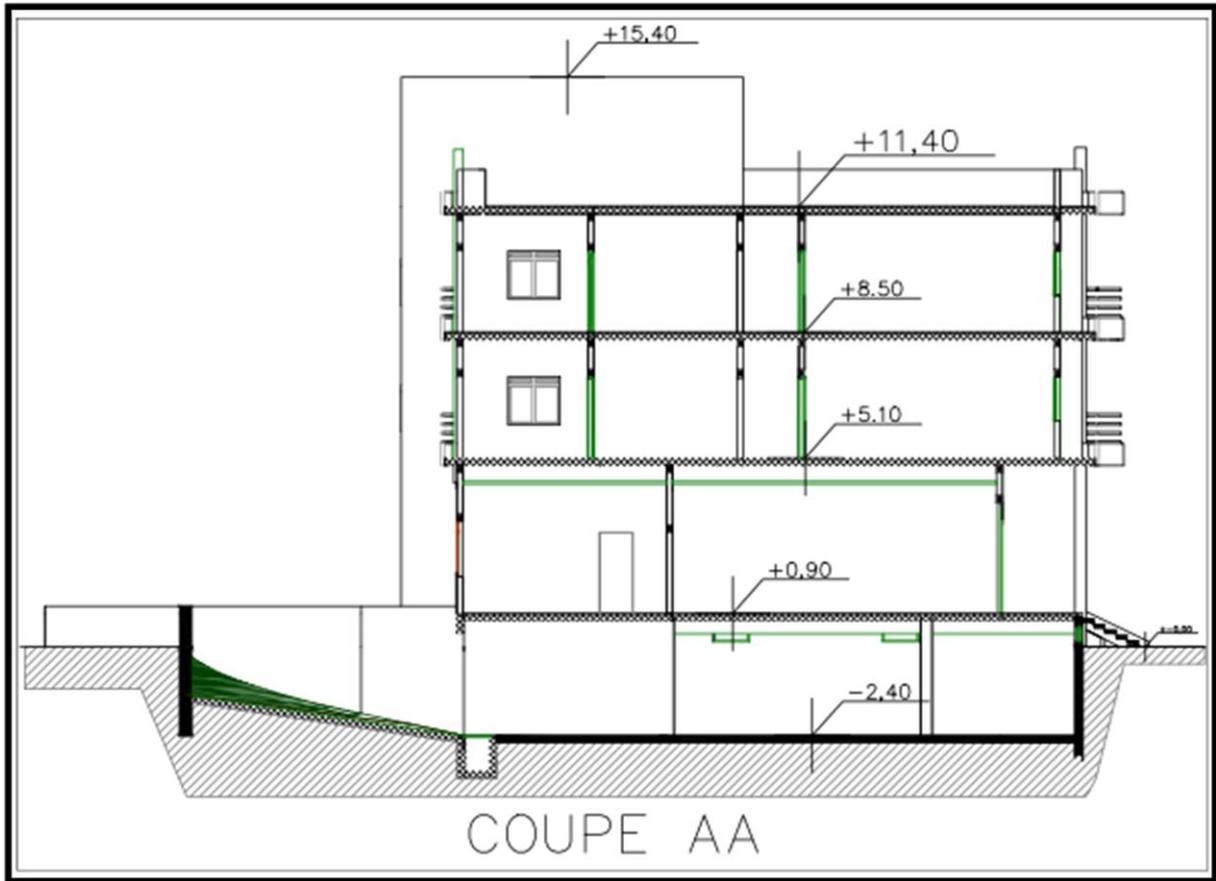
SOMMAIRE DES ANNEXES :

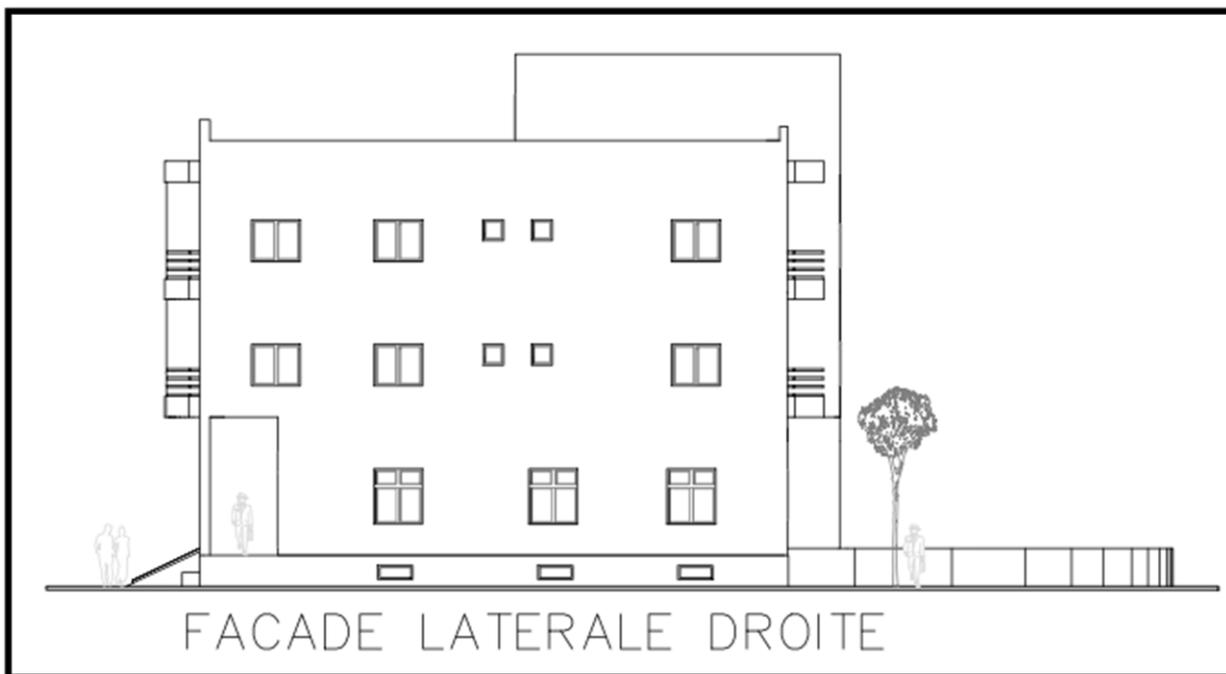
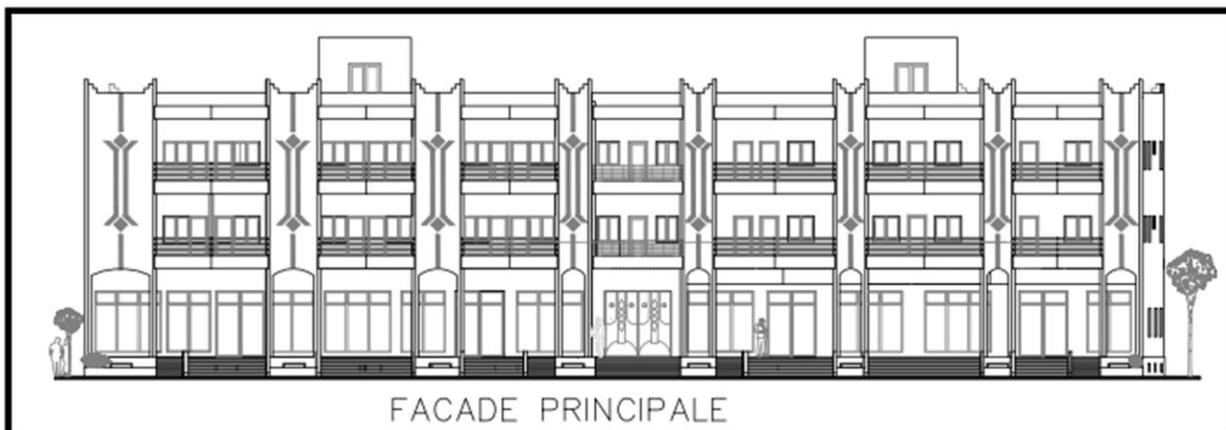
ANNEXE I	CONCEPTION
ANNEXE II	DESCENTE DE CHARGES
ANNEXE III	MODELISATION
ANNEXE IV	CALCUL DES PLANCHERS
ANNEXE V	DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE PTR 23
ANNEXE VI	DIMENSIONNEMENT DU POTEAU DU SOUS-SOL PT 29 ET DU VOILE DE SOUTENEMENT
ANNEXE VII	FONDATION
ANNEXE VIII	DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES
ANNEXE IX	DIMENSIONNEMENT DES CORPS D'ETAT SECONDAIRES

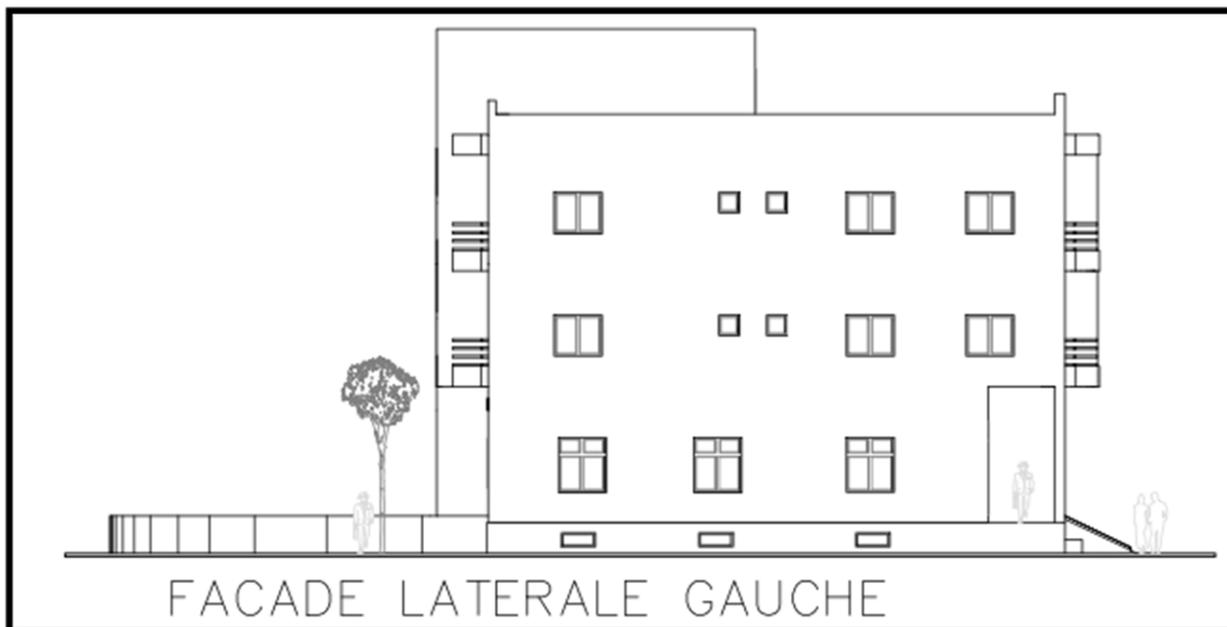
ANNEXE I : CONCEPTION





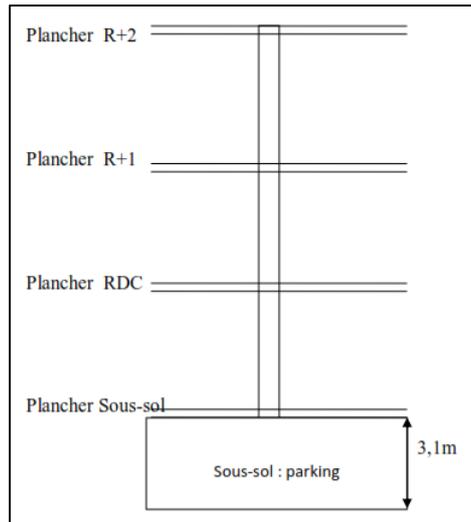






Vue 3D du bâtiment

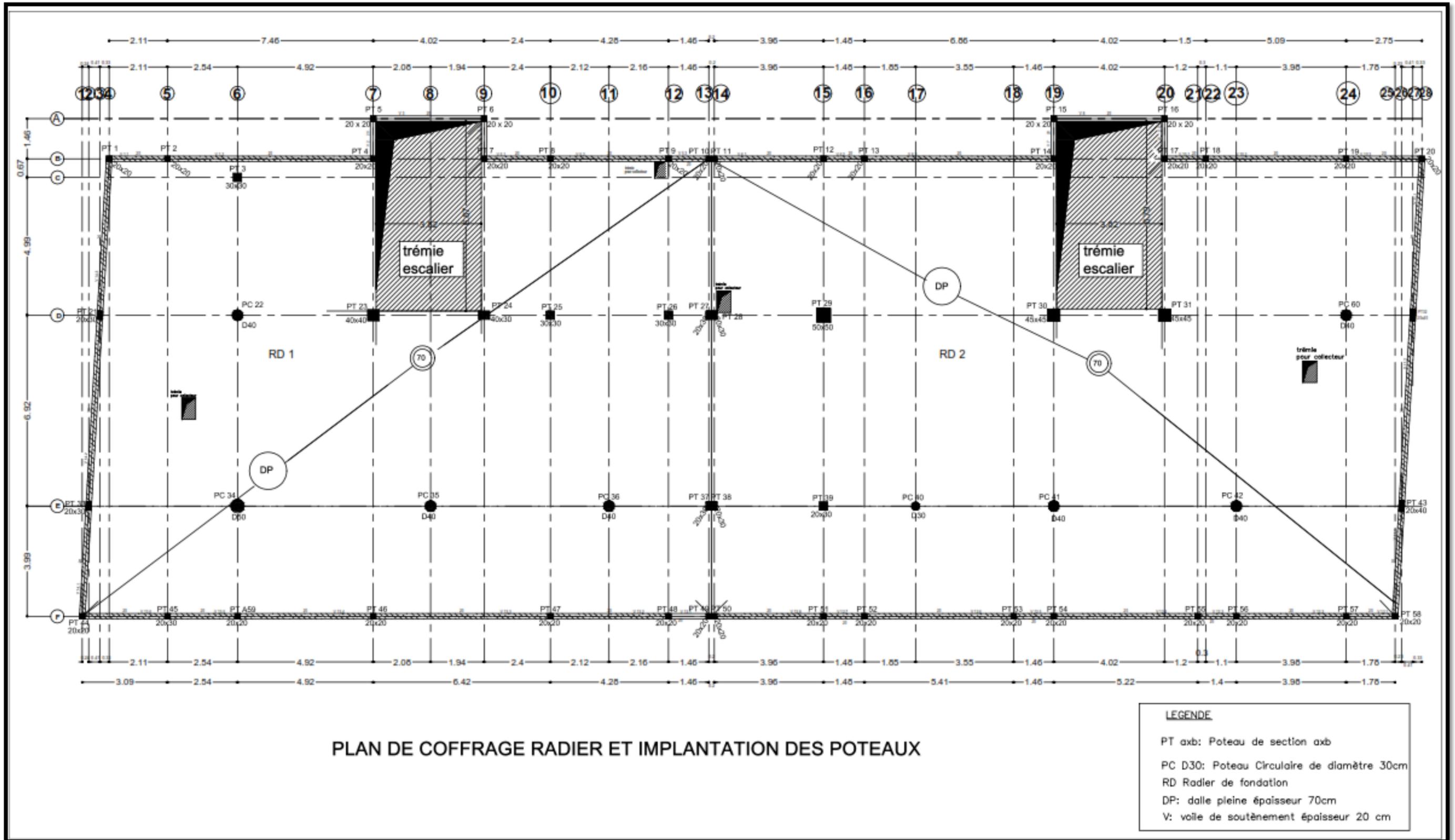
ANNEXE II : DESCENTE DE CHARGES

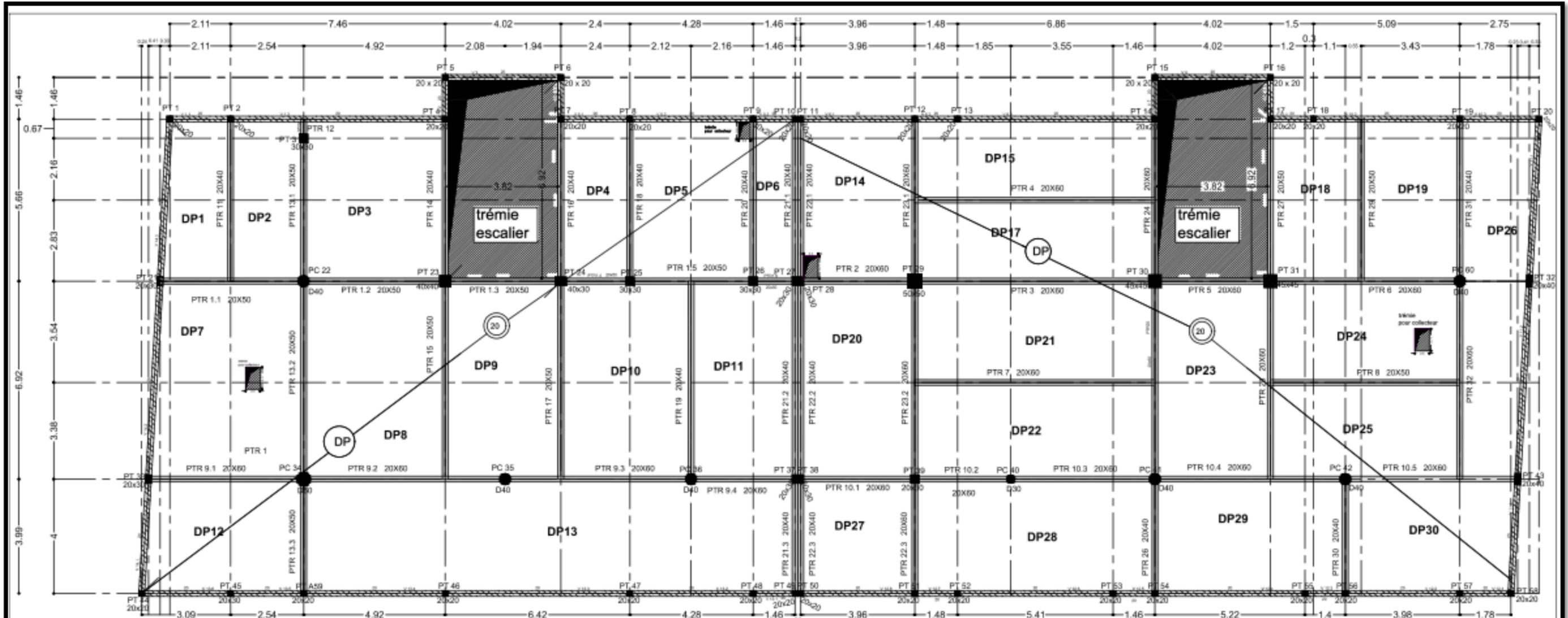


	DESIGATION	Charge unitaire kN/m ²	DIMENSIONS			Charge totale
			L(m)	l(m)	h(m)	
Poteau PT 29	Etanchéité: multicouche 5cm	0,6	6,39	6,16		23,62
	Forme de pente (béton non armé) 0,07m	1,54	6,39	6,16		60,62
	Isolation thermique 4cm	0,16	6,39	6,16		6,30
	Poids propre du plancher corps creux 20cm	2,85	6,39	6,16		112,18
	Enduit de plâtre sous dalle 3cm	0,3	6,39	6,16		11,81
	Poids propre des retombées de Pt 20 x60	25	18,6	0,2	0,4	37,20
	Total G					251,73
	Total Q	1	6,39	6,16		39,36
	Nu (kN)= (1,35g+1,5q)					398,87
	Majoration de 15% = 1,15 x Nu (MN) ELS (MN)					0,46 0,29
PH R+1	Poteau du R+2	25	0,5	0,5	2,8	17,50
	Revêtement de charge 2cm	0,5	6,39	6,16	1	19,68
	Corps creux +dalle de compression	2,85	6,39	6,16	1	112,18
	Enduit de plâtre sous dalle 3cm	0,3	6,39	6,16		11,81
	Mortier de pose de 4cm	0,8	6,39	6,16		31,49
	Maçonnerie 0,15 (kN/ml)	2,5	8,15	1	2,8	7,00
	Poids propre des retombés de Pt 20 x60	25	18,6	0,2	0,4	37,20
	Total G					488,59
	Total Q	1,5	6,39	6,16		98,41
	Nu (kN)= (1,35g+1,5q) Majoration de 15% = 1,15 x Nu (MN) ELS (MN)					807,20 0,93 0,59

PH RDC	Poteau du R+1	25	0,5	0,5	2,8	17,50
	Revêtement de charge 2cm	0,5	6,39	6,16		19,68
	Corps creux + dalle de compression	2,85	6,39	6,16		112,18
	Mortier de pose de 4cm	0,8	6,39	6,16		31,49
	Maçonnerie 0,15	2,5	8,15	1	2,8	7,00
	Enduit de plâtre sous dalle 3cm	0,3	6,39	6,16		11,81
	Poids propre des retombés de Pt 20 x60	25	18,6	0,2	0,4	37,20
	Total G					725,45
	Total Q	1,5	6,39	6,16		157,45
	Nu (kN)= (1,35g+1,5q)					1215,53
	Majoration de 15% = 1,15 x Nu (MN)					1,40
ELS (MN)					0,88	
PH SOUS- SOL	Poteau du RDC	25	0,5	0,5	3,5	21,88
	Revêtement de charge 2cm	0,5	6,39	6,16		19,68
	Dalle pleine	25	6,39	6,16	0,2	196,81
	Mortier de pose de 4cm	0,8	6,39	6,16		31,49
	Maçonnerie 0,15	2,5	10,34	1	3,5	8,75
	Enduit de plâtre sous dalle 3cm	0,3	6,39	6,16		11,81
	Poids propre des retombés de Pt 20 x60	25	18,6	0,2	0,4	37,20
	Total G					1053,07
	Total Q	3,5	6,39	6,16		295,22
	Nu (kN)= (1,35g+1,5q)					1864,47
	Majoration de 15% = 1,15 x Nu (MN)					2,13
ELS (MN)					1,35	
RADIER	Poteau du Sous-Sol	25	0,5	0,5	2,6	16,25
	Etanchéité: multicouche	0,12	6,39	6,16		4,72
	Total G					1074,04
	Total Q	2,5	6,18	5,13		374,48
	Nu (kN)= (1,35g+1,5q)					2011,67
	Majoration de 15% = 1,15 x Nu (MN)					2,31
	ELS (MN)					1,45

