



De l'EIER ETSHER à 2iE,
50 ans au service de l'Afrique



ETUDES TECHNIQUES DES LOCAUX CHAUDS DE MEDECINE NUCLEAIRE DU CENTRE DE CANCEROLOGIE DE OUAGADOUGOU (BURKINA FASO)

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2iE AVEC GRADE DE
MASTER EN INGENIEURIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT
SPECIALITE : « GENIE CIVIL/ BATIMENT »

Présenté et soutenu publiquement le [Date] par
Ifadélé Geoffroy Miguel OKOUMASSOUN (20130717)

Encadrant 2iE : Moussa LO, Enseignant à 2iE, Département Génie Civil et Hydraulique

Maître de stage : Abdoul Aziz BELEM, Ingénieur Génie Civil, Faso Construction et Services

Jury d'évaluation du stage :

Président : Dr Lawani MOUNIROU

Membres et Correcteurs : M. Roland YONABA
M. Amadou SIMAL

Promotion [2018/2019]

DEDICACES

« Je tiens à dédier ce modeste travail, à Dieu, lui qui est amour, à toute ma famille, spécialement à mon père OKOUMASSOUN A. Alexandre et à ma mère AGOSSADOU S. Thérèse pour leur amour à mon égard et pour m'avoir soutenu et encouragé dans toutes mes entreprises. »

CITATIONS

Toute existence tire sa valeur de la qualité de l'amour : « Dis-moi quel est ton amour et je te dirai qui tu es »

Jean Paul II

REMERCIEMENTS

Notre gratitude et nos remerciements vont à l'endroit de tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail. Nous tenons particulièrement à remercier de tout cœur :

- Tout le corps enseignant et le personnel de notre cher Institut 2iE, pour tout le sacrifice effectué lors de notre formation.
- Monsieur LO Moussa, Directeur de Mémoire, enseignant à 2iE, qui nous a aidés dans l'obtention de notre stage, pour son attention particulière à notre égard et qui a su donner le meilleur de lui-même pour la bonne marche de notre travail.
- Monsieur BELEM Abdoul-Aziz, Ingénieur Génie Civil, Directeur Technique à FCS notre maître de stage pour sa disponibilité et pour tous les conseils prodigués.
- Monsieur DIALLO Ousmane Alioune, Directeur Général Adjoint et tout le personnel de FCS pour leur accueil et leur disponibilité.
- Ma mère AGOSSADOU Thérèse, Celle pour qui je ne cesserai d'avancer, merci chère mère pour ton affection, tes nombreux sacrifices et son soutien inestimable. Continue d'être la femme battante que tu es.
- Mon père OKOUMASSOUN Alexandre, Qui ne cesse de se battre jour et nuit pour le bonheur de ses enfants.
- Ma Sœur DAIZO Ruth, Etudiante en Master II (GCH) à 2iE pour ses conseils et son soutien.
- Mon ami BELEM Abdallah, Etudiant en Master II (GCH) à 2iE pour son aide, sa disponibilité et sa considération à mon égard.
- BADINI Ina pour son soutien le long de ma période de stage et de rédaction.
- Tous mes amis à travers le groupe « ELEVEN » qui m'ont toujours soutenu le long de ce parcours.

Par ailleurs, à tous ceux et celles dont les noms n'ont pas pu être cités, qu'ils trouvent en ces mots, l'expression de notre reconnaissance.

RESUME

La construction des locaux chauds du service de médecine nucléaire s'insère dans le cadre du projet de réalisation du centre de cancérologie de Ouagadougou initié par le gouvernement burkinabé afin de lutter contre le cancer. Le présent mémoire porte sur l'étude technique des locaux chauds du service de médecine nucléaire de ce centre. Cette étude a pour but de dimensionner les éléments structuraux des locaux chauds et d'estimer leur coût de réalisation.

Pour ce fait, nous avons dans un premier temps effectué une analyse de conception qui illustre l'existence de deux types de structure porteuse. La première est constituée de dalles pleines, de parois en béton banché d'épaisseur variant de 15 cm à 25 cm reposant sur des semelles filantes. Le second type de structure porteuse est composé de dalle à corps creux, de poutres, de poteaux, de longrines, le tout reposant sur des semelles isolées. Il est à préciser que ces locaux comportent également deux types de sous-sols de hauteurs différentes dont les fondations sont des radiers. Cette analyse nous a également permis de redéfinir le diamètre des conduites des réseaux d'évacuation d'effluents radioactifs du service qui s'avérait être sous-évalué.

Nous avons, ensuite, dimensionner manuellement les éléments structuraux à l'aide des règlements du BAEL 91 modifiée 99, des DTU P18-702, des règles du DTU 23.1 pour le calcul des parois en béton banché. Le calcul manuel des sections d'aciers a été fait à l'ELU puis à l'ELS.

La suite de notre étude a consisté à redimensionner certains éléments structuraux grâce au logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS afin de les comparer aux calculs effectués manuellement. Cette comparaison nous indique d'ailleurs une légère différence entre les deux méthodes de calculs.

Enfin, nous avons évalué le coût de réalisation des travaux de gros œuvres estimé à un montant de 233 512 832 Francs CFA TTC.

Mots Clés :

-
- 1 - BAEL 91 modifiée 99**
 - 2 - Effluents radioactifs**
 - 3 - Locaux Chauds**
 - 4 - Médecine nucléaire**
 - 5 - ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS**

ABSTRACT

Nuclear medicine hot local study concerned the realization of Ouagadougou cancerology center project initiated by Burkina Faso Government to fight cancer. This document is about the technical study of nuclear medicine's hot locals of this center. This study aims to calculate the structural component of these local and to estimate the cost of realization.

To reach this goal, firstly we make a design analyzing who show us the existence of two type of supporting structure. The first includes solid slabs, concrete walls of varying thickness from 15 cm to 25 cm taking support on running soles. The second type of structure contains a hollow body slab, beams, post, foundation beams, all of them taking support on insulated soles. We have to notice that these locals dispose two basements of different height. Thanks to this analysis we redefine the diameters of evacuation pipelines of radioactive wastes of the service. Secondly, we calculate manually the structural component with the help of BAEL 91 revised 99 rules and the DTU 23.1 for the calculation of concrete walls. The Calculation of these component was made at ELU and then at ELS.

The following of our work consisted to resize some component with a software (ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS) to compare them to the calculation how was made manually. This comparison indicates a slight difference between the two calculation methods.

Finally, we estimate the cost of this construction, he amounting to 233 512 832 Francs CFA.

Keys Words:

- 1 – BAEL 91 revised 99**
- 2 - Hot locals**
- 3 – ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS**
- 4 – Nuclear Medicine**
- 5 – Radioactive waste**

LISTE DES ABREVIATIONS

2iE : Institut Internationale d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

FCS : Faso Construction et Service

AVC : Accidents Vasculaires Cérébraux

IRSN : Institut de la Radioprotection et de la Sureté Nucléaire

ARSN : Autorité Nationale de Radioprotection et de la Sureté Nucléaire du Burkina-Faso

ASN : Autorité de la Sureté Nucléaire

TEP : Tomographie par Emission de Positons

MBq : Méga Becquerel

Sv : Sievert

RDC : Rez de Chaussée

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites

DTU : Documents Techniques Unifiés

NF : Normes Françaises

ELU : Etat Limite Ultime

ELS : Etat Limite de Service

Ast : Section d'acier Théorique

HA : Haute Adhérence

CBS : Concret Bulding Structure

RSA : Robot Structure Analysis

TABLE DES MATIERES

Dédicaces	i
Citations	ii
Remerciements	iii
Résumé	iv
Abstract	v
liste des abréviations	vi
Table des matières	1
Liste des tableaux	3
Liste des figures	4
Liste des graphiques	4
Introduction	5
I. Présentation de la structure d'accueil et du projet	6
A. Présentation de la structure d'accueil	6
1. Historique	6
2. Mission et réalisation de Faso Construction et Services	6
3. Organigramme de la structure d'accueil	11
B. Présentation du projet	12
1. Contexte et justification du projet	12
2. Situation de la zone du projet	12
3. Objectif général du projet	13
4. Objectifs spécifiques	14
II. Méthodologie de travail	15
III. Etudes techniques	16
A. Analyse de la conception	16
1. La radioactivité en médecine nucléaire	16
2. Conception du service de médecine nucléaire	17
3. Justification des choix d'épaisseur des parois.....	18
4. Justification des choix de diamètre pour l'évacuation des effluents	22
B. Analyse Structurale	27

1. Présentation de la structure porteuse	27
2. Détermination des charges et surcharges.....	29
3. Modélisation de la structure.....	31
C. Dimensionnement structural manuel	33
1. Hypothèses de base.....	33
2. Plancher	34
3. Parois.....	43
4. Fondation.....	53
D. Dimensionnement des éléments structuraux des salles annexes.....	58
1. Dimensionnement de la dalle à corps creux (Nervure)	58
2. Dimensionnement de la poutre la plus sollicitée	58
3. Dimensionnement du poteau le plus chargé.....	59
4. Dimensionnement de la longrine en soubassement	59
5. Dimensionnement de la semelle isolée sous le poteau	60
E. Dimensionnement structural au logiciel.....	61
1. Présentation du logiciel de calcul et méthode de calcul.....	61
F. Analyse comparative	62
IV. Etude Financière.....	66
A. Estimation du coût du gros œuvre de la zone chaude	66
Conclusion et Recommandations	67
B. Recommandations.....	68
Bibliographie.....	69
Annexes.....	71

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Radionucléides les plus utilisés en médecine nucléaire.....	18
Tableau 2 : caractéristiques des radioactifs les plus utilisés en médecine nucléaire.....	19
Tableau 3 : Epaisseurs préconisées par l'ARSN.....	19
Tableau 4 : Débit de dose à la sortie des différentes parois.....	21
Tableau 5: Inventaires des appareils sanitaires en zone chaude.....	24
Tableau 6 : Vérification des diamètres de canalisation pour l'évacuation des effluents radioactifs.....	26
Tableau 7 : Détails des différentes zones.....	29
Tableau 8 : Charges s'appliquant aux planchers.....	35
Tableau 9 : Caractéristiques géométriques des panneaux calculés.....	36
Tableau 10 : Différentes sollicitations auxquelles sont soumis les panneaux.....	38
Tableau 11 : Sollicitations des dalles continues.....	38
Tableau 12 : Sections d'acier des dalles.....	41
Tableau 13 : Vérification des contraintes tangentielles.....	43
Tableau 14 : Charges s'appliquant aux parois.....	44
Tableau 15 : Caractéristiques et Sollicitations des voiles.....	45
Tableau 16 : Section d'armature obtenue après calcul.....	46
Tableau 17 : Caractéristiques géométriques et sollicitations soumises à la section.....	49
Tableau 18 : Résultats des sections d'acier des voiles en zone D.....	49
Tableau 19 : Résultats de calculs des sections armatures des voiles du sous-sol.....	52
Tableau 20 : Résultats de calcul d'armature du poteau le plus chargé en sous-sol.....	53
Tableau 21 : Résultats de calcul des sections d'aciers des semelles filantes.....	54
Tableau 22 : Sollicitations auxquelles sont soumis les radiers.....	56
Tableau 23 : Sections d'aciers des radiers.....	57
Tableau 24 : Section d'armature de la poutrelle.....	58
Tableau 25 : Sections d'armature de la poutre la plus chargée des salles annexes.....	59
Tableau 26 : Sections d'armature du poteau le plus chargé des salles annexes.....	59
Tableau 27 : Sections d'acier de la longrine la plus sollicitée des salles annexes.....	59
Tableau 28 : Section d'acier de la semelle isolée la plus sollicitée des salles annexes.....	60
Tableau 29 : Récapitulatif des moments fléchissant des planchers.....	62
Tableau 30 : Sections d'acier de la poutre-voile en zone D.....	64

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Organigramme de la structure d'accueil	11
Figure 2 : plan de masse	13
Figure 3 : Zone étudiée.....	13
Figure 4 : Illustration du transfert de débit de dose	20
Figure 5: Cuves de décroissance des effluents radioactifs	22
Figure 6: cuvelage pour la protection des effluents	23
Figure 7 : Réseau d'évacuation des effluents des salles d'hospitalisation	25
Figure 8 : Réseau d'évacuation des effluents des salles chaudes.....	25
Figure 9: Délimitation des zones.....	29
Figure 10 : Modélisation de la structure entière.....	32
Figure 11 : Modélisation de l'infrastructure	32
Figure 12 : Schéma statique d'une dalle pleine	35
Figure 13 : Configuration d'un panneau de dalle.....	36
Figure 14 : Présentation des Panneaux à calculer	36
Figure 15 : Schéma statique d'une poutre à une travée	39
Figure 16 : Différentes parois les plus sollicitées	44
Figure 17 : Voiles soumis aux efforts de compression	45
Figure 18 : Poutre-voile selon l'annexe E5 du BAEL 91 modifiée 99	46
Figure 19 : Action des terres et des surcharges sur la paroi.....	50

LISTE DES GRAPHIQUES

Graphique 1 : Moments fléchissant des dalles pleines.....	63
Graphique 2: Moments fléchissant plancher continue zone B.....	63
Graphique 3 : Sections des armatures de la poutre-voile	64
Graphique 4 : Sections d'armatures des semelles filantes	65

INTRODUCTION

Considéré comme la troisième cause de mortalité dans le monde après les cardiopathies ischémiques et les AVC, le cancer est une maladie caractérisée par la prolifération incontrôlée des cellules. En se multipliant de façon anarchique, les cellules cancéreuses donnent naissance à des tumeurs de plus en plus grosses qui se développent en contaminant puis en détruisant les cellules saines qui l'entourent.

En 2015, le monde a connu près de 8,8 millions de décès liés au cancer soit un pourcentage de 13,5%. Selon l'organisation mondiale de la santé (OMS), le taux de mortalité lié au cancer pourrait s'accroître à un taux de 50% d'ici l'an 2030 ; Les études épidémiologiques prévoient 1,2 millions de nouveaux cas de cancer en Afrique d'ici les 20 prochaines années. Le Burkina Faso n'est pas épargné par cette réalité car selon le ministère de la santé, on rencontre toutes les formes du cancer et le nombre de nouveaux cas attendu chaque année est de 10 000.

Le projet de construction d'un centre cancérologique à Ouagadougou a donc été mis en place pour contrer cette évolution dramatique du cancer. Ce centre sera constitué d'une unité de radiothérapie et d'une unité de médecine nucléaire. La construction d'un tel complexe nécessite des études spécifiques afin d'assurer convenablement la protection des équipements et le confinement de la radioactivité. Cela permettrait donc d'éviter l'exposition des patients, des travailleurs du centre et du public vivant dans les périphéries du centre.

C'est dans ce cadre que s'insère notre projet de fin d'étude qui a pour thème : « Etudes techniques des locaux Chauds de médecine nucléaire du centre de cancérologie de Ouagadougou (Burkina Faso) ».

Afin de permettre une compréhension claire de notre étude, dans un premier temps, nous présenterons la structure d'accueil et le projet ainsi que la méthodologie de notre étude, ensuite nous fournirons la justification de la conception des locaux chauds ainsi que leurs études structurales c'est-à-dire le calcul des éléments structuraux. On dimensionnera à nouveau les éléments structuraux à l'aide d'un logiciel de calcul. Pour finir, nous ferons une étude comparative des résultats obtenus à l'issue du calcul manuel avec ceux obtenus directement avec le logiciel et nous évaluerons le coût de réalisation de la structure étudiée.

I. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DU PROJET

Nous avons été reçus par l'entreprise **Faso Construction et Services** dans le cadre de notre stage obligatoire pour l'obtention du diplôme d'ingénieur. Dans ce chapitre est présenté la structure d'accueil, le projet ainsi que la méthodologie de notre étude.

A. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL

L'entreprise Faso Construction et Services (FCS) sise au secteur 15 de Ouagadougou dans le quartier Ouaga 2000 non loin du boulevard circulaire de Ouaga 2000, 08 BP 11086 Ouagadougou 08, Tél : 50 39 64 45, Fax : 50 39 64 46 a été créée en 1995 sous le numéro du registre de commerce BFOUA 2002 A 3031 par Monsieur Abdulai MOHAMMED qui en est le Directeur Général. Elle a pour objectif la construction de Bâtiments, les Travaux Publics, l'Equipelement Civil et Industriel.

1. Historique

Faso Construction et Services (FCS) est une entreprise individuelle exerçant dans le domaine de Bâtiments, des Travaux Publics, des travaux d'entretien routier et d'aménagement de piste. Elle a été créée en 1995 avec son siège au Burkina Faso (Ouagadougou) et des succursales en Côte d'Ivoire, au Niger et en Guinée Biseau.

De nos jours les travaux sont plus concentrés en Côte d'Ivoire dont l'entreprise fait partir des leaders avec des marchés de 5 à 6 milliards.

Elle est classée dans les catégories suivantes :

- B4 pour les travaux en BTP,
- T4 pour les travaux d'entretien routier et d'aménagement de piste.

2. Mission et réalisation de Faso Construction et Services

a) Mission de Faso Construction et Services

Faso Construction et Services (FCS), entreprise individuelle existe depuis 1995 au Burkina Faso. Elle concentre ses activités dans le domaine de Bâtiments, des Travaux Publics, des travaux d'entretien routier et d'aménagement de piste.

b) Les domaines d'intervention de l'entreprise

Grâce à une équipe d'experts hautement qualifiés, elle dispose de références dans ses domaines de compétences et elle est en mesure d'offrir des services suivants :

- Étude et réalisation de bâtiments neufs en tout corps d'état (logements, bâtiments publics, bâtiments administratifs, infrastructures sanitaires, amphithéâtres, aéroports, magasins de stockages, etc.) ;
- Réaménagement, réalisation, rénovation, extension, réhabilitation de bâtiment, réfection, entretien courant de pistes, assainissement. ;
- Fourniture et pose de mobiliers de salle de conférence, d'amphithéâtres, d'espaces publics et de collectivités ;
- Fourniture et pose de sonorisation, traduction simultanée, cabine insonorisée, insonorisation de salle, revêtement spécifique, plancher technique ;
- Climatisation individuelle, centrale traitement d'air, centrale de climatisation eau glacée ;
- Équipements en mobiliers (de salles de conférence, amphithéâtres, bureaux, hôpitaux) ;
- Équipements sanitaire (fourniture de conduite biomédicale) ;
- Équipement en matériel de construction (bâtiments et travaux publics) ;
- Des équipements industriel et civil.
- Du tracé de piste en terre, bitumage d'espaces, pavage, revêtements spécifiques, voirie réseaux divers, etc. ;
- etc.

c) Quelques travaux réalisés par FCS

2014 : Travaux de construction de l'hôtel administratif de l'Etat (R+2) dans la Région de Centre Sud (Manga) ;

2013 : Travaux de construction d'un pavillon de 2500 places à l'Université Ouaga II ;

2011 : Travaux de construction de l'hôtel administratif de l'Etat (R+2) dans la Région de Centre Ouest (Koudougou) ;

2011 : Travaux de construction de l'hôtel administratif de l'Etat (R+2) dans la Région du Plateau Central (Ziniaré) ;

2010 : Travaux de construction de l'hôtel administratif de l'Etat (R+2) dans la Région des Hauts

Bassins (Bobo Dioulasso) ;

2009 : Acquisition de mobiliers pour la construction de la Maison de la Culture à Bobo Dioulasso ;

2008 : Travaux de construction d'un amphithéâtre de 1100 places à l'Université de Koudougou avec fourniture et pose de mobilier, et pavage autour du bâtiment.

2008 : Travaux d'extension et de réaménagement de l'aérogare passagers de Ouagadougou ;

2007 : Construction de deux amphithéâtres de 2700 places à l'Université de Ouagadougou avec pose de mobiliers, pavage, sonorisation, vidéo conférence ;

3. Organigramme de la structure d'accueil

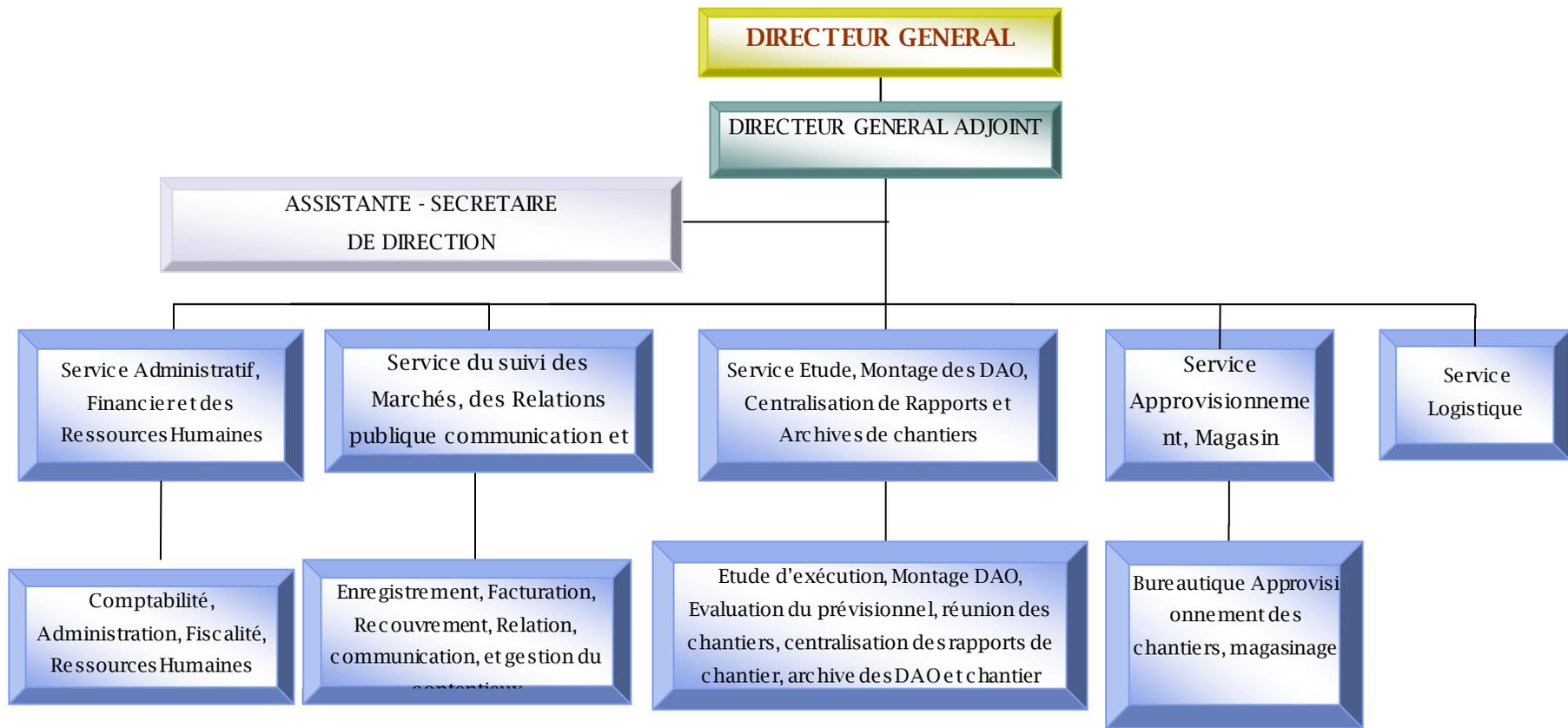


Figure 1 : Organigramme de la structure d'accueil

B. PRESENTATION DU PROJET

1. Contexte et justification du projet

Dans le cadre de la mise en œuvre du programme national et du plan stratégique de lutte contre le cancer 2013-2017, le gouvernement Burkinabé (Ministère de la santé) a initié le projet de construction et d'équipement d'un centre de cancérologie dans la ville de Ouagadougou (PCE-CECO) afin de permettre à la population burkinabé et de la sous-région d'avoir plus facilement accès aux traitements contre le Cancer.

Ce projet de construction et d'équipement passe par la construction des locaux des services de médecine nucléaire et de radiothérapie qui d'ailleurs est la phase la plus urgente du projet afin d'entamer le processus de traitement et de prévention des cas de cancer.

C'est dans ce sens qu'un appel d'offre a été lancé pour les travaux de construction des unités de médecine nucléaire et de radiothérapie. Cette construction permettra d'abriter les installations nucléaires en vue du diagnostic et du traitement du cancer.

2. Situation de la zone du projet

Le projet sera réalisé à Ouagadougou, capitale du Burkina Faso, plus précisément dans le quartier Tengandogo, dans la commune rurale de Komsilga. Situé derrière le Centre Hospitalier Universitaire Blaise Compaoré (CHU-BC), il s'agit un bâtiment de type R+1 qui s'étend sur une superficie de 10 ha.

Le projet étant composé d'un service de radiothérapie et d'un service de médecine nucléaire, nous nous intéresserons plus aux études de l'unité de médecine nucléaire, en particulier celles de la zone chaude. La figure 2, ci-après, présente le plan de masse de l'ensemble du projet et enfin la figure 3 ci-après donne les limites de la zone chaude qui fait l'objet de notre étude. La vue en plan de la zone étudiée est représentée en annexe 20 page 137.

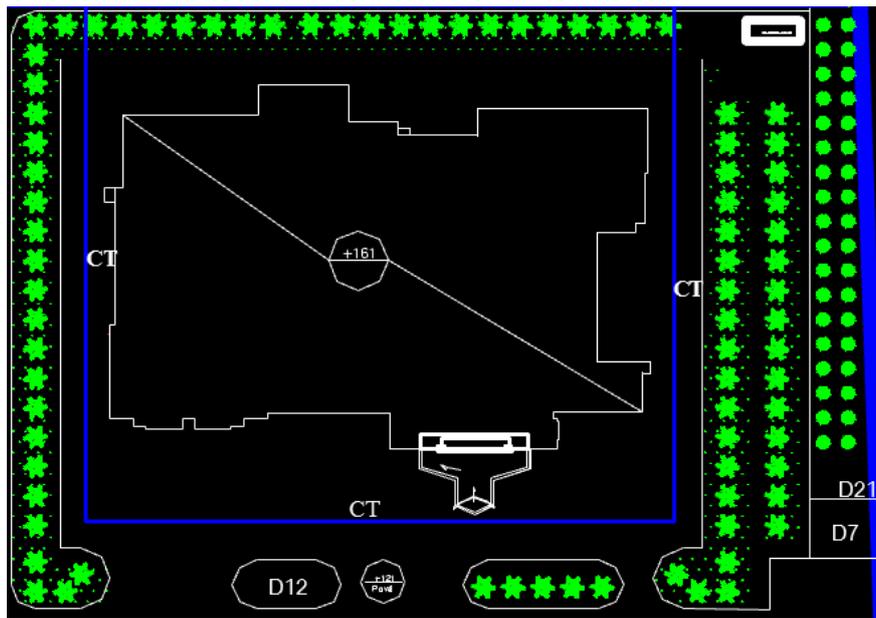


Figure 2 : plan de masse

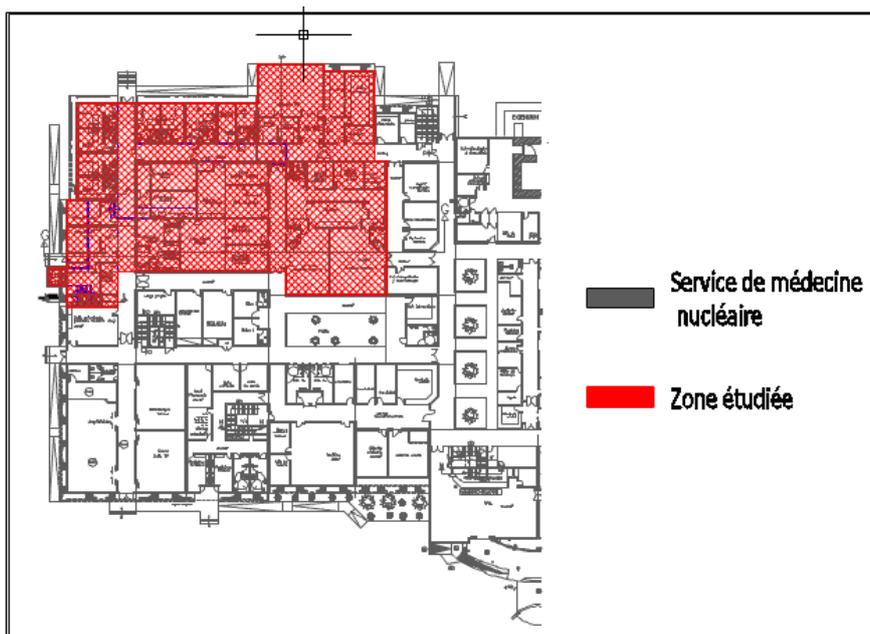


Figure 3 : Zone étudiée

3. Objectif général du projet

L'objectif général du projet est la réalisation des études techniques des locaux chauds de la médecine nucléaire du Centre de Cancérologie de Ouagadougou au Burkina Faso.

4. Objectifs spécifiques

Les objectifs spécifiques de notre travail, qui ont pour but de nous amener à répondre à l'objectif général, sont définis de la manière suivante :

- Réaliser une analyse de la conception des locaux chauds conformément aux règles proscrites par les autorités de radioprotection et de sûreté nucléaire ;
- Faire le dimensionnement structural des locaux chauds afin qu'ils résistent aux différentes activités qui seront menées dans ces locaux au cours de leur durée de vie ;
- Dimensionner à nouveau certains éléments structuraux à l'aide d'un logiciel de calcul ;
- Comparer les résultats du calcul manuel et ceux obtenus avec le logiciel et évaluer le coût de réalisation de ladite zone.

Conclusion partielle : Ce premier chapitre nous a permis de présenter le projet, la structure d'accueil, de décrire l'objectif général et les objectifs spécifiques de notre étude. Le prochain chapitre sera consacré à l'analyse de la conception dans le but de la justifier.

II. METHODOLOGIE DE TRAVAIL

Dans le souci d'atteindre nos objectifs, nous avons suivi la méthodologie décrite ci-dessous :

- La recherche documentaire

Cette étape nous a permis de faire l'acquisition de différents documents parlant principalement des thématiques de ce mémoire. Par la suite nous avons retenues ceux qui nous serviront réellement dans la suite de notre étude.

- La collecte de données

Cette phase concerne la recherche des éléments directement lié au projet, il s'agit notamment des données géotechniques, des prescription techniques, des études de radioactivités.

La réalisation de cette étude suivra donc la démarche suivante :

- ✓ Analyse de la conception
- ✓ Analyse structurale
- ✓ Dimensionnement structural manuel
- ✓ Dimensionnement des éléments structuraux des salles annexes
- ✓ Dimensionnement structural au logiciel
- ✓ Analyse comparative
- ✓ Estimation du coût du gros œuvre de la zone chaude

III. ETUDES TECHNIQUES

A. ANALYSE DE LA CONCEPTION

Dans ce chapitre nous allons analyser la conception du service nucléaire. L'analyse justifiera le choix des épaisseurs de paroi des locaux et celui des diamètres des conduits d'évacuation des effluents radioactifs.

1. La radioactivité en médecine nucléaire

La Radioactivité est un phénomène naturel lié à la structure de la matière. Certains atomes constituant la matière sont instables, ce sont des radioéléments. Ils subissent une transformation dans le temps en émettant de l'énergie sous forme de particule ou de rayonnement afin de retrouver leur stabilité. Ce rayonnement ou encore énergie émise par l'atome interagit avec la matière pour enlever plusieurs électrons à ses atomes. Ce type de rayonnement est appelé rayonnement ionisant.

On distingue plusieurs types de rayonnements ionisants qui peuvent être à la fois α , β , γ , X ou neutronique. Certains de ces rayonnements bien contrôlés sont utilisés dans le domaine médical plus précisément en radiothérapie, en radiodiagnostic ou en médecine nucléaire.

Il faut savoir que la médecine nucléaire est une discipline médicale qui utilise de petites quantités de radio-isotopes traités et marqués communément appelés radionucléides ou médicaments radio pharmaceutiques afin de diagnostiquer ou de traiter plusieurs maladies de cancer.

L'aspect diagnostique de la médecine nucléaire permet d'obtenir une imagerie fonctionnelle et précise comparée aux autres méthodes de diagnostics utilisées en médecine (IRM, Rayons X etc.). L'obtention de ces images se fait en injectant au patient un radionucléide servant de traceur auquel est associé un vecteur (hormones, anticorps, médicaments). Ainsi le médecin observe le parcours des molécules introduites dans l'organisme au moyen de caméras grâce au signal radioactif émis par le radionucléide. On retrouve donc deux types d'imagerie en médecine nucléaire qui sont : la scintigraphie et la tomographie par émission de positons (TEP). En ce qui concerne l'aspect thérapeutique appelé la radiothérapie métabolique vectorisée consiste à injecter à un patient une substance radioactive qui va se fixer sur les cellules anormales afin de les détruire par les radiations. A titre d'exemple, pour le traitement du cancer de la thyroïde, l'iode 131 qui est le radionucléide adapté dans ce cas, sera admis au patient et va s'accumuler naturellement et spécifiquement dans la thyroïde (il s'agit du mécanisme de

fonctionnement biologique de la thyroïde). Ainsi l'effet dommageable de l'iode 131 (radiations) sera opérant au sein même de la cellule.

Dans le cas de la médecine nucléaire nous allons plus nous intéresser au rayonnement bêta et gamma. Ainsi les rayonnements gamma seront sollicités en imagerie (diagnostic) et les rayonnements bêta présenteront de meilleurs avantages pour la thérapie. Les radionucléides émetteurs de rayonnement bêta et d'un faible taux de gamma pourront être également utilisés en thérapie.

En effet ces deux rayons sont les plus pénétrants et peuvent créer des dommages à l'être humain tels que les lésions cellulaires, des cancers radio-induits et des anomalies génétiques et se manifestent quelques heures à plusieurs mois ou années après l'irradiation. Les rayonnements gamma à titre d'exemple peuvent parcourir des centaines de mètres dans l'air et traverser de fortes épaisseurs de matière. Il faudrait donc prendre des mesures de radioprotection et de sûreté nucléaire afin d'arrêter ou d'atténuer fortement l'effet de ces rayonnements. C'est dans cette logique qu'une conception assez rigoureuse doit être effectuée pour assurer le confinement de ces rayons ionisants.

2. Conception du service de médecine nucléaire

Les règles de radioprotection et de sûreté nucléaire imposent des dispositions techniques et des mesures d'organisation relatives à la conception et à la construction des locaux abritant les installations et les sources de rayonnement ionisant afin d'assurer la protection de l'homme et son environnement.

Nous allons donc analyser la conception des locaux chauds de la médecine nucléaire afin de s'assurer qu'elle corresponde aux dispositions fixées par les organismes chargés de la sûreté nucléaire.

Un service de médecine nucléaire est composé d'une zone froide et d'une zone chaude. La zone froide ou encore appelé zone publique concerne la partie plus ou moins classique d'un hôpital, il comporte la réception, les bureaux, les salles de consultations, certaines salles d'attentes et l'administration entre autres. Cependant la zone chaude étant moins classique, elle constitue le cœur et la raison d'être du service. Elle est appelée zone chaude du fait de l'utilisation, de la manipulation des produits radioactifs et de leur forte activité. A cause des activités qui y sont menées, les différents locaux de la zone chaude sont radio-protégés par des murs en béton, des portes blindées et plombées afin d'atténuer les radiations émises par les radionucléides et les

patients traités par ces mêmes produits. Les locaux de la zone chaude du service de médecine du centre de cancérologie de Ouagadougou selon les dispositions fixées par l'Institut de la Radioprotection et de la Sureté Nucléaire (IRSN) doivent être implantés hors des circulations générales, regroupés et signalés. Les différents locaux de la zone chaude sont énumérés dans l'annexe 1 (page 74).

3. Justification des choix d'épaisseur des parois

La réalisation des locaux chauds du service de médecine nucléaire passe par la détermination du type de matériaux et des épaisseurs des parois des locaux. Ces parois doivent retenir le maximum de rayonnements ionisants pour la protection des travailleurs et du public. Pour la majorité des rayons gamma ou bêta, ils sont arrêtés par quelques millimètres de plomb. Il est important de noter que le matériau par excellence utilisé en radioprotection est le plomb. Mais compte tenu de cherté du plomb et de la difficulté de sa mise en œuvre on optera pour des parois en béton armé ou en maçonnerie pleine. Les parois doivent atténuer les activités au dixième.

Les deux matériaux choisis sont donc le béton armé et la maçonnerie pleine. Pour la suite on éliminera la variante de maçonnerie pleine. En effet la paroi en maçonnerie pleine est composée d'agglos et de joint en mortier de ciment. Ce type de paroi est non homogène à cause de sa composition, or la paroi doit être assez homogène et compact pour assurer la radioprotection. On remarque aussi que les joints en mortier sont assez poreux, ce qui pourrait laisser passer des rayonnements.

D'après le zonage effectué en annexe 3 (page 78), les parois des locaux qui doivent être renforcées sont celles des parois des zones contrôlées jaune et verte.

La détermination des épaisseurs des parois sera faite à l'aide des activités des radionucléides suivantes :

Tableau 1 : Radionucléides les plus utilisés en médecine nucléaire

Radionucléides utilisés	Période (Demi-vie)	Types d'émission	Energie émis (KeV)	Domaine d'utilisation
Technétium 99m	6,02 heures	Γ	$\gamma : E_{\max} = 140 \text{ keV}$	Diagnostic (Scintillation)
Fluor 18	1,8 heures	B^+ produisant deux photons d'annihilation γ	$\gamma : E_{\max} = 511 \text{ keV}$	Diagnostic (TEP)

Iode 131	8,04 jours	β^- et γ	$\beta^- : E_{\max} = 606 \text{ keV}$ $\gamma : E_{\max} = 364 \text{ keV}$	Thérapie (Traitement de la thyroïde)
-----------------	------------	-----------------------	---	--

Tableau 2 : caractéristiques des radioactifs les plus utilisés en médecine nucléaire

Type d'émission	Energie (KeV)	Intensité (%)
iode 131		
Gamma (γ)	364	81
	637	7
	284	6
Bêta (β^-)	606	89
	333	7
Technétium 99m		
Gamma (γ)	141	89
	18	6
Fluor 18		
Bêta (β^+)	634	96.4
Photons Gamma d'annihilation (γ)	511	194

Ces radionucléides ont été choisis pour réaliser les calculs à cause de leurs fortes activités. En effet ils sont les plus utilisés en médecine nucléaire.

Les études pour la détermination des épaisseurs de béton adéquates pour le service de médecine nucléaire réalisées par l'autorité national de la radioprotection et de la sureté nucléaire du Burkina Faso (ARSN) donnent les épaisseurs suivantes :

Tableau 3 : Epaisseurs préconisés par l'ARSN

Localisation	Activités moyenne des sources	Epaisseur de béton de 23,5 kg/m ³
Bloc de salles de caméra à scintillation		
Gamma caméra 1	800 MBq	15 cm

Gamma caméra 2	800 MBq	15 cm
Bloc de diagnostic TEP		
Salle TEP	297 MBq	15 cm
Salle d'attente chaude	555 MBq	15 cm
Laboratoire chaud et salles d'injection		
Salle d'injection Thérapeutique	3700 MBq	20 cm
Salle d'injection diagnostique	800 MBq	20 cm
Bloc de stockage des déchets radioactifs		
Salles de stockage des déchets	1000 MBq	20 cm
Bloc des salles d'hospitalisation		
Salles d'hospitalisation des patients traités	5550 MBq	25 cm

Il nous incombe donc de vérifier ces épaisseurs afin d'être certains de ces choix. La vérification se fera grâce à la formule empirique (Obtenu grâce à la loi de Fourier) suivante :

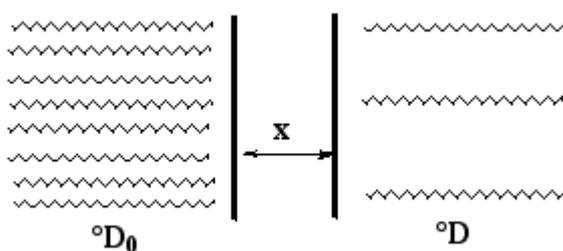


Figure 4 : Illustration du transfert de débit de dose

$$oD = oD_0 \cdot e^{-\mu x}$$

Avec :

oD = le débit de dose absorbée en sortie de la paroi (mGy/h)

oD_0 = le débit de dose absorbée à l'entrée (mGy/h)

X = l'épaisseur de la paroi

μ = le coefficient d'atténuation du béton, Il est déterminé à l'aide d'abaque fonction de l'énergie

émis (E) et du coefficient d'atténuation massique (μ/ρ) (Voir Annexe 4)

Le débit de dose à l'entrée $^{\circ}D_0$ à 1 m des tissus humains est déterminé par les formules suivantes :

- ❖ Pour les photons gamma (γ) à 1 m des tissus humains

$$^{\circ}D_0 = 1,3 \cdot 10^{-10} \cdot A \cdot E \cdot I / 100 \text{ avec : } A = \text{l'activité en GBq}$$

E = l'énergie émis en MeV

I = l'intensité d'émission en %

- ❖ Pour les particules bêta négatives (β^-) à 10 cm des tissus humains

$$^{\circ}D_0 = 9 \cdot 10^{-7} \cdot A \cdot I / 100 \text{ avec : } A = \text{l'activité en GBq}$$

E = l'énergie émis en MeV

I = l'intensité d'émission en %

Ce débit de dose sera rapporté à une distance de 1m des tissus humains en appliquant la loi de l'inverse du carré de la distance (on émet comme hypothèse que la source est ponctuelle) qui est établit comme suit : $^{\circ}D_1 \cdot (d_1)^2 = ^{\circ}D_2 \cdot (d_2)^2$ avec : d_1 la distance initiale
 d_2 la distance finale

Le Tableau suivant présente le débit de dose à la sortie des différentes parois.

Tableau 4 : Débit de dose à la sortie des différentes parois

Local	Radionucléide le plus utilisé	Activité (MBq)	Type de rayonnement	Energie (MeV)	Intensité (%)	$^{\circ}D_0$ (mGy/h)	μ (cm ⁻¹)	X (cm)	$\mu \cdot X$	$^{\circ}D_0$ sortie (mGy/h)
Gamma caméra	Technétium 99m	800	Γ	0,141	89	0,013	0,352	20	7,05	0,00001
				0,018	6					
Salle TEP	Fluor 18	297	Γ	0,511	194	0,038	0,206	15	3,102	0,0017
Salle d'attente chaude	Fluor 18	555	Γ	0,511	194	0,072		15		
Salle d'injection thérapeutique	Iode 131	3700	Γ	0,364	81	0,171	0,223	20	4,465	0,002
				0,637	7					
				0,284	6					
			β^-	0,606	89	31,968	0,188	20	3,76	0,7443
				0,333	7					
Salle d'injection diagnostique	Technétium 99m	800	Γ	0,141	89	0,013	0,352	20	7,05	0,00001
				0,018	6					
Salles de stockage des déchets	Iode 131	1000	Γ	0,364	81	0,046	0,223	20	4,465	0,0005
				0,637	7					
				0,284	6					
			β^-	0,606	89	8,64	0,188	20	3,76	0,2012
				0,333	7					
Salles d'hospitalisation	Iode 131	5550	Γ	0,364	81	0,257	0,223	25	5,581 25	0,001
				0,637	7					
				0,284	6					
			β^-	0,606	89	47,952	0,188	25	4,7	0,4361
				0,333	7					

D'après l'ARSN, le débit de dose à la sortie de la paroi doit être au moins dix (10) fois inférieure au débit de dose à l'entrée, pour affirmer que la paroi peut arrêter les rayonnements ionisants. En observant les valeurs de débit de dose obtenus dans le tableau, nous pouvons affirmer avec certitude, que les parois ont été bien conçues pour résister à la radioactivité issue de ces locaux.

4. Justification des choix de diamètre pour l'évacuation des effluents

a) Vérification du cuvelage conçu pour contenir les cuves au sous-sol

Il est prévu des cuves d'entreposage pour la gestion des déchets liquides produit par le service de médecine nucléaire (voir annexe 2 page 76). Les cuves sont constituées de matériaux choisis en fonction des caractéristiques physico-chimiques des effluents à entreposer. Ces cuves possèdent les propriétés suivantes :

- ❖ Capacités supérieures à un volume de 2 m³ ;
- ❖ Elles sont équipées d'un détecteur de niveau de remplissage ainsi que d'un dispositif permettant la transmission de l'information du niveau de remplissage dans un service ;
- ❖ Les cuves doivent être équipées d'un dispositif de prélèvement.

La figure 5, ci-dessous, montre deux exemples de cuves d'entreposage pour la gestion des effluents radioactifs.



Figure 5: Cuves de décroissance des effluents radioactifs

Ces cuves seront logées dans un local souterrain. Ce local donne accès à deux galeries abritant le réseau d'évacuation. Ils serviront également de passage pour la maintenance des cuves et favorisera l'intervention en cas de fuite.

Le local d'entreposage des déchets liquides est situé au sous-sol directement sous les locaux contenant les déchets solides. Il dispose d'un cuvelage sur lequel se déposent les cuves. Le cuvelage en question doit avoir une capacité de rétention supérieure ou égale à 100% de la capacité de la plus grande cuve et à 50% de la capacité totale de l'ensemble des contenants.

Dans notre cas, le cuvelage prévu à une hauteur (h) de 40 cm, une longueur (L) de 10,45 m et une largeur (l) de 3 m. la cuve de plus grande capacité est de 4 m³ et l'ensemble des cuves totalise un volume de 18 m³.

❖ Calcul du volume du cuvelage

$$V_{\text{cuvelage}} = L \times l \times h$$

$$V_{\text{cuvelage}} = 10,45 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times 0,4 \text{ m}$$

$$V_{\text{cuvelage}} = 12,54 \text{ m}^3$$

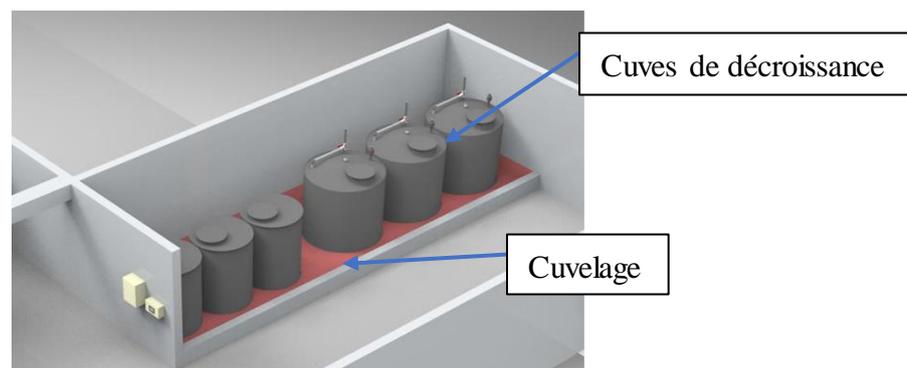


Figure 6: cuvelage pour la protection des effluents

Nous avons donc un volume de 12,54 m³, ce qui répond aux exigences du code relatif à l'entreposage des déchets radioactifs car 100% de 4 m³ égalant à 4 m³ est inférieur à 12,54 m³ et 50% des 18 m³ égalant à 9 m³ est inférieur < 12,54 m³. Notre cuvelage a été bien conçu et est en mesure d'assurer la rétention du liquide en cas de fuite.

b) Vérification des sections de Diamètre du réseau d'évacuation des effluents radioactifs

L'évacuation vers les cuves de décroissances se fait à travers deux réseaux. Un premier réseau s'occupe de l'évacuation des W.C séparateurs (W.C urines) des salles d'hospitalisation tandis que le second réseau gère l'évacuation de l'ensemble des lavabos (Froids et chauds), des éviers chauds, des douches de décontamination et des W.C séparateurs (W.C urines) des autres locaux

chauds.

L'ensemble des appareils sanitaires est listé dans le tableau 5 ci-dessous :

Tableau 5: Inventaires des appareils sanitaires en zone chaude

Dénomination de l'appareil	Réseau salles d'hospitalisation	Réseau salles chaudes	Débit unitaire DU (l/s)
W.C séparateur	7	4	1
Evier chaud	-	2	0.25
Lavabo chaud	-	1	0.5
Lavabo froid	-	2	0.5
Douche de décontamination	-	1	0.5

Notons que le système d'évacuation des urines des W.C Séparateurs est considéré comme un urinoir. En effet les W.C Séparateurs possèdent deux systèmes d'évacuation. Lors de leur utilisation, ils séparent les urines des matières fécales.

Dans la suite de cette partie nous allons déterminer les différents diamètres du réseau d'évacuation afin de vérifier ceux proposé par le projet. Les figures 7 et 8 ci-après présentent les deux types de réseaux d'évacuation du service nucléaire.

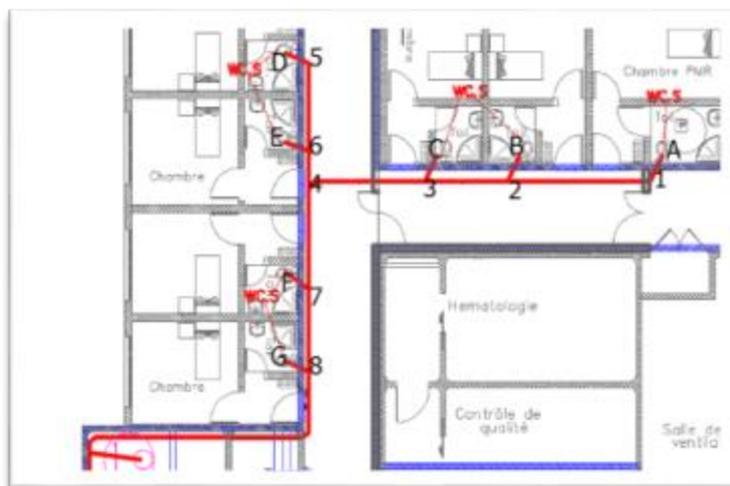


Figure 7 : Réseau d'évacuation des effluents des salles d'hospitalisation

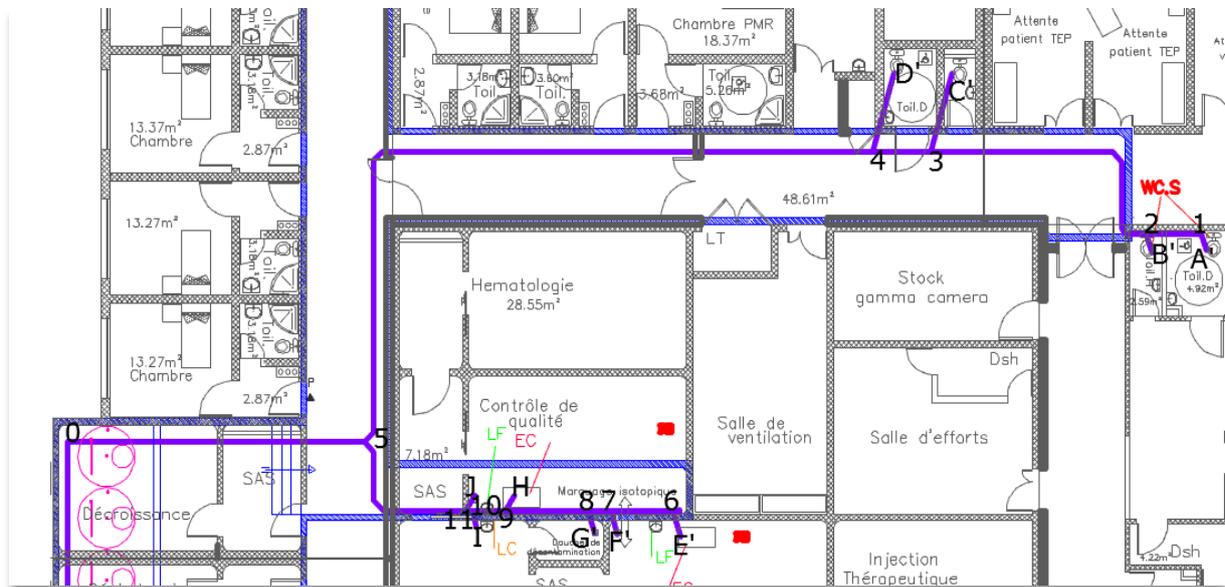


Figure 8 : Réseau d'évacuation des effluents des salles chaudes

La détermination du diamètre des conduites suit la méthodologie suivante :

- ❖ Calcul du débit de pointe (Q_p) d'évacuation des appareils sanitaires :

$$Q_p = \sum(n_i \times DU_i) \quad \text{Avec } DU_i : \text{ le débit unitaire de l'appareil}$$

- ❖ Calcul du débit continu probable (Q_c)

$$Q_c = K \times \sqrt{Q_p} \quad \text{Avec :}$$

Q_c = le débit d'eau usée (l/s)

K = l'indice caractéristique de débit qui est fonction du type de bâtiment

Q_p = le débit de pointe d'eaux usées (l/s)

Le bâtiment étant à usage hospitalier (type 4) nous allons considérer un indice caractéristique de débit de 0,7

- ❖ Détermination du diamètre nominal des canalisations à un taux de remplissage de 50%, une pente de 2,5 %.

On peut donc utiliser la formule approchée suivante qui stipule que pour un taux de remplissage de 50%, un angle mouillé de 180° on a le diamètre :

$$D(m) = \left(\frac{Q_{0.5}}{0.151 \times K_s \times I^{0.5}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Avec : K_s compris entre 100 et 110 pour les matières très lisses

$Q_{0.5}$ = le débit continu probable (l/s)

Le tableau 6 récapitule les différences constatées après le calcul des diamètres :

Tableau 6 : Vérification des diamètres de canalisation pour l'évacuation des effluents radioactifs

	Tronçon	Diamètre nominal calculé DN (mm)	Diamètre nominal prévu (mm)	Vérification
Réseau salles d'hospitalisation	A-1	63	50	Non
	1-2	63	50	Non
	B-2	63	50	Non
	2-3	75	50	Non
	C-3	63	50	Non
	3-4	75	50	Non
	D-5	63	50	Non
	5-6	63	50	Non
	E-6	63	50	Non
	6-4	75	50	Non
	4-7	75	75	OK
	F-7	63	50	Non
	7-8	90	75	Non
	G-8	63	50	Non
8-O	90	75	Non	
Réseau salles chaudes	A'-1	63	50	Non
	1-2	63	50	Non
	B'-2	63	50	Non
	2-3	75	50	Non
	C'-3	63	50	Non
	3-4	75	75	OK
	D'-4	63	50	Non
	4-5	75	75	OK
	E'-6	50	40	Non

	6-7	50	40	Non
	F'-7	50	40	Non
	7-8	56	40	Non
	G'-8	50	40	Non
	8-9	75	63	Non
	H-9	50	40	Non
	9-10	75	63	Non
	I-10	50	32	Non
	10-11	75	63	Non
	J-11	50	40	Non
	11-5	75	63	Non
	5-O'	90	90	OK

Après vérification nous remarquons que les épaisseurs de parois sont adéquates car elles respectent les normes proscrites par les autorités de radioprotection tandis que certains diamètres prévus sont sous-évalués. Cette sous-évaluation est due à la négligence de certains paramètres lors de la conception. Nous allons donc conserver les différentes épaisseurs pour la suite de notre étude. Mais nous préconisons toutefois de changer les diamètres de canalisation. La suite de l'étude sera consacrée au chapitre 3 dans lequel on procède à une analyse de la structure afin de prendre en compte les différentes particularités lors du dimensionnement.

B. ANALYSE STRUCTURALE

Il s'agira dans ce chapitre d'analyser la structure porteuse des locaux chauds et de définir les différentes charges qui s'y appliquent, afin de mener à bien le dimensionnement des éléments structuraux.

1. Présentation de la structure porteuse

Les locaux chauds de la médecine nucléaire sont réalisés sur deux niveaux. Au sous-sol se trouvent le local d'entreposage des effluents radioactifs et deux galeries permettant l'évacuation des effluents du niveau RDC vers les cuves de décroissance situés dans le local d'entreposage. Le premier niveau (RDC) est constitué d'une partie entièrement en béton armé et une partie annexe regroupant la salle informatique, le local technique de la zone chaude, le pupitre et d'un

pour accéder à la salle de camera TEP. Le système porteur de cette partie annexe est composé de :

- ❖ Dalle (corps creux)
- ❖ Poutres
- ❖ Poteaux
- ❖ Longrines
- ❖ Semelles isolées

Le local d'entreposage et les galeries ont respectivement une hauteur sous plancher de 3,20 m et 2,50 m. Les parois de ces locaux reposent sur des radiers de différentes épaisseurs. La structure portante du sous-sol est composée de dalle d'épaisseur 20 cm, de parois en voile d'épaisseur 20 cm, le tout reposant sur deux types de radier.

Au niveau supérieur, nous avons une partie de la structure qui repose sur le sous-sol, il s'agit des locaux de stockages de déchets solides, de la salle de marquage isotopique et une partie des dégagements. La partie restante repose directement sur le sol porteur situé à une profondeur de 1 m et ayant une contrainte admissible de 0,15 MPa. Le niveau RDC est composé également de dalle pleine et de dalle à corps creux, de parois en voiles, ces derniers reposant sur des semelles filantes. (Voir les plans d'exécution en annexe 20 page 137)

Pour faciliter la modélisation et le calcul de la structure, nous avons décidé de répartir les locaux en plusieurs zones selon les différentes épaisseurs de parois et des planchers.