ANNEXE III : MODELISATION

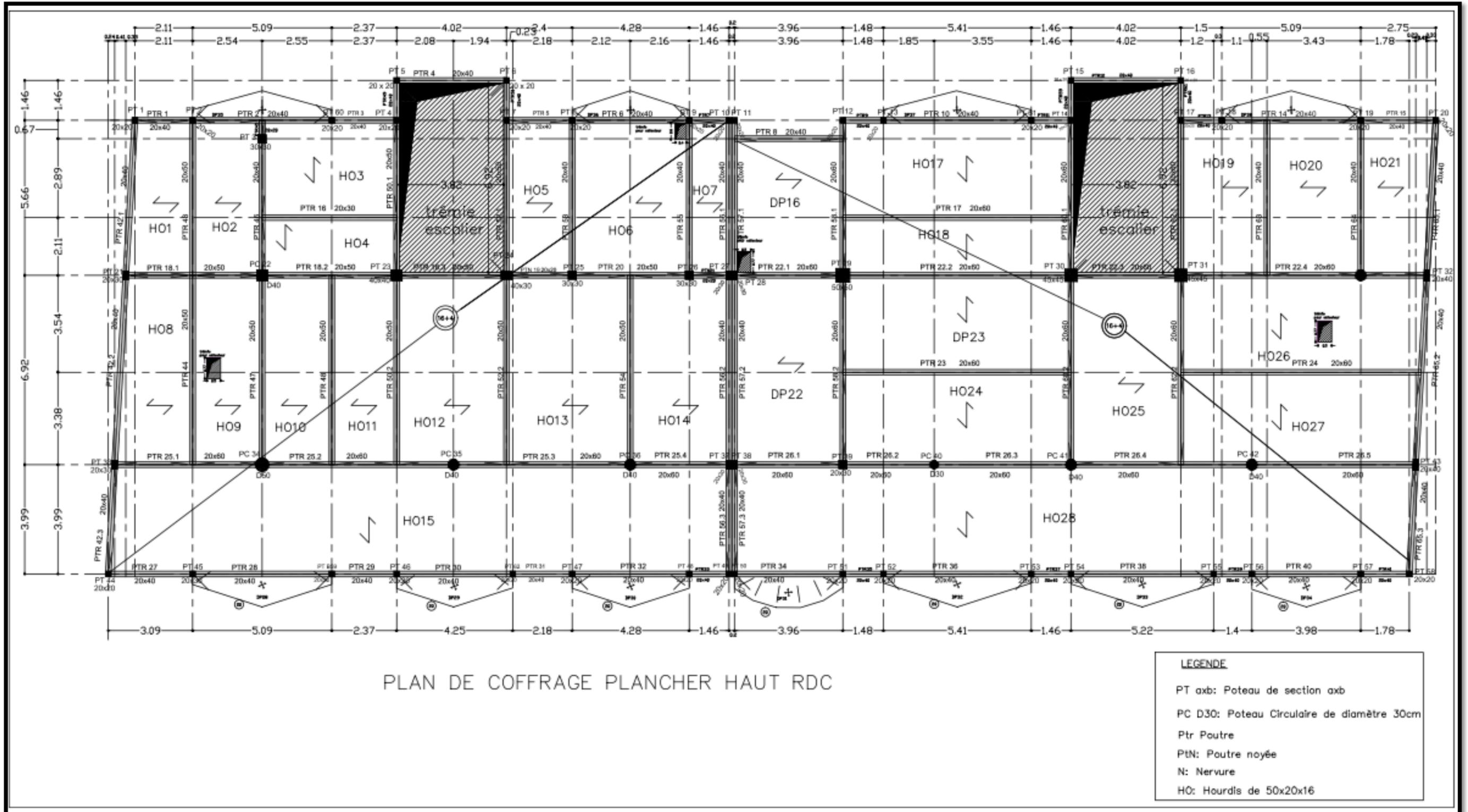


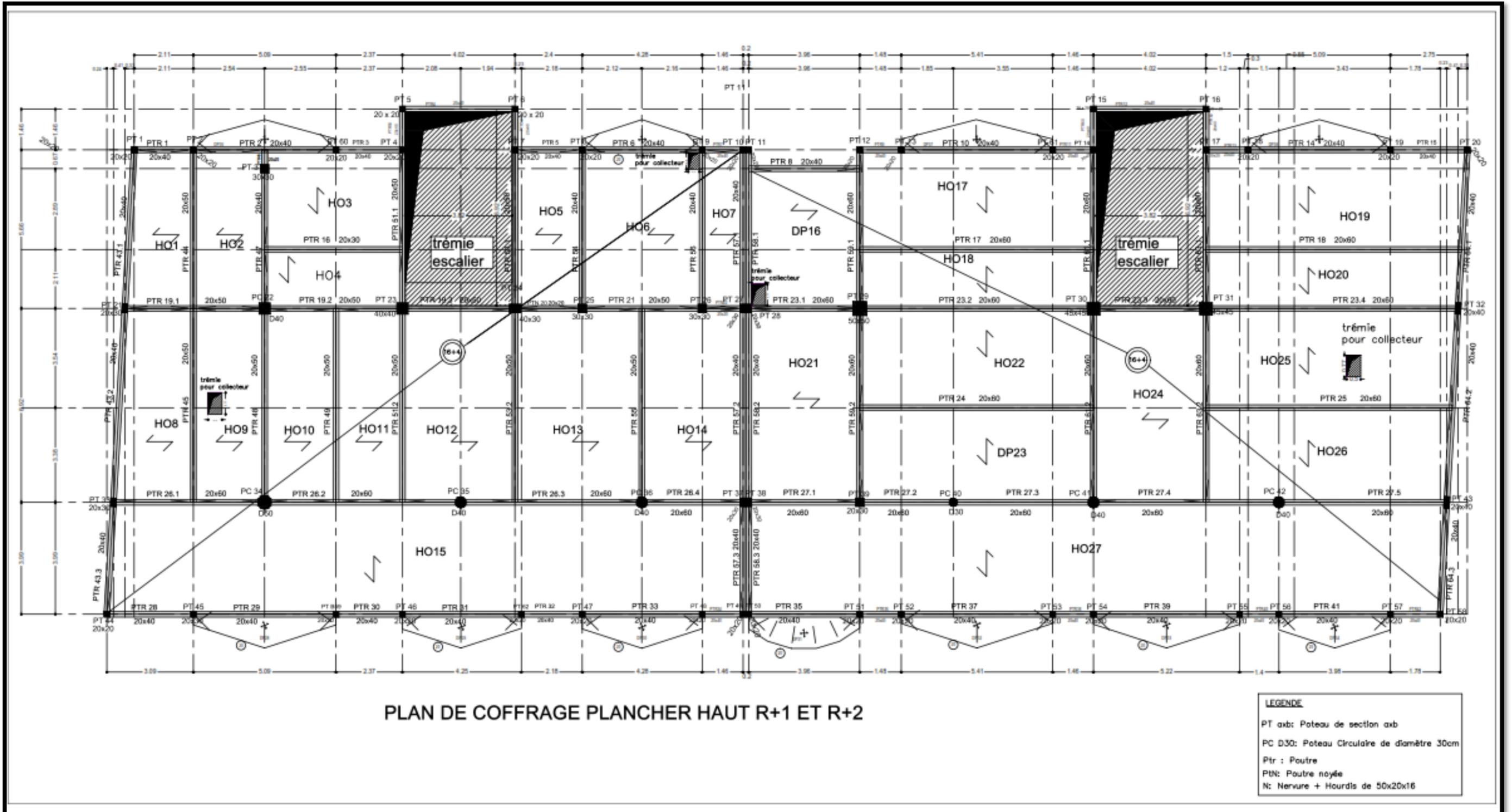


PLAN DE COFFRAGE PLANCHER HAUT SOUS SOL

LEGENDE

- PT axb: Poteau de section axb
- PC D30: Poteau Circulaire de diamètre 30cm
- Ptr poutre
- DP: dalle pleine épaisseur 20cm
- V: voile de soutènement épaisseur 20cm



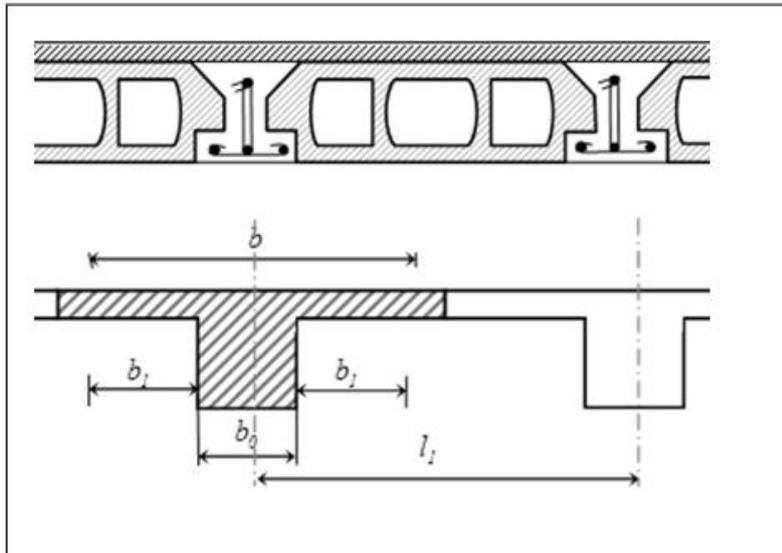


ANNEXE IV : CALCUL DES PLANCHERS

IV. 1- Calcul et plan de ferrailage de la dalle à corps creux

IV. 1.1- Prédimensionnement des poutrelles:

Les poutrelles travaillent comme une section en "Té". Elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales (**voir figure**). Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.



Avec :

l_1 : Distance entre deux parements voisins de deux poutrelles,

h_0 : Epaisseur de la dalle de la dalle de compression.

L_{max} : Longueur de la travée,

b : Largeur de la table de compression,

b_0 : Largeur de la nervure,

Les poutrelles peuvent être modélisées comme une poutre continue sur 3 appuis comme montre la figure suivante :

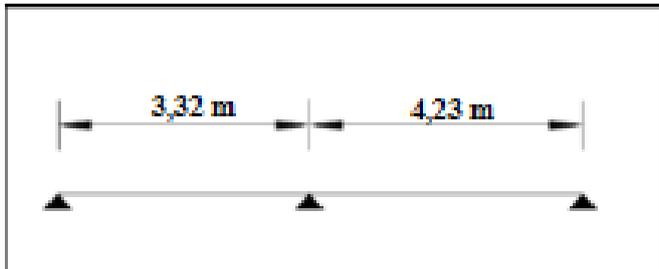


Schéma statique de la poutrelle

a) Largeur de la table de compression [BAEL A .4.1, 3]

Données : $h_t = 20\text{cm} = (16 + 4)\text{cm}$; $L_{max} = 423\text{ cm}$

Planchers nervurés à poutrelles préfabriquées ou nervures coulées en place, avec entrevous (corps creux) en béton, entre axes : 60 cm.

$$\Rightarrow l_1 = 60\text{ cm}$$

$$b_0 \geq \begin{cases} 0,3h_t \\ 0,4h_t \end{cases} \Rightarrow b_0 \geq \begin{cases} 6\text{cm} \\ 8\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \text{convenons de prendre donc } b_0 = 12\text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \begin{cases} \frac{(b - b_0)}{2} \\ \frac{l_{\max}}{10} \\ 8h_t \end{cases} \Rightarrow b_1 \leq \min \begin{cases} 24\text{cm} \\ 42,3\text{ cm} \\ 160\text{cm} \end{cases} \text{ donc } b_1 = 24\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 * 24 + 12 = 60\text{ cm}$$

Dimension :

La hauteur de la poutrelle est deh = 20cm

La hauteur de la dalle de compression.....ho = 4 cm

La largeur de la nervure bo = 12 cm

La hauteur utile d = 0,9 * h = 18 cm

La largeur de la table..... b = 60 cm

b) Détermination des efforts internes dans les poutrelles :

❖ Planchers-terrasses :

Chargement : G= 5,45 kN/m²

Q= 1,00 kN/m²

Combinaison des charges : g = G*0,6 = 5,45 * 0,6 = 3,27 kN/m

q = Q*0,6= 1,00 * 0,6 = 0,60 kN/m

⇒ ELU : Nu = 1,35*g +1,5*q = 5,31 kN/m

⇒ ELS : Nser = g + q = 3,87 kN/m

❖ Planchers étage courants :

Chargement : G= 4,45 kN/m²

Q= 1,50 kN/m²

Combinaison des charges : $g = G \cdot 0,6 = 4,45 \cdot 0,6 = 2,67 \text{ kN/m}$

$q = Q \cdot 0,6 = 1,50 \cdot 0,6 = 0,90 \text{ kN/m}^2$

⇒ ELU : $N_u = 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot q = 4,95 \text{ kN/m}$

⇒ ELS : $N_{ser} = g + q = 3,57 \text{ kN/m}$

Le calcul des sollicitations dans les poutrelles se fera par la méthode forfaitaire du BAEL, et pour cela on doit d'abord vérifier les conditions de sa validité :

- $Q = \max [2G, 5 \text{ kN/m}^2]$**Condition ok !**
- Inertie quadratique constante **Condition ok !**
- Les portées successives sont dans un rapport entre 0,8 et 1,25.....**Condition ok !**
- Fissuration peu préjudiciable.....**Condition ok !**

✓ **Plancher-terrasse**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0,155$$

➤ **Moment fléchissant :**

Moments isostatiques :

ELU	ELS
$M_{01} = \frac{P_u \cdot l_1^2}{8} = 7,32 \text{ kN.m}$	$M_{01} = \frac{P_{ser} \cdot l_1^2}{8} = 5,33 \text{ kN.m}$
$M_{02} = \frac{P_u \cdot l_2^2}{8} = 11,89 \text{ kN.m}$	$M_{02} = \frac{P_{ser} \cdot l_2^2}{8} = 8,66 \text{ kN.m}$

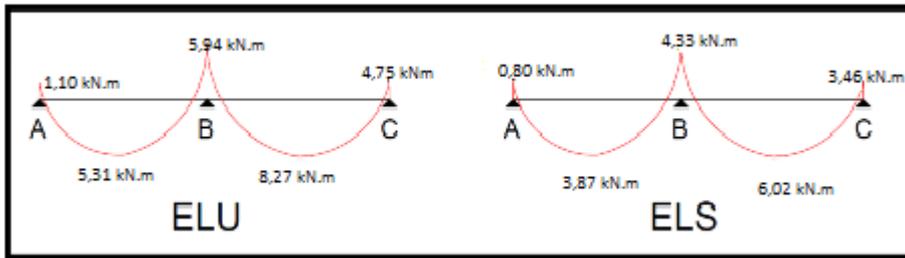
Moments sur appuis:

Appui	Moments		
	Conditions à satisfaire	Valeur (kN.m)	
		ELU	ELS
A	$0,15M_{01}$	1,10	0,80
B	$0,5 \text{Max} (M_{01}, M_{02})$	5,94	4,33
C	$0,4M_{02}$	4,75	3,46

Moments en travées:

Travée	Moment		
	Conditions à satisfaire	Valeur (kN.m)	
		ELU	ELS
1	$\geq \text{Max} [1,05M_{01}; (1 + 0,3\alpha)M_{01}] - \frac{M_A + M_B}{2}$	5,31	3,87
	$\geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01}$		
2	$\geq \text{Max} [1,05M_{02}; (1 + 0,3\alpha)M_{02}] - \frac{M_B + M_C}{2}$	8,27	6,02
	$\geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{02}$		

Allure du diagramme du moment fléchissant ELU-ELS

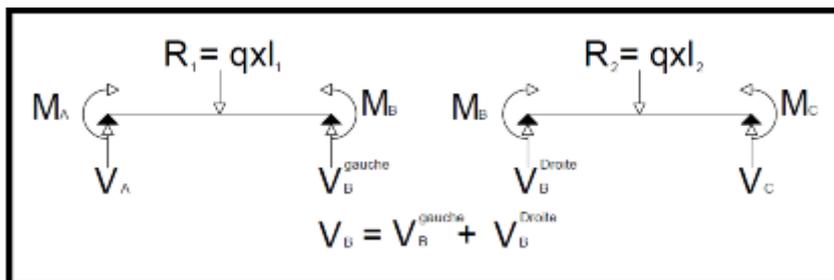


➤ **Effort tranchant :**

Calcul des réactions :

Les réactions d'appui sont obtenues à l'aide des équations de la statique comme montre la figure suivante :

Schéma statique de calcul des réactions et moments d'appuis



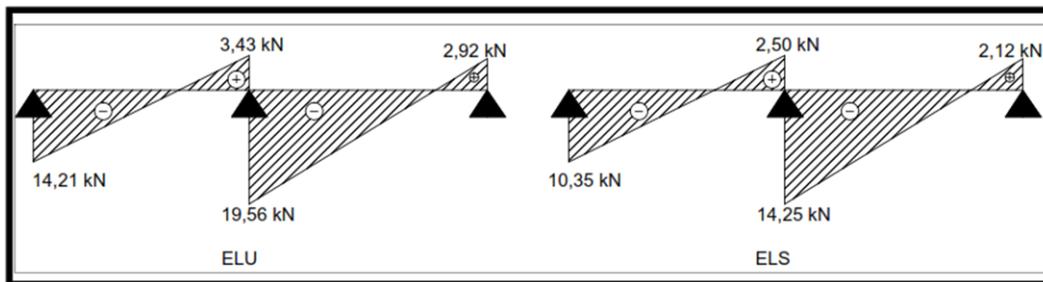
On trouve ainsi les réactions d'appuis :

$$M(x) = P_u \frac{x^2}{2} - V_i x \quad T(x) = P_u x - V_i$$

Effort tranchant (T) aux appuis

Désignation	ELU	ELS
T _A	-14,21	-10,35
T _{B1}	3,43	2,50
T _{B2}	-19,56	-14,25
T _C	2,92	2,12

Allure du diagramme des efforts tranchant ELU-ELS



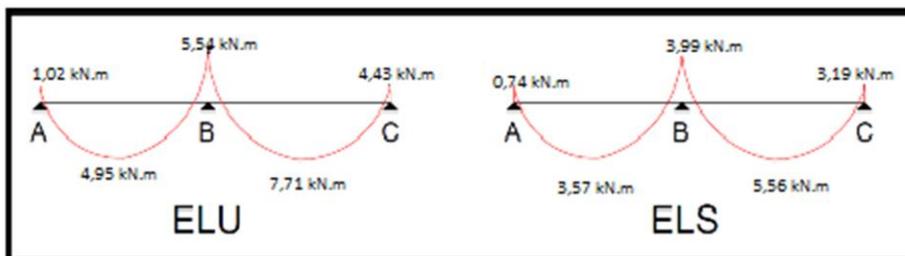
✓ **Plancher étage courant**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0,252$$

Le même calcul effectué nous permet d'obtenir

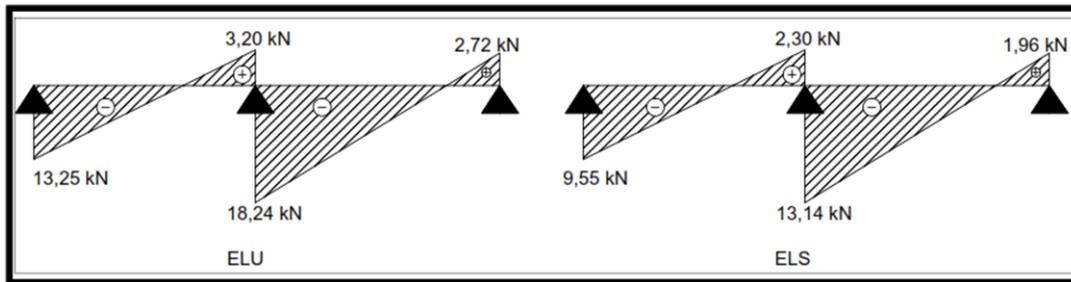
➤ **Moment fléchissant**

Allure du diagramme du moment fléchissant ELU-ELS



➤ **Effort tranchant**

Allure du diagramme de l'effort tranchant:



IV. 1.2- Ferrailage des poutrelles du plancher-terrasse

Données : $M_u = 8,27 \text{ kN.m}$

$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm}$

$b = 60 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm}$

a) Moment de référence :

Dans l'étude d'une section en "Té", il est nécessaire de savoir si la partie comprimée n'intéresse que la table, ou si elle intéresse également la nervure.

Pour cela, on calcule le moment M_{tu} équilibré par la table (correspondant au "CAS LIMITE" c'est-à-dire que seule la table est entièrement comprimée)

$$M_{tu} = b * h_0 * f_{bu} * \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,60 * 0,04 * 14,17 * \left(0,17 - \frac{0,04}{2} \right) = 0,051 \text{ MN.m}$$

b) Le moment max en travée :

$$M_u = 8,27 \text{ kN.m}$$

c) Comparaison de M_u et M_{tu}

On a $M_{tu} = 51,01 \text{ kN.m} > M_u = 8,27 \text{ kN.m}$: **LA TABLE EST "SURABONDANTE"**

- Donc ; la table n'est pas entièrement comprimée ce qui veut dire que l'axe neutre se trouve dans la table.

- Le béton tendu étant négligé, la section en "Té" est calculée comme une section rectangulaire de largeur b et de hauteur utile d .

d) Calcul des sections d'acier

Eléments dimensionnés	M_u (kN.m)	μ_u	Pivot A/B	α_u	Z_u (m)	A_{st} (cm ²)
Travée	8,27	0,03	A	0,038	0,18	1,34
Appui	5,94	0,108	A	0,143	0,17	1,01

e) Condition de fragilité non-fragilité [Art .B.6.4 BAEL91]

En travée :

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{F_{t28}}{f_e} = 1,34 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \text{Condition ok.}$$

Sur appui :

$$A_{min} = 0,23 * b_0 * d * \frac{F_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \text{Condition ok.}$$

f) Choix des aciers

Convenons de prendre **3HA10** totalisant une section de 2,35cm² comme armatures tendues.

Convenons de prendre **1HA12** totalisant une section de 1,13cm² comme armature de montage.

g) Armatures transversales : [art.A.7.2.2 / BAEL91]

$$\Phi_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_1 \right) = 0,57 \text{ mm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de HA 6 mm

h) Espacement des armatures : [Art. A .5 .1, 22, BAEL 91]

$$St \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm}) = 15,3 \quad \Rightarrow \quad \text{convenons de prendre } St = 15 \text{ cm}$$

i) Vérification de l'effort tranchant [Art .A.5, 1.1 BAEL 91]

$$V_u = | - 19; 56 + 3,43 | = 16,13 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{16,13}{0,12 * 0,18} * 0,001 = \mathbf{0,75 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{ul} > \tau_u \dots \dots \dots \text{Condition ok !}$$

IV. 1.3- Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm armée en quadrillage d'acier haute adhérence (HA) et est coulée sur place.

L'espacement des aciers HA, ne doit pas dépasser les valeurs suivantes (Art. A.8.2.4. BAEL91):

- 20 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles,
- 30 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_p \geq 4 \left(\frac{L}{f_e} \right) = 4 \left(\frac{60}{400} \right) = 0,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L : Distance entre axes des poutrelles (L = 60cm)

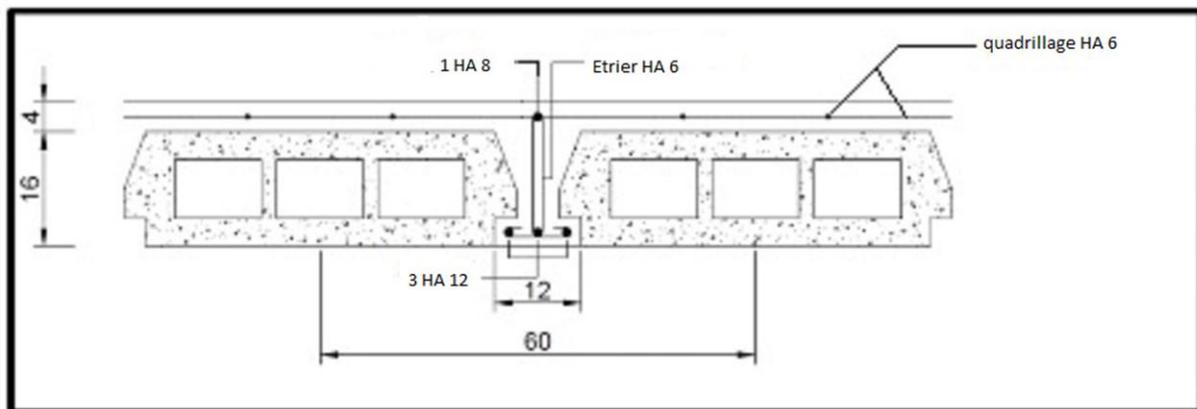
Nous adaptons : **4 HA 6**, totalisant une section de **1,13 cm²**

$$St = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

b) Armatures parallèles aux poutrelles

$$A// = \frac{A_p}{2} = 1,13 / 2 = 0,57 \text{ cm}^2$$

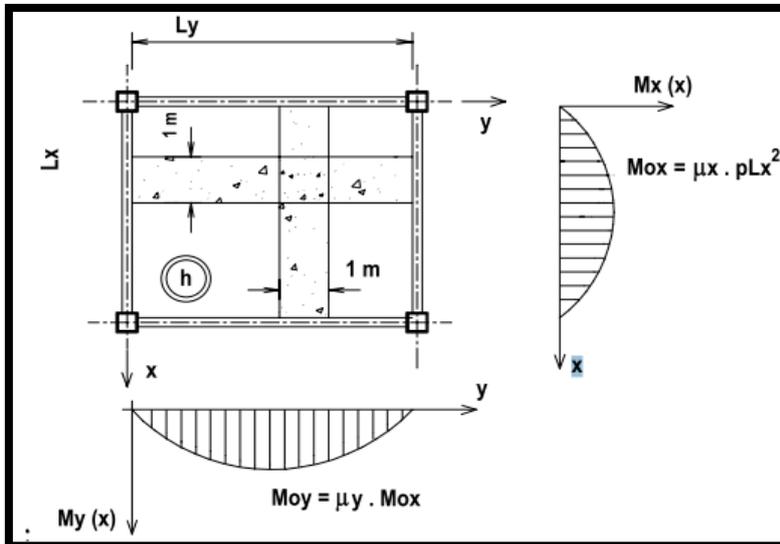
Nous adaptons comme acier du **4 HA 6**, totalisant une section de **1,13 cm²** avec un espacement $st = 15 \text{ cm}$



Coupe transversale du ferrailage du plancher à corps creux

IV. 2- Calcul et plan de ferrailage de la dalle pleine

$l_x = 492\text{cm}$ et $l_y = 692\text{cm} \Rightarrow \alpha = \frac{l_x}{l_y} \geq 0,71 \geq 0,40$ donc la dalle porte dans les 2 sens.