Le RDC est donc subdivisé en cinq (5) zones réparties comme nous montre la figure 9 ci-dessous :

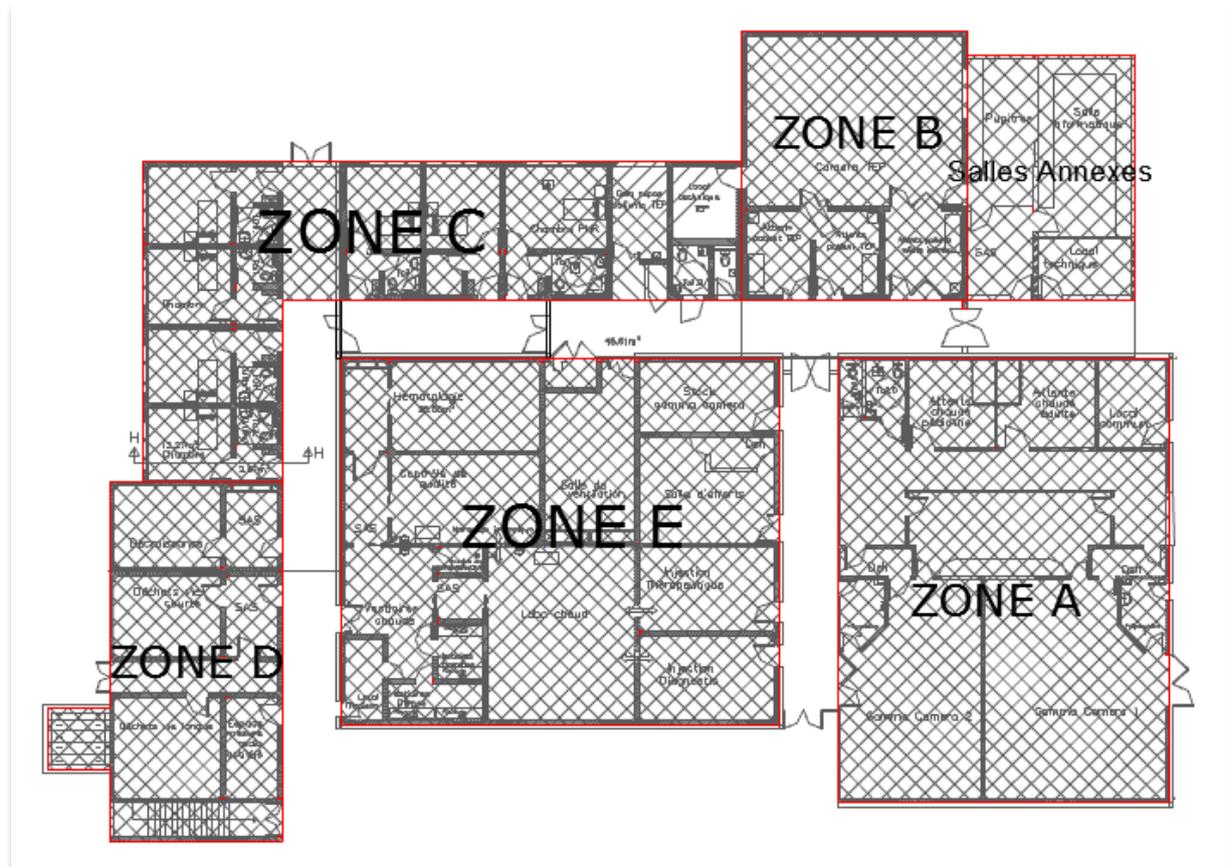


Figure 9: Délimitation des zones

Le tableau 7 ci-après donne les détails de chaque zone :

Tableau 7 : Détails des différentes zones

	Epaisseur des parois (cm)	Epaisseur des dalles (cm)
Zone A	15	20
Zone B	25	25
Zone C	25	25
Zone D	20	20
Zone E	20	20

Le sous-sol est divisé en deux (2) parties, il s'agit de la zone de stockage et des galeries.

2. Détermination des charges et surcharges

Toute structure est soumise à différentes actions qu'ils soient permanents ou non. Il est donc nécessaire avant tout dimensionnement, de déterminer les différentes actions qui s'y applique. On distingue deux types d'actions. Nous avons les charges permanentes et les charges variables

ou d'exploitation. Nous nous baserons sur les normes françaises suivantes pour la détermination des différentes charges :

- ❖ NF P06-004
- ❖ NF P06-001

Les charges permanentes sont celles qui englobent le poids propre de la structure, les revêtements qui s'y appliquent. Dans le cas de notre étude, les charges permanentes sont décrites comme suit :

- Sur le plancher haut du RDC :

Le plancher haut étant recouvert d'une toiture légère en guise de protection, on aura les charges de ce dernier qui s'y ajouteront.

- ❖ Toiture légère (Tôle métallique, panne, pignon en agglos plein de 20 cm) : 4,22 kN/m²
 - ❖ Dalle pleine :
 - Epaisseur 20 cm : 5 kN/m²
 - Epaisseur 25 cm : 6 kN/m²
 - ❖ Faux plafond : 0,09 kN/m²
- Sur les parois en béton armé :
 - ❖ Voiles en béton armé de masse volumique 25 kN/m³
 - Epaisseur 15 cm : 3,75 kN/m²
 - Epaisseur 20 cm : 5 kN/m²
 - Epaisseur 25 cm : 6 kN/m²
 - ❖ Enduit mortier de ciment de 4 cm d'épaisseur : 0,72 kN/m²
 - ❖ Enduit plâtre de 1 cm d'épaisseur : 0,1 kN/m²
- Sur le plancher haut du sous-sol
 - ❖ Dalle pleine d'épaisseur 20 cm : 5 kN/m²
 - ❖ Carrelage grès cérame : 0,6 kN/m²
 - ❖ Chape de mortier d'épaisseur 5 cm : 1 kN/m²
- Sur les parois du Sous-sol
 - ❖ Voiles en béton armé d'épaisseur 20 cm : 5 kN/m²

- ❖ Enduit mortier de 4 cm d'épaisseur : 0,72 kN/m²
- ❖ Enduit plâtre de 1 cm d'épaisseur : 0,1 kN/m²

Toutes les charges surfaciques obtenues lors de notre étude ont été obtenues en faisant le produit du poids volumique du matériau et de l'épaisseur des éléments :

$$\text{Charge surfacique (kN/m}^2\text{)} = \text{poids volumique (kN/m}^3\text{)} \times \text{épaisseur (m)}$$

Les surcharges ou charges d'exploitation résultent de tous les aménagements que l'on pourrait apporter à la structure pour son fonctionnement (après mise en service).

Les différentes charges d'exploitations appliquées aux locaux sont énumérées ci-dessous :

- RDC
 - ❖ Plancher haut non accessible : 1 kN/m²
 - ❖ Locaux de stockage : 6 kN/m²
 - ❖ Circulation générale : 4 kN/m²
 - ❖ Locaux d'hébergement : 2,5 kN/m²
 - ❖ Salles de travail : 3,5 kN/m²
- Sous-sol
 - ❖ Zone de stockage des déchets : 6 kN/m²

3. Modélisation de la structure

Afin de mieux appréhender la structure à laquelle nous faisons face, il est important de représenter cette structure selon un modèle 3D de calcul, afin de l'analyser plus objectivement. Pour cela nous allons utiliser le logiciel Autodesk Concret Building Structure (CBS).

Le logiciel de modélisation Autodesk CBS est principalement un logiciel de calcul, de descentes de charges aux lignes de rupture et connecté à Robot Structural Analysis. Les figures 10 et 11 ci-dessous présentent de manière globale la modélisation de notre structure.

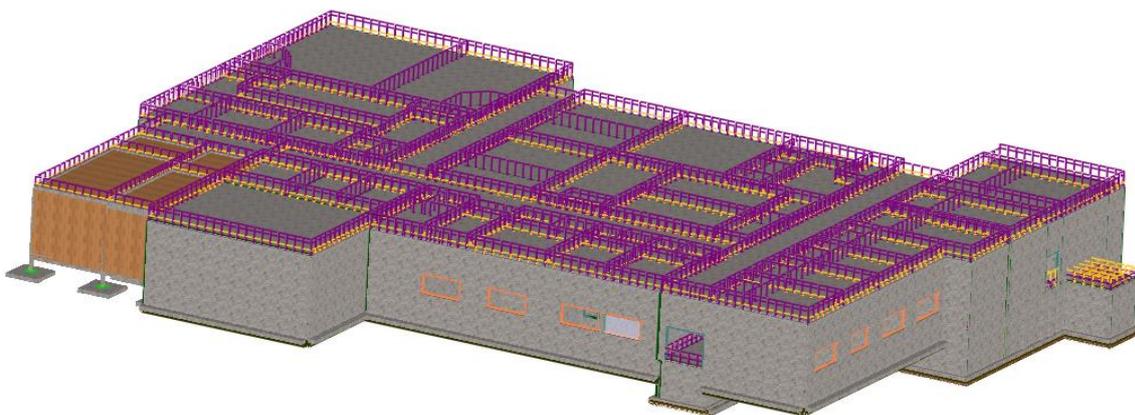


Figure 10 : Modélisation de la structure entière

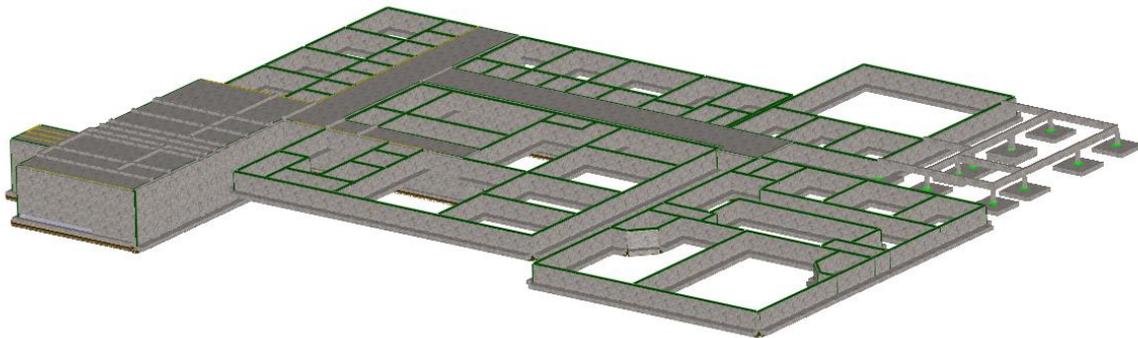


Figure 11 : Modélisation de l'infrastructure

L'analyse structurale de la zone étudiée à faciliter la modélisation 3D de la structure. Nous avons donc obtenu le modèle de calcul, ce qui facilitera le dimensionnement que nous effectuerons dans le chapitre suivant.

C. DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL MANUEL

1. Hypothèses de base

Cette partie consiste à établir les bases de calculs, à définir les caractéristiques des différents matériaux nécessaires à la mise en œuvre de l'ouvrage. Il faudra aussi énumérer les règlements applicables, afin de dimensionner les divers éléments de la structure porteuse comme il se doit.

➤ Principe de Calcul :

Le principe de calcul dans le cas de notre étude est de dimensionner les différents éléments porteurs à l'ELU puis à l'ELS. Les fissurations étant préjudiciables, les éléments en flexion composés et de fondation sont dimensionnés uniquement à l'ELS, conformément aux prescriptions du BAEL 91 modifié 99.

➤ Normes de calcul :

❖ Règles des Béton Armés aux Etats Limites (BAEL) 91 modifiées 99 ; DTU P 18-702

❖ Les normes françaises :

- NF P06-004
- NF P06-001
- NF P18-210 (DTU 23.1)

➤ Matériaux

🚧 Béton

- ❖ Le poids volumique du béton est de : 25 kN/m^3
- ❖ La résistance du béton à la compression à 28 jours est de : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- ❖ Le dosage du béton est de : 350 kg/m^3
- ❖ Enrobage : 3 cm en fondation ; 2,5 cm en élévation

🚧 Acier

- ❖ Nuance de l'acier : $F_e = 400 \text{ MPa}$
- ❖ Fissuration préjudiciable en Superstructure et en Infrastructure

🚧 Sol

D'après l'ensemble des études géotechniques, il en ressort que le sol est constitué d'une couche de terre végétale sous laquelle se trouve de la carapace latéritique plus ou moins altérée suivie des sols argilo-latéritique plus ou moins compact avec la présence de kaolinites. Le laboratoire nous a donc préconisé des fondations superficielles à une profondeur d'ancrage de 1,00 m/TN

et d'une contrainte admissible $\sigma_s = 0,15 \text{ MPa}$.

➤ Caractéristiques mécaniques des matériaux :

✚ Béton :

❖ Contrainte limite de cisaillement

- En fissuration Peu préjudiciable (FPP) : $\tau_u = 3,33 \text{ MPa}$
- En fissuration préjudiciable (FP) et très préjudiciable (FTP) : $\tau_u = 2,50 \text{ MPa}$

❖ Résistance caractéristique du béton à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

❖ Contrainte limite à la compression : $f_{bc} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$

❖ Résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,6 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

✚ Acier (Nuance d'acier Fe400)

❖ Résistance à la rupture $F_r = 415 \text{ MPa}$

❖ Module d'élasticité longitudinal : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

❖ Contrainte maximale des armatures tendues à l'ELU : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ avec $\gamma_s = 1,15$

❖ Contrainte maximale des armatures tendues à l'ELS

- En fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} = 267 \text{ MPa}$
- En fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} = 214 \text{ MPa}$

2. Plancher

Un plancher est défini comme un plan horizontal séparant deux différents niveaux d'étage, il peut être en bois (charpente), en béton armé ou préfabriqué (Corps creux). La zone que nous étudions comporte principalement des planchers en dalle pleine c'est-à-dire en béton armé. Dans cette partie de notre travail, nous allons donc dimensionner les différents planchers de nos locaux chauds.

Pour le dimensionnement des planchers nous considérerons les charges surfaciques qui s'y appliquent. La figure ci-dessous représente un schéma statique d'un plancher plein.

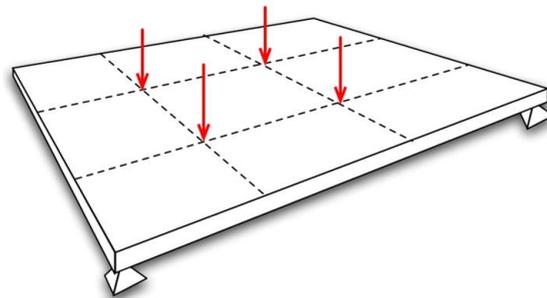


Figure 12 : Schéma statique d'une dalle pleine

Nous calculerons ensuite les charges longitudinales exercées sur les parois.

Le tableau 8 qui suit résume les différentes charges des Planchers.

Tableau 8 : Charges s'appliquant aux planchers

		A	B	C	D	E	Stockage	Galleries
Plancher haut	Permanente (kN/m ²)	9,22	10,47	10,47	9,22	9,22	6,69	6,69
	Exploitation (kN/m ²)	1	1	1	1	1	6	4

a) Dimensionnement des dalles pleines

Les dalles pleines seront dimensionnées comme une poutre de hauteur h = épaisseur de la dalle, et de base 1m. Avant tout calcul il faudrait s'assurer que la dalle porte dans un seul sens ou dans deux sens. Cette conclusion est tirée de la détermination du coefficient $\alpha = L_x/L_y$ où L_x est par convention inférieur à L_y . Ces deux dimensions représentent la longueur et la largeur du panneau à dimensionner. Notons que si α inférieur à 0,4 alors la dalle porte dans un sens, sinon elle porte dans les deux sens.



Figure 13 : Configuration d'un panneau de dalle.

Les détails de calcul d'une dalle pleine se trouvent à l'annexe 5

Dans chaque zone étudiée, il a été choisi le panneau le plus contraignant, comme l'indique la figure 14 ci-après.



Figure 14 : Présentation des Panneaux à calculer

Les caractéristiques géométriques des différents panneaux se trouvent dans le tableau 9 ci-dessous :

Tableau 9 : Caractéristiques géométriques des panneaux calculés

	RDC					Sous-sol	
	Zone A	Zone B	Zone C	Zone D	Zone E	Stockage	Galerie
Lx (m)	8,60	4,20	4,10	4,95	7,10	3,80	2.95

Ly (m)	10,50	10,35	5,00	7,85	8,35	7,85	23.40
A	0,82	0,41	0,82	0,63	0,35	0,48	0.13

 Détermination des sollicitations

Les sollicitations suivant chaque axe (x ; y) auxquelles sont soumises les différents panneaux sont présentées dans le tableau 10.

La méthode de détermination des sollicitations est la suivante :

❖ Calcul du coefficient α

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \text{ avec } l_x: \text{longueur dans le sens de } x \text{ et } l_y \text{ longueur dans le sens de } y$$

Si la dalle porte dans un sens on calculera M_{ox} . Si elle porte dans les deux sens, on calculera M_{ox} et M_{oy}

❖ Calcul de M_{ox}

$$M_{ox} = \mu_x \times p \times l_x^2 \text{ avec } \mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)}$$

❖ Calcul de M_{oy}

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} \text{ avec } \mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9\alpha)$$

On doit prévoir des armatures en chapeau pour équilibrer les moments d'encastrement d'une valeur de 0,15 M_{ox} ; on prendra une section équivalente à section minimale en condition de non fragilité.

❖ Calcul des efforts tranchants dans la dalle

Si $\alpha \geq 0,4$ on a :

$$V_{ux} = P_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \text{ et } V_{uy} = P_u \times \frac{l_x}{3}$$

Si $\alpha < 0,4$ on a :

$$V_{ux} = P_u \times \frac{l_x}{2}$$

❖ Justification des armatures et calcul de la contrainte tangentielle τ_u

La condition suivante doit être vérifiée : $\tau_{ui} = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau}_u$

❖ Disposition des armatures

- Diamètre maximal : $\varphi = \frac{h_0}{10}$

- Armature de répartition : $Ar = \frac{1}{4} Ast$

Tableau 10 : Différentes sollicitations auxquelles sont soumis les panneaux

Sollicitation ELU						
Moments Fléchissants (kN.m)		Zone A	Zone C	Zone E	Stockage	Galerie
Suivant l'axe x	Mox	-55,63	-14,47	-35,64	-25,54	-16,25
Suivant l'axe y	Moy	-35,71	-9,3	-24,86	-4,25	-
Efforts tranchant Vu (kN)						
Suivant l'axe x	Vux	42,71	23,22	34,84	27,53	22,125
Suivant l'axe y	Vuy	40,13	21,87	33,13	22,8	-
Sollicitation ELS						
Suivant l'axe x	Mox	-40,75	-10,40	-26,10	-18,00	-3,40
Suivant l'axe y	Moy	-26,15	6,66	-18,20	-3,00	-

➤ Dalles continues

Dans le cas des dalles continues (cas des panneaux en zone B et D), la détermination des sollicitations, nous fait faire recours à la méthode forfaitaire décrite comme suit :

- ❖ Calcul de moments fléchissant sur appuis de rive

$$0,15 M_o < M_{app} < 0,3 M_o$$

- ❖ Calcul de moments fléchissant en travée courante

$$0,75 M_o < M_t < 0,85 M_o$$

- ❖ Calcul de moments fléchissant en appuis intermédiaire

$$0,4 M_o < M_{app} < 0,5 M_o$$

Le Moment M_o est obtenu en appliquant les formules utilisées pour le calcul de M_{ox} et M_{oy} .

Les sollicitations obtenues sont reportées dans le tableau 11 ci-après :

Tableau 11 : Sollicitations des dalles continues

Sollicitations ELU			
Moments fléchissant (kN.m)		Zone B	Zone D
Suivant l'axe x	Appui de Rive	6,00	5.32
	Appui intermédiaire	13,48	11.96

	Travée	-23,96	-21,26
Suivant l'axe y	Appui de Rive	0,6	1,81
	Appui intermédiaire	1,4	4,1
	Travée	-2,4	-7,22
Efforts Tranchant Vu (kN)			
Suivant l'axe x	Vux	27,71	26,34
Suivant l'axe y	Vuy	22,19	23,10
Sollicitation ELS			
Suivant l'axe x	Appui de Rive	4,37	3,92
	Appui intermédiaire	9,83	8,82
	Travée	-17,48	-15,68
Suivant l'axe y	Appui intermédiaire	0,45	1,31
	Travée	1	2,95
	Travée	-1,8	-5,24

Les sollicitations ainsi obtenues nous permettront de dimensionner nos différents panneaux de dalle.

✚ Dimensionnement des panneaux de dalle

Le dimensionnement se fera en ELU puis à l'ELS. Le principe de dimensionnement des dalles nous emmène à les calculer comme des poutres de base (b) égale à un (1) mètre et de hauteur (h) correspondant à l'épaisseur de la dalle.

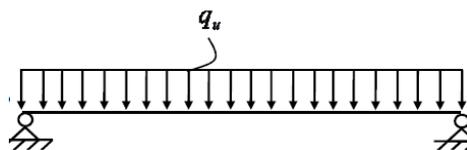


Figure 15 : Schéma statique d'une poutre à une travée

La méthodologie de dimensionnement d'une poutre est la suivante :

- Dimensionnement à l'ELU
- ❖ Calcul du moment réduit et recherche du pivot

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \text{ avec } d = 0.9h$$

Si $\mu_u < 0,186 \rightarrow$ Pivot A \rightarrow pas d'aciers comprimés ; Si non \rightarrow Pivot B \rightarrow Aciers comprimés

❖ Calcul des paramètres de déformation

- Calcul de α_u

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)})$$

- Calcul du bras de levier Z_u

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

❖ Calcul de la section Théorique A_{st}

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z_u \times \sigma_s}$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité (CNF)

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

Si $A_{smin} \geq A_{st} \rightarrow ok$ (condition vérifié); Si non $A_{st} = A_{smin}$

❖ Calcul des espacements

$$St_{max} = \min(3h; 33 \text{ cm})$$

$$St_{min} = \frac{0,9 A_t}{\gamma_s \times b_o \times \tau_u} \times f_e$$

➤ Dimensionnement à L'ELS

❖ Calcul des paramètres de déformation :

- Calcul de α_{ser}

$$\alpha_{ser} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} \times \sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = \varphi = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e = 266,67 \\ 0,5 f_e = 200 \\ 110 \sqrt{\eta} \times f_{tj} = 201,63 \end{array} \right. \rightarrow \varphi = 201,63 \text{ MPa}$$

Si fissuration Préjudiciable $\rightarrow \varphi = 201,63 \text{ MPa}$

- Détermination de la position de la fibre neutre y_{ser}

$$y_{ser} = \alpha_{ser} \times d$$

- Calcul du bras de levier Z_{ser}

$$Z_{ser} = d - \frac{y_{ser}}{3}$$

- ❖ Calcul du moment résistant M_{serb}

$$M_{serb} = \frac{1}{2} \times b \times y_{ser} \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z_{ser}$$

- ❖ Calcul de la section d'acier à L'ELS

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z_{ser} \times \sigma_{st}}$$

- ❖ Vérification de la condition de non fragilité (CNF)

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

Si $A_{smin} \geq A_{st} \rightarrow ok$ (condition vérifié); Si non $A_{st} = A_{smin}$

La section d'acier finale de la section sera alors : $\max(A_{st} \text{ à l'ELU}; A_{st} \text{ à l'ELS})$

Le tableau 12 nous montre les sections d'acier obtenues pour le calcul des Dalles

Tableau 12 : Sections d'acier des dalles

Sections suivant l'axe x						
		Ast à L'ELU	Ast à L'ELS	Asmin	Ast	Choix des aciers
Zone A	Travée	16,04	13,60	2,18	16,04	2*4HA16 (16,08 cm ²)
Zone B	Appui de Rive	1,32	1,17		2,72	4HA10 (3,14cm ²)
	Appui intermédiaire	3,00	2,62		3,00	4HA10 (3,14 cm ²)
	Travée	5,37	4,67		5,37	4HA14 (6,16 cm ²)
Zone C	Travée	3,22	2,78		3,22	4HA12 (3,39 cm ²)
Zone D	Appui de Rive	1,47	1,31		2,18	4HA10 (3,14 cm ²)
	Appui intermédiaire	3,34	2,95		3,34	4HA12 (3,39 cm ²)
	Travée	6,00	5,24		6,00	4HA14

						(6,16 cm ²)
Zone E	Travée	10,23	8,70		10,23	2*4 HA14 (12,32 cm ²)
Stockage	Travée	7,25	6,00		7,25	4HA16 (8,04 cm ²)
Galerie	Travée	4,60	3,90		4,60	4 HA14 (6,16 cm ²)
Section suivant l'axe y						
Zone A	Travée	8,08	8,70		8,70	2*4HA12 (9,05 cm ²)
Zone B	Appui de Rive	0,13	0,12		2,18	4HA 10 (3,14 cm ²)
	Appui intermédiaire	0,30	0,27		2,18	4HA 10 (3,14 cm ²)
	Travée	0,50	0,48		2,18	4HA 10 (3,14 cm ²)
Zone C	Travée	2,06	1,78		2,18	4HA 10 (3,14 cm ²)
Zone D	Appui de Rive	0,50	0,44		2,18	4HA 10 (3,14 cm ²)
	Appui intermédiaire	1,13	0,99	2,18	2,18	4HA 10 (3,14 cm ²)
	Travée	2,00	1,75		2,18	4HA 10 (3,14 cm ²)
Zone C	Travée	7,05	6,10		7,05	4HA16 (8,04 cm ²)
Stockage	Travée	1,18	1,00		2,18	4HA 10 (3,14 cm ²)
Galerie	Travée	-	-		-	
Espacement		25				
Diamètre maximal		HA 20				
Acier de répartition		HA 8				

Les résultats de la vérification des contraintes de cisaillement sont regroupés dans le tableau 13 ci-dessous :

Tableau 13 : Vérification des contraintes tangentielles.

	Contrainte τ_{ux}	Contrainte τ_{uy}	Contrainte adm τ_{umax}	Vérification
Zone A	0,24	0,22	1,17	OK
Zone B	0,15	0,12	1,17	
Zone C	0,15	0,12	1,17	
Zone D	0,19	0,13	1,17	
Zone C	0,12	0,18	2,5	
Stockage	0,15	0,13	2,5	
Galerie	0,12	-	-	

D'après les résultats obtenus, nous constatons que le panneau de dalle le plus chargé est celui de la zone A avec une section en travée de 16,04 cm² soit 2*4HA16 par mètre linéaire suivant le sens (x). En effet il s'agit du panneau de plus grandes dimensions.

Dans la suite de notre étude nous allons dimensionner les différentes parois de la zone chaude et présenter les résultats de nos calculs.

Les détails de calcul des panneaux se trouvent à l'annexe 5 (page 81)

3. Parois

Une paroi en bâtiment est un élément vertical de la structure permettant de délimiter un ou plusieurs locaux, il est généralement en maçonnerie. Mais dans le cas de notre étude nous ferons face à des parois en béton banché (voiles) de divers types. En effet le type de chargement s'appliquant aux voiles varie en fonction de la zone.

Les charges arrivant sur les parois sont obtenues en multipliant les charges surfaciques par une longueur (l) qui peut être la largeur efficace du panneau de plancher que supporte la paroi, ou qui peut être aussi la hauteur de la paroi lorsqu'il s'agira de déterminer le poids propre de ce dernier.

Nous allons donc dimensionner la section d'armatures des différents types de voiles rencontrés pour qu'elles puissent supporter les diverses charges qui leurs sont appliqués. Les parois dimensionnées dans notre étude, sont les plus sollicités dans chaque zone, comme le montre la

figure 16.

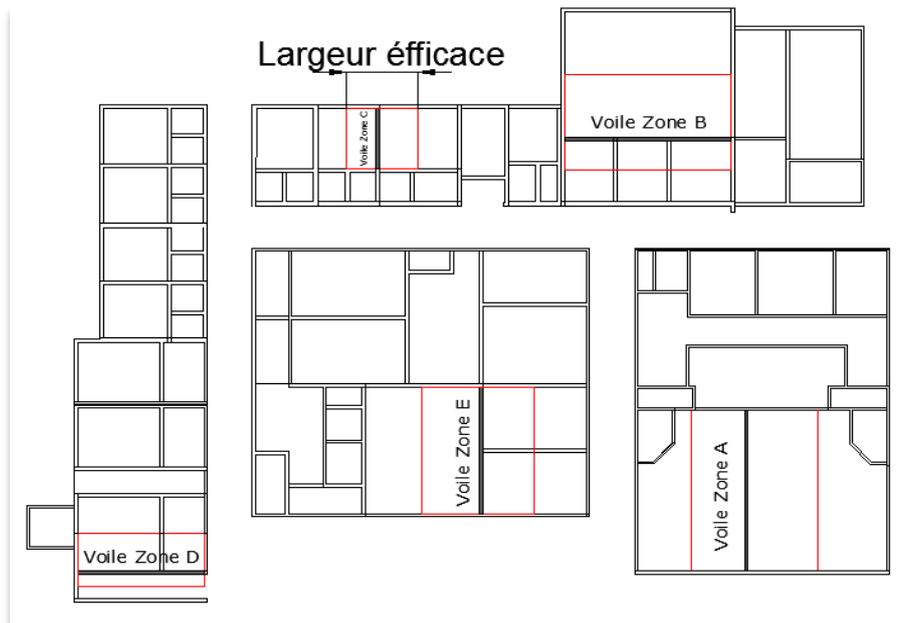


Figure 16 : Différentes parois les plus sollicitées

Le tableau 14 résume les différentes charges qui s'appliquent aux voiles

Tableau 14 : Charges s'appliquant aux parois

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D	Zone E	Stockage	Galeries
Plancher haut	Permanente (kN/m ²)	9,22	10,47	10,47	9,22	9,22	6,69	6,69
	Exploitation (kN/m ²)	1	1	1	1	1	6	4
Voiles	Permanente (kN/m)	23,764	36,764	36,764	24,444	30,264	18.6244	14.55

a) Dimensionnement des voiles du RDC

Les voiles du RDC ne sont soumises qu'aux charges provenant du plancher haut et leur propre poids. Ils sont raidis par d'autres voiles en retour. Ils seront dimensionnés en compression simple (sauf les voiles de la zone D) et assimilé à des poteaux. La figure 17 ci-dessous présente le mode de chargement des voiles du RDC.