Charges permanentes sur le plancher : $G = 9,1 \text{ kN/m}^2$

Charges d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

IV. 3.1- Détermination des moments de flexion:

✓ Sollicitation :

Pour 1 ml de dimensionnement

Combinaison: ELU : $N_u = 1,35 \times 9,1 + 1,5 \times 3,5 = \underline{\underline{17,54 \text{ kN/m}}}$

ELS: $N_s = g + q = \underline{\underline{12,60 \text{ kN/m}}}$

✓ Détermination des coefficients μ_x et μ_y à l'ELU:

$l_x = 4,92\text{m}$ $l_y = 6,92\text{m} \Rightarrow \alpha = 0,71 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle porte dans les deux sens.

$$\alpha = 0,71 \Rightarrow \mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4\alpha^3)} = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \cdot 0,71^3)} = \mathbf{0,067}$$

$$\mu_y = \alpha^3 [1,9 - 0,9 \cdot \alpha] = \mathbf{0,45}$$

✓ **Moment fléchissant à l'E.L.U :**

$M_{0x} = \mu_x \cdot N_u \cdot l_x^2$	$M_{0y} = \mu_y * M_{0x}$	$M_{tx} = 0,85M_{0x}$	$M_{ty} = 0,85M_{0y}$	$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_{0x}$
28,44 kN. m	12,80 kN. m	24,17 kN. m	10,88 kN. m	14,22 kN. m

IV. 3.2- Calcul de la section d'acier

Eléments dimensionnés	M_u (kN.m)	μ_u	Pivot A/B	α_u	Z_u (m)	A_{st} (cm ² /ml)
Travée x	24,17	0,053	A	0,068	0,18	3,97
Travée y	10,88	0,024	A	0,030	0,18	1,76
Appui	14,22	0,031	A	0,039	0,18	2,31

a) Choix des aciers :

Suivant l'axe l_x : En travée on choisit **6 HA 10** (4,71 cm²/ml) $st= 100/6 =17$ cm

En appui on choisit **6 HA 8** (3,10 cm²/ml) $st= 17$ cm

Suivant l'axe l_y : En travée on choisit **6 HA 8** (3,10 cm²/ml) $st= 17$ cm

En appui on choisit **6 HA 8** (3,10 cm²/ml) $st= 17$ cm

Convenons de prendre comme espacement $st=15$ cm.

b) Calcul des espacements

L'écartement des armatures d'une même nappe, dans le cas des charges réparties et où la dalle supporte également des charges concentrées et où la fissuration est peu préjudiciable, ne doit pas dépasser les valeurs suivantes

Directions	Charges réparties seules
Direction la plus sollicitée (Stx)	$\leq \min (3h_0; 33 \text{ cm})$
Direction perpendiculaire à la plus sollicitée (Sty)	$\leq \min (4h_0; 45 \text{ cm})$

On retient comme espacement $Stx =15$ cm; et $Sty = 15$ cm et sur appui $st = 20$ cm

c) Justification des armatures d'effort tranchant [Art A.5.2, 2]

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise si les conditions suivantes sont remplies

- la pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur ;
- la contrainte tangente: $\tau_u = \frac{V_u}{b_0*d} \leq 0,07 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 1,17\text{MPa}$

$$\Rightarrow \text{Pour } \alpha \geq 0,4 \quad \text{on a : } V_{ux} = Pu * \frac{l_x}{2} * \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} \quad \text{et } V_{uy} = Pu * \frac{l_x}{3} \leq V_{ux}$$

$$V_{ux} = 16,43 * \frac{4,92}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0,71}{2}} = \mathbf{29,83 \text{ kN}}$$

$$V_{uy} = 16,43 * \frac{4,92}{3} = \mathbf{26,95 \text{ kN}}$$

$$\Rightarrow \text{Suivant "x"} \quad \tau_{ux} = \frac{29,83*0,001}{1*0,9*0,2} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{Suivant "y"} \quad \tau_{uy} = \frac{26,95*0,001}{1*0,9*0,2} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uy} < \tau_{ux} < 0,07 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \text{et la dalle est bétonnée sans reprise.....Condition ok !}$$

➔ Donc aucune armature d'effort tranchante n'est requise.

d) Section minimale d'armatures et condition de non-fragilité [Art B.7.4]

Les taux minimaux d'acier ρ_x et ρ_y dans le sens "x" et dans le sens "y" doivent satisfaire les inégalités suivantes : $\rho_x \geq \rho_0 * \frac{3-\alpha}{2}$ et $\rho_y \geq \rho_0$ avec $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

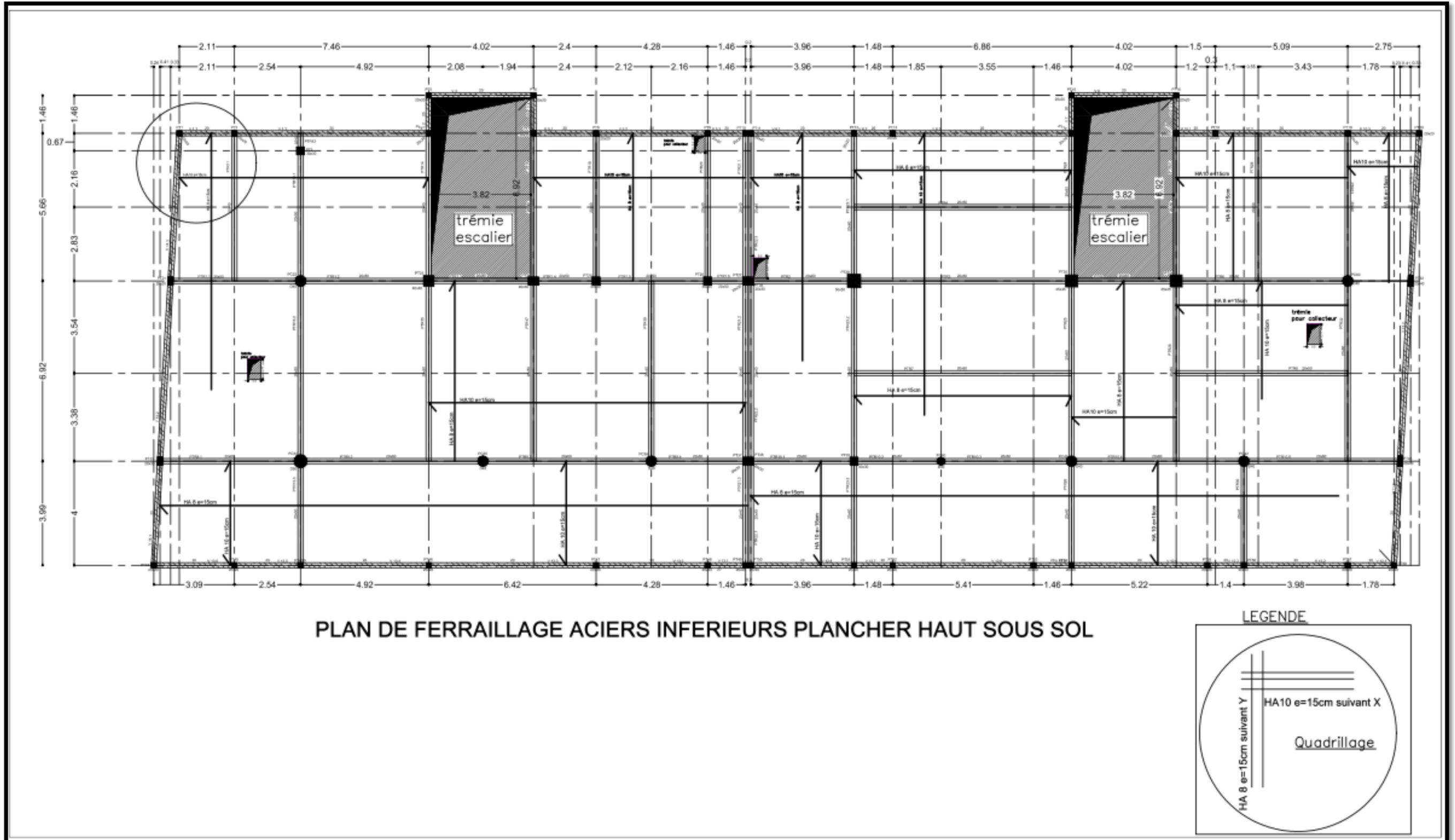
$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{b * h_0} = \frac{4,31}{100 * 20} = \mathbf{0,0022}$$

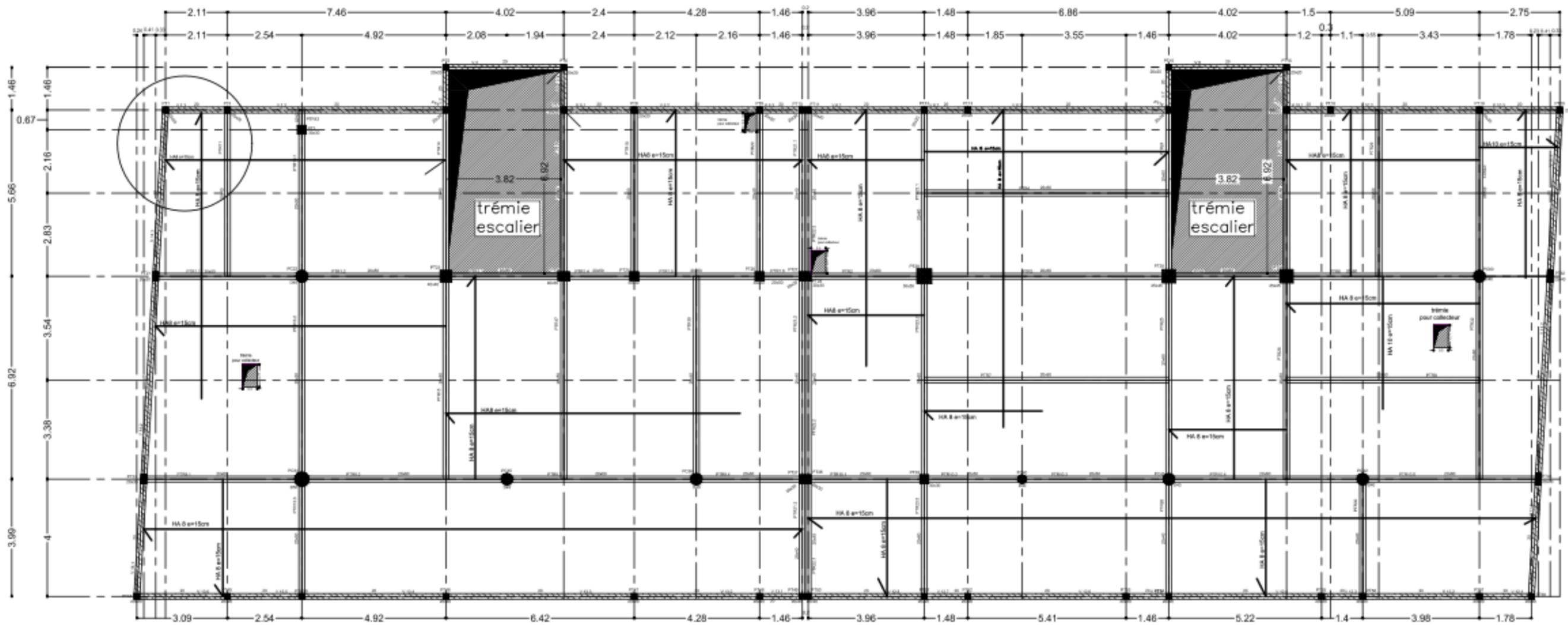
$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{b * h_0} = \frac{2}{100 * 20} = \mathbf{0,001}$$

$$\rho_0 * \frac{3-\alpha}{2} = 0,0008 * \frac{3-0,71}{2} = \mathbf{0,00092}$$

On a donc $\rho_x \geq \rho_0$ et $\rho_y \geq \rho_0$ Condition ok !

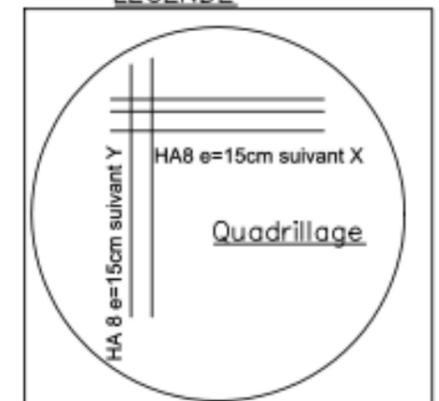
Ci-joint le plan de ferrailage





PLAN DE FERRAILLAGE ACIERS SUPERIEUR PLANCHER HAUT SOUS SOL

LEGENDE



**ANNEXE V : DIMENSIONNEMENT DE LA
POUTRE PRINCIPALE PTR 23**

V. I- ETUDE DE LA POUTRE PTR 23

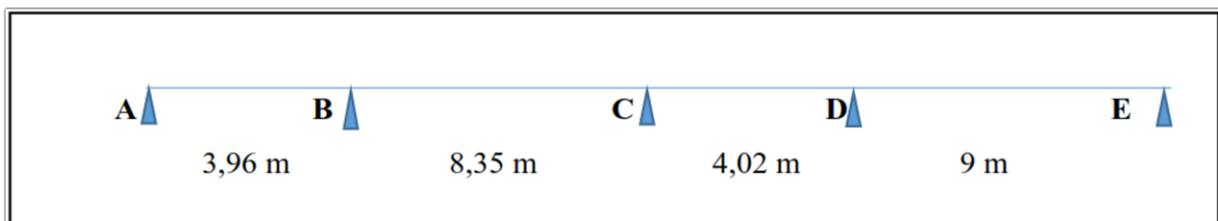
V. I.1- Domaines d'application des méthodes propres aux BA

Selon que les quatre conditions suivantes sont vérifiées ou pas, on appliquera différentes méthodes (Art B.6.2.2).

- 1)- La construction fait partie de la catégorie des "CONSTRUCTIONS COURANTES"
 $Q \leq (5\text{KN/m}^2; 2G)$;
- 2)- Les moments d'inertie des sections transversales est constante dans les différentes travées en continuité ;
- 3)- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 ;
- 4)- La fissuration est jugée peu préjudiciable à la tenue du béton et de ses revêtements

- ✓ Si 1, 2, 3 et 4 sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire (Annexe E1 du BAEL)
- ✓ Si 1 n'est pas vérifiée (cas des planchers à charge d'exploitation relativement élevée), on appliquera la méthode de Caquot (Annexe E2 du BAEL).
- ✓ Si 1 est vérifiée, mais une ou plus des conditions ,3 et 4 ne le sont pas, on

Soit la modélisation de notre poutre continue à quatre travées :



a) Evaluation des charges dans chaque travée

Les poutres ont comme charges leurs poids propres, les charges des planchers, des murs et éventuellement les charges ponctuelles créées par des poutres secondaires lorsque celles-ci sont principales.

- Charges du plancher haut R+2 (terrasse) $G = 5,45 \text{ kN/m}^2$
- Charges d'exploitations: $Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$

b) Vérification du domaine d'application

1)- On a donc $Q \leq (2G ; 5kN/m^2)$ **Condition ok !**

2)- Le moment quadratique est constant sur tout le long de la poutre.....**Condition ok !**

3)- le rapport $\frac{l_i}{l_j} = \begin{cases} 0,47 \\ 2,08 \\ 0,45 \end{cases}$ Le rapport de portée n'est donc pas compris entre 0,8 et 1,25 :

Condition non vérifiée !

4)- Fissuration peu préjudiciable \Rightarrow Calcul se fera à l'ELU.....**Condition ok !**

Le rapport des portées successives n'étant pas vérifié, la méthode forfaitaire n'est pas applicable à ce niveau. Nous optons alors pour **la méthode Caquot minorée**.

c) Principe du calcul [Art B.6.210]

On applique la méthode de Caquot minorée, en atténuant les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3 (le calcul des moments sur appui dus aux charges permanentes se fait avec $(G' = \frac{2}{3} * G)$; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

➤ **Moments sur appuis**

Les moments aux nus des appuis, considérés comme sections à vérifier, sont calculés en ne tenant compte que des charges des travées voisines de gauche (w) et de droite (e).

➤ **Moments en travées**

Le moment maxi en travée est déterminé en considérant les travées adjacentes et les différents cas de charges définis ci-dessous.

- Cas 1 : moments sur appuis
- Cas 2 : moments maxi dans les travées impaires
- Cas 3 : moments maxi dans les travées paires

Ci-joint le tableau de calcul :

Désignation	Travées			
	L_1	L_2	L_3	L_4
Portée	L_1	L_2	L_3	L_4
portée fictive l'(m)	$L'_1 = L_2$	$L'_2 = 0,8 \cdot L_2$	$L'_3 = 0,8 \cdot L_3$	$L'_4 = L_4$
l'^3 (m)	$(L'_1)^3$	$(L'_2)^3$	$(L'_3)^3$	$(L'_4)^3$
$8,5 \cdot (L'w + L'e)$	B $8,5 \cdot (L'_1 + L'_2)$		C $8,5 \cdot (L'_2 + L'_3)$	D $8,5 \cdot (L'_3 + L'_4)$
cas 1 : moments sur appuis	$1,5 \cdot Q1$ $1,35 \cdot G1$	$1,5 \cdot Q2$ $1,35 \cdot G2$	$1,5 \cdot Q3$ $1,35 \cdot G3$	$1,5 \cdot Q4$ $1,35 \cdot G4$
M appui	B $M_B = \frac{2}{3} \left[\frac{P_{m1} l'^3_1 + P_2 l'^3_2}{8,5 \cdot (l'_1 + l'_2)} \right]$		C $M_C = \frac{2}{3} \left[\frac{P_{m2} l'^3_2 + P_{m3} l'^3_3}{8,5 \cdot (l'_2 + l'_3)} \right]$	D $M_D = \frac{2}{3} \left[\frac{P_{m3} l'^3_3 + P_{m4} l'^3_4}{8,5 \cdot (l'_3 + l'_4)} \right]$
Mo travée indépendant (MN.m)	$M_{01} = \frac{P_{m1} \cdot l_1^2}{8}$	$M_{02} = \frac{P_{m2} \cdot l_2^2}{8}$	$M_{03} = \frac{P_{m3} \cdot l_3^2}{8}$	$M_{04} = \frac{P_{m4} \cdot l_4^2}{8}$
Mt milieu de travée (MN.m)	$M_{01} - \frac{M_B}{2}$	$M_{01} - \frac{M_B + M_C}{2}$	$M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2}$	$M_{04} - \frac{M_D}{2}$
Vo travée indépendante (MN)	$V_0 = + \frac{P_{v1} \cdot l_1}{2} > 0$ $V_0 = - \frac{P_{v1} \cdot l_1}{2} < 0$	$V_0 = + \frac{P_{v2} \cdot l_2}{2} > 0$ $V_0 = - \frac{P_{v2} \cdot l_2}{2} < 0$	$V_0 = + \frac{P_{v3} \cdot l_3}{2} > 0$ $V_0 = - \frac{P_{v3} \cdot l_3}{2} < 0$	$V_0 = + \frac{P_{v4} \cdot l_4}{2} > 0$ $V_0 = - \frac{P_{v4} \cdot l_4}{2} < 0$
V max (MN)	$+ \frac{P_{v1} \cdot l_1}{2} + \frac{ M_B - 0}{L_1}$ $- \frac{P_{v1} \cdot l_1}{2} + \frac{ M_B - 0}{L_1}$	$+ \frac{P_{v2} \cdot l_2}{2} + \frac{ M_C - M_B }{L_2}$ $- \frac{P_{v2} \cdot l_2}{2} + \frac{ M_C - M_B }{L_2}$	$+ \frac{P_{v3} \cdot l_3}{2} + \frac{ M_D - M_C }{L_3}$ $- \frac{P_{v3} \cdot l_3}{2} + \frac{ M_D - M_C }{L_3}$	$+ \frac{P_{v4} \cdot l_4}{2} + \frac{0 - M_D }{L_4}$ $- \frac{P_{v4} \cdot l_4}{2} + \frac{0 - M_D }{L_4}$
Cas 2 : moments maxi dans les travées impaires	$1,5 \cdot Q1$ $1,35 \cdot G1$	$1,35 \cdot G2$	$1,5 \cdot Q3$ $1,35 \cdot G3$	$1,35 \cdot G4$
Cas 3 : moments maxi dans les travées paires	$1,35 \cdot G1$	$1,5 \cdot Q2$ $1,35 \cdot G2$	$1,35 \cdot G3$	$1,5 \cdot Q4$ $1,35 \cdot G4$

V. I.2- Sollicitations

a) Combinaison des charges :

Du plancher :

$$N_u \text{ chargé} = 1,35 * G + 1,5 * Q$$

$$N_u = 8,86 \text{ kN/m}^2$$

$$N'_u \text{ déchargé} = 1,35 * G$$

$$N'_u = 7,38 \text{ kN/m}^2$$

NOTA : la répartition des charges sur chaque travée s'accompagne du poids (P) de la retombée des poutres

$$\Rightarrow P = 1,35 * (25 * 0,2 * 0,4) = 2,7 \text{ kN/m}$$

b) Calcul des efforts produisant le moment fléchissant P_m et tranchant P_v

Efforts	PTR 23.1	PTR 23.2	PTR 23.3	PTR 23.4
P_m (kN/m)	26,084	24,017	26,438	24,132
P_v (kN/m)	11,47	21,25	11,60	21,51

Les résultats des moments sur appuis et travées sont consignés dans les différents tableaux, suivant les cas de charges

Cas de charge 1-

Désignation	Travées			
Portée	3,96	8,35	4,02	9
portée fictive l'(m)	3,96	6,68	3,216	9
l'^3 (m)	62,099	298,078	33,262	729,000
8,5*(L'w+L'e)	B 90,4	C 84,1	D 103,8	
cas de charge 1	1,5*Q1	1,5*Q2	1,5*Q3	1,5*Q4
	1,35*G1	1,35*G2	1,35*G3	1,35*G4
M appui	B		C	D
	0,065		0,064	0,12
Mo travée indépendant (MN.m)	0,05	0,21	0,05	0,24
Mt milieu de travée	0,019	0,15	-0,04	0,19
Vo travée indépendante	0,017	0,077	0,018	0,085
	-0,017	-0,077	-0,018	-0,085
V max	0,034	0,085	0,032	0,071
	-0,001	-0,070	-0,004	-0,098

NOTA : Le calcul des sections d'acier sur appui se fera à l'aide des valeurs des moments sur appuis avec le **cas 1** de chargement

Cas de charge 2

Désignation	Travées			
Portée	3,96	8,35	4,02	9
portée fictive l'(m)	3,96	6,68	3,216	9
l'^3 (m)	62,099	298,078	33,262	729,000
8,5*(L'w+L'e)	B	C	D	
	90,4	84,1	103,8	
cas de charge 2	1,5*Q1		1,5*Q3	
	1,35*G1	1,35*G2	1,35*G3	1,35*G4
M appui	B	C	D	
	0,057		0,055	0,10
Mo travée indépendant	0,05	0,18	0,05	0,21
Mt milieu de travée	0,0227	0,12	-0,0250	0,16
Vo travée indépendante	0,023	0,076	0,023	0,082
	-0,023	-0,076	-0,023	-0,082
V max	0,037	0,082	0,035	0,071
	-0,008	-0,069	-0,012	-0,094

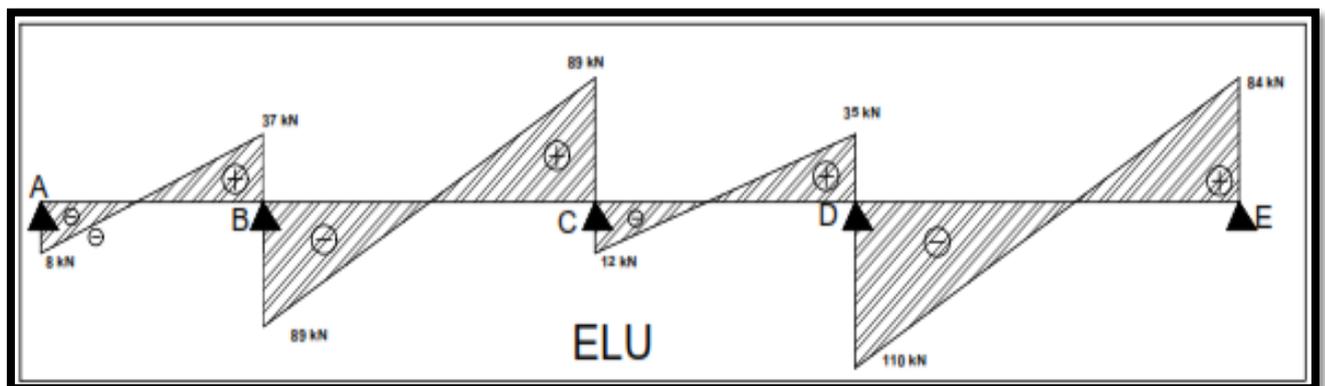
NOTA : Le calcul du ferrailage sur les travées PTR 23.1 et PTR 23.4 se fera à l'aide des valeurs des moments en travées du **cas 2** de chargement.

Cas de charge 3

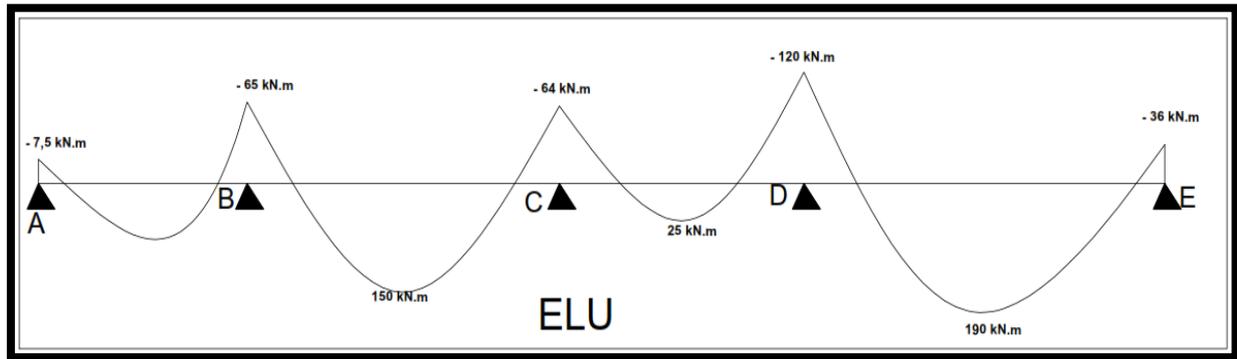
Désignation	Travées			
Portée	3,96	8,35	4,02	9
portée fictive l'(m)	3,96	6,68	3,216	9
l'^3 (m)	62,099	298,078	33,262	729,000
$8,5*(L'w+L'e)$	B 90,4	C 84,1	D 103,8	
cas de charge 3		1,5*Q2		1,5*Q4
	1,35*G1	1,35*G2	1,35*G3	1,35*G4
M appui	B		C	D
	0,063		0,063	0,12
Mo travée indépendant	0,04	0,21	0,05	0,24
Mt milieu de travée	0,01	0,15	-0,04	0,19
Vo travée indépendante	0,020	0,089	0,020	0,097
	-0,020	-0,089	-0,020	-0,097
V max	0,036	0,089	0,034	0,084
	-0,004	-0,089	-0,007	-0,110

NOTA : Le calcul du ferrillage sur les travées PTR 23.2 et PTR 23.3 se fera à l'aide des valeurs des moments en travées du **cas 3** de chargement.

Diagramme de l'allure des efforts tranchants



Courbe des moments fléchissants des travées et appuis de la poutre



V. I.2- Calcul des aciers longitudinaux

Travées	M_u (MN)	μ_u	Pivot A/B	α_u	Z_u (m)	A_{st} (cm ² /ml)
PTR 23.1	0,023	0,03	A	0,04	0,53	1,23
PTR 23.2	0,150	0,18	A	0,25	0,49	8,65
PTR 23.3	0,025	0,03	A	0,04	0,53	1,35
PTR 23.4	0,190	0,22	B	0,32	0,47	11,34

NOTA : Le choix de la hauteur 60cm au lieu de 50cm comme mentionné dans le prédimensionnement se justifie par une section élevée d'aciers notamment dans la 2ème et 4ème travée.

V. I.3- Calcul des aciers sur appuis

Appuis	M_u (MN)	μ_u	Pivot A/B	α_u	Z_u (m)	A_{st} (cm ² /ml)
A	0,0075	0,01	A	0,01	0,54	0,41
B	0,065	0,08	A	0,10	0,52	3,59
C	0,064	0,08	A	0,10	0,52	3,53
D	0,120	0,14	A	0,19	0,50	6,85
E	0,036	0,04	A	0,06	0,53	1,96

a) Section minimale d'armatures et condition de non-fragilité

$$A_{st} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,304 \text{ cm}^2$$

- **En travée:**

⇒ La plus petite section des travées $A_{st} (A-B) = 1,23 \text{ cm}^2 > 1,304 \text{ cm}^2$ **Condition ok !**

- **En appuis:**

1,304 cm² > aux sections des appuis A → **Section faible**

⇒ Par conséquent on prendra comme section $A_{st} \geq 1,304 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b) Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = \frac{0,097}{0,20*0,54} = \mathbf{0,89 \text{ MPa}} < \tau_{ul} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots\mathbf{Condition ok !}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement sur la travée.

c) Choix des aciers

Travée	Armatures	section
PTR 23.1	3 HA 8	3,39 cm ² /ml
PTR 23.2	6 HA 14	9,24 cm ² /ml
PTR 23.3	3 HA 8	1,51 cm ² /ml
PTR 23.4	6 HA 14 + 3 HA 12	12,63 cm ² /ml

Appui				
Travée	Appui à gauche	Section (cm ² /ml)	Appui à droite	Section
PTR 23.1	3 HA 8	1,51	3 HA 12 + 3 HA 8	4,90
PTR 23.2	3 HA 12 + 3HA 8	4,90	6 HA 8	3,02
PTR 23.3	3 HA 14 + 3HA 8	6,13	3 HA 12+3 HA 10+3HA 14	9,90
PTR 23.4	3 HA 12+3 HA 10+3HA 8	7,26	6 HA 8	3,02

d) Dimension des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10}\right)$$

$\phi_t \leq \min (17,14 ; 8 ; 2)$. Convenons de prendre $\phi_t = \mathbf{6 \text{ mm}}$

e) **Espacement maximum des cours d'armatures**

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40\text{cm} ; \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b})$$

Avec A_t : Section d'un cours d'armatures transversales en m^2

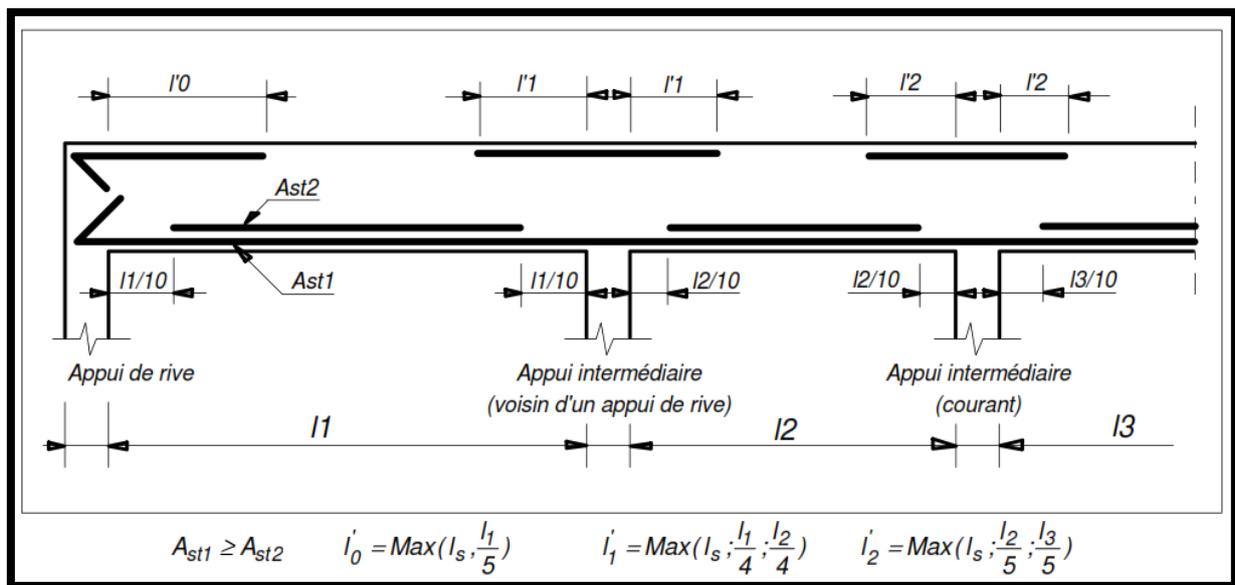
f) **Disposition constructive**

Pour une poutre de hauteur constante et des charges uniformément réparties :

- le premier cadre est disposé à $S_{to}/2$ du nu de l'appui
- on applique ensuite la règle de Caquot :

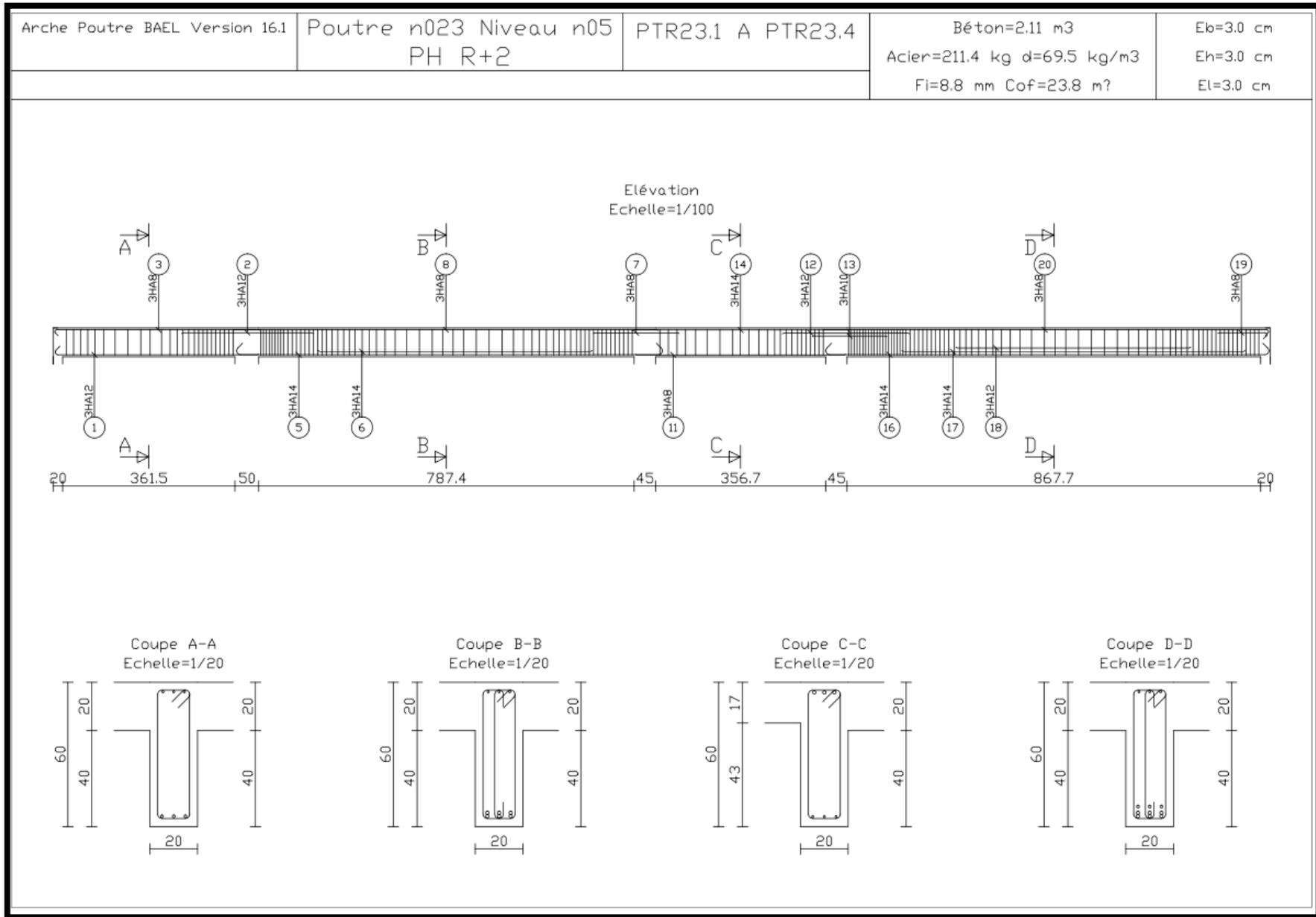
Les espacements successifs sont pris dans la liste suivante : 7, 8, 9, 11, 13, 16, 20, 25, 35, 40 (en cm).

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $1/10$ de la portée.



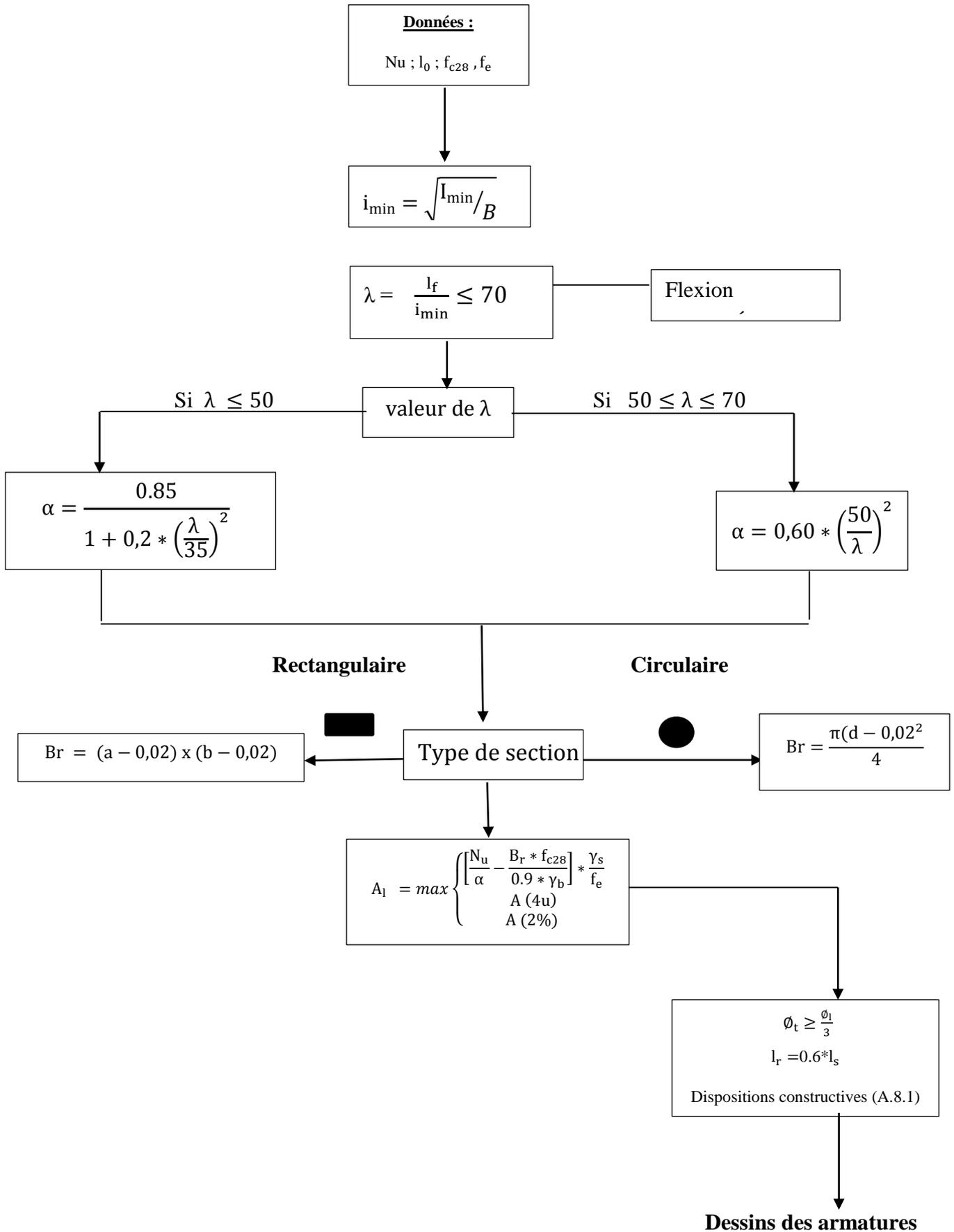
Longueur d'ancrage à 45° ($\theta=135^\circ$) par crochet normal : $l_a = 0,4 * l_s = 16 * \emptyset$

Longueur du retour rectiligne $l_r = 10 * \emptyset$



**ANNEXE VI : DIMENSIONNEMENT DU POTEAU PT 29
ET DU VOILE DE SOUTÈNEMENT**

VI. I- Etude du poteau : Organigramme de calcul [Méthode forfaitaire du BAEL]



VI. I.2 - Caractéristiques géométriques :

Eléments dimensionnés	Longueur libre Lo(m)	Longueur de flambement (m)	Section (cm ²)	Moment d'inertie I _{min} (m ⁴)	Rayon de giration i _{min} (m)	Elancement λ	Coef de flambement α
2 ^{ème} étage	3,4	2,38	0,25	0,00521	0,144	16,489	0,740
1 ^{er} étage	3,4	2,38	0,25	0,00521	0,144	16,489	0,740
RDC	4,2	2,94	0,25	0,00521	0,144	20,369	0,724
Sous-sol	3,3	2,31	0,25	0,00521	0,144	16,004	0,742

VI. I.3 - Section d'acier :

Désignation	Niveau Sous-sol	Niveau RDC	Niveau R+1	niveau R+2
Nu (MN)	2,19	1,50	1,08	0,67
Ast (cm ²)	-37,84	-64,62	-80,74	-96,86

 ✓ **Armatures longitudinales :**

$$A_{\min} \geq \begin{cases} A(4u) = 8 \times (a + b) = 8 \text{ cm}^2 \\ A(0,2\%) = 0,2\% \times \frac{B}{100} = 5 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{\max} \geq A(5\%) = 5\% \times \frac{B}{100} = 125 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\max} \geq A_l \geq \text{Max} \left(4.u; 0.2\%; \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \right) = 8 \text{ cm}^2$$

Convenons de prendre comme armature **8 HA 12** totalisant une section de 9,05 cm²

 ✓ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = 2,67 \text{ mm} ; \quad \text{on prendra donc } \phi_t = 6 \text{ mm.}$$

$$\text{Recouvrement : } l_r \geq 0.6 \cdot l_s = 0,6 \cdot 40 \cdot \phi_1 = l_r \geq 24 \phi_1 = 28,8 \text{ cm} \quad \Rightarrow l_r = 40 \text{ cm}$$

Espacement:

- En zone courante $st \leq \min \{ 15 \text{ cm} \phi_1 ; 40; (a + 10 \text{ cm}) \} \Rightarrow st = 15 \text{ cm};$
- En zone de recouvrement : $st' \leq \frac{l_r - 6}{3} = 11,3 \quad \Rightarrow st' = 10 \text{ cm}$

Effets du second ordre :

On considèrera les effets du 2nd ordre si $\lambda = \frac{l_0}{i_{\min}} \leq \lambda_{\lim} = 35$

Désignation	sous-sol	RDC	2ème étage	1 ^{ère} étage
l_0/i_{\min}	22,92	29,16	23,61	23,61

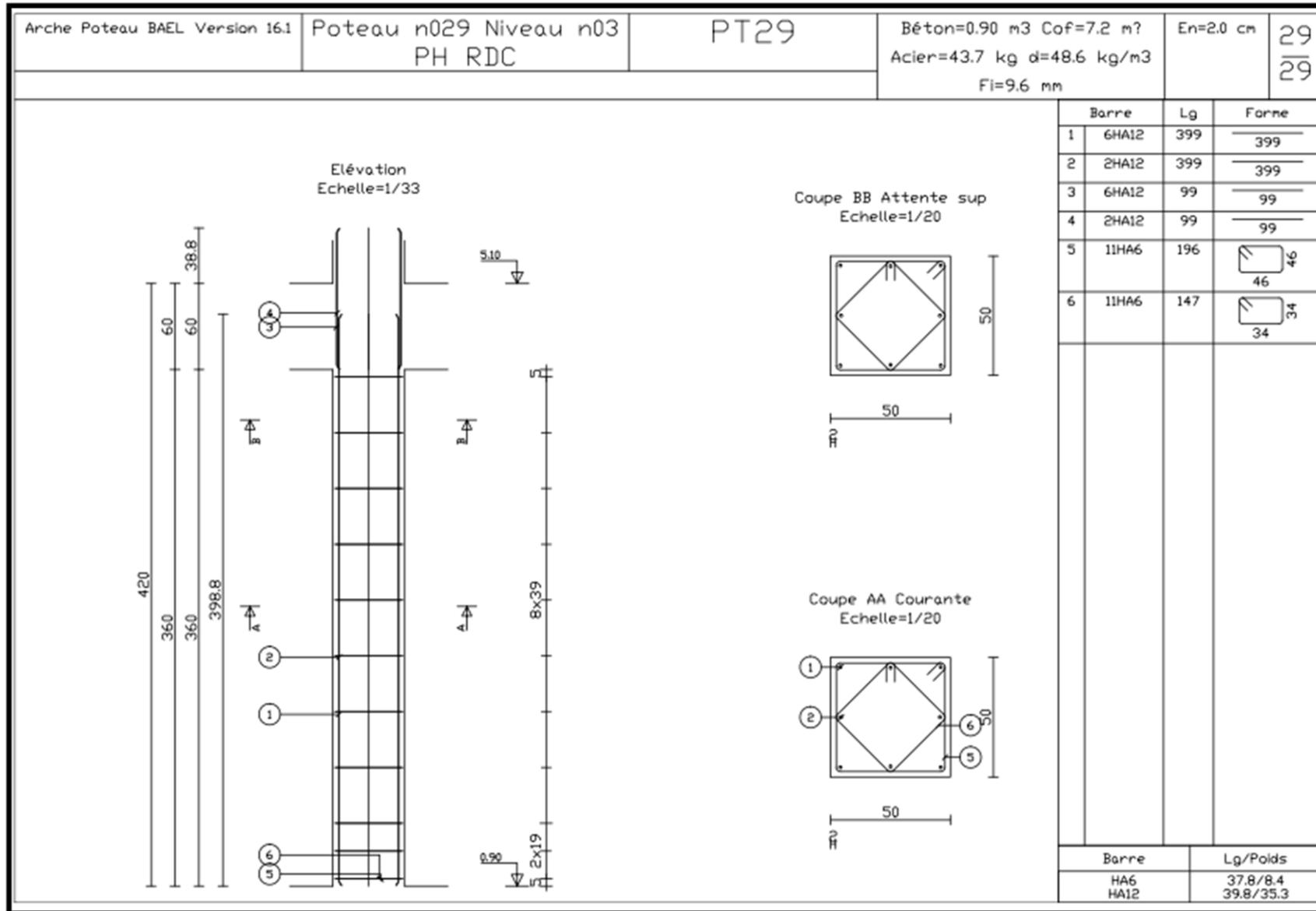
On note que $\frac{l_0}{i_{\min}} \leq \lambda_{\lim}$ donc les effets du second ne sont pas pris en compte le long du poteau.