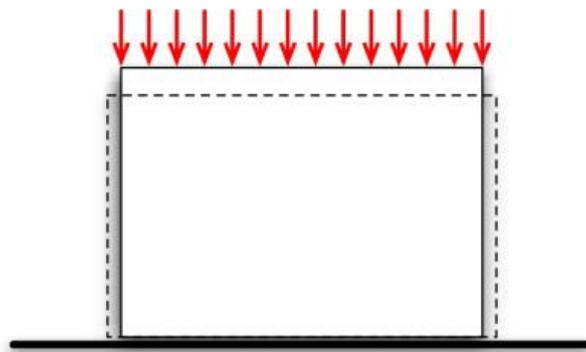


Figure 17 : Voiles soumis aux efforts de compression

Le tableau 15 présente les caractéristiques des voiles :

Tableau 15 : Caractéristiques et Sollicitations des voiles

	Longueur l_0 (m)	Charges venant sur le voile ELU (kN/m)	Charges à l'ELS (kN/m)	Contrainte σ_u (MPa)	Contrainte adm (σ_{adm})	Epaisseur du voile (cm)
Zone A	10,35	138,78	101,95	0,56	1,25	15
Zone B	10,10	144,69	106,50	0,58		20
Zone C	3,85	117,64	86,66	0,47		25
Zone E	8,15	135,70	99,76	0,55		20

Le dimensionnement de ces voiles suivra les normes du DTU 23.1 de la norme française P 18-210. Notons que le dimensionnement se fera sur un (1) mètre de longueur. La section d'armature obtenue sera appliquée sur l'ensemble de la longueur du voile.

La méthodologie de dimensionnement des voiles selon le **DTU 23.1** est décrit dans l'annexe 6 à la page 88.

Le tableau 16 présente les résultats de calcul des voiles du RDC excepté la zone D, Ces résultats sont issus des calculs des sections d'armatures minimales.

La note de calcul de voile du RDC se trouve à l'annexe 7 (page 90).

Tableau 16 : Section d'armature obtenue après calcul

	Zone A	Zone B	Zone C	Zone E
Armatures verticales (cm²/m/face)	5 soit 5HA12 (5,59 cm ²)			
Armatures horizontales (cm²/m/face)	3,33 soit 5HA10 (3,93 cm ²)			
Armatures transversales (cm²/m/face)	Epingles de HA6 avec un espacement de 20cm			
Espacement st (cm)	20			

b) Dimensionnement des voiles de la zone D (Zone de stockage RDC)

On considèrera les voiles de la zone D comme étant des parois fléchies. Notons que les parois de cette zone sont au-dessus du sous-sol, certaines d'entre elles ne possèdent donc pas de support au sous-sol. Ces voiles prennent donc appui sur des poteaux cachés dans les voiles du sous-sol. Nous allons donc les dimensionner comme des poutre-voiles, sollicités uniquement par leurs poids propres, et les charges provenant du plancher haut.

La figure 18 qui suit montre la disposition d'une poutre-voile.

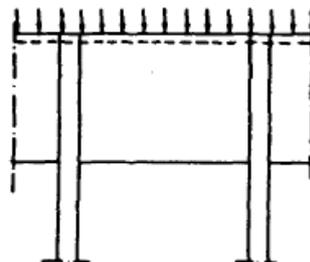


Figure 18 : Poutre-voile selon l'annexe E5 du BAEL 91 modifiée 99

Le dimensionnement de cet élément se fera suivant les règles du BAEL 91 modifiée 99 Annexes E5 (Méthode de calcul et disposition des armatures des parois fléchies) dont la méthodologie est la suivante :

- ❖ Calcul du moment issu de la charge P

$$M_o = \frac{p \cdot l^2}{8}$$

- ❖ Calcul de la force de cisaillement initiale de l'opération de charge P

$$V_o = \frac{p \cdot l}{2}$$

- ❖ Calcul de la contrainte de cisaillement équivalente

$$\tau_o = \frac{V_o}{h \times b_o} \text{ si } h \leq l; \tau_o = \frac{V_o}{l \times b_o} \text{ si } h \geq l$$

- ❖ Calcul des contraintes de cisaillement limites ou admissibles

$$\bar{\tau}_o = \min(0,20 \times \frac{f_e}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa})$$

- ❖ Calcul de l'épaisseur minimale de la poutre-voile

$$e = \max \left\{ \begin{array}{l} 3,75 \times \frac{p \times l}{h \times f_{c28}} \\ 0,14 \times l \times \sqrt[3]{\frac{p}{h \times f_{c28}}} \end{array} \right. \text{ si } h \leq l; \max \left\{ \begin{array}{l} 3,75 \times \frac{p}{f_{c28}} \\ 0,14 \times l \times \sqrt[3]{\frac{p}{h \times f_{c28}}} \end{array} \right. \text{ si } h > l$$

➤ **Détermination des armatures principales de la poutre-voile :**

Ces armatures sont réparties dans la zone inférieure de la poutre à la hauteur $h = \min(0,15h; 0,15l)$

- ❖ Calcul de la section d'armatures principales

$$A = \frac{M_o}{z \times \sigma_{st}}$$

➤ **Détermination des armatures verticales de la poutre-voile**

Les armatures verticales se composent de cadres ou d'armatures de forme U qui couvrent les armatures horizontales. Elles sont réparties le long de toute la hauteur de la poutre-voile

- ❖ Calcul du pourcentage de l'armature verticale

$$\rho_v = \frac{A_v}{S_t \times b_o} = \frac{0,75 \times \tau_o}{\sigma_{st}}$$

- ❖ Calcul de la section d'armature verticale

$$A_v = \rho_v \times s_t \times b_o \text{ avec } s_t \text{ l'espace entre deux lit consécutifs}$$

➤ **Détermination des armatures horizontales**

Les armatures horizontales sont réparties suivant deux zones, la zone inférieure et supérieure
L'armature en zone inférieure est distribuée directement sur l'armature principale dans la zone allant jusqu'à :

$$0,4h \text{ si } h \leq l \text{ et } 0,4l \text{ si } h > l$$

Celle de la zone supérieure est distribuée au-dessus de l'armature horizontale dans la zone supérieure allant jusqu'à :

$$0,45h \text{ si } h \leq l \text{ et } 0,45l \text{ si } h > l$$

❖ Calcul des armatures en zone inférieure

- Calcul du pourcentage de l'armature

$$\rho_{hi} = 0,50 \times \left(0,60 + 15 \frac{\tau_o}{\sigma_{st}}\right) \frac{\tau_o}{\sigma_{st}}$$

- Calcul de la section d'armature horizontale en zone inférieure

$$A_{hi} = \rho_{hi} \times s_h \times b_o$$

❖ Calcul des armatures en zone supérieure

- Calcul du pourcentage de l'armature

$$\rho_{hs} = 0,30 \times \left(0,60 + 15 \frac{\tau_o}{\sigma_{st}}\right) \frac{\tau_o}{\sigma_{st}}$$

- Calcul de la section d'armature horizontale en zone inférieure

$$A_{hs} = \rho_{hs} \times s_h \times b_o$$

Du fait de l'existence d'ouvertures dans certaines parois, les armatures au niveau des ouvertures se déterminent de la manière suivante :

❖ Calcul des armatures horizontales principales

$$A_t = \frac{0,4 \times V_o}{\sigma_{st}}$$

❖ Calcul des armatures horizontales secondaires

$$A_h = \begin{cases} \text{Si } \tau_o \leq \frac{f_{c28}}{30} \text{ alors } A_h = 0 \\ \text{Si } \tau_o \geq \frac{f_{c28}}{30} \text{ alors } A_h = \frac{0,2 \times V_o}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{30 \times \tau_o}{f_{c28}} - 1\right) \end{cases}$$

❖ Calcul des armatures verticales suspendues

$$A_{hs} = \frac{p \times S_v}{\sigma_{st}} \text{ avec } S_v = \min(2b_0; 33 \text{ cm})$$

La section minimale à atteindre par face est obtenus en prenant pour $\rho = 0,002$, on a donc une section minimale par face de 2 cm^2 . On prendra donc 2 cm^2 pour toutes les sections par face inférieure à la section minimale.

La note de calcul du voile le plus sollicité en zone D est présentée en annexe 8 (page 93)

Les voiles de la zone D ont donc été dimensionnées en suivant les calculs précédents. Le tableau 17 et 18 suivants présentent les résultats issus de ce dimensionnement

- Caractéristiques géométriques et sollicitations soumises à la section

Tableau 17 : Caractéristiques géométriques et sollicitations soumises à la section

	Longueur lo(m)	Moments fléchissant Mo (kN.m)	Effort tranchant Vo(kN)	Contrainte τ (MPa)	Contrainte τ_{adm}(MPa)	Epaisseur minimale du voile (cm)
Zone D	7,85	617,30	314,55	0,3	5	10

- Sections calculées

Tableau 18 : Résultats des sections d'acier des voiles en zone D

	As principale (cm²)	Armature verticale (cm²)	Armature horizontale zone inf (cm²)	Armature horizontale zone sup (cm²)	Armature d'ouvertures principales (cm²)	Armature verticale suspendue (cm²)
Zone D	4,86 Soit 2,43 cm ² /face (5 HA8 soit 2,51 cm ²)	3,3 cm ² soit 2cm ² /m/face (4HA8 soit 2,01 cm ²)	1,14 cm ² soit 2cm ² /m/face (4HA8 soit 2,01cm ²)	0,74 cm ² soit 2cm ² /m/face (4HA8 soit 2,01cm ²)	3,62 cm ² soit 2cm ² /m/face (4HA8 soit 2,01cm ²)	0,57 cm ² soit 2cm ² /m/face (4HA8 soit 2,01cm ²)

La section minimale à atteindre par face est obtenus en prenant pour $\rho = 0,002$, on a donc une section minimale par face de 2 cm^2 . On prendra donc 2 cm^2 pour toutes les sections par face inférieure à la section minimale.

c) **Dimensionnement des voiles du sous-sol**

Les voiles du sous-sol sont soumis à la poussée des terres, le calcul des armatures de ces voiles se fera donc en flexion composée. La fissuration étant très préjudiciable, nous allons les dimensionner à l'ELS.

➤ **Calcul des sollicitations dues à la poussée des terres**

❖ Calcul de l'effort dû à la poussée des terres

- Charges permanentes

$$g = \gamma \times \frac{h^2}{2} \times k \times 1 \text{ avec } k = 1$$

- Charges d'exploitation

$$q = p \times 1 \times h$$

$$N_{ser} = g + q \text{ et } N_u = 1,35g + 1,5q$$

❖ Calcul du moment dû à la poussée des terres

$$M_g = g \times \frac{1}{3} \times h$$

$$M_q = q \times \frac{1}{2} \times h$$

$$M_u = 1,35M_g + 1,5M_q \text{ et } M_{ser} = M_g + M_q$$

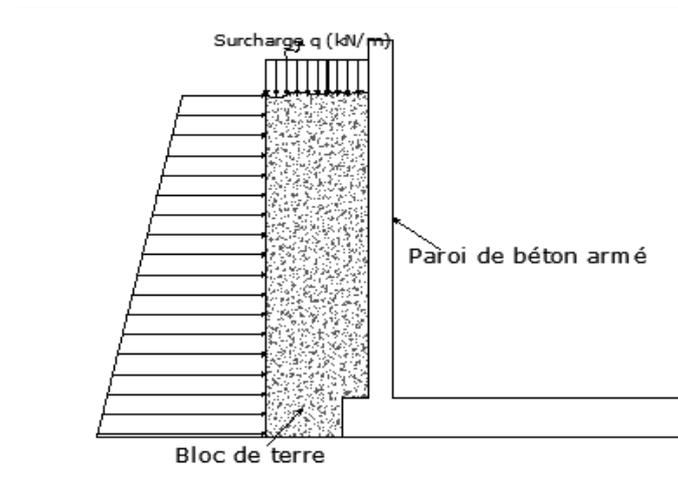


Figure 19 : Action des terres et des surcharges sur la paroi

Le principe de dimensionnement à l'ELS en flexion composée est la suivante :

➤ Calcul à l'ELU

- ❖ Calcul de l'excentricité du premier ordre 1

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \text{ avec}$$

M_u le moment due à la poussée des terres

N_u l'Effort Normal due au poids propre et aux charges supérieurs

- ❖ Calcul de l'élanement géométrique l_f

$$l_f = 0,5 \times l_0$$

Si la pièce est chargée de façon excentrée

$$\frac{l_f}{h} < \max \left\{ \begin{array}{l} 15 \\ 20 \times \frac{e_1}{h} \end{array} \right.$$

- ❖ Calcul de l'excentricité au second ordre e₂

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \cdot \varphi) \text{ avec } \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_{ser}} \right)$$

- ❖ Calcul des sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée :

$$\begin{cases} M_f = N_u (e_1 + e_a + e_2) \\ e_0 = e_1 + e_a + e_2 \end{cases}$$

- ❖ Calcul du moment réduit de référence à l'ELU

$$\mu_{BC} = 0,8 \times \frac{h}{d} \times \left(1 - \frac{0,4h}{d} \right)$$

- ❖ Calcul du moment réduit agissant

$$\mu_{uA} = \frac{M_{uA}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

Si $\mu_{uA} < \mu_{BC} \rightarrow$ Section partiellement comprimée

➤ Calcul à l'ELS

- ❖ Calcul de l'excentricité à l'ELS

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

- ❖ Calcul des sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus

$$e_A = e_{ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{serA} = N_{ser} \times e_A$$

❖ Calcul du moment réduit

$$\gamma_M = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$10^4 \mu_{tu} = 3440 \times \theta \times \gamma_M + 49 \times \frac{f_{c28}}{\theta} - 3100$$

Si $\mu_{uA} < \mu_{tu} \rightarrow$ Pas besoin d'aciers comprimés

Après avoir obtenus les sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers, la suite du dimensionnement pourra se faire en flexion simple. Le principe de calcul sera donc identique à celui du calcul d'une poutre en flexion simple (principe énoncé dans la partie I de ce chapitre). Le tableau qui suit présente les résultats des deux types de voiles soumis à la poussée des terres en sous-sol (Voile de la zone de stockage et celle des galeries ayant respectivement 3,2 m et 2,5 m de hauteur)

Notons que les voiles sont tous partiellement comprimés d'après nos calculs. Les détails de calcul des voiles de la zone de stockage sont présentés en annexe 9 (page 98).

Tableau 19 : Résultats de calculs des sections armatures des voiles du sous-sol

	Mu (kN.m)	M _{ser} (kN.m)	P _{ser} (kN)	N _{ser} (kN)	e _{ser} (m)	M _{serA} (kN.m)	Ast (cm ²)	A _{smin} (cm ²)	Choix des armatures
Stockage	208,10	166,7	123,14	228,52	0,65	166,7	(14,25 - 6,57) Soit 7,68 cm ² /m/face	2,17	5HA 14 soit 7,70 cm ² Esp=20 cm
Galerie	109,46	77,61	80,63	46,06	1,68	81,29	(5,43-1,3) cm ² soit 4,13 cm ² /m/face		4HA12 soit 4,52 cm ² /m/face

d) Dimensionnement des poteaux raidissant les voiles de la zone D

Les poteaux se trouvant au sous-sol et chargés de transmettre les charges des poutre-voiles

suspendues en zone D. Ils seront dimensionnés en flexion composée du fait de l'action de la terre. Le principe de dimensionnement reste le même que celui des voiles du sous-sol. On présente dans le tableau 20, ci-dessous, les résultats issus des calculs.

Tableau 20 : Résultats de calcul d'armature du poteau le plus chargé en sous-sol

Nom	Nu (kN)	Nser (kN)	Section du poteau (cm ²)	Lo (m)	Section A (cm ²)	Choix Armatures	Acier de répartition
POT-1-27	647,84	474,47	40*40	3,2	4,35 (section minimale)	4HA 12 soit 4,52 cm ²	HA8 esp 25 cm

4. Fondation

Toute structure repose sur un sol porteur. Ce sol reçoit les charges de la structure par l'intermédiaire d'une fondation qui se trouve être la partie la plus importante d'une construction. On distingue plusieurs types de fondation, mais notre choix s'est porté sur des semelles filantes pour la zone en RDC et des radiers pour la zone en sous-sol. Cette partie de notre étude se penchera sur le dimensionnement des différents types de fondation sur lesquelles reposent les locaux chauds.

e) Dimensionnement des semelles filantes

Les semelles filantes accueillent toutes les charges provenant des voiles du RDC sauf celles de la zone D. Il est judicieux et adéquat d'opter pour des semelles filantes sous des murs porteurs. Leur dimensionnement passe par la détermination de la surface portante, du choix des dimensions des semelles puis enfin du calcul de la section des aciers nécessaires pour reprendre les charges.

➤ Détermination de la surface portante S

- ❖ Calcul de l'aire approchée $S_1 < S$

$$S_1 = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

- ❖ Calcul de la largeur approchée B_1 de la semelle sur une longueur de 1 m

$$B_1 = \frac{S_1}{1,00}$$

- ❖ Choix de la largeur de la semelle

$$B \geq B_1$$

- ❖ Calcul de la hauteur h

$$h = d + 0,05 \quad \text{avec} \quad \frac{B - b}{4} \leq d \leq B - b$$

- ❖ Vérification de la contrainte au sol

$$\sigma_{sol} < \sigma_{adm} \quad \text{avec} \quad \sigma_{sol} = \frac{N_u + p.p \text{ semelle} + pp \text{ remblai}}{\text{aire surface portante}}$$

➤ **Détermination des aciers tendus**

- ❖ Nappe inférieure parallèle au côté B

$$A_x = \frac{N_u(B - b)}{8d} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

- ❖ Nappe supérieure perpendiculaire au côté B

$$A_y = A_x/4$$

La section minimale des aciers de répartition constituant le chaînage longitudinal est : $S_{min} \geq 2 \text{ cm}^2$

La longueur de recouvrement équivaut à $R = 35 \Phi$ et la longueur d'ancrage est $l_s = 40\Phi$

La note de calcul de la semelle filante la plus sollicitée de la zone A est présentée en annexe 10 (page 103)

Le tableau 21 dresse les résultats du dimensionnement des semelles :

Tableau 21 : Résultats de calcul des sections d'aciers des semelles filantes

	Zone A	Zone B	Zone C	Zone E
N_u (kN/ml)	138,78	144,69	117,64	135,70
N_{ser} (kN/ml)	101,95	106,50	86,66	99,76
Epaisseur du voile (cm)	0,15	0,25	0,25	0,2
Contrainte σ_{adm}	0,15			

(MPa)				
Largeur choisie B (m)	1,10	1,10	1,00	1,00
Hauteur choisie h (m)	0,3			
Contrainte du sol σ_{adm} (MPa)	0,139	0,143	0,13	0,147
Ax (cm²/m)	1,9 (4HA8 soit 2,01 cm ²)	2,21 (4HA10 soit 3,14 cm ²)	1,58 soit 2 cm ² (4HA8 soit 2,01 cm ²)	1,95 soit 2 cm ² (4HA8 soit 2,01 cm ²)
Ay (cm²/m)	0,6 soit 2 cm ² (4HA8 soit 2,01 cm ²)	0,55 soit 2 cm ² (4HA8 soit 2,01 cm ²)	0,4 soit 2 cm ² (4HA8 soit 2,01 cm ²)	0,49 soit 2 cm ² (4HA8 soit 2,01 cm ²)

a) Dimensionnement du radier

Le sous-sol repose sur une fondation du type radier. Cependant nous aurions pu nous en tenir aux semelles filantes comme la justification du type de fondation le montre en annexe 11 à la page 106. On observe deux types de radier dans notre cas. Le premier type est le radier en zone de stockage et le second dans la zone des galeries. La détermination d'aciers nécessaires pour reprendre les charges provenant de la structure sera effectuée suivant la méthodologie qui suit. Notons que Le dimensionnement se fera à l'ELU et ensuite l'ELS. La plus grande section sera retenue comme section d'armature finale.

Radier de la zone de stockage :

- ❖ Calcul de l'épaisseur du radier

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} \text{ avec } L_{max} \text{ la longueur de travée maximale du radier}$$

- ❖ Calcul de la surface du radier (le calcul de la surface se fera à l'ELS)

$$S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Si S_{radier} calculée < Surface du bâtiment, il faudrait prévoir un débord de radier

- ❖ Calcul du débordement du radier

$$Ld \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30cm\right)$$

- ❖ Calcul de la surface réelle du radier

$$S_{radier} = S_{bâtiment} + S_{débord}$$

- ❖ Vérification du risque de poinçonnement

- Condition générale de non poinçonnement

$$N_u \leq \frac{0,07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec}$$

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier [$\mu_c = (2a + 2h) \times 2$]

N_u : La plus grande charge sous voile ou sous poteau.

La suite du dimensionnement se fera comme celui d'une dalle pleine. On choisira le panneau le plus sollicité puis appliquera les résultats obtenus sur l'ensemble du radier. La note de calcul de ce panneau est présentée en annexe 12 (page 107).

Le tableau 22 présente l'ensemble des sollicitations auxquelles les radiers sont soumis

Tableau 22 : Sollicitations auxquelles sont soumis les radiers

	Σ Efforts Normaux ELU (MN)	Σ Efforts Normaux ELU (MN)	Moment fléchissant Maximal ELU (kN.m)	Moment fléchissant Maximal ELS (kN.m)	Efforts tranchants Maximal (kN)	Vérification au poinçonnement
Stockage	9,880	7,180	96,00	69,00	103,69	Ok
Galeries	3,316	2,423	41,84	30,56	54,78	Ok

Après calcul nous obtenons les sections d'aciers ainsi présentées dans le tableau 23 ci-après.

Tableau 23 : Sections d'aciers des radiers

	Epaisseur h (cm)	Surface du radier (cm²)	Section d'armature Ax (ELU) (cm²)	Section d'armature Ay (Asmin) (cm²)	Contrainte de cisaillement (MPa)	Contrainte de cisaillement admissible (MPa)
Stockage	50	146	10,76 (6HA16 soit 12,06 cm ²)	5,43 (6HA12 soit 6,79 cm ²)	0,23	1,17
Galleries	30	84,10	7,85 (6HA14 soit 9,24 cm ²)		0,12	

Le dimensionnement des différents éléments structuraux nous montre que le panneau le plus sollicité est celui de la zone A avec une section d'armature de 16,04 cm². en effet ce panneau possède de plus grandes dimensions, comparés aux autres. Les voiles du sous-sol possèdent de forte section d'armature, celles de la zone de stockage sont armées d'HA 16. Les sections d'acier des semelles sont pratiquement identiques selon les zones, tandis que celles des radiers au sous-sol sont plus importantes.

La suite de notre étude portera sur le dimensionnement des éléments des salles annexes.

D. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX DES SALLES ANNEXES

Les salles annexes de la zone chaude, comporte une ossature plutôt classique. Il s'agit d'un système plancher, poutre, poteau et semelle isolé. Nous allons dans ce chapitre dimensionner les éléments de l'ossature les plus chargés. La fissuration dans cette partie de la zone chaude est peu préjudiciable. Les descriptions des éléments structuraux ainsi que leur méthodologie de calcul est présentée en annexe 13 (page 112).

1. Dimensionnement de la dalle à corps creux (Nervure)

Les résultats du dimensionnement se trouvent dans le tableau 24. La note de calcul de la dalle se trouve en Annexe 14 à la page 119.

Tableau 24 : Section d'armature de la poutrelle.

	Ast (cm ²)	Asmin (cm ²)	Ast retenue (cm ²)	Choix des armatures	Acier de répartition	Acier transversales
ELU	3,83	1,63	3,83	3HA14 (4,62 cm ²)	1HA12 (1,13 cm ²)	HA8 Espacés de 20 cm
ELS	3,33					

2. Dimensionnement de la poutre la plus sollicitée

Le tableau suivant présente les résultats du dimensionnement de la poutre listée ci-dessus. Les calculs desquels ressortent les résultats suivants sont disponibles en annexe 15 (page 123)

Tableau 25 : Sections d'armature de la poutre la plus chargée des salles annexes

Poutres		Ast ELU (cm ²)	Ast ELS (cm ²)	Asc (cm ²)	Asmin (cm ²)	τ_u	τ_{uadm}	Choix des armatures	
Salles Annexes	POU0- 09	Appui de rive	0,74	0,60	-	0,98	0,98	3,3	2HA8 (1,01 cm ²)
		Travée	5,20	4,40	-				4HA14 (6,16 cm ²)
		Appuis intermédiaire	8,74	7,15	-				2*3HA14 (9,24 cm ²)

3. Dimensionnement du poteau le plus chargé

Après dimensionnement nous parvenons aux résultats suivants :

Tableau 26 : Sections d'armature du poteau le plus chargé des salles annexes

Nom	Nu (kN)	Section du poteau (cm ²)	Lo (m)	Section A (cm ²)	Choix Armature s	Acier de répartitio n
POT0- 11	521,03	30*30	4,2	4,8 (section minimale)	4HA 14 soit 6,16 cm ²	HA6 esp 25 cm

La note de calcul de ce poteau est située à l'annexe 16 (page 126)

4. Dimensionnement de la longrine en soubassement

Les sollicitations ainsi obtenues, nous conduit aux résultats suivants après les calculs effectués

Tableau 27 : Sections d'acier de la longrine la plus sollicitée des salles annexes

Longrine		Ast ELU (cm ²)	Ast ELS (cm ²)	Asc (cm ²)	Asmin (cm ²)	τ_u	τ_{uadm}	Choix des armatures	
Salles Annexes	POU- 1-11	Appui de rive	0,42	0,37	-	0,86	0,67	3,3	2HA8 (1,01 cm ²)

		Travée	2,86	2,50	-				2HA14 (3,08 cm ²)
		Appuis intermédiaire	4,51	3,38	-				4HA12 (4,52 cm ²)

5. Dimensionnement de la semelle isolée sous le poteau

Les résultats sont inscrits dans le tableau 28 :

Tableau 28 : Section d'acier de la semelle isolée la plus sollicitée des salles annexes

Nu (kN)	Nser (kN)	B calculé (m)	Section retenue (m ²)	Hauteur retenue (m)	Section d'acier Ax (cm ²)	Section d'acier Ay (cm ²)	Contrainte du sol calculé (MPa)
382,03	521,03	1,59	2,00*2,00	0,5	7,07 (8HA12 soit 9,05cm ²) esp 25 cm	2,00 (HA8) Esp 25 cm	0,13

Nous disposons au niveau des salles annexes un plancher à corps creux constituées de poutrelles armées de 3HA14, des poutres ayant une section d'armature maximale de 9,24 cm², des poteaux puis des longrines en soubassement contenant des HA 14. La transmission des charges au sol porteur se fait par l'intermédiaire des semelles isolées munis de HA12 suivant le sens x et HA8 suivant le sens y. Nous utiliserons dans le chapitre 6, un logiciel de calcul qui nous permettra de redimensionner les éléments structuraux, dans le but de comparer les résultats avec ceux obtenus plus haut.

E. DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL AU LOGICIEL

Ce chapitre présentera les résultats issus du calcul des éléments structuraux dans le logiciel Autodesk Robot Structural Analyse. Nous reprendrons pour ce fait le dimensionnement de tous les éléments du RDC dimensionnés au préalable dans les chapitres précédents. Il s'agit notamment des éléments structuraux des locaux chauds.

1. Présentation du logiciel de calcul et méthode de calcul

Afin de vérifier les résultats de nos calculs manuels, nous avons décidé de réaliser le dimensionnement des mêmes éléments dans un logiciel de calcul de structure. Cela nous conduira à effectuer une comparaison entre les deux résultats obtenus. Pour ce fait, nous nous sommes tournés vers le produit AUTODESK Robot Structural Analysis (RSA). En effet ce logiciel est généralement le plus utilisé dans de nombreux bureaux d'études. Il interagit avec le logiciel Concret Building Structures (CBS) qui est d'ailleurs l'outil utilisé précédemment pour la modélisation de notre projet. CBS nous permettra de générer les modèles de calcul des éléments automatiquement dans Autodesk RSA, ce qui facilitera les calculs, et nous évitera de remodeler entièrement le bâtiment dans le logiciel Robot Structural Analysis.