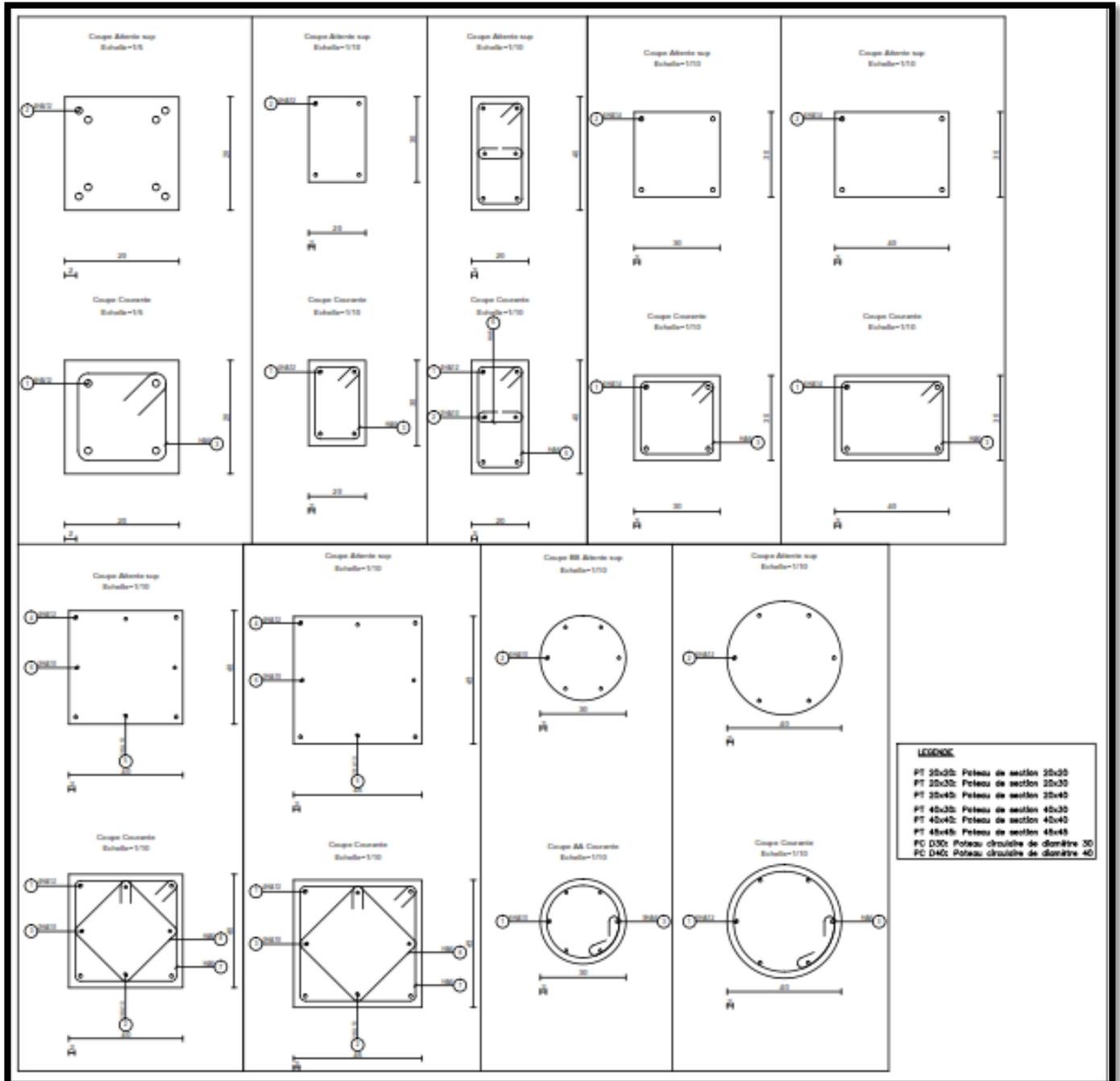
Donc pour éviter les effets de second ordre au niveau des nœuds du poteau à chaque niveau d'étage nous allons uniformiser toute la section du poteau depuis le niveau sous-sol à l'étage R+2.

Le dimensionnement des éléments porteur des poteaux nous donne

Types de Poteaux	Section minimale cm ²	Choix d'armatures	section réelle cm ²
20x20	3,2	4 HA 12	4,52
20x30	4	4 HA 12	4,52
20x40	4,8	4 Ha 12 + 2 HA 10	6,09
30x30	4,8	4 HA 14	6,16
40x30	5,6	4 HA 14	6,16
40x40	6,4	4 HA 12 + 4 HA 10	7,66
45x45	7,2	4 HA 12 + 4 HA 10	7,66
50x50	8	8 HA 12	9,04
D30	3,8	6 HA 10	4,71
D40	5	6 HA 12	6,78
D50	6,3	6 HA 12	6,78

Ci-joint le plan de ferrailage du poteau PT 29 et de l'ensemble des poteaux du bâtiment.





VI. II. ETUDE DU VOILE

VI. II. 1- Conception :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console encadrée à sa base. Il est soumis à un effort normal N_u , un effort tranchant V_u et un moment fléchissant M_u qui est maximal dans la section d'encastrement.

Géométrie des voiles de sous-sol :

$L_x = 6,86\text{m}$ dans le sens de grande flexion

$L_y = 3,30\text{m}$ dans le sens de petite flexion correspondant à la hauteur

VI. II. 2- Hypothèse de Calcul

Les voiles périphériques de sous-sol constituant l'infrastructure sont calculés comme des panneaux de dalles continus.

Fissuration préjudiciable le dimensionnement se fera à l'ELS $\xi = 201,6 \text{ MPa}$

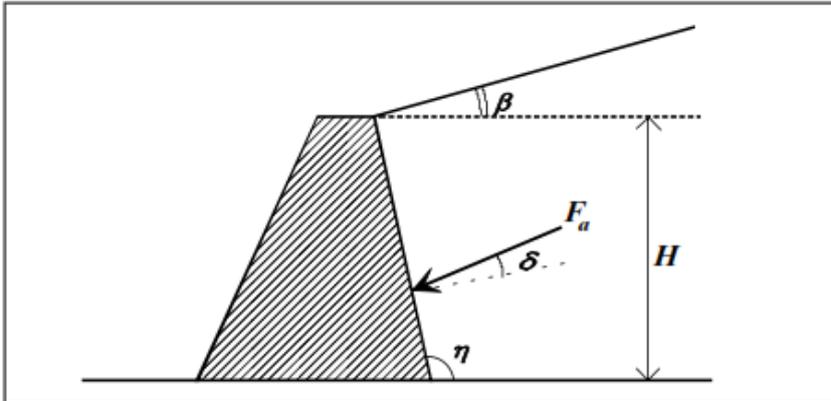
VI. II. 3- Théorie de coulomb (1773)

Cette théorie, déjà ancienne, permet la détermination de la force de poussée s'exerçant sur un écran d'orientation verticale ou inclinée.

Hypothèses :

- le sol est homogène et isotrope ;
 - le mur est rigide ;
 - la surface de rupture est plane ;
 - l'angle de frottement "d" entre le mur et le sol est connu ;
- (δ est l'angle entre la résultante des forces de poussée et la perpendiculaire au mur) ;
- la cohésion n'est pas prise en compte.
 - Fissuration préjudiciable

Poussée sur un mur selon Coulomb



$F_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$ avec K_a , coefficient de poussée est donné par la formule de Poncelet

$$K_a = \frac{\sin^2(\eta - \varphi)}{\sin^2 \eta \cdot \sin(\eta - \varphi)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \delta)}{\sin(\eta + \delta) \cdot \sin(\eta - \beta)}} \right]^{-2}$$

$\beta = 0$; $\eta = \frac{\pi}{2}$ et $\delta = 0$ (mur lisse), on obtient : $K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

VI. II. 4- Descente de charge et calcul des sollicitations

a) Les efforts appliqués sur le voile :

Caractéristique du sol $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 30^\circ$

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\pi}{12}\right) = 0,33$$

1. P1 : poids propre de terres sur le voile est négligeable
2. P2 : poids propre du voile = $25 \text{ kN/m}^3 * 0,2 = 5 \text{ kN/m}^2$
3. La poussée de terre $F_a = \frac{1}{2} * 18 * 3,3^2 * 0,33 = 32,34 \text{ kN/m}$
4. La surcharge $Q = K_a * q = 0,33 * 5 = 1,65 \text{ KN/ml}$

b) Calcul des sollicitations

Moment de flexion : la méthode forfaitaire pour les dalles continue et encastrée sur leur bord

Pour $\alpha = \frac{H}{L} = \frac{3,30}{6,86} = 0,48 > 0,4$; le panneau port dans les 2 sens.

A l'ELS : Pour 1 ml de dimensionnement

$$G = 32,34 + 5 = 37,34 \text{ KN/m}$$

$$Q = 1,65 \text{ KN/m}$$

$$P_{ser} = G + Q = 39,00 \text{ kN.m}$$

✓ **Détermination des coefficients μ_x et μ_y à l'ELU:**

$$l_x = 3,3 \text{ m} \quad l_y = 6,86 \text{ m} \quad \alpha = 0,48$$

$$\Rightarrow \mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2.4\alpha^3)} = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2.4 \cdot 0,48^3)} = 0,0988$$

$$\mu_y = \alpha^3 [1,9 - 0,9 \cdot \alpha] = 0,162 < \frac{1}{4} . \text{ Convenons de prendre } \mu_y = 0,25$$

✓ **Moment fléchissant à l'état limite dans la travée de comparaison :**

$M_{0x} = \mu_x \cdot N_u \cdot l_x^2$	$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$	$M_{tx} = 0,85M_{0x}$	$M_{ty} = 0,85M_{0y}$	$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_{0x}$
41,96 kN.m	10,49 kN.m	35,67 kN.m	9,92 kN.m	20,98 kN.m

VI. II. 5- Calcul des sections d'acier

Eléments dimensionnés	$M_{tx}(\text{kN.m})$	μ_u	Pivot A/B	α_u	$Z_u(\text{m})$	$A_{st}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Suivant x	35,67	0,0098	A	0,130	0,15	11,66
Suivant y	9,92	0,027	A	0,034	0,16	3,02
Appui	20,98	0,058	A	0,075	0,16	6,70

a) Choix des aciers :

Suivant l'axe l_x : en travée on choisit **8 HA 14** ($12,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$) $st= 100/8 = 12,5 \text{ cm}$
 En appui on choisit **8 HA 14** ($12,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$) $st= 12,5 \text{ cm}$
 Suivant l'axe l_y : en travée on choisit **6 HA 12** ($6,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$) $st= 100/6 = 17 \text{ cm}$
 En appui on choisit **6 HA 12** ($6,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$) $st= 17 \text{ cm}$

b) Calcul des espacements

L'écartement des armatures d'une même nappe, dans le cas des charges réparties et où la dalle supporte également des charges concentrées et où la fissuration est préjudiciable, ne doit pas dépasser les valeurs suivantes

Directions	Charges réparties seules
Fissuration préjudiciable St_x et St_y	$\leq \min (2h_0; 25 \text{ cm})$

On retient $St_x = 12,5 \text{ cm}$; et $St_y = 17 \text{ cm}$

c) Justification des armatures d'effort tranchant [Art A.5.2, 2]

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise si les conditions suivantes sont remplies

- la pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur ;
- la contrainte tangente: $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq 0,07 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow \text{Pour } \alpha \geq 0,4 \text{ on a : } V_{ux} = P_{ser} * \frac{l_x}{2} * \frac{1}{1+\alpha} \text{ et } V_{uy} = P_u * \frac{l_x}{3} \leq V_{ux}$$

$$V_{ux} = 39 * \frac{3,3}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0,48}{2}} = 51,89 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 39 * \frac{3,3}{3} = 42,9 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \text{Suivant 'x'} \quad \tau_{ux} = \frac{51,89 * 0,001}{1 * 0,16} = 0,32 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{Suivant 'y'} \quad \tau_{uy} = \frac{42,9 * 0,001}{1 * 0,16} = 0,27 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uy} < \tau_{ux} < 0,07 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \text{ et la dalle est bétonnée sans reprise.....Condition ok !}$$

Donc aucune armature d'effort tranchante n'est requise.

d) Section minimale d'armatures et condition de non-fragilité [Art B.7.4]

Les taux minimaux d'acier ρ_x et ρ_y dans le sens 'x' et dans le sens 'y' doivent satisfaire les inégalités suivantes : $\rho_x \geq \rho_0 * \frac{3-\alpha}{2}$ et $\rho_y \geq \rho_0$ avec $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

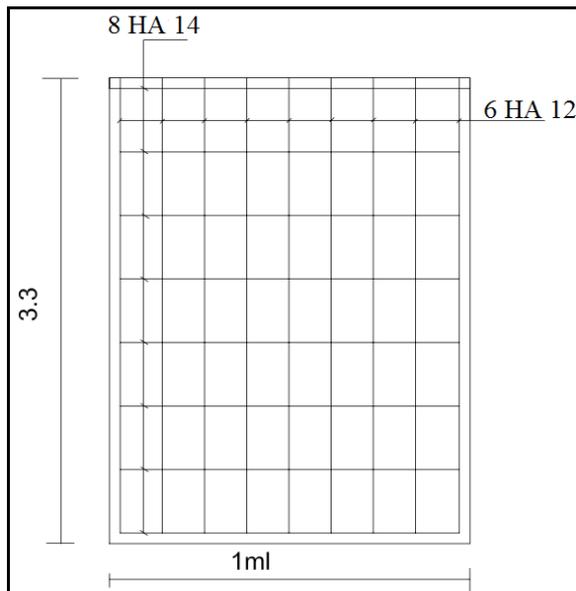
$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{b * h_0} = \frac{12,32}{100 * 20} = \mathbf{0,00616}$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{b * h_0} = \frac{6,78}{100 * 20} = \mathbf{0,00339}$$

$$\rho_0 * \frac{3-\alpha}{2} = 0,0008 * \frac{3-0,48}{2} = \mathbf{0,001008}$$

On a donc $\rho_x \geq \rho_0$ et $\rho_y \geq \rho_0$ **Condition ok !**

Ci-joint le plan de ferrailage :



ANNEXE VII : ETUDE DE LA FONDATION

VII. I- FONCTION DE LA FONDATION

La détermination des dimensions des structures des bâtiments a pour objet la conservation d'un état d'équilibre stable. Comme tout solide, les constructions obéissent aux lois générales de l'équilibre.

La fondation doit, dans ce cadre, assurer l'équilibre entre la pression engendrée par la sollicitation (descente de charge de la construction) et la résistance du sol (contrainte admissible).

La fondation doit transmettre les charges qu'elle reçoit de la superstructure au sol d'assise choisi (grâce aux données de l'étude géotechnique).

Les charges qui arrivent depuis la superstructure sont redirigées vers le sol de manière linéaire ou de manière ponctuelle suivant la configuration (élément de type voile ou de type poteau).

La fondation de dimensions trop faibles en regard de la résistance du sol "poinçonne" celui-ci. Quel qu'en soit le type, la fondation doit satisfaire à l'inégalité suivante : $Q_{\text{fondation}} \leq \sigma_{\text{sol}}$

VII. I.1- Choix des fondations

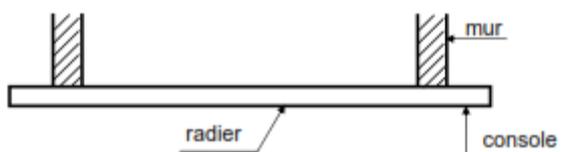
Les études du sol mené par le LNBTP suggèrent des fondations superficielles : le radier, pour notre structure avec sous-sol à usage de parking afin de limiter au maximum les tassements notamment différentiels.

La contrainte du sol admissible du sol est égale à $\sigma_{\text{sol}} = 1,50 \text{ bar}$ pour ce projet.

VII. I.2- Dispositions générales

Le radier est une semelle générale étendue à toute la surface du bâtiment en contact avec le sol.

Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures).



VII. I.3- Prédimensionnement du radier

Fissuration préjudiciable $\xi = 201,6 \text{ MPa}$ le dimensionnement se fera à l'E.L.S

a) L'épaisseur de la nervure

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_1 égale à : $h_1 \geq \frac{l'}{10} \Rightarrow \frac{790}{10} = 79$
 convenons de prendre 80cm

b) L'épaisseur de la dalle

Le radier est dimensionné comme une dalle renversée. Les dispositions indiquées ci-après concernent les dalles rectangulaires telles que

$$h_2 \geq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{l}{20} = \frac{692}{20} = 34,6 \text{ cm}$$

Nous optons pour une épaisseur $h_2 = 35 \text{ cm}$

c) Dimensions du radier

Les conditions de chargement du sol doivent vérifier : $\frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

$$P_{ser} = G + Q :$$

S = la surface du radier

De la descente de charge, il est tiré les informations suivantes représentant le cumul des charges appliqué depuis la toiture (plancher haut R+2) jusqu'à la fondation (sous-sol)

$$G + Q = 33540 \text{ kN} = 33,540 \text{ MN}$$

$$S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}} = \frac{33,540}{0,15} = 223,6 \text{ m}^2$$

$$S_{min} < S_{bâtiment} = 800,84 \text{ m}^2$$

\Rightarrow Le débord n'est pas nécessaire, mais nous en prévoyons un débord de largeur

$$l_d \geq \left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) \Rightarrow l_d = 30 \text{ cm}$$

✓ Les dimensions retenues pour le bâtiment sans le débord des cages d'escalier sont :

B = 17,2 m

L = 48,2 m

B et L correspondent respectivement à la largeur et à la longueur du bâtiment au sol.

La surface totale est donc **S = 846 m²**

d) Vérification des dimensions obtenues :

Poinçonnement dû à la charge **Nu = 2,31 MPa** du poteau PT 29 le plus chargé :

$$C_{adm} = \frac{0,045 * f_{c28}}{1,5} = 0,75 \text{ MPa.}$$

$$C = \frac{Nu}{h_0 * 2(a + b + 2h_0)} = \frac{2,13}{0,35 * 2(0,5 + 0,5 + 2 * 0,5)} = 1,52 \text{ MPa}$$

C > C_{adm}.....Condition non vérifiée !

Augmentons l'épaisseur du radier :

- Pour **h₀ = 70 cm => C ≈ 0,70 MPa < C_{adm}.....Condition ok !**

Convenons donc de prendre **h₀ = 70 cm**. Ainsi au lieu d'une dalle nervurée nous allons réaliser une dalle rigide.

e) Vérification de la capacité portante

L'effort normal devient :

$$\begin{aligned} N_{ser}(\text{réel}) &= N_{ser} + \text{Poids propre du radier} \\ &= 33,540 + 1,35x(830 * 0,7 * 25 * 10^{-3}) = \underline{\underline{53,135 \text{ MN}}} \end{aligned}$$

$$\frac{N_{ser}(\text{réel})}{S} < \sigma_{sol} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{N_{ser}}{S} = \frac{53,135}{845,3} = 0,063 \text{ MPa} < 0,15 \text{ MPa}$$

⇒ **σ < σ_{sol}** ; le sol est apte à supporter la structure.

VII. I.4- Dimensionnement du radier

1. Les différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier en deux (radier 1 et radier 2) avec le logiciel Arche-16.1 on a obtenu les résultats suivants :

Radier 1		M_x [kN.m]	M_y [kN.m]	V [kN]
ELU	Supérieur	149,992	158,705	1036,3
	Inférieur	-75,527	-59,372	
ELS	Supérieur	110,128	116,526	760,9
	Inférieur	-55,454	-43,592	

Radier 2		M_x [kN.m]	M_y [kN.m]	V [kN]
ELU	Supérieur	188,262	195,923	1221,2
	Inférieur	-80,135	-92,158	
ELS	Supérieur	138,227	143,852	896,6
	Inférieur	-58,837	-67,665	

2. Calcul des sections d'acier par mètre linéaire

❖ Radier 1

Nappe supérieure	M_u (kN.m)	μ_u	Pivot A/B	α_u	Z_u (m)	A_{st} (cm ² /ml)
Suivant x	110,128	0,018	A	0,023	0,65	8,35
Suivant y	116,526	0,019	A	0,024	0,65	8,84

Nappe inférieure	M_u (kN.m)	μ_u	Pivot A/B	α_u	Z_u (m)	A_{st} (cm ² /ml)
Suivant x	55,454	0,009	A	0,011	0,66	4,19
Suivant y	43,592	0,007	A	0,009	0,66	3,29

❖ **Radier 2**

Nappe supérieure	M_u (kN.m)	μ_u	Pivot A/B	α_u	Z_u (m)	A_{st} (cm ² /ml)
Suivant x	138,227	0,022	A	0,028	0,65	10,51
Suivant y	143,852	0,023	A	0,029	0,65	10,94

Nappe inférieure	M_u (kN.m)	μ_u	Pivot A/B	α_u	Z_u (m)	A_{st} (cm ² /ml)
Suivant x	58,837	0,010	A	0,012	0,66	4,44
Suivant y	67,665	0,011	A	0,014	0,66	5,11

3. Choix des armatures retenu pour l'ensemble des deux (2) radiers :

Radier 1		Radier 2	
Armature suivant l'axe x et y		Armature suivant l'axe x et y	
Nappe supérieure	Nappe inférieure	Nappe supérieure	Nappe inférieure
6 HA 14 (9,24 cm ² /ml)	4 HA 12 (4,52 cm ² /ml)	8 HA 14 (12,32 cm ² /ml)	5 HA 12 (5,65 cm ² /ml)

En outre parmi les charges appliquées, il y a des charges localisées, par conséquent la section d'acier suivant y doit, vérifier la condition suivante : $M_y \geq \frac{M_x}{3}$

Radier 1 : $\frac{M_x}{3} = 36,71 \text{ kN.m} < M_y \dots \dots \dots \text{Condition ok !}$

Radier 2 : $\frac{M_x}{3} = 18,48 \text{ kN.m} < M_y \dots \dots \dots \text{Condition ok !}$

NOTA : Dans le cas de charges localisées mobiles (véhicules), les sections $A_{st,x}$ et $A_{st,y}$ doivent être conservées dans leur totalité jusqu'aux appuis (BAEL A.8.2, 43).