Notons que le logiciel Robot Structural Analysis est un programme combinant la modélisation, l'analyse, le calcul estimatif de la structure et le Dimensionnement des éléments en béton armé de cette dernière.

Il utilise principalement pour les calculs, la méthode simplifiée ainsi que la méthode aux éléments finis (MEF). Pour parvenir aux résultats de notre dimensionnement nous avons donc suivi les étapes suivantes :

- Création du modèle de la structure (définition des éléments de la structure)
- Définition des charges appliquées aux éléments structuraux
- Calculs de la structure grâce à une méthode de calcul
- Dimensionnement des éléments en béton armé de la structure.

Les résultats du dimensionnement sont présentés dans l'annexe 17 (page 128).

F. ANALYSE COMPARATIVE

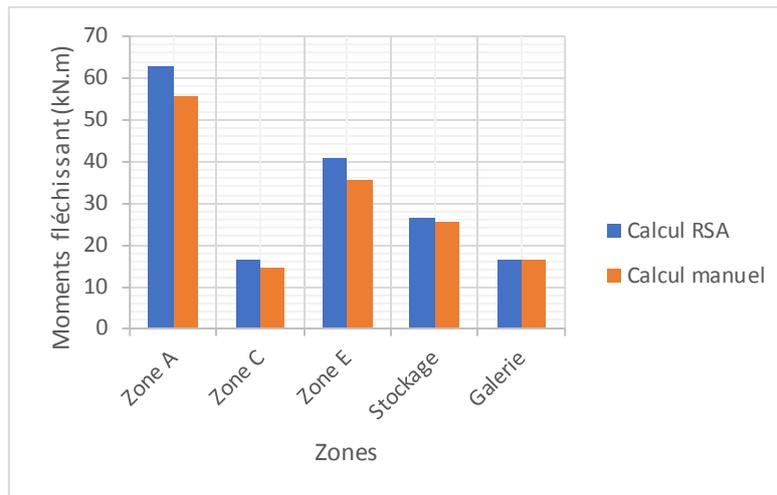
Après le calcul des éléments du RDC de la zone chaude, nous allons comparer les résultats obtenus à ceux du dimensionnement manuel, afin de savoir lequel des deux types de dimensionnement est plus optimale.

Les résultats du calcul des planchers suivant les deux dimensionnements sont légèrement différents comme le présentent le tableau 29.

Tableau 29 : Récapitulatif des moments fléchissant des planchers

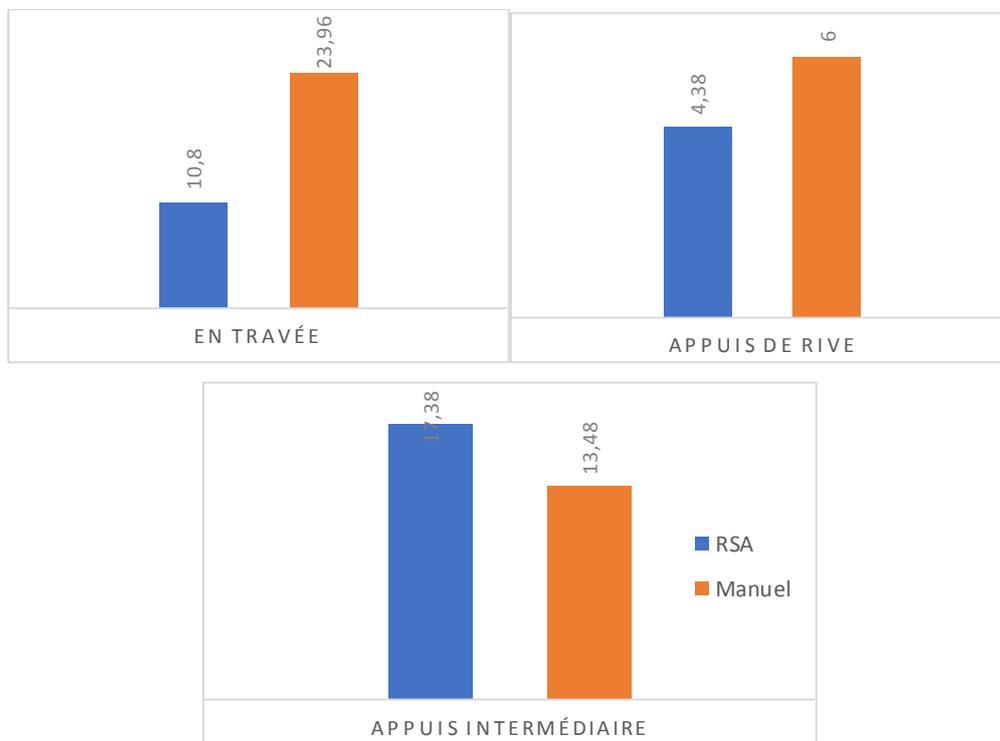
Planchers	Suivant le sens xx (kN.m)			Suivant le sens yy (kN.m)		
		Calcul RSA	Calcul manuel		Calcul RSA	Calcul manuel
Zone A	En travée	-63,00	-55,63	En travée	-46,43	-35,71
Zone B	Appuis de Rive	-4,38	-6,00	Appuis de Rive	-0,21	-0,6
	En travée	-10,8	-23,96	En travée	-8,20	-2,4
	Appuis Intermédiaire	17,38	13,48	Appuis Intermédiaire	3,43	1,4
Zone C	En travée	-16,30	-14,47	En travée	-12,13	-9,30
Zone D	Appuis de Rive	-5,17	-5,32	Appuis de Rive	-3,39	-1,81
	En travée	-14,27	-21,26	En travée	-13,43	-7,22
	Appuis Intermédiaire	21,98	11,96	Appuis Intermédiaire	4,39	4,1
Zone E	En travée	-40,78	-35,64	En travée	-31,81	-24 ;86
Stockage	En travée	-26,60	-25,54	En travée	-9,90	-4,24
Galerie	En travée	-16,35	-16,25	En travée	-	-

En effet le graphique 1 nous indique qu'au niveau des planchers à une travée, les moments obtenus par calcul de logiciel sont supérieurs aux moments fléchissants obtenus par calcul manuel. En effet, on peut remarquer une différence allant de 0,10 à 7,35 kN.m, soit une différence maximale de 11 %.



Graphique 1 : Moments fléchissant des dalles pleines

Le graphique 2 montre certes une différence entre les résultats de calcul des planchers continus. On remarque les moments fléchissants sur appuis de rive et en travée du calcul manuel sont supérieurs à ceux du calcul RSA tandis que les moments fléchissant sur les appuis intermédiaires sont inférieurs.



Graphique 2: Moments fléchissant plancher continue zone B

En ce qui concerne le calcul des voiles des zones A, B, C et E, le calcul des sections d'armature avec le logiciel RSA indique que ces différents voiles ne nécessitent pas d'armature. Cette

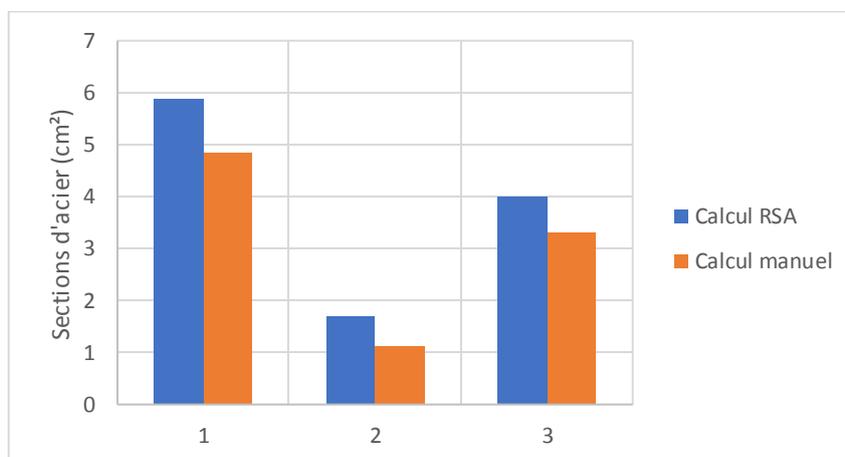
conclusion a également été tiré après les calculs manuels effectués sur ces mêmes voiles. Les deux types de dimensionnement nous préconise donc des sections d'acier minimale. Il ne sera donc pas noté une différence entre les dimensionnements de ces voiles.

Par contre le tableau 30 montre une légère différence entre les deux méthodes de calcul de la poutre-voile en zone D.

Tableau 30 : Sections d'acier de la poutre-voile en zone D

Poutre-voile Zone D	Section d'acier principale (cm²)	Section d'acier horizontale zone inférieure (cm²)	Section d'acier horizontale zone supérieure (cm²)
Calcul RSA	5,89	1,70	4,00
Calcul manuel	4,86	1,14	3,30

En consultant le graphique 3 on peut noter que le dimensionnement au logiciel présente des résultats légèrement inférieurs aux résultats du calcul des sections d'acier effectué manuellement.

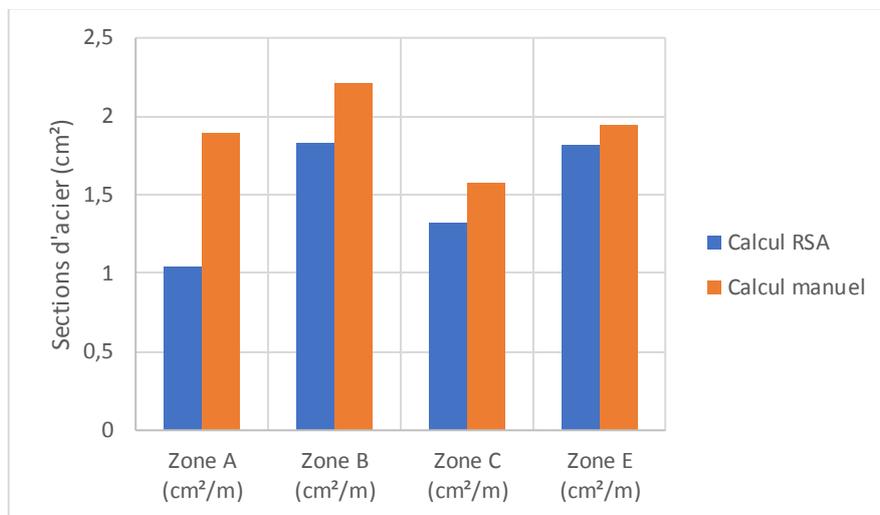


Graphique 3 : Sections des armatures de la poutre-voile

Un constat contraire se fera concernant le dimensionnement des semelles filantes. En effet nous remarquons dans le tableau 31 qu'il existe également une légère différence entre les résultats de calcul, mais cette fois ci, les résultats du dimensionnement manuel sont supérieurs à ceux fournis par le calcul au logiciel RSA comme le montre le graphique 4. Toutefois, les différents résultats sont inférieurs à la section d'acier minimal en condition de non fragilité qui est de 2 cm²/m.

Tableau 31 : Sections d'armatures semelles filantes

Semelles filantes	Zone A (cm ² /m)	Zone B (cm ² /m)	Zone C (cm ² /m)	Zone E (cm ² /m)
Calcul RSA	1,04	1,83	1,32	1,82
Calcul manuel	1,90	2,21	1,58	1,95



Graphique 4 : Sections d'armatures des semelles filantes

Conclusion Partielle : Les différences observées entre les deux types de dimensionnement peuvent être expliquées par l'utilisation de divers matériels de calcul. Notons que le logiciel de dimensionnement RSA utilise la méthode de Calcul aux Eléments Finis (MEF) tandis que le dimensionnement manuel utilise une méthode plutôt analytique. Aussi lors du dimensionnement manuel nous prenons en compte plusieurs hypothèses simplificatrices afin de faciliter le dimensionnement.

IV. ETUDE FINANCIERE

A. ESTIMATION DU COUT DU GROS ŒUVRE DE LA ZONE CHAUDE

Ce chapitre nous permettra d'estimer le coût de réalisation de la zone chaude du service de médecine nucléaire. Notons qu'il s'agira juste de l'estimation du gros œuvre. L'estimation des travaux du second œuvre (finition) et des fournitures ne seront pas pris en compte. Les détails des quantités et des estimations sont contenus dans le tableau 52 présenté en annexe 19 à la page 131.

Après détermination des quantités de matériaux nécessaires, l'estimation du coût des travaux a été arrêté à un montant total de **deux cent trente-trois millions cinq cent douze milles huit cent trente-deux Francs CFA toutes taxes comprises** (233 512 832 F CFA TTC).

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le projet de construction du Centre de cancérologie de Ouagadougou est une première dans l'histoire Burkina Faso, elle sera sans doute l'un des plus grands centres de la sous-région. Ce centre permettra aux populations burkinabés et ouest-africaines de bénéficier d'un diagnostic et d'un traitement de cancer sans pour autant avoir à effectuer de longs voyages. Avec un tel projet, la lutte contre le cancer sera donc effective.

L'objectif principale de ce mémoire était de réaliser une étude technique des locaux chauds du service de médecine nucléaire. Pour y arriver, nous sommes donc passés par les étapes suivantes :

- Premièrement, nous avons effectué une analyse de la conception des locaux chauds, dans laquelle nous avons justifié le choix des différentes épaisseurs de parois ainsi que le diamètre des conduites d'évacuation des effluents radioactifs.
- Dans un second temps, un dimensionnement manuel des éléments structuraux de ces locaux a été réalisé. De ce dimensionnement, il en ressort un diamètre maximal d'acier de 16 mm, et une non nécessité d'armatures sur les parois en béton banché (seulement les armatures de peau).
- Ensuite nous avons redimensionné certains éléments à l'aide du logiciel robot structural analysis.
- Nous avons également réalisé une comparaison entre les résultats obtenus. Cette comparaison nous a indiqué une légère différence entre les résultats, excepté ceux des parois qui confirme le fait qu'elles ne nécessitent pas armatures.
- Enfin, nous avons estimé le coût de réalisation des travaux de gros œuvre qui s'élève à un montant de 233 512 832 Francs CFA.

Au terme de notre étude, nous pouvons sans aucun doute confirmer qu'elle a enrichie énormément nos connaissances et renforcer notre apprentissage. Elle nous a aussi permis de maîtriser certains aspects dans le dimensionnement d'une telle structure.

B. RECOMMANDATIONS

Dans l'optique que ces locaux jouent pleinement leur rôle, nous recommandons aux différentes parties du projet de s'intéresser à la bonne exécution des travaux, notamment lors de la mise en œuvre des matériaux. La réalisation des parois en béton banchés doit être suivie de très près, pour qu'il n'y ait pas de mauvaise surprise après leur décoffrage. Il s'agit notamment des fissurations qui pourraient engendrer des vides dans la paroi, ce qui ne respecte pas les normes de conception d'une telle structure.

En ce qui concerne la différence de résultats entre les deux méthodes de dimensionnement nous recommandons que des études plus approfondies soient effectuées afin d'y apporter une explication claire et plus détaillée.

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrages et articles

Analyse de conception

ASN. « Médecine et rayonnements ionisants, *fiches d'aide à l'analyse des risques en médecine nucléaire.* » (2013)

Bernard, A. Application de l'arrêté de Zonage dans le domaine médical, « *Médecine Nucléaire* ». IRSN, (2015)

Emmanuel J. Cours Protection contre les rayonnements ionisants, « *Enseignement recherche biochimie enzymologie bio-informatique* », Université Angers, (2011)

Autorité de Sûreté Nucléaire, Guide N° 18, « *Elimination des effluents et déchets contaminés par des radionucléides* ». (2012).

I, C. « *Radioprotection en Radiothérapie Métabolique* », (2016).

Ministère de la santé, Burkina Faso, « *Plan stratégique de lutte contre le cancer 2013-2017* », (2013).

OUEDRAOGO, M. « *Réseau intérieur Hydraulique* », 2iE, (2017).

OUEDRAOGO, M. « *Réseaux d'évacuation des eaux usées* », 2iE, (2017).

Zimmermann, R. « *Médecine nucléaire : la radioactivité au service du diagnostic et de la thérapie* », Les Ulis: EDP Science. Retrieved from <http://www.mylibrary.com?id=125851>

Dimensionnement structural

MESSAN, A. « *Cours Béton armé 1* », 2iE, (2013).

BELLO, D. « *Cours Béton armé 2* », 2iE, (2016).

MESSAN, A. « *Cours Béton armé 3* », 2iE, (2016).

GUERRIN, A. « *Béton armé Guerrin 3 Fondations* », DUNOD, (1972).

Ali, B. Génie Civil, « *Conception et calcul des ouvrages géotechniques* », Les Pages Bleues

Internationales, (2009).

Amar, K. « *Charges et Surcharges du bâtiment* », (2013).

Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, « *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites : règles BAEL 91, révisées 99* », Paris : Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, (2000).

H. RENAUD et J. LAMIRAULT, « *Béton armé-Guide de calcul* », Editions FOUCHER, (1993).

MOUGIN, J.P Béton armé, « *BAEL 91 et DTU associé* », Editions Eyrolles, (1995).

DOGO, M. « *Mémoire Master MOUSSA DOGO* », 2iE, (2012).

Normes Française NF P06-001 : « *Charges d'exploitation des bâtiments* ».

ANNEXES

SOMMAIRE DES ANNEXES

Annexe 1 : Caractéristiques des différentes salles de la zone chaude d'un service de médecine nucléaires.....	74
Annexe 2 : Gestion des effluents Radioactifs	76
Annexe 3 : Le zonage	78
Annexe 4 : Abaque de détermination du coefficient d'atténuation du béton.....	80
Annexe 5 : Note de calcul du dimensionnement du plancher P.A en zone A (Dalle pleine) ...	81
Annexe 6 : Méthodologie de dimensionnement selon le DTU 23.1	88
Annexe 7 : Note de calcul des sections d'armature des voiles de la zone C	90
Annexe 8 : Note de calcul du dimensionnement de la poutre voile en zone D.....	93
Annexe 9 : Note de Calcul du voile de la zone de stockage en sous-sol	98
Annexe 10 : Note de calcul du dimensionnement des semelles filantes en zone A.....	103
Annexe 11 : Justification du type de fondation.....	106
Annexe 12 : Note de calcul du dimensionnement du radier de la zone de stockage	107
Annexe 13 : Description et méthodologie de calcul des éléments structuraux des salles annexes	112
Annexe 14 : Note de calcul du dimensionnement du plancher haut des salles annexes (dalle à corps creux).....	119
Annexe 15 : Note de calcul de la poutre la plus sollicitée de la zone des salles annexes (POU0-09).....	123
Annexe 16 : Note de calcul pour le dimensionnement du poteau le plus chargé des salles annexes (POT011).....	126
Annexe 17 : Résultats du dimensionnement structural au logiciel	128
Annexe 18: Cartographie des moments fléchissant des planchers.....	131
Annexe 19 : Devis quantitatif et estimatif des locaux chauds	136
Annexe 20 : Plans d'exécution.....	137

LISTE DES TABLEAUX DES ANNEXES

Tableau 31 : Sections d'armatures semelles filantes	65
Tableau 32 : Zonage selon l'ARSN	79
Tableau 33: Récapitulatif des sections obtenues	85
Tableau 34: Section d'acier de la poutre-voile	97
Tableau 35: Récapitulatif des sollicitations et sections d'acier des voiles de sous-sol	101
Tableau 36 : Récapitulatifs des résultats du calcul des semelles filantes	104
Tableau 37 : Calcul des largeurs de semelles filantes	106
Tableau 38 : Sections d'acier des radiers	111
Tableau 39 : Charge s'appliquant au panneau de plancher	112
Tableau 40 : Section d'armature de la poutrelle	113
Tableau 41 : Caractéristiques et sollicitations de la poutre POU0-09	114
Tableau 42 : Sections d'armature de la poutre la plus chargé des salles annexes	115
Tableau 43 : Sections d'armature du poteau le plus chargé des salles annexes	116
Tableau 44: Sollicitations auxquelles est soumise la longrine POU-1-11	117
Tableau 45 : Sections d'acier de la longrine la plus sollicité des salles annexes	117
Tableau 46 : Section d'acier de la semelle isolé la plus sollicité des salles annexes	118
Tableau 47 : Sollicitations de la poutre	123
Tableau 48: Récapitulatif des sections d'armatures des poutres	125
Tableau 49 : Moments fléchissant des planchers	128
Tableau 50 : Sections d'acier de la poutre-voile en zone D	130
Tableau 51 : Sections d'armature des semelles filantes	130
Tableau 52 : Devis quantitatif et estimatif des locaux chauds	136

LISTE DES FIGURES DES ANNEXES

Figure 20 : Zonage en radioprotection	78
Figure 21 : Abaque de détermination du coefficient d'atténuation du béton	80
Figure 22 : Présentation du panneau de dalle à calculé des salles annexes	112
Figure 23 : Dalle à corps creux	113
Figure 24 : Poutre la plus sollicitée des salles annexes	114
Figure 25 : Poteau le plus chargé des salles annexes	115
Figure 26 : Cartographies des moments fléchissant des parois de la zone A	129
Figure 27 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts normaux de la poutre voile .	130
Figure 28 : Cartographie des moments fléchissant Zone A (sens xx)	131
Figure 29 : Cartographie des moments fléchissant Zone A (sens yy)	131
Figure 30 : Cartographie des moments fléchissant Zone B (sens xx)	132
Figure 31 : Cartographie des moments fléchissant Zone B (sens yy)	132
Figure 32 : Cartographie des moments fléchissant Zone C (sens xx)	132
Figure 33 : Cartographie des moments fléchissant Zone C (sens yy)	133
Figure 34 : Cartographie des moments fléchissant Zone D (sens xx)	133
Figure 35 : Cartographie des moments fléchissant Zone D (sens yy)	133
Figure 36 : Cartographie des moments fléchissant Zone E (sens xx)	134
Figure 37 : Cartographie des moments fléchissant Zone E (sens yy)	134
Figure 38 : Cartographie des moments fléchissant Zone Stockage (sens xx)	135
Figure 39 : Cartographie des moments fléchissant Zone stockage (sens yy)	135
Figure 40 : Cartographie des moments fléchissant Zone galerie (sens xx)	135

Annexe 1 : Caractéristiques des différentes salles de la zone chaude d'un service de médecine nucléaires

Le laboratoire chaud

Le laboratoire chaud ou encore la radiopharmacie, les produits radioactifs y sont préparés afin d'être injecté aux patients nécessitant un traitement. Il comporte une enceinte blindée adaptée au stockage et à la manipulation des sources radioactives destinées au diagnostic et à la thérapie. Le personnel présent dans cette salle pourra être soumis à un débit de dose situé entre 7,5 et 10 uSv/h. cependant l'enceinte blindée sera exposée à une activité pouvant aller jusqu'à 20 GBq de technétium ^{99m}Tc . Les parois de ce local doivent être spécialement renforcées à des épaisseurs équivalentes de béton de 15 cm environ.

Le sas de livraison :

Comme son nom l'indique il s'agit d'un local où les générateurs de radionucléides seront reçus. Le débit de dose mesurée dans cet espace peut aller jusqu'à 30 uSv/h. Mais le hall ou le couloir par lequel seront livrés des sources radioactives ont un débit de dose inférieur à 7,5 uSv/h

La salle d'injection :

Cette salle est réservée à l'injection des patients pour le diagnostic et la thérapie. Elle est soumise à un débit de dose d'environ 60 uSv/h. De même que le laboratoire chaud, la salle d'injection doit être renforcée avec des épaisseurs de béton de 15 cm environ. La salle d'injection selon les dispositions de conception doit être située à proximité des salles de caméra TEP et à scintillation ainsi qu'à proximité du laboratoire chaud afin de faciliter le transport des sources radioactives et de réduire la distance parcourue.

La salle d'examen TEP :

Les examens de la TEP se font dans cette salle et on y mesure une exposition allant jusqu'à 150 uSv/h à 1 mètre du patient.

Bureau de consultation :

Les patients injectés subissent une nouvelle consultation avant les soins ainsi le débit de dose mesuré à 1 m du patient est de 17 uSv/h

La salle d'attente chaude :

En attendant les soins, les patients sont admis dans une salle d'attente chaude où le débit de dose mesuré est de 40 uSv/h. cette salle sert aussi à recevoir les patients ayant terminés leurs

soins et qui attendent que le degré d'activité des radiations auquel ils sont soumis baisse.

✚ Salle d'effort :

Cette salle possède un débit de dose équivalent à 2 uSv/h

✚ Salle de gamma caméra ou caméra à scintillations :

Cette salle est destinée à un type diagnostic et le débit de dose mesuré est d'environ 7 uSv/h.

En dehors de ces salles, la zone chaude comporte deux autres parties importantes au bon fonctionnement du service. Il s'agit des locaux d'entrepôts et de traitement des déchets radioactifs ainsi que des locaux réservés à la l'hospitalisation des patients traités.

Dans le cas où un patient est traité à l'iode 131 d'une activité supérieure à 740 MBq, il est obligatoire qu'il soit admis dans une chambre d'hospitalisation spécialement conçu avec des parois radio-protégés afin limiter l'exposition du personnel et du publique. Ces chambres sont équipées de toilettes internes avec des WC séparateurs afin de recueillir les effluents radioactifs. En effet les patients éliminent par leurs urines environ 80% de l'activité administré durant les 4 jours suivant l'injection. Rappelons que dans le cas du diagnostic le patient est libéré au bout de 6h car la majorité de l'activité administré à déjà été éliminé.

Annexe 2 : Gestion des effluents Radioactifs

Les services de médecine nucléaire en activité produisent des déchets contaminés par les radionucléides. Ces déchets peuvent être solides ou liquide. Selon le guide N° 18 de l'Autorité de la Sureté Nucléaire française (ASN), chaque centre doit posséder un plan de gestion des déchets contaminés. Ce guide stipule que les déchets seront stockés dans des conditions assez particulière afin d'être évacués après leur décroissance.

Il faudrait noter que la décroissance d'un radioactifs est le fait que ce dernier perd son activité après une période donnée. Cette période correspond généralement à 10 fois la demi-vie de l'élément radioactif. En effet tout élément radioactif possède une période T appelé demi-vie au bout de laquelle l'élément perd son activité de moitié. On estime donc qu'après dix fois cette période, l'activité émise par le radioélément est insignifiante.

Les déchets radioactifs peuvent être solides ou liquides, ces deux types de déchets sont gérés de manière différente.

Les déchets solides seront regroupés dans des salles selon leur nature. Nous disposons d'une salle accueillant les déchets à très courte période c'est-à-dire les déchets solides contaminés par des radioactifs d'une période inférieure à 5 jours, une autre salle accueillant les déchets à courte période (T supérieure à 5 jours). Il est prévu également une salle qui permet de stocker les déchets à longue durée dont la période de décroissance est supérieure à 100 jours. Ces types de déchets sont entreposés et collecté par un organisme spécialisé dans le traitement des déchets radioactifs et agréé par L'Autorité Nationale de la Radioprotection et de la Sureté Nucléaire du Burkina-Faso (ARSN) afin de les évacués et les traités dans de meilleures conditions.

Les déchets liquides ou encore effluents radioactifs sont dirigés vers un système d'entreposage pour éviter le rejet direct dans le réseau d'assainissement général. Ce système d'entreposage peut être constitué de cuves de décroissance ou de conteneurs d'entreposage. Dans notre cas il s'agit de cuves de décroissances. Nous disposons de deux types de cuves.

Le premier type de cuve d'une capacité de 4 m³ est destiné à accueillir les effluents provenant des salles de manipulations des radionucléides (laboratoires chauds, salles d'injection, attentes chaudes etc.). En effet ces salles de manipulation peuvent évacuer des liquides radioactifs lors des différentes opérations qui y sont menés. A la sortie de ce type de cuve de décroissance, le liquide sortant doit avoir une activité inférieure à 10 Bq/L.

Le deuxième type de cuve d'une capacité de 2 m³ est disposé à accueillir les effluents provenant

des salles d'hospitalisation. Les patients hospitalisés évacuent par leurs urines la majorité de l'activité qui leur a été injectés. Les WC séparateurs se chargent donc de collecter ces urines et les envoyés vers les cuves de décroissance. A la sortie de ce type de cuve, l'activité du liquide doit être inférieure à 100 Bq/L.

Annexe 3 : Le zonage

Il est important de souligner que tout service de médecine nucléaire doit faire l'objet d'un zonage. Le zonage consiste à délimiter les différentes zones à risque du service de médecine nucléaire. Cette délimitation est faite en fonction de l'exposition potentielle aux rayonnements ionisants. Le zonage permet de prendre les mesures adaptées à chaque espace pour la protection des travailleurs et du public. Ainsi les murs ou cloisons des différentes salles seront conçus en tenant compte de ce zonage afin de constituer un véritable obstacle aux rayonnements ionisants. D'après l'arrêté du 15 mai 2006 sur le zonage radiologique, nous distinguons 6 zones réglementaires. Il s'agit des zones :

- ✚ À accès interdite,
- ✚ À accès réglementé ou zone contrôlée orange
- ✚ À accès réglementé ou zone contrôlée jaune
- ✚ Contrôlée verte
- ✚ Surveillée
- ✚ Publique

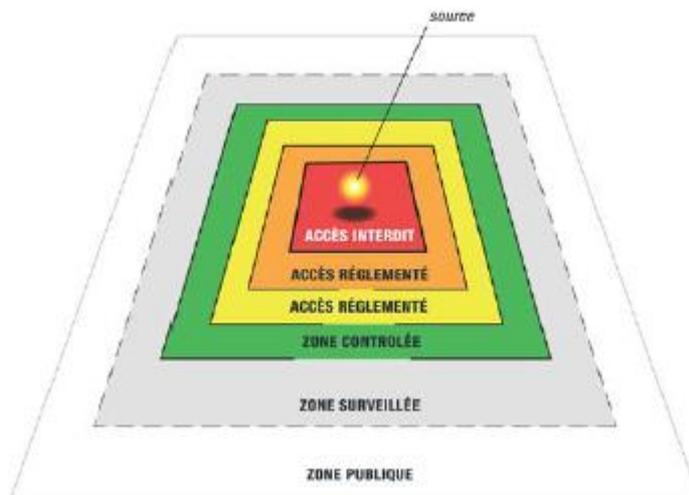


Figure 20 : Zonage en radioprotection

La zone à accès interdit : cette zone est interdite car s'y trouve la source radioactive, dans les services de médecine nucléaire on n'en trouve pas car les sources sont déjà transformées avant d'être transférées dans le centre.

D'après les études de l'ARSN nous disposons du zonage suivant :

Tableau 32 : Zonage selon l'ARSN

Local	Activité attendue	Type de zone
SAS de livraison	30 $\mu\text{Sv/h}$	Contrôlée Jaune
Laboratoire chaud	7,5 – 10 $\mu\text{Sv/h}$	Contrôlée Verte
Enceinte blindée	20 GBq de $^{99\text{m}}\text{Tc}$	Contrôlée Jaune
Salle d'injection	15 $\mu\text{Sv/h}$	Contrôlée Jaune
Salle d'attente chaude	40 $\mu\text{Sv/h}$	Contrôlée Jaune
Salle d'effort	2 $\mu\text{Sv/h}$	Contrôlée Verte
Salle caméra à scintillation	7 $\mu\text{Sv/h}$	Contrôlée Verte
Salle caméra à scintillation + scanner	90 $\mu\text{Sv/h}$	Contrôlée Jaune
Bureaux médicaux avec patient injecté	7 $\mu\text{Sv/h}$	Contrôlée Verte à 1 m du patient
Local d'entreposage des déchets radioactifs	7,5 – 25 $\mu\text{Sv/h}$	Contrôlée Verte
Box d'injection TEP	60 $\mu\text{Sv/h}$	Contrôlée Jaune
Salle TEP + TDM	150 $\mu\text{Sv/h}$	Contrôlée Orange
Bureaux médicaux sans patient injecté	<7,5 $\mu\text{Sv/h}$	Surveillée
Couloirs	<7,5 $\mu\text{Sv/h}$	Surveillée
Salle de commande TEP- TDM	<7,5 $\mu\text{Sv/h}$	Surveillée

Annexe 4 : Abaque de détermination du coefficient d'atténuation du béton

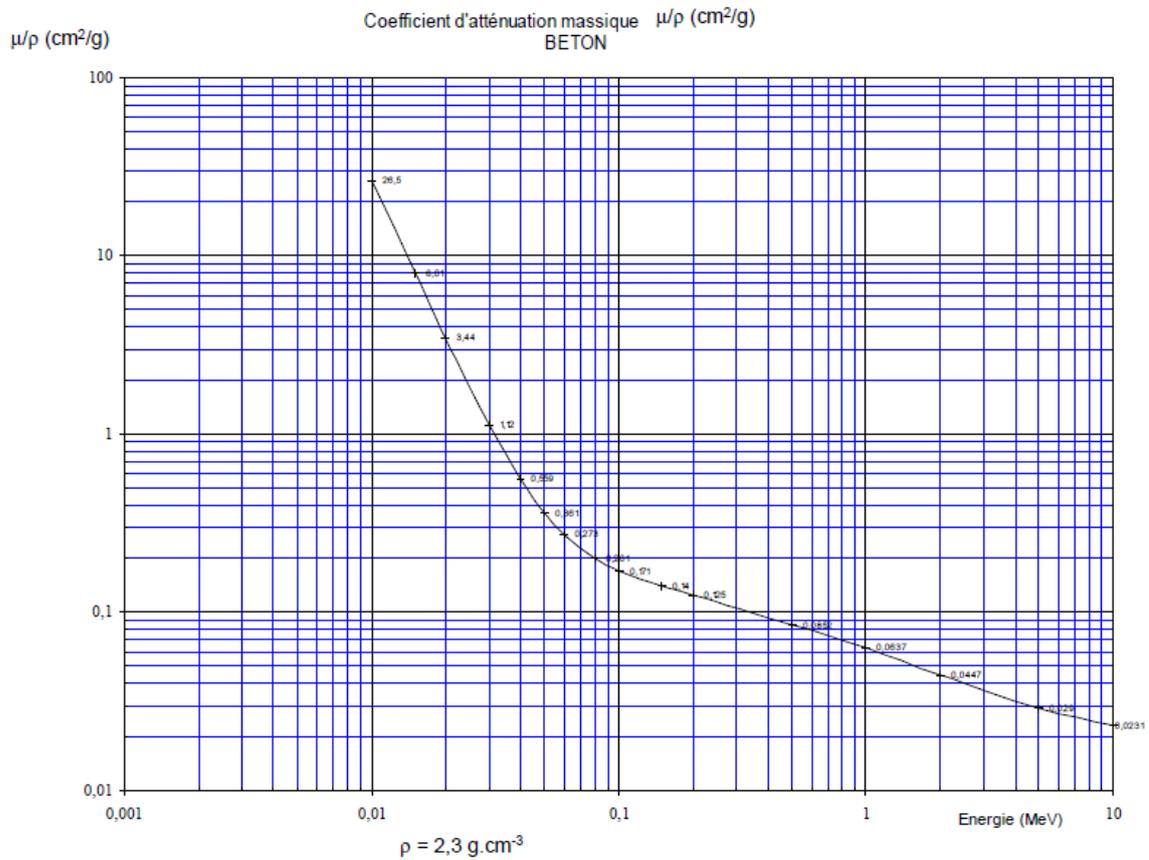


Figure 21 : Abaque de détermination du coefficient d'atténuation du béton

Annexe 5 : Note de calcul du dimensionnement du plancher P.A en zone A (Dalle pleine)

🚦 Données du panneau le plus chargé

- Longueur $L_x = 8,60$ m
- Longueur $L_y = 10,50$ m
- Calcul du coefficient α (L_x/L_y)

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{8,60}{10,50} = 0,82$$

Le coefficient α est supérieure à 0,4, notre dalle porte donc dans les deux sens

🚦 Détermination des sollicitations

- Détermination des charges sur le plancher
 - Charges permanentes $G : 9,22$ kN/m²
 - Charges d'exploitation $Q : 1$ kN/m²
- Calcul de la charge surfacique à l'ELU P_u

$$P_u = 1,35 G \times 1,5 Q$$

$$P_u = 1,35 (9,22) \times 1,5 (1) \rightarrow P_u = 13,947 \text{ kN/m}^2$$

- Calcul de la charge surfacique à l'ELS P_u

$$P_u = 1,00 G \times 1,00 Q$$

$$P_u = 1,00 (9,22) \times 1,00 (1) \rightarrow P_u = 10,22 \text{ kN/m}^2$$

- Calcul des moments fléchissant suivant les deux sens
 - Calcul de M_{ox}

$$M_{ox} = \mu_x \times p \times l_x^2 \text{ avec } \mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)}$$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)} = \frac{1}{8(1 + 2,4(0,82)^3)} = 0,054$$

$$M_{ox} = \mu_x \times p \times l_x^2 = 0,054 \times 13,947 \times (8,60)^2 = 55,63 \text{ kN.m}$$

- Calcul de M_{oy}

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} \text{ avec } \mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9\alpha)$$

$$\mu_y = 0,82^3(1,9 - 0,9 \times 0,82) = 0,64$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,64 \times 55,63 = 35,71 \text{ kN.m}$$

Pour les moments d'encastrement M_e , on prévoit une valeur de 0,15 M_{ox} .

$$M_e = 0,15 \times 55,63 = 8,35 \text{ kN.m}$$

On prendra pour ce moment une section d'armature équivalente à la section minimale en

condition de non fragilité.

- ❖ Calcul des efforts tranchants dans la dalle

$\alpha = 0,4$ on a :

$$V_{ux} = P_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \text{ et } V_{uy} = P_u \times \frac{l_x}{3}$$

$$V_{ux} = 13,947 \times \frac{8,60}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,82}{2}} = 42,71 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 13,947 \times \frac{8,60}{3} = 40,13 \text{ kN}$$

- ❖ Vérification des contraintes de cisaillement dans la dalle

La condition suivante doit être vérifiée : $\tau_{ui} = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau}_u$

$$\tau_{ux} = \frac{42,71 \times 0,001}{1 \times 0,18} = 0,237 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uy} = \frac{40,13 \times 0,001}{1 \times 0,18} = 0,223 \text{ MPa}$$

- Calcul de contrainte de tangentielle admissible

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible étant inférieure aux contraintes calculées suivant les deux sens, la condition est donc vérifiée.

✚ Détermination des sollicitations à l'ELS

En suivant la même méthode de calcul nous avons les valeurs de moments fléchissant suivant :

$$M_{ox} = 40,75 \text{ kN.m et } M_{oy} = 26,15 \text{ kN.m}$$

La suite du dimensionnement se fera comme celui d'une poutre de base 1 m, de hauteur correspondant à l'épaisseur de la dalle. Il se fera à l'ELU et ensuite à l'ELS, la section d'acier maximale sera retenue comme étant la section d'acier du panneau.

✚ Dimensionnement à l'ELU

- ❖ Calcul du moment réduit et recherche du pivot

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \text{ avec } d = 0,9h \rightarrow d = (0,9 \times 0,2) = 0,18 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{55,63 \times 0,001}{1 \times 0,18^2 \times 14,16} = 0,121$$

$$\mu_u = 0,121 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow \text{pas d'aciers comprimés}$$

- ❖ Calcul des paramètres de déformation

- Calcul de α_u

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,121)} \right) = 0,162$$

- Calcul du bras de levier Z_u

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) = d(1 - 0,4 \times 0,162) = 0,168 \text{ m}$$

- ❖ Calcul de la section Théorique A_{st}

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z_u \times \sigma_s} = \frac{55,63 \times 0,001}{0,168 \times 201,63} = 16,04 \text{ cm}^2$$

- ❖ Condition de non fragilité (CNF)

$$A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{25}{400} = 2,173 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} < A_{st} \rightarrow \text{ok (condition de non fragilité vérifié)}$$

- ❖ Calcul des espacements

- Espacement maximal

$$St \text{ max} = \min(3h; 33 \text{ cm}) \rightarrow st \text{ max} = \min(60 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

On choisit donc $st = 25 \text{ cm}$

✚ Dimensionnement à L'ELS

- ❖ Calcul des paramètres de déformation :

- Calcul de α_{ser}

$$\alpha_{ser} = \frac{n \times \overline{\sigma}_{bc}}{n \times \overline{\sigma}_{bc} \times \sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = \varphi$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e = 266,67 \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_e = 200 \\ 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} = 201,63 \end{array} \right. \end{array} \right. \rightarrow \varphi = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{ser} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 \times 201,63} = 0,527$$

$$\text{Si fissuration Préjudiciable} \rightarrow \varphi = 201,63 \text{ MPa}$$

- Détermination de la position de la fibre neutre y_{ser}

$$y_{ser} = \alpha_{ser} \times d = 0,527 \times 0,18 = 0,095$$

- Calcul du bras de levier Z_{ser}

$$Z_{ser} = d - \frac{y_{ser}}{3} = 0,18 - \frac{0,095}{3} = 0,148 \text{ m}$$

- ❖ Calcul du moment résistant M_{serb}

$$M_{serb} = \frac{1}{2} \times b \times y_{ser} \times \overline{\sigma}_{bc} \times Z_{ser} = \frac{1}{2} \times 1 \times 0,095 \times 15 \times 0,148 = 105,63 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = 40,75 \text{ kN} < M_{serb} = 105,63 \text{ kN} \rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés.}$$

- ❖ Calcul de la section d'acier à l'ELS

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z_{ser} \times \sigma_{st}} = \frac{40,75 \times 0,001}{0,148 \times 201,16} = 13,60 \text{ cm}^2$$

- ❖ Condition de non fragilité (CNF)

$$A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} \geq A_{st} \rightarrow \text{ok (condition de non fragilité vérifiée)}$$

La section d'acier finale de la section sera alors : $\max(A_{st} \text{ à l'ELU} ; A_{st} \text{ à l'ELS})$

On donc : $A_{stx} = A_{stx} \text{ à l'ELU} = 16,04 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ soit $2 \times 4HA16 / \text{ml}$ ($16,008 \text{ cm}^2$)

- ❖ Disposition des armatures

- Diamètre maximal : $\varphi = \frac{h_0}{10} = \frac{20}{10} = 20 \text{ mm}$ (HA20)

- Armature de répartition : $A_r = \frac{1}{4} A_{st} = \frac{16,04}{4} = 4,01 \text{ cm}^2$ soit $4HA12 / \text{ml}$

La même la procédure de dimensionnement sera appliquée pour la détermination des aciers suivant le sens y.

✚ Détermination des sollicitations d'une dalle continues cas du panneau P.B en zone B

✚ Données du panneau le plus chargé

- Longueur $L_x = 4,20 \text{ m}$
- Longueur $L_y = 10,35 \text{ m}$
- Calcul du coefficient α (L_x/L_y)

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,20}{10,35} = 0,41$$

Le coefficient α est supérieure à 0,4, notre dalle porte donc dans les deux sens

- ❖ Détermination des charges sur le plancher

✚ Charges permanentes $G : 10,47 \text{ kN/m}^2$

✚ Charges d'exploitation $Q : 1 \text{ kN/m}^2$

- ❖ Calcul de la charge surfacique à l'ELU P_u

$$P_u = 1,35 G \times 1,5 Q$$

$$P_u = 1,35 (10,47) \times 1,5 (1) \rightarrow P_u = 15,634 \text{ kN/m}^2$$

- ❖ Calcul de la charge surfacique à l'ELS P_u

$$P_u = 1,00 G \times 1,00 Q$$

$$P_u = 1,00 (10,47) \times 1,00 (1) \rightarrow P_u = 11,47 \text{ kN/m}^2$$

- ❖ Calcul des moments fléchissant suivant les deux sens
 - Calcul de M_{ox}

$$M_{ox} = \mu_x \times p \times l_x^2 \text{ avec } \mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)}$$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)} = \frac{1}{8(1 + 2,4(0,41)^3)} = 0,107$$

$$M_{ox} = \mu_x \times p \times l_x^2 = 0,107 \times 15,634 \times (4,20)^2 = 29,95 \text{ kN.m}$$

○ Calcul de Moy

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} \text{ avec } \mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9\alpha)$$

$$\mu_y = 0,41^3(1,9 - 0,9 \times 0,41) = 0,105$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,105 \times 29,95 = 3,15 \text{ kN.m}$$

Suivant l'axe (y) la dalle est sur trois appuis. Nous passerons par la méthode forfaitaire pour déterminer les moments fléchissant sur les différentes travée et appuis.

❖ Calcul de moments fléchissant sur appuis de rive

$$0,15 M_{oy} < M_{app,y} < 0,3 M_{oy} \rightarrow M_{app,y} = 0,2 M_{oy}$$

$$0,2 (3,15) = 0,6 \text{ kN.m}$$

❖ Calcul de moments fléchissant en travée courante

$$0,75 M_{oy} < M_{t,y} < 0,85 M_{oy} \rightarrow M_{t,y} = 0,8 M_{oy}$$

$$0,8 (3,15) = 2,40 \text{ kN.m}$$

❖ Calcul de moments fléchissant en appuis intermédiaire

$$0,4 M_{oy} < M_{app,y} < 0,5 M_{oy} \rightarrow M_{t,y} = 0,45 M_{oy}$$

$$0,45 (3,15) = 1,41 \text{ kN.m}$$

La suite du dimensionnement pour la détermination des aciers au niveau des appuis et travées, se fera de la même manière que dans le cas des dalles sur deux appuis.

Tableau 33: Récapitulatif des sections obtenues

Sections suivant l'axe x						
		Ast à L'ELU	Ast à L'ELS	Asmin	Ast	Choix des aciers
Zone A	Travée	16,04	13,60	2,18	16,04	2*4HA16 (16,08 cm ²)
Zone B	Appui de Rive	1,32	1,17		2,72	4HA10 (3,14cm ²)
	Appui intermédiaire	3,00	2,62		3,00	4HA10 (3,14 cm ²)

	Travée	5,37	4,67		5,37	4HA14 (6,16 cm ²)
Zone C	Travée	3,22	2,78		3,22	4HA12 (3,39 cm ²)
Zone D	Appui de Rive	1,47	1,31		2,18	4HA10 (3,14 cm ²)
	Appui intermédiaire	3,34	2,95		3,34	4HA12 (3,39 cm ²)
	Travée	6,00	5,24		6,00	4HA14 (6,16 cm ²)
Zone E	Travée	10,23	8,70		10,23	2*4 HA14 (12,32 cm ²)
Stockage	Travée	7,25	6,00		7,25	4HA16 (8,04 cm ²)
Galerie	Travée	4,60	3,90		4,60	4 HA14 (6,16 cm ²)
Section suivant l'axe y						
Zone A	Travée	8,08	8,70	2,18	8,70	2*4HA12 (9,05 cm ²)
Zone B	Appui de Rive	0,13	0,12		2,18	4HA 10 (3,14 cm ²)
	Appui intermédiaire	0,30	0,27		2,18	4HA 10 (3,14 cm ²)
	Travée	0,50	0,48		2,18	4HA 10 (3,14 cm ²)
Zone C	Travée	2,06	1,78		2,18	4HA 10 (3,14 cm ²)
Zone D	Appui de Rive	0,50	0,44		2,18	4HA 10 (3,14 cm ²)
	Appui intermédiaire	1,13	0,99		2,18	4HA 10 (3,14 cm ²)
	Travée	2,00	1,75		2,18	4HA 10 (3,14

						cm ²)
Zone C	Travée	7,05	6,10		7,05	4HA16 (8,04 cm ²)
Stockage	Travée	1,18	1,00		2,18	4HA 10 (3,14 cm ²)
Galerie	Travée	-	-		-	
Espacement		25				
Diamètre maximal		HA 20				
Acier de répartition		HA 8				

Annexe 6 : Méthodologie de dimensionnement selon le DTU 23.1

- ❖ Calcul de la longueur intermédiaire de flambement l'_f

La paroi ayant un plancher d'une part et posé sur une fondation de l'autre part, nous allons considérer qu'elle est encadrée en tête et libre en pied. On a donc :

$$l'_f = l \times 0,85 \text{ Avec } l = \text{la hauteur de la paroi}$$

- ❖ Calcul de la longueur libre de flambement l_f

La paroi étant raidi à ses deux extrémités par d'autres voiles, on pose b = la distance entre nus intérieurs des raidisseurs (parois raidisseurs)

$$\text{Si } l'_f \leq b \rightarrow l_f = \frac{l'_f}{1 + \left(\frac{l'_f}{b}\right)^2}$$

$$\text{Si } l'_f \geq b \rightarrow l_f = \frac{b}{2}$$

- ❖ Calcul de l'élanement mécanique λ

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \text{ Avec } a = \text{l'épaisseur de la paroi}$$

- ❖ Calcul du coefficient de flambement α

$$\text{Si } \lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

$$\text{Si } \lambda > 50 \rightarrow \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$$

- ❖ Calcul de la section d'acier verticale A_v

$$A_v = \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right) \times \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec } B_r \text{ la section reduite: } (a - 0,02)^2$$

- ❖ Calcul de la section d'acier horizontale A_h

$$A_h = \frac{2}{3} A_v$$

- ❖ Calcul de la contrainte ultime due aux charges verticales

$$\sigma_u = \frac{N_u}{b \times a} < 0,05 f_{c28}$$

- ❖ Calcul des sections d'acier minimales

- Armatures verticales

$$A_{vmin} = \rho_v \times 100 \times b$$

$$\rho_v = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,001 \\ 0,0015 \frac{400\theta}{25} \left(\frac{\sigma_u}{\sigma_{lim}} - 1 \right) \end{array} \right. \text{ avec } \theta = 1$$

- Armatures horizontales

$$A_{hmin} = \frac{2}{3} \rho_v \times 100 \times b$$

- Armatures transversales

Nous prendrons des épingles HA6 avec un espacement de 15Φ

- ❖ Calcul de l'espacement des aciers verticaux :

$$St = \min(2a ; 33 \text{ cm})$$

Si $A_v < A_{vmin} \rightarrow$ Nous prendrons la section d'armature verticales $A_v = A_{vmin}$

Annexe 7 : Note de calcul des sections d'armature des voiles de la zone C

Les voiles du RDC ne sont soumises qu'aux charges provenant du plancher haut et leur propre poids. Ils sont raidis par d'autres voiles en retour. Ils seront dimensionnés en compression simple et assimilé à des poteaux.

✚ Calcul de la longueur intermédiaire de flambement l'_f

La paroi ayant un plancher d'une part et posé sur une fondation de l'autre part, nous allons considérer qu'elle est encastrée en tête et libre en pied. On a donc :

$$l'_f = l \times 0,85 \text{ Avec } l = \text{la hauteur de la paroi}$$

$$l'_f = 5,2 \times 0,85 = 4,2 \text{ m}$$

✚ Calcul de la longueur libre de flambement l_f

La paroi étant raidi à ses deux extrémités, on pose b = la distance entre nus intérieurs des raidisseurs (parois raidisseurs)

$$\text{Si } l'_f \leq b \rightarrow l_f = \frac{l'_f}{1 + \left(\frac{l'_f}{b}\right)^2}$$

$$\text{Si } l'_f \geq b \rightarrow l_f = \frac{b}{2}$$

$$b = 3,85 \text{ m} < l'_f \rightarrow l_f = \frac{b}{2} = \frac{3,85}{2} = 1,925 \text{ m}$$

✚ Calcul de l'élançement mécanique λ

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \text{ Avec } a = \text{l'épaisseur de la paroi}$$

$$\lambda = \frac{1,925 \times \sqrt{12}}{0,25} = 26,67$$

✚ Calcul du coefficient de flambement α

$$\text{Si } \lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

$$\text{Si } \lambda > 50 \rightarrow \alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$$

$$\lambda = 26,67 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{26,67}{35}\right)^2} = 1,197$$

✚ Calcul de la section d'acier verticale A_v

- A l'ELU

$$Av = \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right) \times \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec } Br \text{ la section reduite: } (a - 0,02)^2$$

$$Av = \left(\frac{117,64 \times 0,001}{1,197} - \frac{0,052 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \times \frac{400}{1,15} = -306,55 \text{ m}^2 < 0 \rightarrow \text{Calcul de Amin}$$

- A l'ELS

$$Av = \left(\frac{N_{ser}}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right) \times \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec } Br \text{ la section reduite: } (a - 0,02)^2$$

$$Av = \left(\frac{86,65 \times 0,001}{1,197} - \frac{0,052 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \times \frac{400}{1,15} = -315,56 \text{ m}^2 < 0 \rightarrow \text{Calcul de Amin}$$

- ✚ Calcul de la contrainte ultime du au charges verticales

$$\sigma_u = \frac{N_u}{b \times a} < 0,05 f_{c28}$$

$$\sigma_u = \frac{117,64 \times 0,001}{1 \times 0,25} = 0,47 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

- ✚ Calcul des sections d'acier minimales

- Armatures verticales

$$A_{vmin} = \rho_v \times 100 \times b$$

$$\rho_v = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,001 \\ 0,0015 \frac{400\theta}{25} \left(\frac{\sigma_u}{\sigma_{lim}} - 1 \right) \text{ avec } \theta = 1 \end{array} \right.$$

$$\rho_v = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,001 \\ 0,0015 \frac{400}{25} \left(\frac{0,47}{1,25} - 1 \right) = 0,001 \end{array} \right.$$

La section d'armature verticale est :

$$A_{vmin} = 0,001 \times 100 \times 100 = 10 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} / \text{face}$$

On prendra 5HA12 soit une section de 5,59 cm²

- Armatures horizontales

$$A_{hmin} = \frac{2}{3} \rho_v \times 100 \times b$$

$$A_{hmin} = \frac{2}{3} 0,001 \times 100 \times 100 = 3,33 \text{ cm}^2 / \text{m} / \text{face}$$

On prendra 5HA 10 soit une section de 3,93 cm²

- Armatures transversales

Nous prendrons des épingles HA6 avec un espacement de $15\Phi = 18$
cm

✚ Calcul de l'espacement des aciers verticaux :

$$St \leq \min(2a ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(50 ; 33 \text{ cm}) \leq 33 \text{ cm}$$

Prenons $st = 20 \text{ cm}$

Annexe 8 : Note de calcul du dimensionnement de la poutre voile en zone D

Nous supposons que ce voile n'est soumis à aucune action de la terre, il sera donc dimensionné en flexion simple en utilisant la méthode de dimensionnement poutre-voile

Nous Dimensionnerons le voile le plus chargé de la zone D, puis nous l'appliquerons à l'ensemble de la zone.