4. Calcul des espacements

En fissuration préjudiciable st_x et $st_y \leq \min(2h_0; 25 \text{ cm}) = \min(140\text{cm}; 25 \text{ cm})$.
 Convenons donc de prendre comme espacement des armatures pour les différentes nappes :

St = 15 cm pour la nappe supérieure

St = 20 cm pour la nappe inférieure

5. Section minimale d'armatures et condition de non-fragilité

$$A_{st} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 7,97 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } b=100 \text{ cm et } d=70-4 = 66 \text{ cm}$$

6. Justifications sous sollicitations d'effort tranchant :

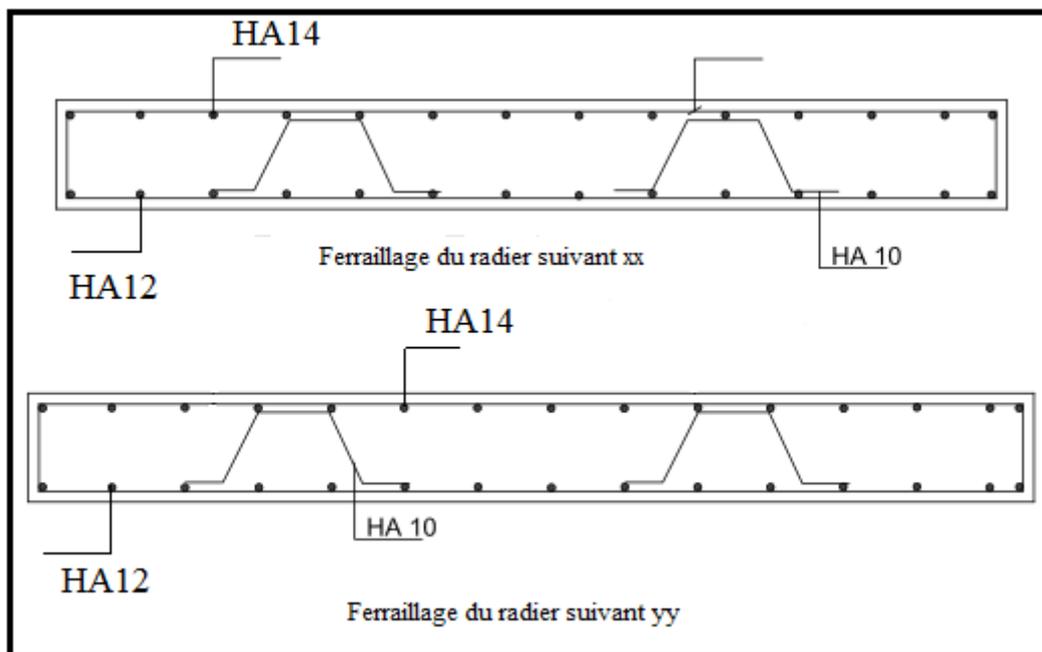
L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier. D'après le BAEL : $\tau_u = \frac{V_u}{b*d} < \tau_{ul}$

$$\text{Radier 1 } \tau_{u1} = \frac{760,9 * 10^{-3}}{1 * 0,66} = 1,15 \text{ MPa} < \tau_{ul} = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition ok !}$$

$$\text{Radier 2 } \tau_{u2} = \frac{896,6 * 10^{-3}}{1 * 0,66} = 1,36 \text{ MPa} < \tau_{ul} = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition ok !}$$

NOTA : Un joint de dilatation est prévu entre les 2 bâtiments de la structure, sur toute la hauteur est arrêté au-dessus du radier fondation.

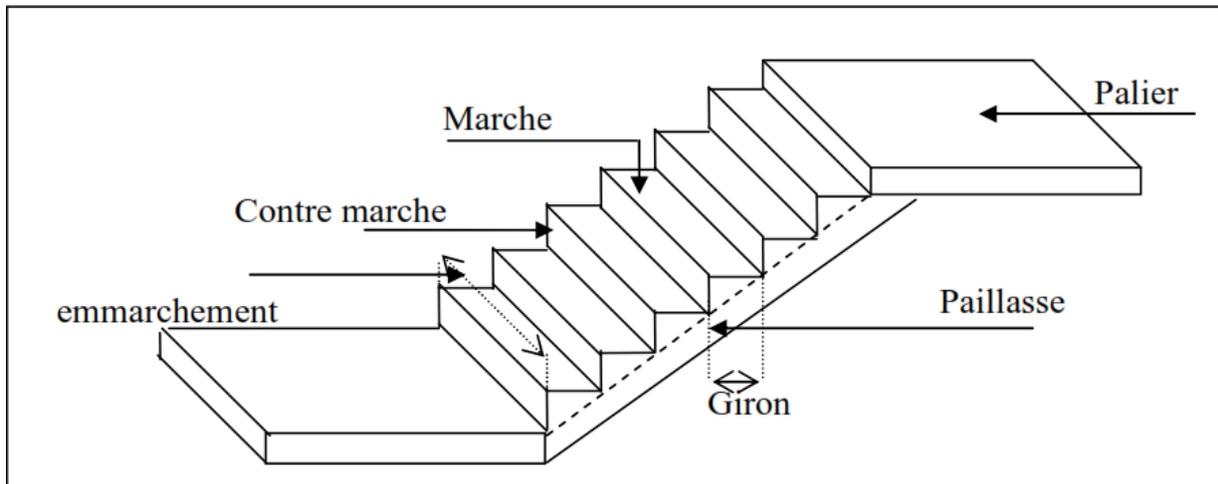
Ci-joint le plan de ferrailage :



**ANNEXE IV : DIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS SECONDAIRES**

VIII. I- Etude de l'escalier droit

C'est un ouvrage de circulation verticale composé d'une série de marches de même hauteur permettant de monter ou de descendre d'un niveau de plancher à un autre. Il constitue une issue de secours importante en cas d'incendie.



Modèle de l'escalier droit avec palier intermédiaire.

Notations utilisées :

g : giron,

h : hauteur de là-contre marche,

ep : épaisseur de la paillasse,

H : hauteur de la volée,

L : longueur de la volée projetée,

n : le nombre de contremarches,

$(n-1)$: le nombre de marches.

VIII. I.1- Dimensionnement des escaliers:

a) Principe

Pour les dimensions du giron " g " et hauteurs des marches " h ", on utilise généralement la relation de Blondel : $60 \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$, $15 \leq h \leq 18 \text{ cm}$

$$\Rightarrow 2h + g = 64 \text{ cm}$$

b) Calcul des hauteurs

Soit une hauteur de 4,20m à franchir entre deux étages de notre immeuble (passage du RDC au R+1) avec un palier intermédiaire.

Pour ce type d'escalier la hauteur moyenne d'une marche étant de 17 cm, il faudra :

$$420 : 17 = \mathbf{24,71} \text{ hauteurs de marches.}$$

On peut donc prendre 24 ou 25 hauteurs. L'escalier étant à deux volées, on a intérêt à avoir des volées symétriques, on prendra donc un nombre pair de hauteurs, soit 24. La hauteur d'une marche sera donc de :

$$\mathbf{h = 420 : 24 = 17,5 \text{ cm}}$$

c) Calcul des giron

Le giron respectera la formule de Blondel, c'est-à-dire : $g + (2 \cdot 17,5) = 64 \text{ cm}$.

$$\Rightarrow \mathbf{g = 64 - 35 = 29 \text{ cm}} \rightarrow \text{convenons de prendre } \mathbf{g = 30 \text{ cm}}$$

* Calcul de la longueur de la volée :

Chaque volée comportera **11 marches**, car il y a toujours un giron de moins que de hauteurs.

$$L = (n-1) \text{ marches} \cdot \text{giron} = 11 \cdot 30 \text{ cm} = \mathbf{330 \text{ cm}}$$

* Calcul de l'épaisseur de la paillasse (e) :

$$\alpha = \cotan \left(\frac{h}{g} \right) = \cotan \frac{17,5}{29} = 31,11^\circ \quad \Rightarrow \quad \mathbf{\cos \alpha = 0,86}$$

$$\frac{L_{\text{inc}}}{30} \leq e \leq \frac{L_{\text{inc}}}{20} \quad \text{Avec} \quad L_{\text{inc}} = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{330}{0,86} = 383,72 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \frac{L_{\text{inc}}}{30} \leq e \leq \frac{L_{\text{inc}}}{20} \quad \Rightarrow \quad 12,79 \text{ cm} \leq e \leq 19,19 \text{ cm}$$

Prenons $e = 15 \text{ cm}$

* Calcul de l'épaisseur du palier (e') :

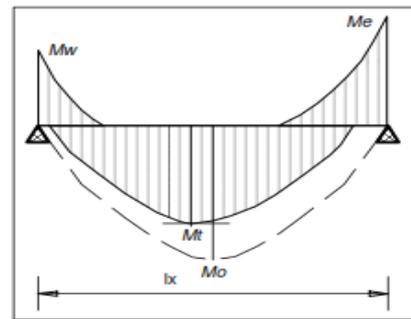
e' est donné par la relation suivante :

$$\text{On tire} \quad e' \leq e + \frac{h}{2} = 15 + \frac{17,5}{2} = 23,75 \text{ cm}$$

Prenons $e' = 20 \text{ cm}$

VIII. I.2- Calcul des armatures

Le calcul de l'escalier se fera comme une dalle rectangulaire encastrée totalement ou partiellement (quel que soit le rapport α) et peut être calculé à la flexion sur la base des efforts qui s'y développent si elles étaient articulées sur leur contour.



a) Evaluation et descente de charge

❖ Paliers de repos

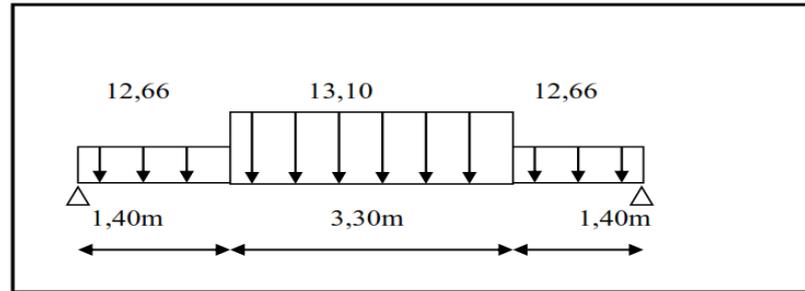
Désignation	Epaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m ²)
revêtement de charge	0,02	0,5
Mortier de pose	0,04	0,8
Dalle en béton armé	0,2	5
Enduit plâtre	0,03	0,3
Charges permanentes totales : G1		6,6
Charge d'exploitation :	Q	2,5

❖ Volée (paillasse)

Désignation	Epaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m ²)
revêtement de charge	0,02	0,5
Mortier de pose	0,04	0,8
Poids des marches	0,175	1,66
Paillasse	0,17	3,66
Enduit plâtre	0,03	0,3
Charges permanentes totales : G2		6,92
Charge d'exploitation :	Q	2,5

b) Calcul des sollicitations :

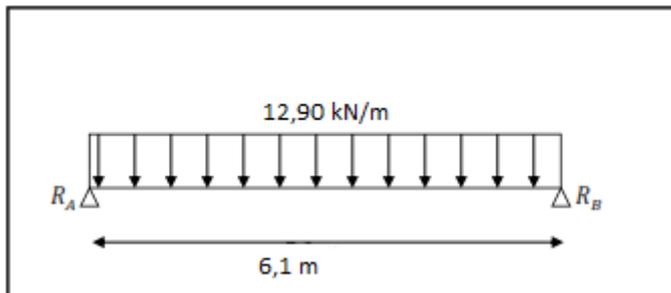
Eléments dimensionnés	ELU	ELS
Paillasse	13,10	9,42
Palier de repos	12,66	9,10



$$l_1 = l_3 = 1,40 \text{ m} ; \quad l_2 = 3,30 \text{ m} ; \quad 2 \text{ m} \quad \rightarrow \quad L = l_1 + l_2 + l_3 = 6,1 \text{ m}$$

a) ELU

$$P_{\text{moy}} = \frac{(12,66 \cdot 1,40) \cdot 2 + 13,10 \cdot 3,3}{6,1} = 12,90 \text{ kN/m}$$



Les Propriétés Fondamentales de la Statique nous permettent d'écrire :

$$R_A = R_B = P \frac{L}{2} = 12,90 * \frac{6,1}{2} = 39,35 \text{ kN}$$

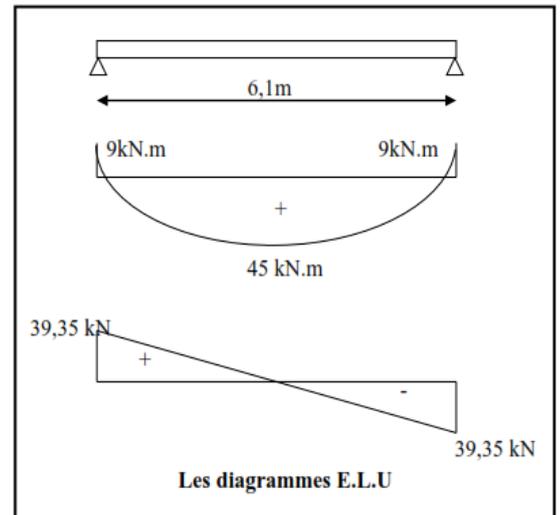
$$M_0 = P \frac{L^2}{8} = 12,90 * \frac{6,1^2}{8} = 60 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_u = 0,75 * M_0 = 0,75 * 60 = 45 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,15 * M_0 = 0,15 * 60 = 9 \text{ kN.m}$$

$$\text{Aux appuis } T = P * \left(\frac{L}{2} - x \right)$$

$$\Rightarrow T = P * \left(\frac{L}{2} \right) = 12,90 * \frac{6,1}{2} = 39,35 \text{ kN}$$



c) Ferrailage

Pour de bande de 1 ml

b = 100 cm; d = 13 cm;

c = c' = 2 cm ;

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$.

❖ En travée

Désignation	M_u (kN.m)	μ_u	Pivot A/B	α_u	Z_u (m)	A_{st} (cm ² /ml)
Travée	45	0,188	B	0,2	0,12	11,12
Appui	9,00	0,038	A	0,04	0,13	2,03

Escalier	Travée		Appui	
	Acier longitudinal	Acier de répartition	Acier longitudinal	Acier de répartition
	8 HA 14 (12,32 cm ² /ml)	4 HA 10 (3,14 cm ² /ml)	3 HA 10 (2,35 cm ² /ml)	4 HA 8 (2,01 cm ² /ml)
	st=12,5 cm	st=25cm	st=25cm	st=25cm

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit dépasser min (3h ; 33cm). On a donc **st ≤ (51cm; 33cm)**

d) Condition de non-fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{tj}}{F_e} \Rightarrow 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

Ast travée = 12,32 cm² > A min = 1,57 cm²**Condition ok !**

Ar travée = 3,14 cm² > A min = 1,57 cm²**Condition ok !**

Ast appui = 2,35 cm² > A min = 1,57 cm²**Condition ok !**

Ar appui = 2,01 cm² > A min = 1,57 cm²**Condition ok !**

VIII. I.3- Calcul de la poutre palière

C'est une poutre palière qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi- étage entre le RDC et à l'étage.

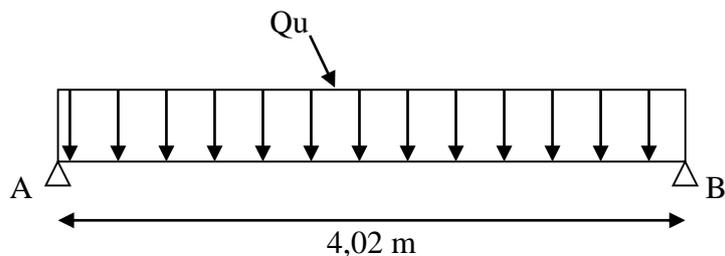
a) Pré dimensionnement

Hauteur $\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \Rightarrow 26,8 \text{ cm} \leq h \leq 40,2 \text{ cm}$

Largeur $\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \Rightarrow 8 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$

Convenons de prendre **h= 40 cm**

Convenons de prendre **b= 20 cm**



b) Evaluation des charges

Poids propre de la poutre: $0,20 \times 0,40 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 2,00 \text{ kN/m}$

Poids de mur extérieur (avec enduit): $(4,20/2) \times 2,5 \text{ kN/m}^2 = 5,25 \text{ kN/m}$

G total = 7,25 KN/m

c) Calcul des sollicitations

ELU:

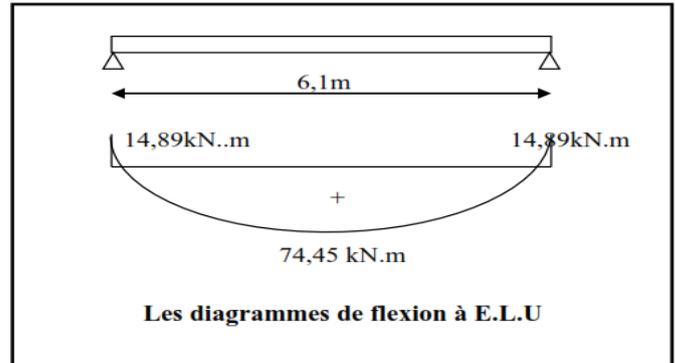
$$Q_u = 1,35G + R_A \Rightarrow Q_u = (1,35 \times 7,25) + 39,35 \text{ kN/m} = \mathbf{49,14 \text{ KN/m}}$$

$$M_o = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{49,14 \times 4,02^2}{8} = 99,26 \text{ KN.m.}$$

$$M_u = 0,75 \cdot M_o = 0,75 \times 99,26 = \mathbf{74,45 \text{ KN.m.}}$$

$$M_a = 0,15 \cdot M_o = 0,15 \times 99,26 = \mathbf{14,89 \text{ KN.m.}}$$

$$T = Q_u \cdot \left(\frac{L}{2}\right) = 49,14 \cdot \frac{4,02}{2} = \mathbf{98,77 \text{ kN}}$$



d) Calcul des armatures

➤ **Armatures longitudinales**

Désignation	M_u (kN.m)	μ_u	Pivot A/B	α_u	Z_u (m)	A_{st} (cm ² /ml)
Travée	74,45	0,203	B	0,286	0,32	6,71
Appui	14,89	0,041	A	0,052	0,35	1,21

Choix des aciers :

On adopte sur travée **6 HA 12** totalisant une section de 6,78 cm²/ml.

On adopte sur appui **3 HA 8** totalisant une section de 1,50 cm²/ml.

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = 3,33$$

⇒ On adopte **HA 6**

- **Espacement:** $St \leq \min \{15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; (a + 10 \text{ cm})\}$. On adopte **st = 20 cm**

e) Section minimale d'armatures et condition de non-fragilité

$$A_{st} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,87 \text{ cm}^2$$

En travée: $6,78 \text{ cm}^2 > 0,87 \text{ cm}^2$Condition ok!

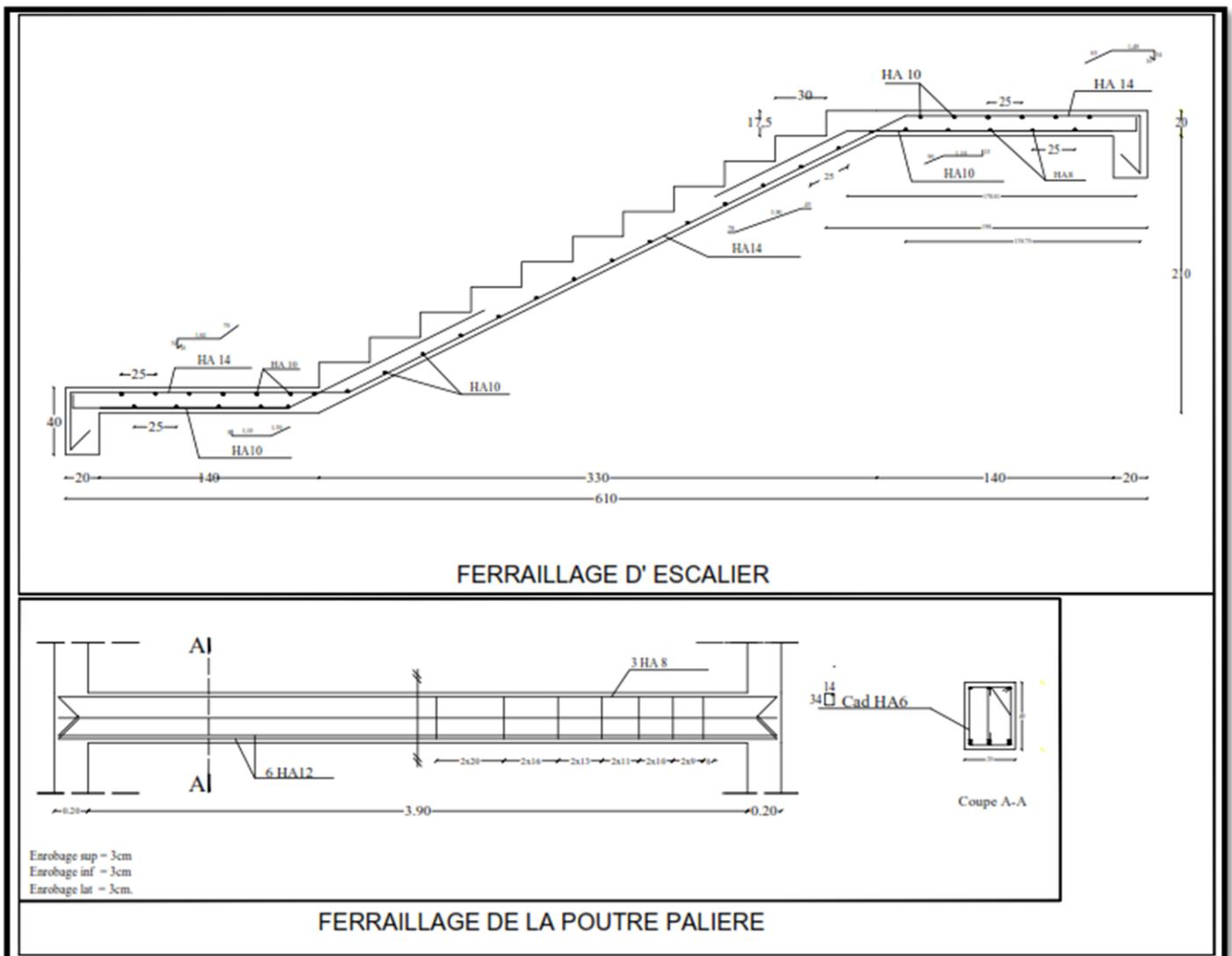
En appuis: $1,50 \text{ cm}^2 > 0,87 \text{ cm}^2$Condition ok!

f) Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b * d} = \frac{114,03}{20 * 40} * 10 = 1,43 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{ul} = 3,33 \text{ MPa}$Condition ok !

Ci-joint le plan de ferrailage :



VIII. II- Dimensionnement des balcons

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon : une dalle sur trois appuis assimilée à une console de portée de $L = 1,08$ m.

La dalle du balcon peut être modélisée par une poutre console soumise à :

- Son poids propre,
- La surcharge,
- Charge d'exploitation.