📌 Données :

Longueur de la poutre-voile : $l_0 = 7,85$ m

Epaisseur du voile : 20 cm

Hauteur du voile : 5,2 m

📌 Détermination des sollicitations :

❖ Calcul des charges arrivant sur le voile

○ Charges du plancher

- Charges permanentes $G : 9,22$ kN/m²
- Charges d'exploitation $Q : 1$ kN/m²
- Largeur efficace de la dalle $l : 3,38$ m

$$P_{Gp} = G \times l = 9,22 \times 3,38 \rightarrow P_G = 31,17 \text{ kN/m}$$

$$P_Q = Q \times l = 1 \times 3,38 \rightarrow P_G = 3,38 \text{ kN/m}$$

○ Charges du voile (Poids propre)

- Poids propre du voile en béton armé (20 cm) $G_v : 5$ kN/m²
- Poids propre de l'enduit de mortier (4 cm) $G_m : 0,72$ kN/m²
- Poids propre de l'enduit plâtre (1 cm) $G_p : 0,1$ kN/m²
- Hauteur du voile $h : 5,2$ m

$$P_{Gv} = (G_v + G_m + G_p) \times h = (5 + 0,72 + 0,1) \times 5,2 \rightarrow P_{Gv} = 24,44 \text{ kN/m}^2$$

❖ Calcul de la charge P à l'ELU

$$P = 1,35 \times (P_{Gp} + P_{Gv}) + 1,5 \times (P_Q)$$

$$P = 1,35 \times (31,17 + 24,44) + 1,5 \times (3,38) = 80,14 \text{ kN/m}$$

❖ Calcul du moment fléchissant issu de la charge P

$$M_o = \frac{p \cdot l^2}{8} = \frac{80,14 \times 0,001 \times (7,85)^2}{8} \rightarrow M_o = 617,30 \text{ kN.m}$$

❖ Calcul de la force de cisaillement initiale de l'opération de charge P

$$V_o = \frac{p \cdot l}{2} = \frac{80,14 \times 7,85}{2} \rightarrow V_o = 314,55 \text{ kN}$$

❖ Calcul de la contrainte de cisaillement équivalente

$$\tau_o = \frac{V_o}{h \times b_o} \text{ si } h \leq l; \tau_o = \frac{V_o}{l \times b_o} \text{ si } h \geq l$$

$$h \leq l \rightarrow \tau_o = \frac{V_o}{h \times b_o} = \frac{314,55 \times 0,001}{5,2 \times 0,2} = 0,3 \text{ MPa}$$

- ❖ Calcul des contraintes de cisaillement limites ou admissibles

$$\bar{\tau}_o = \min\left(0,20 \times \frac{f_e}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(0,2 \times \frac{400}{1,15}; 5 \text{ MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_o = 5 \text{ MPa}$$

- ✚ Pré dimensionnement de la poutre-voile

- ❖ Calcul de l'épaisseur minimale de la poutre-voile

$$e = \max \left\{ \begin{array}{l} 3,75 \times \frac{p \times l}{h \times f_{c28}} \\ 0,14 \times l \times \sqrt[3]{\frac{p}{h \times f_{c28}}} \end{array} \right. \text{ si } h \leq l; \max \left\{ \begin{array}{l} 3,75 \times \frac{p}{f_{c28}} \\ 0,14 \times l \times \sqrt[3]{\frac{p}{h \times f_{c28}}} \end{array} \right. \text{ si } h > l$$

$$h \leq l \rightarrow e \text{ min}$$

$$= \max \left\{ \begin{array}{l} 3,75 \times \frac{p \times l}{h \times f_{c28}} \\ 0,14 \times l \times \sqrt[3]{\frac{p}{h \times f_{c28}}} \end{array} \right. = \left\{ \begin{array}{l} 3,75 \times \frac{80,14 \times 7,85}{5,2 \times 25} = 0,018 \text{ m soit } 2 \text{ cm} \\ 0,14 \times 7,85 \times \sqrt[3]{\frac{80,14 \times 0,001}{5,2 \times 25}} = 9,4 \text{ cm soit } 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

L'épaisseur minimale étant 10 cm nous garderons l'épaisseur de base du voile, qui est de 20 cm

- ✚ Détermination des armatures de la poutre-voile

La section minimale à atteindre par face est obtenus en prenant pour $\rho = 0,002$, on a donc une section minimale par face de 2 cm^2 . On prendra donc 2 cm^2 pour toutes les sections par face inférieure à la section minimale

- Détermination des armatures principales de la poutre-voile :

Ces armatures sont réparties dans la zone inférieure de la poutre à la hauteur

$$h = \min(0,15h; 0,15l) \rightarrow h \text{ de répartition} = 0,78 \text{ m}$$

- ❖ Calcul de la section d'armatures principales

$$A = \frac{M_o}{z \times \sigma_{st}} = \frac{617,30}{4,18 \times 348} = 4,86 \text{ cm}^2 \left(\text{soit } \frac{2,43 \text{ cm}^2}{\text{face}} \right)$$

On retiendra 5HA8 espacés de 16 cm

➤ Détermination des armatures verticales de la poutre-voile

Les armatures verticales se composent de cadres ou d'armatures de forme U qui couvrent les armatures horizontales. Elles sont réparties le long de toute la hauteur de la poutre-voile

❖ Calcul du pourcentage de l'armature verticale

$$\rho_v = \frac{A_v}{s_t \times b_o} = \frac{0,75 \times \tau_o}{\sigma_{st}} \rightarrow \rho_v = \frac{0,75 \times 0,3}{348} = 0,00065$$

○ Calcul de la section d'armature verticale

$$A_v = \rho_v \times s_t \times b_o \text{ avec } s_t = 1,00 \text{ m l'espacement entre deux lit consécutifs}$$

$$A_v = 0,00065 \times 1 \times 0,2 = 0,00013 \text{ m}^2 = 1,3 \text{ cm}^2$$

$A_v = 1,3 \text{ cm}^2$ soit $0,65 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$ /face . La section minimale étant de 2 cm^2 on aura :

$A_v = \frac{2 \text{ cm}^2}{\text{m}}$ /face , On retiendra donc 4HA8 ($2,01 \text{ cm}^2$) espacés de 25 cm

✚ Détermination des armatures horizontales

Les armatures horizontales sont réparties suivant deux zones, la zone inférieure et extérieure. L'armature en zone inférieure est distribuée directement sur l'armature principale dans la zone jusqu'à

$$0,4h \text{ si } h \leq l \text{ et } 0,4l \text{ si } h > l$$

$h \leq l \rightarrow$ Zone de distribution inférieure allant jusqu'à 2,08 m

Celle de la zone supérieure est distribuée au-dessus de l'armature horizontale dans la zone supérieure allant jusqu'à :

$$0,45h \text{ si } h \leq l \text{ et } 0,45l \text{ si } h > l$$

$h \leq l \rightarrow$ Zone de distribution supérieure allant jusqu'à 2,34 m

❖ Calcul des armatures en zone inférieure

○ Calcul du pourcentage de l'armature

$$\rho_{hi} = 0,50 \times \left(0,60 + 15 \frac{\tau_o}{\sigma_{st}} \right) \frac{\tau_o}{\sigma_{st}}$$

$$\rho_{hi} = 0,50 \times \left(0,60 + 15 \frac{0,3}{348} \right) \frac{0,3}{348} = 0,0003$$

○ Calcul de la section d'armature horizontale en zone inférieure

$$A_{hi} = \rho_{hi} \times s_h \times b_o = 0,0003 \times 100 \times 20 = 0,1 \text{ cm}^2$$

Soit $0,05 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{face}$, On prendra donc la section minimale de $2 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{face}$.

Nous aurons donc en zone inférieures 4HA 8 espacés de 25 cm

❖ Calcul des armatures en zone supérieure

- Calcul du pourcentage de l'armature

$$\rho_{hs} = 0,30 \times \left(0,60 + 15 \frac{\tau_o}{\sigma_{st}} \right) \frac{\tau_o}{\sigma_{st}} = 0,30 \times \left(0,60 + 15 \frac{0,3}{348} \right) \frac{0,3}{348}$$

$$= 0,0002$$

- Calcul de la section d'armature horizontale en zone inférieure

$$Ahs = \rho_{hs} \times s_h \times b_o = 0,0002 \times 100 \times 20 = 0,06 \text{ cm}^2$$

Soit 0,03 cm²/m/face, On prendra donc la section minimale de de 2 cm²/m/face.

Nous aurons donc en zone inférieures 4HA 8 espacés de 25 cm

Du fait de l'existence d'ouvertures dans certaines parois, les armatures au niveau des ouvertures se déterminent de la manière suivante :

❖ Calcul des armatures horizontales principales

$$At = \frac{0,4 \times V_o}{\sigma_{st}} = \frac{0,4 \times 314,55}{348} = 3,61 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1,85 \text{ cm}^2 / \text{face}$$

On prendra donc la section d'acier minimale 4HA8 soit 2,01 cm² (esp = 25 cm)

❖ Calcul des armatures horizontales secondaires

$$Ah = \begin{cases} \text{Si } \tau_o \leq \frac{f_{c28}}{30} \text{ alors } Ah = 0 \\ \text{Si } \tau_o \geq \frac{f_{c28}}{30} \text{ alors } Ah = \frac{0,2 \times V_o}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{30 \times \tau_o}{f_{c28}} - 1 \right) \end{cases}$$

$$\tau_o = 0,3 < \frac{f_{c28}}{30} = 0,84 \rightarrow Ah = 0$$

❖ Calcul des armatures verticales suspendues

$$Ahs = \frac{p \times S_v}{\sigma_{st}} \text{ avec } S_v = \min(2b_0; 33 \text{ cm})$$

$$S_v = \min(30 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_v = 30 \text{ cm}$$

$$Ahs = \frac{p \times S_v}{\sigma_{st}} = 0,8 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \text{ cm}^2 / \text{face}$$

On prendra pour armatures verticales suspendues également 4 HA 8 espacés de 20 cm

Tableau 34: Section d'acier de la poutre-voile

	As principales (cm²)	Armatures verticales (cm²)	Armatures horizontale s zone inf (cm²)	Armatures horizontale s zone sup (cm²)	Armatures d'ouverture s principales (cm²)	Armatures verticales suspendus (cm²)
Zon e D	4,86 soit 2,43 cm ² /face (5 HA8 soit 2,51 cm ²)	3,3 cm ² soit 2cm ² /m/fac e (4HA8 soit 2,01 cm ²)	1,14 cm ² soit 2cm ² /m/fac e (4HA8 soit 2,01cm ²)	0,74 cm ² soit 2cm ² /m/fac e (4HA8 soit 2,01cm ²)	3,62 cm ² soit 2cm ² /m/face (4HA8 soit 2,01cm ²)	0,57 cm ² soit 2cm ² /m/fac e (4HA8 soit 2,01cm ²)

Annexe 9 : Note de Calcul du voile de la zone de stockage en sous-sol

Les voiles du sous-sol sont soumis à la poussée des terres. Pour ce fait, ils seront dimensionnés en flexion composés. Nous choisirons une voile de la zone de stockage pour les différents calculs.

Les fissurations étant très préjudiciables, le voile sera dimensionné à l'ELS.

➤ Calcul des sollicitations dues à la poussée des terres

❖ Calcul de l'effort due à la poussée des terres

- Charges permanentes

$$g = \gamma \times \frac{h^2}{2} \times k \times 1 = 17,8 \times \left(\frac{3,2^2}{2}\right) \times 1 \times 1 = 91,14 \text{ kN}$$

- Charges d'exploitation

$$q = q_l \times 1 \times h = 10 \times 1 \times 3,2 = 32 \text{ kN}$$

- Calcul de la poussée N

$$N_{ser} = g + q \text{ et } N_u = 1,35g + 1,5q$$

- A l'ELU

$$N_u = 1,35g + 1,5q = 1,35(91,14) + 1,5(32) = 171,04 \text{ kN}$$

- A l'ELS

$$N_{ser} = g + q = 91,14 + 32 = 123,14 \text{ kN}$$

❖ Calcul du moment dû à la poussée des terres

$$M_g = g \times \frac{1}{3} \times h = 91,14 \times \left(\frac{3,2}{3}\right) = 97,22 \text{ kN.m}$$

$$M_q = q \times \frac{1}{2} \times h = 32 \times \left(\frac{3,2}{2}\right) = 51,20 \text{ kN.m}$$

- Calcul des moments

$$M_u = 1,35M_g + 1,5M_q \text{ et } M_{ser} = M_g + M_q$$

- A l'ELU

$$M_u = 1,35M_g + 1,5M_q = 1,35(97,22) + 1,5(51,20) \\ = 208,1 \text{ kN.m}$$

- A l'ELS

$$M_{ser} = M_g + M_q = 97,22 + 51,20 = 148,42 \text{ kN.m}$$

➤ Calcul de la charge P venant sur le voile

❖ Charge P_u venant sur le voile du RDC : $P_u = 138,78 \text{ kN/m}$

❖ Charge P_{ser} venant sur le voile du RDC : $P_{ser} = 101,95 \text{ kN/m}$

❖ Calcul des charges arrivant sur le voile du sous-sol

○ Charges du plancher haut du sous-sol

▪ Charges permanentes G : $18,624 \text{ kN/m}^2$

▪ Charges d'exploitation Q : 6 kN/m^2

▪ Largeur efficace de la dalle l : $4,38 \text{ m}$

$$P_{Gp} = G \times l = 18,624 \times 4,38 \rightarrow P_{Gp} = 81,57 \text{ kN/m}$$

$$P_Q = Q \times l = 6 \times 4,38 \rightarrow P_Q = 26,28 \text{ kN/m}$$

○ Charges du voile du sous-sol (Poids propre)

▪ Poids propre du voile en béton armé (20 cm) G_v : 5 kN/m^2

▪ Poids propre de l'enduit de mortier (4 cm) G_m : $0,72 \text{ kN/m}^2$

▪ Poids propre de l'enduit plâtre (1 cm) G_p : $0,1 \text{ kN/m}^2$

▪ Hauteur du voile h : $3,2 \text{ m}$

$$P_{Gv} = (G_v + G_m + G_p) \times h = (5 + 0,72 + 0,1) \times 3,2 \rightarrow P_{Gv} = 18,624 \text{ kN/m}$$

❖ Calcul de la charge N à l'ELU

$$N = \left(1,35 \times (P_{Gp} + P_{Gv}) + 1,5 \times (P_Q) \right) + Pu$$

$$N = (1,35 \times (81,57 + 18,624) + 1,5 \times (26,28)) + 138,78 = 283,89 \text{ kN/m}$$

❖ Calcul de la charge N à l'ELS

$$N = (P_{Gp} + P_{Gv}) + P_Q + P_{ser}$$

$$N = 81,57 + 18,624 + 26,28 + 101,95 = 228,52 \text{ kN/m}$$

Le principe de dimensionnement à l'ELS en flexion composé est la suivante :

➤ Calcul à l'ELU

❖ Calcul de l'excentricité du premier ordre 1

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{208,1}{283,89} = 0,73 \text{ m avec}$$

M_u le moment due à la poussée des terres

N_u l'Effort Normal due au poids propre et aux charges supérieurs

❖ Calcul de l'élançement géométrique l_f

$$l_f = 0,5 \times l_0 = 0,5 \times 3,2 = 1,6 \text{ m}$$

Si la pièce est chargée de façon excentrée

$$\frac{l_f}{h} < \max \left\{ 20 \times \frac{e_1}{h} \rightarrow \frac{l_f}{h} = 8 < 15 \right.$$

- ❖ Calcul de l'excentricité au second ordre e_2

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \cdot \varphi) \text{ avec } \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_{ser}} \right) \rightarrow e_2$$

$$= \frac{3 \times 1,6^2}{10^4 \times 0,2} (2 + 0,65 \times 2)$$

$$e_2 = 0,013 \text{ m}$$

- ❖ Calcul des sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée :

$$\begin{cases} N_u \\ M_f = N_u(e_1 + e_a + e_2) \\ e_0 = e_1 + e_a + e_2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_u = 283,89 \text{ kN} \\ M_f = 779,48 \text{ kN.m} \\ e_0 = 2,745 \text{ m} \end{cases}$$

- ❖ Calcul du moment réduit de référence à l'ELU

$$\mu_{BC} = 0,8 \times \frac{h}{d} \times \left(1 - \frac{0,4h}{d} \right) = 0,493$$

- ❖ Calcul du moment réduit agissant

$$\mu_{uA} = \frac{M_{uA}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = 0,23$$

$$\mu_{uA} < \mu_{BC} \rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

- Calcul à l'ELS

- ❖ Calcul de l'excentricité à l'ELS

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{148,42}{228,52} = 0,65 \text{ m}$$

- ❖ Calcul des sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus

$$e_A = e_{ser} + \left(d - \frac{h}{2} \right) \rightarrow \begin{cases} e_A = 0,73 \text{ m} \\ M_{serA} = 166,70 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$M_{serA} = N_{ser} \times e_A$$

- ❖ Calcul du moment réduit

$$\gamma_M = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,4$$

$$10^4 \mu_{tu} = 3440 \times \theta \times \gamma_M + 49 \times \frac{f_{c28}}{\theta} - 3100 = 3440 \times 1 \times 1,4 + 49 \times \frac{25}{1} - 3100 \rightarrow \mu_{tu}$$

$$= 0,29$$

$$\mu_{uA} < \mu_{tu} \rightarrow \text{Pas besoin d'aciers comprimés}$$

La suite du calcul peut se faire en flexion simple à l'ELS. On prendra :

$$\sigma_s = 161,3 \text{ MPa (fissuration très préjudiciable)}$$

$$\alpha_{ser} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 \times 161,3} = 0,58$$

Si fissuration très Préjudiciable $\rightarrow \varphi = 161,3 \text{ MPa}$

- Détermination de la position de la fibre neutre y_{ser}

$$y_{ser} = \alpha_{ser} \times d = 0,58 \times 0,9 = 0,524$$

- Calcul du bras de levier Z_{ser}

$$Z_{ser} = d - \frac{y_{ser}}{3} = 0,9 - \frac{0,213}{3} = 0,725 \text{ m}$$

- ❖ Calcul du moment résistant M_{serb}

$$M_{serb} = \frac{1}{2} \times b \times y_{ser} \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z_{ser} = \frac{1}{2} \times 0,2 \times 0,524 \times 15 \times 0,725 = 570,28 \text{ kN}$$

$M_{ser} = 166,7 \text{ kN} < M_{serb} = 570,28 \text{ kN} \rightarrow$ Pas d'aciers comprimés.

- ❖ Calcul de la section d'acier à L'ELS

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z_{ser} \times \sigma_{st}} - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = \frac{166,7 \times 0,001}{0,33 \times 201,16} - \left(\frac{228,52}{348} \right) = 14,25 - 6,57 = 7,68 \text{ cm}^2$$

- ❖ Condition de non fragilité (CNF)

$$A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Condition de fragilité vérifié ; Nous prendrons $A_{st} = 5\text{HA}14$ soit $7,70 \text{ cm}^2$

Tableau 35:Récapitulatif des sollicitations et sections d'acier des voiles de sous-sol

	Mu (kN.m)	M_{ser} (kN.m)	P_{ser} (kN)	N_{ser} (kN)	e_{ser} (m)	M_{serA} (kN.m)	A_{st} (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	Choix des armatures
Stockage	208,10	166,7	123,14	228,52	0,65	166,7	(14,25 - 6,57) soit 7,68 cm ² /m/face	2,17	5HA 14 soit 7,70 cm ² Esp=20 cm

Galerie	109,46	77,61	80,63	46,06	1,68	81,29	(5,43-1,3) cm ² soit 4,13 cm ² /m/face		4HA12 soit 4,52 cm ² /m/face
----------------	--------	-------	-------	-------	------	-------	---	--	---

Annexe 10 : Note de calcul du dimensionnement des semelles filantes en zone

A

Le dimensionnement se fera sur la zone A, on déterminera les armatures de la semelle filante sous le voile le plus chargé (épaisseur 15 cm), sur une longueur de 1 m.

- Sollicitations sur la semelle filante
 - ❖ Charge arrivant sur la semelle filante :
 - A l'ELU : $N_u = 138,78 \text{ kN/ml}$
 - A l'ELS : $N_{ser} = 101,95 \text{ kN/ml}$
- Détermination de la surface portante S (la détermination se fera avec la sollicitation à l'ELS)

- ❖ Calcul de l'aire approché $S_1 < S$

$$S_1 = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{101,95 \times 0,001}{0,15} = 0,68 \text{ m}^2$$

- ❖ Calcul de la largeur approchée B_1 de la semelle sur une longueur de 1 m

$$B_1 = \frac{S_1}{1,00} = \frac{0,68}{1,00} = 0,68 \text{ m}$$

- ❖ Choix de la largeur de la semelle

$$B \geq B_1 ; \text{Nous retiendrons comme largeur } B = 1,10 \text{ m}$$

- ❖ Calcul de la hauteur h

$$h = d + 0,05 \quad \text{avec} \quad \frac{B - b}{4} \leq d \leq B - b$$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq B - b \rightarrow 0,24 \leq d \leq 0,95 ; \text{prenons } d = 0,25 \text{ m} \rightarrow h = 0,3 \text{ m}$$

- ❖ Vérification de la contrainte au sol

$$\sigma_{sol} < \sigma_{adm} \quad \text{avec} \quad \sigma_{sol} = \frac{N_u + p.p \text{ semelle} + pp \text{ remblai}}{\text{aire surface portante}}$$

- Calcul du poids propre de la semelle :

$$P.p \text{ semelle} = 25 \times 0,3 \times 1 \times 1,10 = 8,25 \text{ kN/ml}$$

- Calcul du poids propre des remblais

$$P.p \text{ remblais} = (1 - h) \times \frac{B - 0,15}{2} \times 1 \times \gamma = 0,7 \times 0,475 \times 17,8 \\ = 5,92 \text{ kN/ml}$$

- Calcul de la contrainte du sol engendré

$$\sigma_{sol} = \frac{N_u + p.p \text{ semelle} + pp \text{ remblai}}{\text{aire surface portante}} = \frac{(8,25 + 5,92 + 138,78) \times 0,001}{1,10} = 0,139 \text{ MPa}$$

➤ Détermination des aciers tendus

❖ Nappe inférieure parallèle au côté B

$$A_x = \frac{N_u(B-b)}{8 \cdot d} \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \frac{138,78 \times (1,1 - 0,15)}{8 \times 0,25} \times \frac{1,15}{400} = 1,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section minimale des aciers de répartition constituant le chaînage longitudinal est : $S_{min} \geq 2 \text{ cm}^2$ on prendra alors $A_x = 2 \text{ cm}^2$ (4HA8 soit $2,01 \text{ cm}^2$)

❖ Nappe supérieure perpendiculaire au côté B

$$A_y = \frac{A_x}{4} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}; \text{ on prendra donc } A_y = 2 \text{ cm}^2 \text{ (4HA8 soit } 2,01 \text{ cm}^2)$$

❖ Calcul de la longueur de recouvrement R

$$R = 35 \Phi = 28 \text{ cm}; \text{ prenons } R = 30 \text{ cm}$$

❖ Calcul de longueur d'encrage L_s

$$L_s = 40\Phi = 32 \text{ cm}; \text{ prenons } L_s = 35 \text{ cm}$$

Tableau 36 : Récapitulatifs des résultats du calcul des semelles filantes

	Zone A	Zone B	Zone C	Zone E
N_u (kN/ml)	138,78	144,69	117,64	135,70
N_{ser} (kN/ml)	101,95	106,50	86,66	99,76
Epaisseur du voile (cm)	0,15	0,25	0,25	0,2
Contrainte σ_{adm} (MPa)	0,15			
Largeur choisie B (m)	1,10	1,10	1,00	1,00
Hauteur choisie h (m)	0,3			

Contrainte du sol σ_{adm} (MPa)	0,139	0,143	0,13	0,147
Ax (cm²/m)	1,9 (4HA8 soit 2,01 cm ²)	2,21 (4HA10 soit 3,14 cm ²)	1,58 soit 2 cm ² (4HA8 soit 2,01 cm ²)	1,95 soit 2 cm ² (4HA8 soit 2,01 cm ²)
Ay (cm²/m)	0,6 soit 2 cm ² (4HA8 soit 2,01 cm ²)	0,55 soit 2 cm ² (4HA8 soit 2,01 cm ²)	0,4 soit 2 cm ² (4HA8 soit 2,01 cm ²)	0,49 soit 2 cm ² (4HA8 soit 2,01 cm ²)

Annexe 11 : Justification du type de fondation

Le choix le plus judicieux dans ce type de structure est celui de semelles filantes, afin de garantir une répartition linéaire des charges. Nous allons donc vérifier si ce choix est effectivement adapté à notre cas.

La longueur (L) des semelles filantes étant connues (Il s'agit de la longueur des voiles), nous allons déterminer leurs largeurs à travers la formule suivante :

$$B \geq \frac{N_i}{L \times \overline{\sigma}_{sol}} \text{ avec } N_i: \text{L'effort normal sur la semelle}$$

Le calcul des largeurs est décrit dans le tableau ci-dessous :

Tableau 37 : Calcul des largeurs de semelles filantes

N°	Longueur (m)	Ni (MN)	$\overline{\sigma}_{sol}$ (MPa)	Largeur (m)	Surface (m ²)
Sous-sol Stockage					
1	7,85	1,59	0,15	1,35	10,60
2	7,85	1,59	0,15	1,35	10,60
3	16,70	3,38	0,15	1,35	22,55
4	16,70	3,38	0,15	1,35	22,55
Sous-sol Galerie					
1	2,95	0,19	0,15	0,5	1,475
2	2,95	0,19	0,15	0,5	1,475
3	23,40	1,48	0,15	0,45	10,53
3	23,40	1,48	0,15	0,45	10,53

Surface du Sous-sol Stockage (m ²)	Surface Semelles filantes Stockage (m ²)	Surface du sous-sol Galerie (m ²)	Surface Semelles Filantes Stockage (m ²)
131,1	66,30	69,03	24,01

Les semelles filantes occuperont respectivement 50,5 % et 34,8 % des sous-sol de stockage et des galeries. Nous pourrions donc nous en tenir aux semelles filantes. Toute fois nous allons considérer une fondation en radier dalle pour notre étude.

Ce choix peut être justifier par la complexité de l'ouvrage et du fait des grandes charges

d'exploitation auxquelles sera soumise la zone.

Annexe 12 : Note de calcul du dimensionnement du radier de la zone de stockage

➤ Pré dimensionnement du radier

✚ Efforts normaux à l'ELU

$$\Sigma Nu = 9,88 \text{ MN}$$

✚ Efforts normaux à l'ELU

$$\Sigma N_{ser} = 7,18 \text{ MN}$$

❖ Calcul de l'épaisseur du radier

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{7,85}{20} = 0,39 \text{ m avec } L_{max} \text{ la longueur de travée maximale du radier}$$

: 7,85 m

Nous choisissons un radier d'épaisseur 50 cm

❖ Calcul de la surface du radier (le calcul de la surface se fera à l'ELS)

$$S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{7,180}{0,15} = 47,87 \text{ m}^2$$

○ Calcul surface du radier sans débord :

$$S_{bâtiment} = 7,85 \times 16,70 = 131,01 \text{ m}^2$$

S_{radier} calculée

< Surface du bâtiment, il faudrait prévoir un débord pour le radier

❖ Calcul du débordement du radier

$$Ld \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) \rightarrow Ld$$

$$\geq \max(25 \text{ cm}; 30\text{cm}); \text{ Nous retiendrons un débordement de } 30\text{cm}$$

❖ Calcul de la surface réelle du radier

$$S_{radier} = S_{bâtiment} + S_{débord} = 131,01 + 14,73 = 145,85 \text{ m}^2 \rightarrow S_{radier} = 146 \text{ m}^2$$

❖ Vérification du risque de poinçonnement

✚ Condition générale de non poinçonnement

$$N_u \leq \frac{0,07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec}$$

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier [$\mu_c = (2a + 2h) \times 2 = 2 \text{ m}$]

N_u : La plus grande charge sous voile ou sous poteau. $N_u = 0,648 \text{ MN}$

$$N_u = 0,648 \text{ MN} < 1,167 \text{ MN}$$

Il n'y a donc pas de risque de poinçonnement au niveau du radier.

➤ Détermination des sollicitations :

Le type de radier étant un radier dalle, il sera dimensionné comme une dalle pleine

📌 Données du panneau le plus chargé

- Longueur $L_x = 3,8 \text{ m}$
- Longueur $L_y = 7,85 \text{ m}$
- Calcul du coefficient α (L_x/L_y)

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,8}{7,85} = 0,48$$

Le coefficient α est supérieure à 0,4, notre dalle porte donc dans les deux sens

❖ Calcul de la charge surfacique à l'ELU P_u

$$P_u = \frac{N_u}{S} = \frac{9880}{146} = 67,67 \text{ kN/ml}$$

❖ Calcul de la charge surfacique à l'ELS P_{ser}

$$P_{ser} = \frac{N_{ser}}{S} = \frac{7180}{146} = 49,18 \text{ kN/ml}$$

❖ Calcul des moments fléchissant suivant les deux sens

○ Calcul de M_{ox}

$$M_{ox} = \mu_x \times p \times l_x^2 \text{ avec } \mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)}$$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)} = \frac{1}{8(1 + 2,4(0,48)^3)} = 0,098$$

$$M_{ox} = \mu_x \times p \times l_x^2 = 0,098 \times 67,67 \times (3,8)^2 = 96,007 \text{ kN.m}$$

○ Calcul de M_{oy}

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} \text{ avec } \mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9\alpha)$$

$$\mu_y = 0,41^3(1,9 - 0,9 \times 0,48) = 0,167$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,167 \times 96,007 = 15,94 \text{ kN.m}$$

❖ Calcul des efforts tranchants dans la dalle

$\alpha = 0,48$ on a :

$$V_{ux} = P_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{a}{2}} \text{ et } V_{uy} = P_u \times \frac{l_x}{3}$$

$$V_{ux} = 96 \times \frac{3,8}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,48}{2}} = 103,68 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 96 \times \frac{3,8}{3} = 85,72 \text{ kN}$$

❖ Vérification des contraintes de cisaillement dans la dalle

La condition suivante doit être vérifiée : $\tau_{ui} = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau}_u$

$$\tau_{ux} = \frac{103,68 \times 0,001}{1 \times 0,45} = 0,23 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uy} = \frac{85,72 \times 0,001}{1 \times 0,45} = 0,19 \text{ MPa}$$

○ Calcul de contrainte de tangentielle admissible

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible étant inférieure aux contraintes calculées suivant les deux sens, la condition est donc vérifiée.

❖ Sollicitations à l'ELS

En suivant la même méthode de calcul nous avons les valeurs de moments fléchissant suivant :
Mox = 69 kN.m ; Moy = 11,59 kN.m

La suite du dimensionnement se fera comme celui d'une poutre de base 1 m, de hauteur correspondant à l'épaisseur de la dalle. Il se fera à l'ELU et ensuite à l'ELS, la section d'acier maximale sera retenue comme étant la section d'acier du panneau.

➤ Dimensionnement à l'ELU

❖ Calcul du moment réduit et recherche du pivot

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \text{ avec } d = 0,9h \rightarrow d = (0,9 \times 0,5) = 0,45 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{96 \times 0,001}{1 \times 0,45^2 \times 14,16} = 0,03$$

$\mu_u = 0,03 < 0,186 \rightarrow$ Pivot A \rightarrow pas d'aciers comprimés

❖ Calcul des paramètres de déformation

○ Calcul de α_u

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,03)} \right) = 0,004$$

- Calcul du bras de levier Z_u

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) = d(1 - 0,4 \times 0,002) = 0,44 \text{ m}$$

- ❖ Calcul de la section Théorique A_{st}

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z_u \times \sigma_s} = \frac{96 \times 0,001}{0,44 \times 161,3} = 10,76 \text{ cm}^2$$

- ❖ Condition de non fragilité (CNF)

$$A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,45 \times \frac{25}{400} = 5,43 \text{ cm}^2$$

$A_{smin} \geq A_{st} \rightarrow ok$; Condition de non fragilité vérifié.