Le calcul se fera pour une bande de 1m à la flexion simple.

a) Epaisseur de balcon

Isolation acoustique : $e = 12$ cm

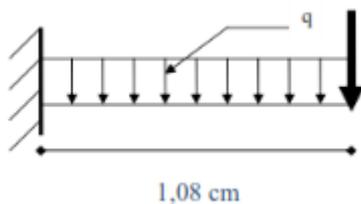
$e \geq \frac{L}{10} = \frac{108}{10} = 10,8$ cm. Convenons de prendre $e = 20$ cm

b) Evaluation des charges

- $G = 6,6$ kN/m²
- $Q = 3,5$ kN/m²

La surcharge des murs (force concentrée)

- $g = 2,5$ kN/m² * $1,00 * 0,9 = 2,25$ kN



c) Combinaisons des charges et sollicitations de calcul

ELU:

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 14,16 \text{ kN/m}^2 \times 1\text{m} = \mathbf{14,16 \text{ kN/m}^2}$$

$$P = 1,35 * g = \mathbf{3,03 \text{ kN}} \text{ (charge ponctuelle)}$$

En appliquant les principes de la RDM pour une poutre console chargée uniformément on a :

$$\begin{cases} M_u = N_u \frac{L^2}{2} + P * L = \mathbf{11,53 \text{ kN.m}} \\ T = N_u * L + P = \mathbf{18,32 \text{ kN}} \end{cases}$$

d) Ferrailage de la console:

La fissuration est jugée préjudiciable $\xi = 201,6 \text{ MPa}$, mais le dimensionnement se fera alors à l'ELU.

➤ **Acier longitudinal :**

M_u (kN.m)	μ_u	Pivot A/B	α_u	Z_u (m)	A_{st} (cm ² /ml)
11,53	0,025	A	0,032	0,18	3,22

Choix des aciers : 4 HA 12 pour une section totalisant 4,52 cm²/ml. st = 25 cm

➤ **Acier de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des aciers : 4 HA 8 pour une section totalisant 2,01 cm²/ml. st = 25 cm

e) Condition de non-fragilité :

$$A_{s \text{ min}} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 * 100 * 18 * \frac{2,1}{400} = \mathbf{2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

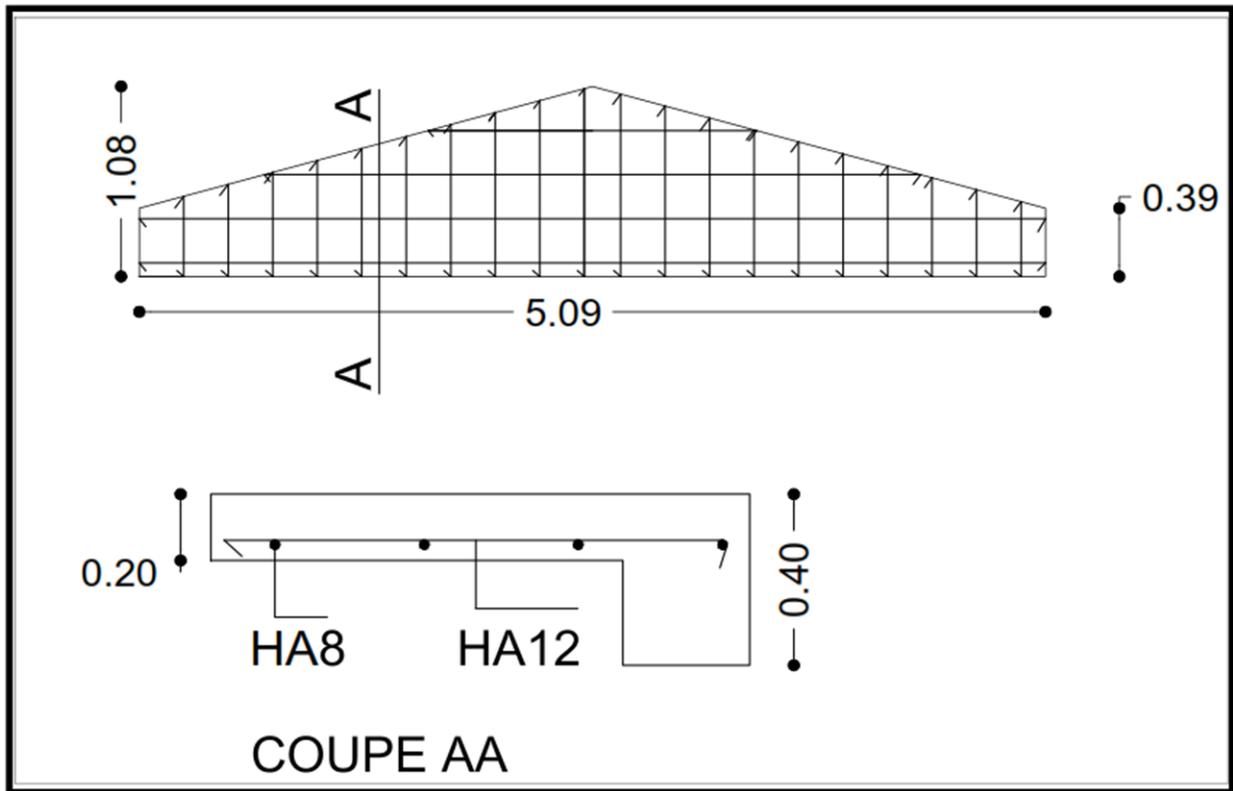
$A_s = 3,22 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{s \text{ min}}=2,17 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition ok !}$

f) Justifications sous sollicitations d'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{18,32}{1 * 0,18} * 0,001 = 0,102 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{ul} = \mathbf{2,50 \text{ MPa}} \dots \dots \dots \text{Condition ok !}$

Ci- joint le plan de ferrailage :



VIII. III. Etude de l'acrotère

L'acrotère est assimilé à une console encastree au niveau du plancher-terrasse accessible (R+2) en flexion composée pour une bande de **1,00 m** de largeur.

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal N_u dû au poids propre G et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante Q.

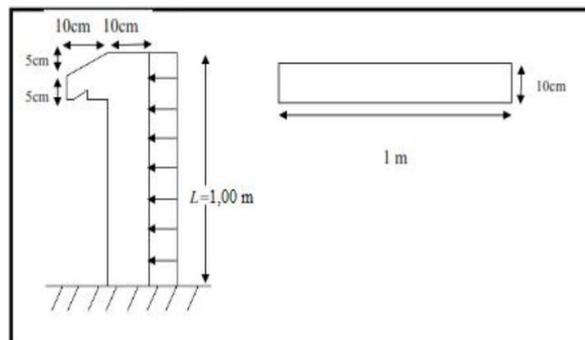
a) Géométrie

La longueur $L = 1,00$ m

L'épaisseur $e = 10$ cm

La surface $S = \frac{(0,1+0,05) \cdot 0,1}{2} + 0,1 \cdot 1$

$$S = 0,11 \text{ m}^2$$



b) Evaluation des charges

- Poids propre : $G = (0,11 \times 25) = 2,75 \text{ kN/ml}$
- Surcharge d'exploitation: $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

c) Calcul des Sollicitations :

- Charge permanente : $N_u = 1,35 * G = 3,71 \text{ kN}$
- Surcharge d'exploitation : $Q_u = 1,5 * Q = 1,5 \text{ kN}$
- Moment d'encastrement : $M_u = Q_u * h = 1,5 \text{ kN.m}$

d) Calcul de l'excentricité :

$$e = M_u / N_u$$

$$\Rightarrow e = 0,40 \text{ cm}$$

$$\text{On a } ht = 10 \text{ cm} \Rightarrow \frac{ht}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

$\Rightarrow e > \frac{ht}{6}$. La section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

e) Détermination du ferrailage :

Soit M_u' le moment de flexion pour le calcul de la section d'acier

$$M_u' = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,5 + 3,71 * \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right)$$

$$\mathbf{M_u' = 1,65 \text{ kN.m}}$$

$$\mu_u = \frac{M_u'}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{1,65 * 10^3}{1 * 0,09^2 * 14,17} = 0,014$$

$$\alpha_u = 1,25 * \left(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)} \right) = 0,018$$

$$Z_u = d * (1 - 0,4\alpha_u) = 0,09$$

$$\text{Fissuration préjudiciable } \xi = 201,6 \text{ MPa} \Rightarrow A_{st} = \frac{M_u}{Z_u * \xi} = \frac{1,65 * 10^3}{0,09 * 201,6}$$

$$\mathbf{A_{st} = 0,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

f) Condition d'armatures minimales et de non-fragilité

$$A_{st} > 0,23 * \frac{f_{tj}}{f_e} * b * d \Rightarrow A_s > 0,23 * \frac{2,1}{400} * 1 * 0,09 = 1,09 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 0,92 \text{ cm}^2 < 1,09 \text{ cm}^2$. On a une section faible.

Par conséquent on prendra comme section $A_{st} \geq 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix des aciers : 4 HA 8 pour une section totalisant 2,01 cm²/ml.

✓ **Justifications sous sollicitations d'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{1,5}{1 * 0,09} * 0,001 = 0,017$$

En fissuration préjudiciable $\tau_{ul} = \underline{2,50} \text{ MPa} > \tau_u \dots \dots \dots \text{Condition ok !}$

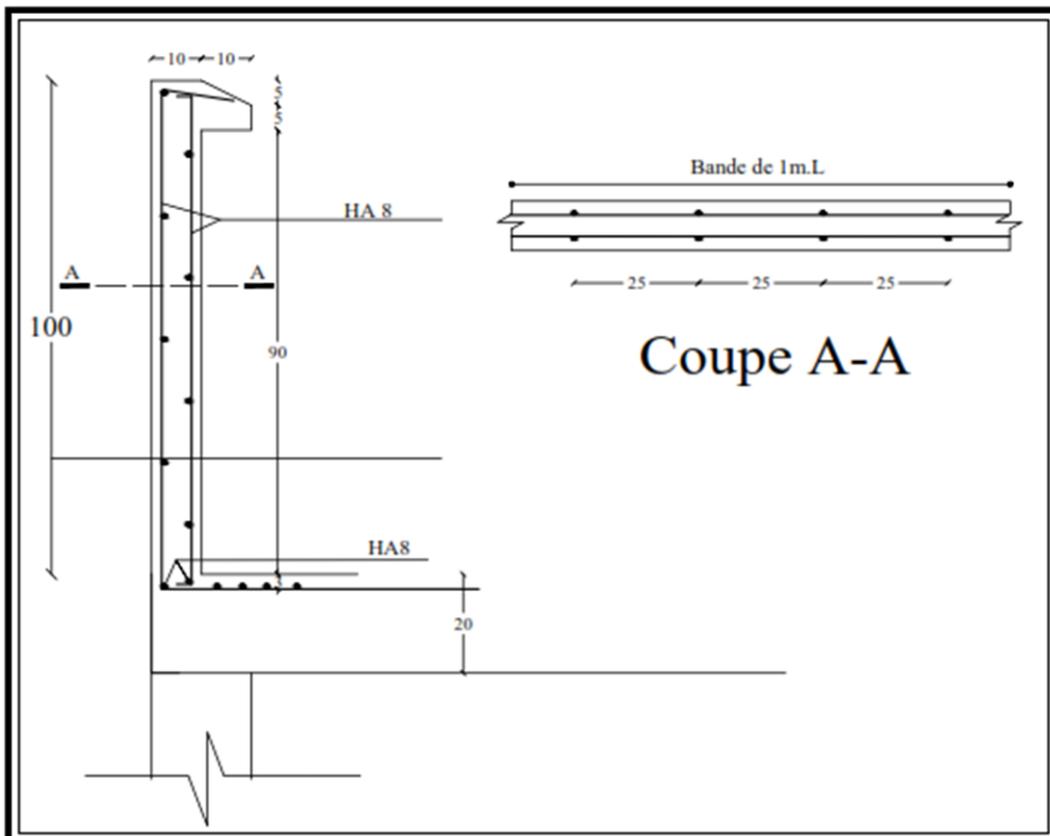
➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0,375 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Ar = 0,38 cm²/ml

Choix des aciers : 4 HA 8 pour une section totalisant 2,01 cm²/ml.

Ci- joint le plan de ferrailage :



**ANNEXE IX : DIMENSIONNEMENT DES
CORPS D'ETAT SECONDAIRES**

IX. I - DIMENSIONNEMENT DE L'ASSAINISSEMENT : DTU 60. 11

Chaque utilisation d'eau dans la plomberie nécessite une alimentation qui se fait sous pression à partir de la conduite du branchement, et une évacuation qui se fait en général par gravité en direction d'une fosse septique.

Le rapport comprend deux parties :

- ✓ une première, réservée à l'approvisionnement en eau potable d'un logement où nous aborderons les Règles de calcul des installations de plomberie sanitaire et seront évalués les besoins en appareillage ;
- ✓ une seconde consacrée à **identifier et localiser tous les passages d'eau de ruissellement et élaborer le schéma évacuation des eaux de vannes et des eaux ménagères.**

IX. I.1- Règles de dimensionnement des canalisations

❖ La pression origine de l'eau

Elle dépend du niveau et de l'éloignement du point de piquage par rapport à la source. En règle générale, la valeur de la pression origine est fournie par la société des distributions (en l'occurrence l'ONEA pour le Burkina Faso).

Dans les canalisations intérieures, beaucoup de considérations doivent être prises en compte :

- le débit de puisage ou débit de soutirage des différents bâtiments,
- le nombre d'appareils qui s'y trouvent et susceptibles de fonctionner en même temps.

Dans un projet de réseau, pour la détermination du calibre du compteur et du diamètre de branchement, il est évident que le débit de pointe servira d'hypothèse de calcul.

Cependant, pour des raisons économiques, on doit tenir compte du nombre d'appareils susceptibles de fonctionner en simultanéité.

❖ RECOMMANDATIONS TECHNIQUES

Une méthode simplifiée consiste en l'évaluation des débits le long des canalisations puis des pertes de charge en fonction des diamètres choisis.

- Estimation du débit de pointe : utilisation de formules empiriques fonction du nombre de logements.
- Estimation de la pression de service et des pertes de charge.

La pression de service (P_s) chez l'utilisateur est la différence entre la cote piézométrique (P_z) du réseau principal au droit du branchement et l'altitude (h) du point de passage le plus élevé diminuée en outre des pertes de charge (J_{int}) propres au branchement : compteur + réseau intérieur.

$P_s = P_z - (h + J_{int})$; elle doit être comprise entre 1 bar et 6 bars.

- Choix des diamètres
 - * Si la pression disponible est faible (< 2 bars) : réduire les pertes de charge donc augmenter les diamètres, mais avec une vitesse de l'eau toujours $> 0,5$ m/s pour le débit de pointe ;
 - * Si elle est forte (4 bars ou plus) : réduire les diamètres avec $v < 2,5$ m/s ;
 - * Si réseau assure la défense incendie : 100 mm minimum ;
 - * Canalisations de distribution doivent avoir un diamètre > 40 mm
 - * Dans les petites opérations, éviter d'avoir trop de diamètres différents.
 - * Vérification des débits pour la défense-incendie

IX. I.2 - Besoins en appareils sanitaires**Equipements sanitaires et débits**

Niveaux	Equipements	Nombre de robinets (x)	Débit spécifique Qs (l/s)	Débit total (l/s)	Coefficient de simultanéité $k = \frac{1}{\sqrt{x-1}}$
RDC	w.c	4	0,12	0,48	0,38
	Lave-mains	4	0,10	0,4	
Total 1		8		0,88	
ETAGE	Douche	16	0,2	3,2	0,1348
	w.c.	16	0,12	1,92	
	Lavabo	16	0,20	3,2	
	Evier	8	0,20	1,6	
Total 2		56		9,92	
Total du bâtiment		64		10,8	0,126

Les congrès internationaux de plomberie ont limité sa valeur à 0,20 pour plus de sécurité :
soit $K \geq 0,20$

✓ Le débit instantané de pointe est égal au produit : $k \times S_q = Q_p$

$$Q_p = 10,28 \times 0,2 = 2,16 \text{ L/s} = 7,78 \text{ m}^3/\text{h}$$

IX. I.3 - Caractéristique du compteur

Le débit de pointe qu'il faudrait fournir à tout l'immeuble est $Q_p = 7,78 \text{ m}^3/\text{h}$

On a donc : $Q_n = 5 \text{ m}^3/\text{h} < Q_p < Q_{\max} = 10 \text{ m}^3/\text{h}$

Avec :

– Q_{\max} (débit maximal) c'est le débit le plus élevé auquel le compteur doit pouvoir fonctionner sans détérioration.

– Q_n (débit nominal) ce débit est égal à la moitié du débit maximal (Q_{\max}), exprimé en mètres cubes par heure. Il sert à désigner le compteur.

IX. I.4 - Contrôle du dimensionnement

Pour que l'installation soit satisfaisante, il faut que le point le plus éloigné du compteur (le robinet le plus défavorisé en hauteur) ait, lors de la consommation de pointe, encore une pression suffisante $P_s \geq P_s \text{ min}$ (tableau).

Point de puisage	Débit EF l/s	Pression Minimale P _{smin} (bar)
Lavabo, lave-mains, bidet	0,04	0,5
Robinet de chasse	0,1	0,5
Evier	0,02	1
Douche	0,08	1
Lave-linge, lave-vaisselle,	0,2	1
Robinet de jardin/garage	0,8	0,5

Une pression de **1 bar = 10 m** sur les appareils de l'utilisateur est suffisante

$$\Leftrightarrow P_s = P_z - (h + J_{int})$$

Le manque d'informations nécessaires nous empêche d'effectuer correctement un contrôle sur le dimensionnement. Toute fois nous proposons un choix des matériaux.

IX. I.5 - Choix des matériaux pour un réseau

Tuyauteries prévues pour la mise en œuvre des travaux :

- * **PVC PN 10 bars** pour le branchement (depuis la conduite du réseau d'AEP jusqu'au pied de l'immeuble) ;
- * **PVC PN 6 bars** E.U. pour le réseau d'évacuation d'eaux usées ;
- * **PPR PN 10** pour le réseau intérieur d'eau froide ;
- * **Flexibles** pour le raccordement des appareils sanitaires

NOTA : L'installation doit être telle que la réparation ou la transformation d'une de ses sections apporte un minimum de troubles au fonctionnement de l'ensemble.

IX. I.6 - Evacuation des eaux usées

Les eaux à évacuer sont : les eaux pluviales (EP) et les eaux usées (eaux de vanes (EV) et eaux ménagères (EM)).

Pour ce qui est des eaux pluviales, un système d'assainissement a été prévu par l'architecte.

En effet il a été mis en place des descentes d'eau pluviale en **PVC Ø 100** ainsi que des réceptacles de ces eaux. Ceux-ci vont diriger les eaux vers un égout pluvial.

Le tableau ci-dessous indique les diamètres intérieurs minimaux, exprimés en millimètres, des tuyaux de chute ou de descente en fonction du nombre des appareils desservis.

Appareils	Nombre total d'appareils	Diamètre intérieur mimi (mm)
w.c	1 ou plusieurs personnes	90
Baignoire, évier, lavabo, douche, urinoir, bidet, lave-mains, machines à laver	1 à 3 appareils autres que baignoire ou 1 baignoire au plus	50
	4 à 10 appareils incluant 2 baignoires au plus	65
	11 appareils et au-delà	90

⇒ Pour notre immeuble :

Les diamètres des collecteurs et des tuyaux de chutes sont fonction de l'évacuation.

On a opté pour une évacuation des eaux de vanes **en PVC Ø 100** et **en PVC Ø65** pour les eaux ménagères.

❖ Dimensionnement de la fosse septique

Elles sont destinées à assurer le traitement des eaux vanes en provenance des w.c. pour qu'elles puissent être rejetées dans des drains ou des puits absorbants sans risquer de contaminer la nappe souterraine.

1. Volume utile de la fosse septique

On estime que les boues s'accumulent en moyenne de 0,18 à 0,30L/usager/jour. Il est préconisé pour notre projet d'une quantité d'accumulation de 0,30 L avec une période de vidange de 2ans.

On note :

- ✓ P = nombre de personnes permanentes estimé dans notre cas à **60** ;
- ✓ F = la fréquence (0,5 pour 2 ans) ;
- ✓ A = taux d'accumulation des boues (varie de 60 à 110 litres/usager/an).

Le volume total d'eaux usées à évacuer se calcul par la formule :

$$V = 1000 \times P \times A \times F / 50 \%$$

$$V = 1000 \times 60 \times 0,30 \times \frac{0,5}{50} \times 100 = 18000L = \mathbf{18m^3}$$

Comme dimensions des fosses septiques, nous avons **un carré de 3,00m de côté et une profondeur de 2,00m.**

2. Dimensions des fosses

Soit une hauteur H= **2,00m**, nous allons déterminer les dimensions du compartiment.

$$\Rightarrow S = 18 / 2,00 = 9 \text{ m}^2 \text{ soit une section carrée de } 3 \text{ m.}$$

En définitive nous retenons pour les 2 fosses une dimension carrée **a = 3,00m ; h = 2,00m.**

❖ Le puisard

Le dimensionnement du puisard dépend du débit d'eau journalier à infiltrer et de la perméabilité du sol. La profondeur H_u du puisard de diamètre D est déterminée par la formule

$$V_u = \frac{Q}{\pi * K * D}$$

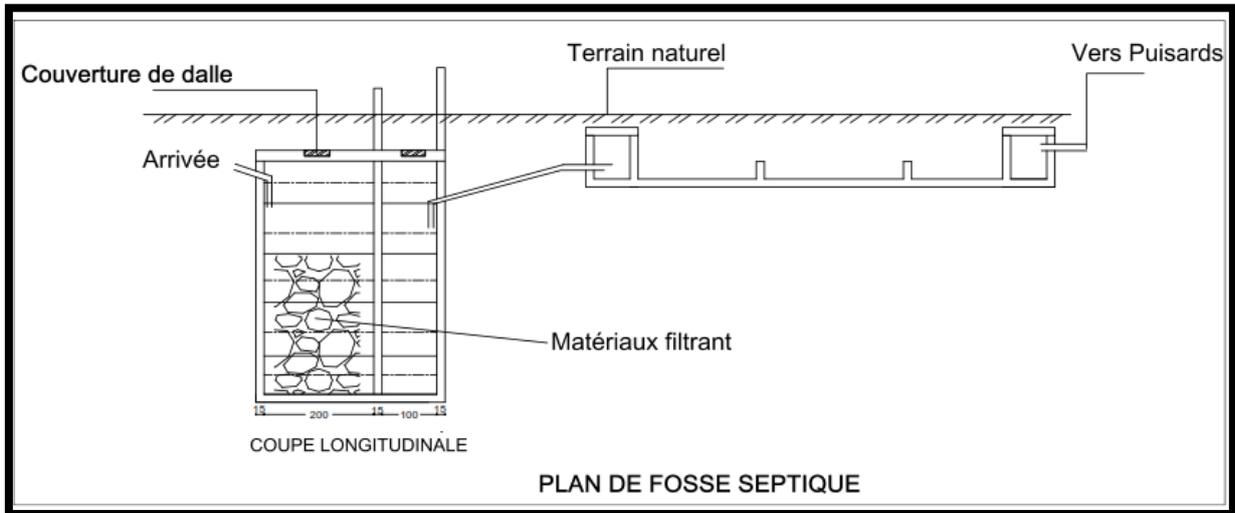
Q : débit journalier (m³/j)

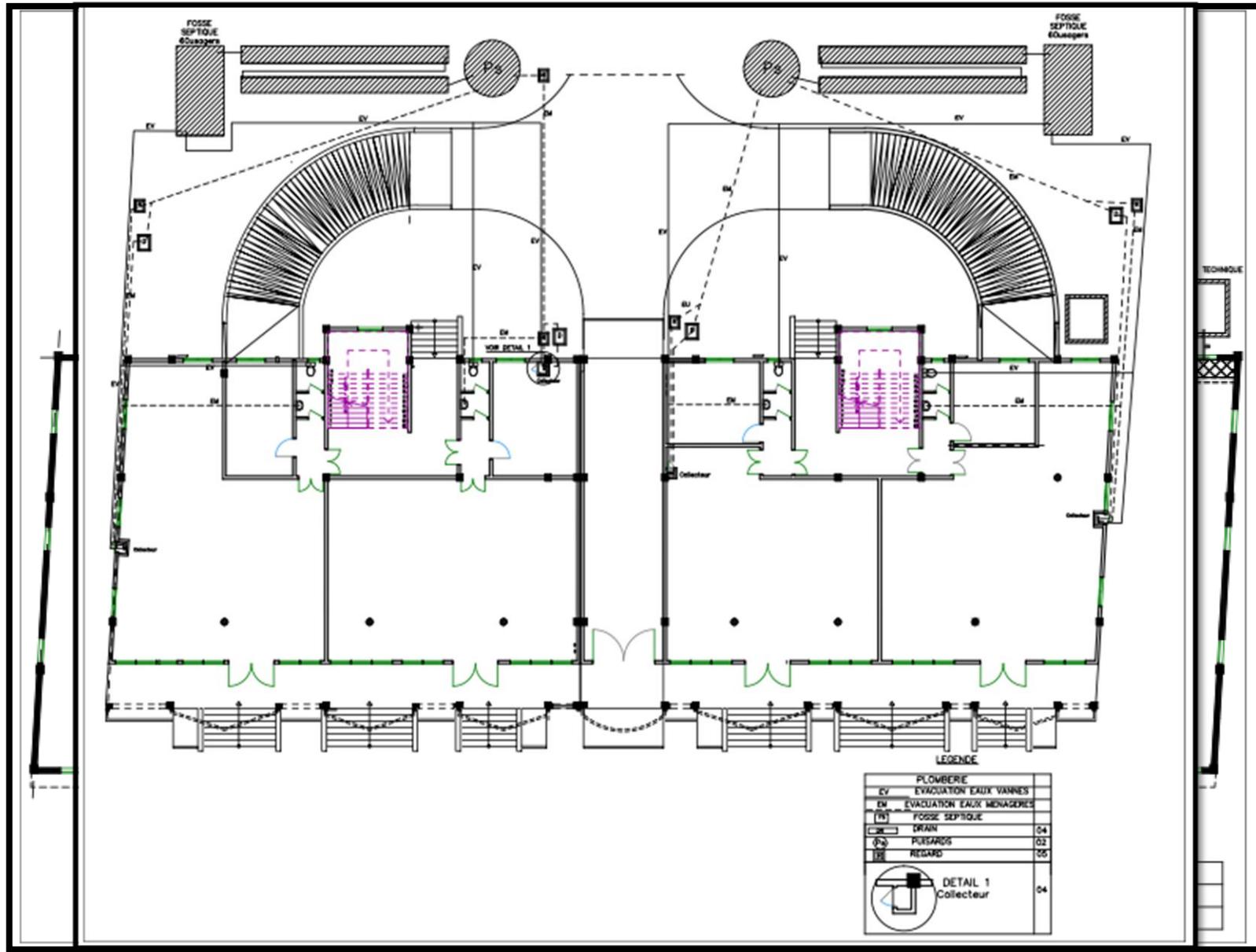
K : perméabilité du sol (m³/m²/j)

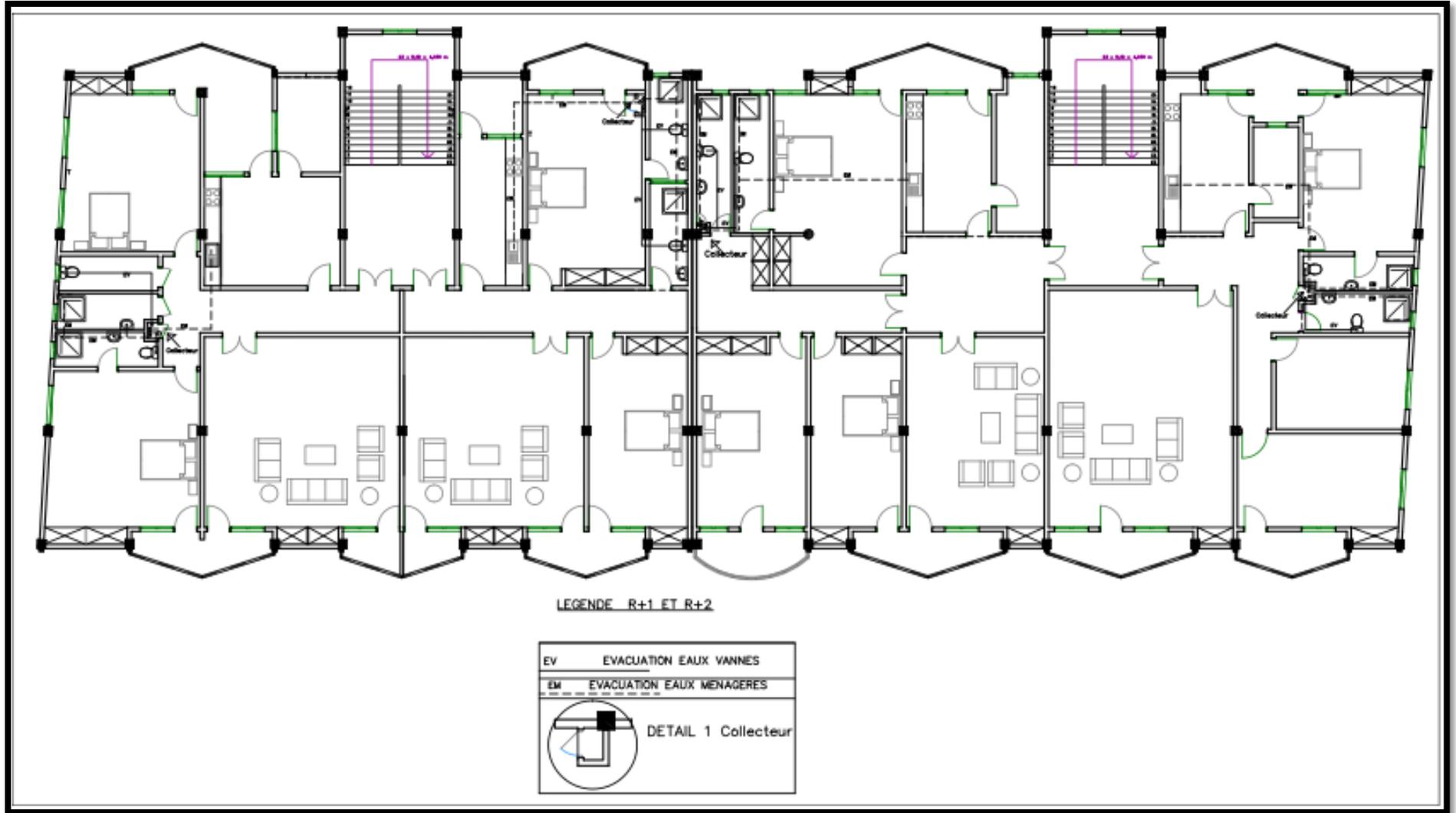
D : diamètre du puisard (m)

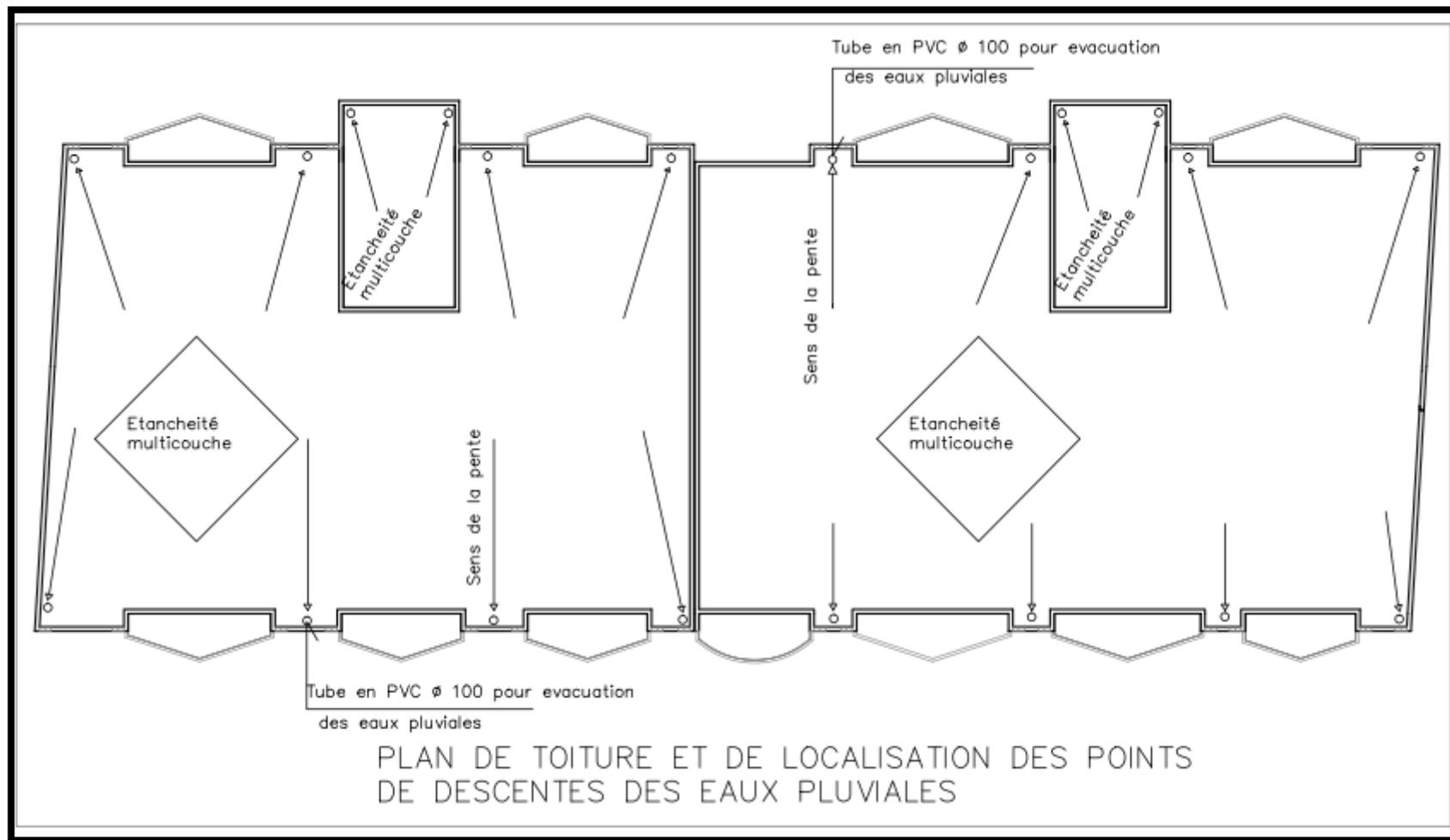
On considère un rejet spécifique d'eaux usées par jour et par personne < 25L au niveau du puisard soit Q < 1,5 m³/j pour 60 personnes.

Ci-joint le plan de la fosse septique :









IX. II- DIMENSIONNEMENT DE L'ELECTICITE

IX. II.1 - Procédure de dimensionnement de l'éclairage

Choix d'une salle d'exposition pour le dimensionnement.

1. Eclairage moyen à maintenir

Circulations <ul style="list-style-type: none"> • Couloirs • escaliers 	E [lx] 100 150
Habitât <ul style="list-style-type: none"> • en général • cuisine • chambre • salle de bains 	300 300 200 300
Salle d'exposition	300
Parking	300

2. Dimensions du local

Longueur $a = 47,41$ m

Largeur $b = 16,37$ m

Hauteur $h = 2,5$ m $h_{suspension} = 0$

Hauteur du plan utile $h_{plan} = 0,85$ m

Hauteur utile $h_u = 3,1 - 0,85 = 2,25$ m

3. Facteur de réflexion

S'expriment par 3 chiffres correspondant en % aux coloris : plafond, murs, plan utile.

Références habituelles	Très clair	Clair	Moyen	Sombre	Noir
Plafond	8	7	5	3	0
Murs	7	5	3	1	0
Plan utile	3	3	1	1	0

Pour notre projet nous optons pour :

- Plafond = blanc clair soit 70% = 7
 - Murs = clairs soit 50% = 5
 - Plan utile = clair soit 30% = 3
- } Coefficient de réflexion 753

4. Indice K du local

$$k = \frac{a * h}{h_u(a + h)} = \frac{12,03 * 8,69}{2,25 * (12,03 + 8,69)} = 2,35$$

Prenons $k = 2,50$

5. Détermination de l'utilance

Dépend de la classe du luminaire, des facteurs de réflexion du local, de l'indice du local, de la hauteur de suspension du luminaire

$$\text{facteur de suspension} = \frac{\text{hauteur de suspension}}{\text{hauteur utile}} = 0$$

⇒ Alors $U = 1,03$

6. Flux total nécessaire

Facteur compensateur de dépréciation $d = 1,4$

$$\Phi_{total} = \frac{E * a * h}{U * n_s * d} = \frac{300 * 12,03 * 8,69}{1,03 * 0,80 * 1,4} = 27187 \text{ lumen}$$

7. Choix du tube

Puissance (W)	Diamètre (mm)	Longueur (mm)	Flux (lm)	Efficacité lumineuse (lm/W)
40	38	1200	3200	80

8. Nombre de tubes nécessaire

$$N = \frac{\Phi_{total}}{\Phi_{lumineux}} = \frac{27187}{3200} = 8,49 \text{ tubes}$$

Nous optons pour huit (8) tubes 1,20m de couleur 3300 k, d'indice de rendu des couleurs de 80.

Ci-joint le tableau de calcul de la puissance totale utile :

BILAN DE PUISSANCE ELECTRIQUE													
NIVEAU	Coffret	Repère	DESIGATION	QTE	Po (w)	Ku	Kso	P1 (w)	Ks1	P2 (w)	Ks2	Pt (w)	
sous-sol	C0	E1	réglette fluo de 120	8	45	1	1	360	0,8	1252			
		E2	réglette fluo de 120	8	45	1	1	360					
		E3	réglette fluo de 120	4	45	1	1	180					
		V1	Brasseur d'air	2	50	1	1	100					
		P1	Prise de courant	3	2944	0,2	0,4	565,25					
RDC	C1	E1	réglette fluo de 120	8	45	1	1	360	0,8	18923		64 288	
		E2	réglette fluo de 120	8	45	1	1	360					
		E3	réglette fluo de 120	8	45	1	1	360					
		E4	réglette fluo de 120	8	45	1	1	360					
		E5	réglette fluo étanche de 120	8	45	1	1	360					
		E6	réglette fluo de 60	8	22,5	1	1	180					
		E7	applique sanitaire	4	18	1	1	72					
			globe mural	2	40	1	1	80					
		E8	globe plafonnier	8	40	1	1	320					
		V1	Brasseur d'air	5	50	1	1	250					
		V2	Brasseur d'air	5	50	1	1	250					
		V3	Brasseur d'air	4	50	1	1	200					
		V4	Brasseur d'air	4	50	1	1	200					
		P1	Prise de courant	5	2944	0,2	0,28	659,46					
		P2	Prise de courant	5	2944	0,2	0,28	659,46					
		P3	Prise de courant	5	2944	0,2	0,28	659,46					
		P4	Prise de courant	5	2944	0,2	0,28	659,46					
CI1	Climatiseur 3CV	1	2208	1	1	2208							
CI2	Climatiseur 3CV	1	2208	1	1	2208							
CI3	Climatiseur 3CV	1	2208	1	1	2208							
CI3	Climatiseur 3CV	1	2208	1	1	2208							

		CI4	Climatiseur 3CV	1	2208	1	1	2208		
		CI5	Climatiseur 3CV	1	2208	1	1	2208		
		CI6	Climatiseur 3CV	1	2208	1	1	2208		
		CI7	Climatiseur 3CV	1	2208	1	1	2208		
		E1	réglette fluo de 120	6	45	1	1	270		
		E2	réglette fluo de 120	6	45	1	1	270		
		E3	réglette fluo de 120	7	45	1	1	315		
		E4	réglette fluo de 60	8	22,5	1	1	180		
		E5	réglette fluo de 60	8	22,5	1	1	180		
		E6	réglette fluo de 60	8	22,5	1	1	180		
		E7	globe plafonnier	8	40	1	1	320		
		E8	globe plafonnier	8	40	1	1	320		
		E9	globe plafonnier	8	40	1	1	320		
		E10	globe plafonnier	8	40	1	1	320		
		E11	globe plafonnier	8	40	1	1	320		
		E12	globe plafonnier	8	40	1	1	320		
		E13	globe plafonnier	8	40	1	1	320		
		E14	globe plafonnier	8	40	1	1	320		
		E15	spot plafonnier	7	40	1	1	280	0,8	30092
			globe mural	1	40	1	1	40		
		E16	spot plafonnier	7	40	1	1	280		
			globe mural	1	40	1	1	40		
		E17	lustre luminaire	4	130	1	1	520		
		E18	applique sanitaire	8	18	1	1	144		
		V1	Brasseur d'air	5	50	1	1	250		
		V2	Brasseur d'air	5	50	1	1	250		
		V3	Brasseur d'air	5	50	1	1	250		
		V4	Brasseur d'air	5	50	1	1	250		
		V5	Brasseur d'air	4	50	1	1	200		
		P1	Prise de courant	8	2944	0,2	0,21	800,77		
		P2	Prise de courant	7	2944	0,2	0,23	753,66		
		P3	Prise de courant	7	2944	0,2	0,23	753,66		

		P4	Prise de courant	7	2944	0,2	0,23	753,66	0,8	30092	
		P5	Prise de courant	7	2944	0,2		753,66			
		P6	Prise de courant	7	2944	0,2		753,66			
		P7	Prise de courant	7	2944	0,2		753,66			
		CI1	Climatiseur 1,5CV	1	1104	1	1	1104			
		CI2	Climatiseur 1,5CV	1	1104	1	1	1104			
		CI3	Climatiseur 1,5CV	1	1104	1	1	1104			
		CL4	Climatiseur 2CV	1	1472	1	1	1472			
		CL5	Climatiseur 2CV	1	1472	1	1	1472			
		CL6	Climatiseur 2CV	1	1472	1	1	1472			
		CL7	Climatiseur 2CV	1	1472	1	1	1472			
		CL8	Climatiseur 2CV	1	1472	1	1	1472			
		CL9	Climatiseur 2CV	1	1472	1	1	1472			
		CL10	Climatiseur 2CV	1	1472	1	1	1472			
		CL11	Climatiseur 2CV	1	1472	1	1	1472			
		CL12	Climatiseur 2CV	1	1472	1	1	1472			
		CL13	Climatiseur 2CV	1	1472	1	1	1177,6			
		CL14	Climatiseur 2CV	1	1472	1	1	1472			
CL6	Climatiseur 3CV	1	2208	1	1	2208					
CL7	Climatiseur 3CV	1	2208	1	1	2208					
CL8	Climatiseur 3CV	1	2208	1	1	2208					
R+2	C3	E1	réglette fluo de 120	6	45	1	1	270			
		E2	réglette fluo de 120	6	45	1	1	270			
		E3	réglette fluo de 120	7	45	1	1	315			
		E4	réglette fluo de 60	8	22,5	1	1	180			
		E5	réglette fluo de 60	8	22,5	1	1	180			
		E6	réglette fluo de 60	8	22,5	1	1	180			
		E7	globe plafonnier	8	40	1	1	320			
		E8	globe plafonnier	8	40	1	1	320			
		E9	globe plafonnier	8	40	1	1	320			
		E10	globe plafonnier	8	40	1	1	320			
		E11	globe plafonnier	8	40	1	1	320			
		E12	globe plafonnier	8	40	1	1	320			

E13	globe plafonnier	8	40	1	1	320
E14	globe plafonnier	8	40	1	1	320
E15	spot plafonnier	7	40	1	1	280
	globe mural	1	40	1	1	40
E16	spot plafonnier	7	40	1	1	280
	globe mural	1	40	1	1	40
E17	lustre luminaire	4	130	1	1	520
E18	applique sanitaire	8	18	1	1	144
V1	Brasseur d'air	5	50	1	1	250
V2	Brasseur d'air	5	50	1	1	250
V3	Brasseur d'air	5	50	1	1	250
V4	Brasseur d'air	5	50	1	1	250
V5	Brasseur d'air	4	50	1	1	200
P1	Prise de courant	8	2944	0,2	0,21	800,77
P2	Prise de courant	7	2944	0,2	0,23	753,66
P3	Prise de courant	7	2944	0,2	0,23	753,66
P4	Prise de courant	7	2944	0,2	0,23	753,66
P5	Prise de courant	7	2944	0,2	0,23	753,66
P6	Prise de courant	7	2944	0,2	0,23	753,66
P7	Prise de courant	7	2944	0,2	0,23	753,66
CL1	Climatiseur 1,5CV	1	1104	1	1	1104
CL2	Climatiseur 1,5CV	1	1104	1	1	1104
CL3	Climatiseur 1,5CV	1	1104	1	1	1104
CL4	Climatiseur 2CV	1	1472	1	1	1472
CL5	Climatiseur 2CV	1	1472	1	1	1472
CL6	Climatiseur 2CV	1	1472	1	1	1472
CL7	Climatiseur 2CV	1	1472	1	1	1472
CL8	Climatiseur 2CV	1	1472	1	1	1472
CL9	Climatiseur 2CV	1	1472	1	1	1472
CL10	Climatiseur 2CV	1	1472	1	1	1472
CL11	Climatiseur 2CV	1	1472	1	1	1472
CL12	Climatiseur 2CV	1	1472	1	1	1472
CL13	Climatiseur 2CV	1	1472	1	1	1177,6
CL14	Climatiseur 2CV	1	1472	1	1	1472
CL6	Climatiseur 3CV	1	2208	1	1	2208
CL7	Climatiseur 3CV	1	2208	1	1	2208
CL8	Climatiseur 3CV	1	2208	1	1	2208

DONNEES DE L'ETUDE
1 cv = 736 w
Réglette Fluo de 120: $36w+25\%= 45W$
Réglette Fluo de 60: $18w+25\%= 22,5W$
Brasseur d'air pour plafond : 120VA = 50 W
Prise de courant mono 2P + T230v -16A = $230*16*0,8= 2944 w$
Prise triphasé : $380*32*0,8*1,732= 16849 W$
Climatiseur 1,5CV*736=1104w
Climatiseur 2CV*736=1472w
Climatiseur 3CV*736=2208w
P0(W) : Puissance nominale unitaire d'un récepteur
P1(W) : Puissance installée d'un nombre de récepteurs de même type
Ku : Coefficient d'utilisation
Ksx : Coefficient de simultanéité
P2(w) : Puissance foisonnée
Pt(w) : Puissance utile
P. Utilisation : Puissance d'utilisation
Coef.D'extension : Coefficient d'extension
P. Globale (KW) : Puissance globale en KW
P. Globale (KVA) : Puissance globale en KVA
I (A) Monophasé : Courant monophasé en Ampère
I (A) Triphasé : Courant Triphasé en Ampère
TGBT : Tableau Général Basse Tension
C0 : Coffret électrique du sous-sol
C1 : Coffret électrique du Rez De Chaussée
C2 : Coffret électrique du niveau R+1
C3 : Coffret électrique du niveau R+2

IX. II.2 - Choix des climatiseurs

- 1 CV correspond à 9000 BTU : utilisé pour des surfaces entre 9 et 16m²
- 1,5 CV correspond à 12000 BTU : utilisé pour des surfaces entre 15 et 22m²
- 2 CV correspond à 18000 BTU : utilisé pour des surfaces entre 23 et 34m²
- 3 CV correspond à 24000 BTU : utilisé pour des surfaces entre 32 et 50m²