➤ Dimensionnement à l'ELS

- ❖ Calcul des paramètres de déformation :

- Calcul de α_{ser}

$$\alpha_{ser} = \frac{n \times \overline{\sigma}_{bc}}{n \times \overline{\sigma}_{bc} \times \sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = 0,8\varphi$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e = 266,67 \\ 0,5 f_e = 200 \\ 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} = 201,63 \end{array} \right. \rightarrow 0,8\varphi = 161,3 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{ser} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 \times 201,63} = 0,58$$

Si fissuration très Préjudiciable $\rightarrow 0,8\varphi = 161,3 \text{ MPa}$

- Détermination de la position de la fibre neutre y_{ser}

$$y_{ser} = \alpha_{ser} \times d = 0,58 \times 0,45 = 0,26$$

- Calcul du bras de levier Z_{ser}

$$Z_{ser} = d - \frac{y_{ser}}{3} = 0,45 - \frac{0,26}{3} = 0,36 \text{ m}$$

- ❖ Calcul du moment résistant M_{serb}

$$M_{serb} = \frac{1}{2} \times b \times y_{ser} \times \overline{\sigma}_{bc} \times Z_{ser} = \frac{1}{2} \times 1 \times 0,26 \times 15 \times 0,36 = 712,85 \text{ kN}$$

$M_{ser} = 69 \text{ kN} < M_{serb} = 712,85 \text{ kN} \rightarrow$ Pas d'aciers comprimés.

- ❖ Calcul de la section d'acier à l'ELS

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z_{ser} \times \sigma_{st}} = \frac{12,45 \times 0,001}{0,185 \times 161,3} = 9,22 \text{ cm}^2$$

- ❖ Condition de non fragilité (CNF)

$$A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} \geq A_{st} \rightarrow ok ; \text{Condition de non fragilité vérifié}$$

La section d'acier finale de la section sera alors : $\max(A_{st} \text{ à l'ELU} ; A_{st} \text{ à l'ELS})$

On donc : $A_{stx} = A_{stx} \text{ à l'ELU} = 10,76 \frac{cm^2}{ml}$ soit 6HA12 /ml ($10,76 cm^2$)

❖ Disposition des armatures

○ Diamètre maximal : $\varphi = \frac{h_0}{10} = \frac{50}{10} = 50mm$ (HA20)

○ Armature de répartition : $A_r = \frac{1}{4} A_{st} = \frac{10,76}{4} = 2,69 cm^2$ soit 4HA10/ml

La même la procédure de dimensionnement sera appliquée pour la détermination des aciers suivant le sens y.

➤ Récapitulatifs des sections d'acier obtenu pour les radier

Tableau 38 : Sections d'acier des radiers

	Epaisseur h (cm)	Surface du radier (cm ²)	Section d'armature Ax (ELU) (cm ²)	Section d'armature Ay (A _{smin}) (cm ²)	Contrainte de cisaillement (MPa)	Contrainte de cisaillement admissible (MPa)
Stockage	50	146	10,76 (6HA16 soit 12,06 cm ²)	5,43 (6HA12 soit 6,79 cm ²)	0,23	1,17
Galleries	30	84,10	7,85 (6HA14 soit 9,24 cm ²)		0,12	

l'épaisseur de la table de compression est de 5 cm. La largeur de la table correspond à l'entraxe qui est 60 cm.

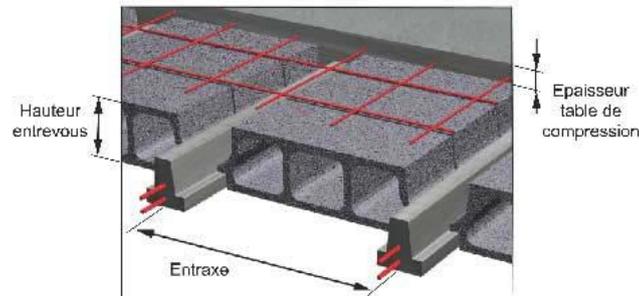


Figure 23 : Dalle à corps creux

Vérifions si la table seule suffit pour équilibrer le moment ultime.

❖ Calcul du moment ultime

$$M_{bu} = b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu}$$

$$M_{bu} = 0,6 \times 0,05 \times \left(0,9 \times 0,25 - \frac{0,05}{2} \right) \times 14,16$$

$$M_{bu} = 84,96 \text{ kN.m} > 17,04 \text{ kN.m}$$

La table seule suffit donc pour équilibrer le moment ultime. Ce fait nous emmène à dimensionner la poutrelle comme une poutre à section rectangulaire. Les détails de calcul des sections d'acier de la poutrelle sont présentés en annexe 14 (page 119).

Les résultats du dimensionnement se trouvent dans le tableau 40.

Tableau 40 : Section d'armature de la poutrelle.

	Ast (cm ²)	Asmin (cm ²)	Ast retenue (cm ²)	Choix des armatures	Acier de répartition	Acier transversales
ELU	3,83	1,63	3,83	3HA14 (4,62 cm ²)	1HA12 (1,13 cm ²)	HA8 Espacés de 20 cm
ELS	3,33					

3. Dimensionnement de la poutre la plus sollicitée

Les poutrelles prennent appuis sur les poutres principales, nous allons donc dimensionner la poutre la plus sollicitée des locaux annexes, comme l'indique la figure suivante :

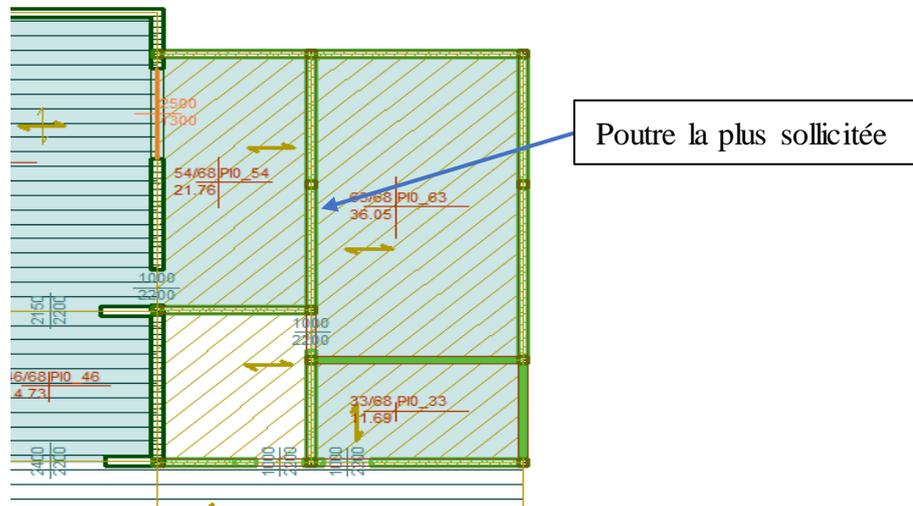


Figure 24 : Poutre la plus sollicitée des salles annexes

Le principe de dimensionnement reste même que celle énoncé lors du calcul des dalles pleines (dimensionnement de poutre).

La modélisation de la structure dans le logiciel Autodesk CBS nous donne les sections et sollicitations suivantes :

Tableau 41 : Caractéristiques et sollicitations de la poutre POU0-09

	Poutres	Section (cm ²)	Moment	Moment	Effort	
			fléchissant	fléchissant		tranchant
			ELU (kN.m)	ELS (kN.m)	(kN)	
Salles Annexes	POU0-09	25*45 cm ²	Appui de rive	6,08	4,43	79,65
			Travée	-40,54	-29,54	
			Appuis intermédiaire	65,86	48,16	

Le tableau suivant présente les résultats du dimensionnement de la poutre listée ci-dessus. Les calculs desquelles ressortent les résultats suivants sont disponibles en annexe 15 (page 123)

- Calcul de l'indice i de la section

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ avec } I \text{ l'inertie de la section du poteau et } B \text{ la section du poteau}$$

$$\text{On a donc } i = \frac{a}{2\sqrt{3}} \text{ et } \lambda = \frac{l_f}{i} \rightarrow a = \frac{2\sqrt{3} \times l_f}{\lambda}$$

- Choix du côté a

- ❖ Calcul du nouvel élanement λ

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

- ❖ Calcul du coefficient de flambement α

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ si } \lambda < 50$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

- ❖ Calcul de la section d'armature A

$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right) \times \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec } B_r \text{ la section reduite} \\ 0,002 \times B \\ 4 \times P \text{ avec } P \text{ le périmètre du poteau} \end{array} \right. \quad B_r = (a - 0,02)^2$$

La note de calcul de ce poteau est située à l'annexe 16 (page 126).

Après dimensionnement nous parvenons aux résultats suivants :

Tableau 43 : Sections d'armature du poteau le plus chargé des salles annexes

Nom	Nu (kN)	Section du poteau (cm ²)	Lo (m)	Section A (cm ²)	Choix Armatures	Acier de répartition
POT0-11	521,03	30*30	4,2	4,8 (section minimale)	4HA 14 soit 6,16 cm ²	HA6 esp 25 cm

5. Dimensionnement de la longrine en soubassement

Le système porteur des salles annexes nous montre qu'il existe des longrines qui reprennent les

charges des parois en agglos pleins et creuses séparant ces salles. Nous allons donc dimensionner la longrine la plus sollicitée.

Une longrine n'est rien d'autre qu'une poutre en soutènement, elle est soumise aux sollicitations suivantes :

Tableau 44: Sollicitations auxquelles est soumise la longrine POU-1-11

	Longrine	Section (cm ²)	Moment fléchissant ELU (kN.m)	Moment fléchissant ELS (kN.m)	Effort Tranchant	
Salles Annexes	POU-1- 11	20*40 cm ²	Appui de rive	3,03	2,24	-48,43 kN
			Travée	-20,17	-14,94	
			Appuis intermédiaire	31,33	23,21	

Les sollicitations ainsi obtenues, nous conduit aux résultats suivants après les calculs effectués

Tableau 45 : Sections d'acier de la longrine la plus sollicitée des salles annexes

	Longrine	Ast ELU (cm ²)	Ast ELS (cm ²)	Asc (cm ²)	Asmin (cm ²)	τ_u	τ_{uadm}	Choix des armatures	
Salles Annexes	POU- 1-11	Appui de rive	0,42	0,37	-	0,86	0,67	3,3	2HA8 (1,01 cm ²)
		Travée	2,86	2,50	-				2HA14 (3,08 cm ²)
		Appuis intermédiaire	4,51	3,38	-				4HA12 (4,52 cm ²)

6. Dimensionnement de la semelle isolée sous le poteau

Les poteaux recevant les charges du plancher haut de la zone, repose sur des semelles isolées, qui à leur tour transmettent ces charges au sol porteur. Le dimensionnement de ces semelles se feront exactement comme les semelles filantes, à la seule différence que la section géométrique sera de forme carré (B*B) au lieu de B* 1,00 m.

Les résultats sont inscrits dans le tableau 46 :

Tableau 46 : Section d'acier de la semelle isolé la plus sollicité des salles annexes

Nu (kN)	Nser (kN)	B calculé (m)	Section retenue (m²)	Hauteur retenue (m)	Section d'acier Ax (cm²)	Section d'acier Ay (cm²)	Contrainte du sol calculé (MPa)
382,03	521,03	1,59	2,00*2,00	0,5	7,07 (8HA12 soit 9,05cm ²) esp 25 cm	2,00 (HA8) Esp 25 cm	0,13

Annexe 14 : Note de calcul du dimensionnement du plancher haut des salles annexes (dalle à corps creux)

Dimensionnement des poutrelles composant la dalle :

Les poutrelles seront assimilées à une section en T de base 12 cm et de hauteur 25 cm.

Elles sont dimensionnées comme des poutres de sections en T, sa largeur étant de 12 cm, l'épaisseur de la table de compression est de 5 cm. La largeur de la table correspond à l'entraxe qui est 60 cm.

✚ Sollicitations

- Détermination des charges sur le plancher
 - Charges permanentes $G : 7,02 \text{ kN/m}^2$
 - Charges d'exploitation $Q : 1 \text{ kN/m}^2$
- Calcul de la charge surfacique à l'ELU qu
 $qu = 1,35 G \times 1,5 Q$

$$qu = 1,35 (7,02) \times 1,5 (1) \rightarrow qu = 10,98 \text{ kN/m}^2$$

- Calcul de la charge linéique Pu

L'entraxe entre les poutrelles étant de 0,6 = Longueur des hourdis, on a :

$$P = qu \times entraxe$$

$$P = 10,98 \times 0,6$$

$$P = 6,59 \text{ kN/m}$$

- Calcul de la charge surfacique à l'ELS qu
 $qu = G \times Q$
 $qu = 7,02 \times 1 \rightarrow qu = 8,02 \text{ kN/m}^2$

- Calcul de la charge linéique pu
 $qu = 8,02 \times 0,6$

$$qu = 4,81 \text{ kN/m}$$

- ❖ Calcul du moment fléchissant résultant :

$$M = \frac{pl}{8}$$

$$Mu = \frac{(6,59 \times 4,55)}{8}$$

$$Mu = 17,04 \text{ kN.m}$$

$$Mser = \frac{(4,81 \times 4,55)}{8}$$

$$M_{ser} = 12,45 \text{ kN.m}$$

- ❖ Calcul du moment ultime

$$M_{bu} = b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu}$$

$$M_{bu} = 0,6 \times 0,05 \times \left(0,9 \times 0,25 - 0,05/2 \right) \times 14,16$$

$$M_{bu} = 84,96 \text{ kN.m} > 17,04 \text{ kN.m}$$

La table seule suffit donc pour équilibrer le moment ultime. Ce fait nous emmène à dimensionner la poutrelle comme une poutre à section rectangulaire. Elle sera dimensionnée à l'ELU puis à l'ELS.

- ✚ Dimensionnement de la poutrelle

- ✚ Dimensionnement à l'ELU

- ❖ Calcul du moment réduit et recherche du pivot

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \text{ avec } d = 0,9h \rightarrow d = (0,9 \times 0,25) = 0,225 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{17,04 \times 0,001}{0,6 \times 0,225^2 \times 14,16} = 0,039$$

$$\mu_u = 0,04 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow \text{pas d'aciers comprimés}$$

- ❖ Calcul des paramètres de déformation

- Calcul de α_u

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,039} \right) = 0,05$$

- Calcul du bras de levier Z_u

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) = d(1 - 0,4 \times 0,05) = 0,22 \text{ m}$$

- ❖ Calcul de la section Théorique A_{st}

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_u \times \sigma_s} = \frac{17,04 \times 0,001}{0,22 \times 201,63} = 3,83 \text{ cm}^2$$

- ❖ Condition de non fragilité (CNF)

$$A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,6 \times 0,225 \times \frac{25}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} \geq A_{st} \rightarrow \text{ok} ; \text{Condition de non fragilité vérifié}$$

- ✚ Dimensionnement à l'ELS

- ❖ Calcul des paramètres de déformation :

- Calcul de α_{ser}

$$\alpha_{ser} = \frac{n \times \overline{\sigma}_{bc}}{n \times \overline{\sigma}_{bc} \times \sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = \varphi$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} fe = 266,67 \\ 0,5 fe = 200 \\ 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} = 201,63 \end{array} \right. \rightarrow \varphi = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{ser} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 \times 201,63} = 0,527$$

Si fissuration Préjudiciable $\rightarrow \varphi = 201,63 \text{ MPa}$

- Détermination de la position de la fibre neutre y_{ser}
 $y_{ser} = \alpha_{ser} \times d = 0,527 \times 0,225 = 0,118$

- Calcul du bras de levier Z_{ser}

$$Z_{ser} = d - \frac{y_{ser}}{3} = 0,225 - \frac{0,118}{3} = 0,185 \text{ m}$$

- ❖ Calcul du moment résistant M_{serb}

$$M_{serb} = \frac{1}{2} \times b \times y_{ser} \times \overline{\sigma}_{bc} \times Z_{ser} = \frac{1}{2} \times 0,6 \times 0,118 \times 15 \times 0,185$$

$$= 99,02 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = 12,45 \text{ kN} < M_{serb} = 99,02 \text{ kN} \rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés.}$$

- ❖ Calcul de la section d'acier à L'ELS

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z_{ser} \times \sigma_{st}} = \frac{12,45 \times 0,001}{0,185 \times 201,16} = 3,33 \text{ cm}^2$$

- ❖ Condition de non fragilité (CNF)

$$A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{fe} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} \geq A_{st} \rightarrow \text{ok ; Condition de non fragilité vérifié}$$

La section d'acier finale de la section sera alors : $\max(A_{st} \text{ à l'ELU} ; A_{st} \text{ à l'ELS})$

On donc : $A_{st} = A_{st} \text{ à l'ELU} = 3,83 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3\text{HA}14 (4,62 \text{ cm}^2)$

On choisira 1HA12 comme acier de répartition.

- ❖ Calcul des armatures transversales

$$\varphi t = \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_o}{10} ; \varphi l \right\} \rightarrow \min \{8 ; 12 ; 14\}$$

Prenons comme acier de répartition des HA8

- ❖ Calcul des espacements

$$st \leq \min \{0,9d ; 40 \text{ cm}\} \rightarrow st \leq \min \{20,25 ; 40 \text{ cm}\} \rightarrow st \leq 20,25 \text{ cm}$$

Prenons comme espacement $st = 20 \text{ cm}$

- ❖ Calcul du ferrailage de la table de compression

$$\text{Si } l \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_s \geq \frac{200}{f_e}$$

$$\text{Si } 50 \leq l \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_s \geq \frac{4l}{f_e}$$

l : La longueur entre l'axe des nervures (l = 60 cm)

$$l = 60 \text{ cm} \rightarrow A_s \geq \frac{4l}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$$

Le diamètre des barres doit être :

$$\varphi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{5}{10} = 0,5 \text{ cm}$$

= 5 mm, on prendra des aciers de diamètre 6 mm dans les deux sens

L'espacement des armatures sera $s_t = 20 \text{ cm}$. On aura donc un treillis soudé d'un quadrillage à

maille rectangulaire $T_s = \left(\frac{6}{6}; \frac{200}{200} \right)$

Annexe 15 : Note de calcul de la poutre la plus sollicitée de la zone des salles annexes (POU0-09)

Les sollicitations obtenues grâce à la modélisation sont dressés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 47 : Sollicitations de la poutre

	Poutres	Section (cm ²)	Moment fléchissant ELU (kN.m)	Moment fléchissant ELS (kN.m)	Effort tranchant (kN)	
Salles Annexes	POU0- 09	25*45 cm ²	Appui de rive	6,08	4,43	79,65
			Travée	-40,54	-29,54	
			Appuis intermédiaire	65,86	48,16	

➤ Dimensionnement de la poutre :

❖ Dimensionnement à l'ELU

○ Appui intermédiaire

✚ Calcul du moment réduit et recherche du pivot

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} \text{ avec } d = 0,9h \rightarrow d = (0,9 \times 0,45) = 0,405 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{65,86 \times 0,001}{0,25 \times 0,405^2 \times 14,16} = 0,113$$

$$\mu_u = 0,113 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow \text{pas d'aciers comprimés}$$

✚ Calcul des paramètres de déformation

○ Calcul de α_u

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,113)} \right) = 0,15$$

○ Calcul du bras de levier Z_u

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,405(1 - 0,4 \times 0,15) = 0,38 \text{ m}$$

✚ Calcul de la section Théorique Ast

$$Ast = \frac{Mu}{Z_u \times \sigma_s} = \frac{65,86 \times 0,001}{0,38 \times 201,63} = 8,58 \text{ cm}^2$$

✚ Condition de non fragilité (CNF)

$$As_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,25 \times 0,405 \times \frac{25}{400} = 1,223 \text{ cm}^2$$

✚ Dimensionnement à l'ELS

❖ Calcul des paramètres de déformation :

- Calcul de α_{ser}

$$\alpha_{ser} = \frac{n \times \overline{\sigma}_{bc}}{n \times \overline{\sigma}_{bc} \times \sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = \varphi$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} fe = 266,67 \\ 0,5 fe = 200 \\ 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} = 201,63 \end{array} \right. \rightarrow \varphi = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{ser} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 \times 201,63} = 0,527$$

Si fissuration Préjudiciable $\rightarrow \varphi = 201,63 \text{ MPa}$

- Détermination de la position de la fibre neutre y_{ser}

$$y_{ser} = \alpha_{ser} \times d = 0,527 \times 0,405 = 0,213$$

- Calcul du bras de levier Z_{ser}

$$Z_{ser} = d - \frac{y_{ser}}{3} = 0,405 - \frac{0,213}{3} = 0,33 \text{ m}$$

❖ Calcul du moment résistant M_{serb}

$$M_{serb} = \frac{1}{2} \times b \times y_{ser} \times \overline{\sigma}_{bc} \times Z_{ser} = \frac{1}{2} \times 0,25 \times 0,213 \times 15 \times 0,33 = 133,68 \text{ kN}$$

$M_{ser} = 48,16 \text{ kN} < M_{serb} = 133,68 \text{ kN} \rightarrow$ Pas d'aciers comprimés.

❖ Calcul de la section d'acier à l'ELS

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z_{ser} \times \sigma_{st}} = \frac{48,16 \times 0,001}{0,33 \times 201,16} = 7,15 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité (CNF)

$$A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{fe} = 1,223 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons $A_{st} = A_{st}$ à l'ELU à 2*3HA14 soit 9,24 cm²

❖ Vérification des contraintes de cisaillement dans la dalle

La condition suivante doit être vérifiée : $\tau_{ui} = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \overline{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{79,65 \times 0,001}{0,25 \times 0,405} = 0,786 \text{ MPa}$$

- Calcul de contrainte de tangentielle admissible

$$\bar{\tau}_u = 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,2 \frac{25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée : $\tau_{ui} = 0,786 \leq 3,33 = \bar{\tau}_u$

❖ Calcul de la longueur de scellement droit

$$L_s = 35 \times \varphi \rightarrow 35 \times 1,4 = 49 \text{ cm prenons comme } L_s = 50 \text{ cm}$$

❖ Calcul des aciers transversaux

$$\varphi t = \frac{\varphi l}{3} = \frac{14}{3}$$

= 7mm; les aciers transversaux seront alors des HA8 (4HA8 soit 2,01 cm²)

❖ Calcul des espacements

○ Espacement maximal

$$st \text{ max} = \min\{0,9d ; 40\text{cm}\} \rightarrow \min\{37\text{cm} ; 40 \text{ cm}\} \rightarrow st = 37 \text{ cm}$$

○ Espacement minimal

$$st \text{ min} \geq \frac{0,9 At}{\tau_u \times \gamma_s \times b} \times f_e \rightarrow \frac{0,9 \times 0,000201}{0,786 \times 1,15 \times 0,25} \times 400 = 32 \text{ cm}$$

On prendra pour espacement 35 cm

Tableau 48: Récapitulatif des sections d'armatures des poutres

Poutres		Ast ELU (cm ²)	Ast ELS (cm ²)	Asc (cm ²)	Asmi n (cm ²)	τ_u	τ_{uad} m	Choix des armatures
Salles Annexes	POU0 -09	Appui de rive	0,74	0,60	-	0,98	0,98	2HA8 (1,01 cm ²)
		Travée	5,20	4,40	-			4HA14 (6,16 cm ²)
		Appuis intermédiaire	8,74	7,15	-			2*3HA14 (9,24 cm ²)

Annexe 16 : Note de calcul pour le dimensionnement du poteau le plus chargé des salles annexes (POT011)

La modélisation de la structure fournis l'effort normal que le poteau accueille, On a $N_u = 521,03 \text{ kN}$

Le poteau à une hauteur de 4,2 m. Nous supposons que le poteau est articulé aux deux extrémités, nous aurons donc $k = 1$

- ❖ Calcul de la longueur de flambement
 $l_f = k \times l_o$ avec $k = 1$ et $l_o =$ la longueur initiale du poteau
 $l_f = k \times l_o = 1 \times 4,2 = 4,2 \text{ m}$

- ❖ Choix de l'élancement λ ($\lambda \leq 50$)
On prendra dans un premier temps $\lambda = 50$

- ❖ Calcul approché du côté (a) du poteau
 - Calcul de l'indice i de la section

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ avec } I \text{ l'inertie de la section du poteau et } B \text{ la section du poteau}$$

$$\text{On a donc } i = \frac{a}{2\sqrt{3}} \text{ et } \lambda = \frac{l_f}{i} \rightarrow a = \frac{2\sqrt{3} \times l_f}{\lambda}$$

$$a = \frac{2\sqrt{3} \times l_f}{\lambda} = \frac{2\sqrt{3} \times 4,2}{50} = 0,29 \text{ m}$$

- Choix du côté a
Nous opterons pour un poteau de section $30 \times 30 \text{ cm}^2$

- ❖ Calcul du nouvel élancement λ

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

- Calcul de l'indice i

$$i = \frac{a}{2\sqrt{3}} \rightarrow i = \frac{0,3}{2\sqrt{3}} = 0,086$$

- Calcul de l'élancement

$$\lambda = \frac{4,2}{0,086} = 48,5 < 50$$

- ❖ Calcul du coefficient de flambement α

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ si } \lambda < 50$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{50}{35} \right)^2} = 1,197$$

❖ Calcul de la section d'armature A

$$A = \max \left\{ \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right) \times \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec } B_r \text{ la section reduite } B_r = (a - 0,02)^2 \right. \\ \left. 0,002 \times B \right.$$

○ Calcul de la section réduite Br

$$B_r = (a - 0,02)^2 = (0,3 - 0,02)^2 = 0,078 \text{ m}^2$$

○ Calcul de la section d'armature A

A

$$= \max \left\{ \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right) \times \frac{f_e}{\gamma_s} = \left(\frac{521,03 \times 0,001}{1,197} - \frac{0,078 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \times \frac{400}{1,15} = -353,58 \right. \\ \left. \begin{aligned} 0,002 \times a \times a &= 0,002 \times 0,3 \times 0,3 = 1,8 \text{ cm}^2 \\ 4 \times 4 \times a &= 4 \times 4 \times 0,3 = 4,8 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right.$$

Nous retiendrons $A = A_{\min} = 4,8 \text{ cm}^2$ soit 4HA 14 (6,16 cm²)

❖ Calcul de la section d'armature maximale Amax

$$A_{\max} = \frac{5B}{100} = \frac{5}{100} \times (0,3 \times 0,3) = 45 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul des aciers transversaux

$$\varphi t = \frac{\varphi l}{3} = \frac{14}{3}$$

= 5 mm; On prendra des cadres de HA6 comme aciers transversaux.

❖ Calcul des espacements minimum entre deux cadres

$$E_{\text{sp min}} = \text{Min}\{40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm} ; 15. \varphi l\} = \{40 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 21 \text{ cm}\} \\ = 21 \text{ cm}$$

❖ Calcul des espacements maximum entre deux cadres

$$E_{\text{sp max}} = a + 10 \text{ cm} = 30 + 10 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

On retiendra comme espacement entre les cadres 25 cm

❖ Calcul de la longueur de recouvrement Lr

$L_r = 40\varnothing = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$, On prendra 60 cm comme longueur de recouvrement

Annexe 17 : Résultats du dimensionnement structural au logiciel

Le dimensionnement des planchers se limitera au calcul des moments fléchissants, suivant les deux directions (x et y).

Les cartographies des moments des différents panneaux sont présentées en annexe 18 (page 131)

Après dimensionnement des planchers dans le logiciel RSA, nous obtenons les résultats suivants :

Tableau 49 : Moments fléchissant des planchers

Planchers	Suivant le sens xx (kN.m)		Suivant le sens yy (kN.m)	
Zone A	En travée	-63,00	En travée	-46,43
Zone B	Appuis de Rive	-4,38	Appuis de Rive	0,21
	En travée	-10,8	En travée	-8,20
	Appuis Intermédiaire	17,38	Appuis Intermédiaire	3,43
Zone C	En travée	-16,30	En travée	-12,13
Zone D	Appuis de Rive	-5,17	Appuis de Rive	-3,39
	En travée	-14,27	En travée	-13,43
	Appuis Intermédiaire	21,98	Appuis Intermédiaire	4,39
Zone E	En travée	-40,78	En travée	-31,81
Stockage	En travée	-26,60	En travée	-9,90
Galerie	En travée	-16,35	En travée	-

Notons que les planchers ont été modélisés en tant que structures coques.

7. Résultats du dimensionnement des voiles du RDC

Le calcul des voiles des zones A, B, C et E nous fournis une cartographie des moments fléchissant dont la valeur maximale est de 0,00 kN.m comme le montre la figure ci-dessous. Cela signifie que les voiles de ces zones seront considérés comme des éléments comprimés.

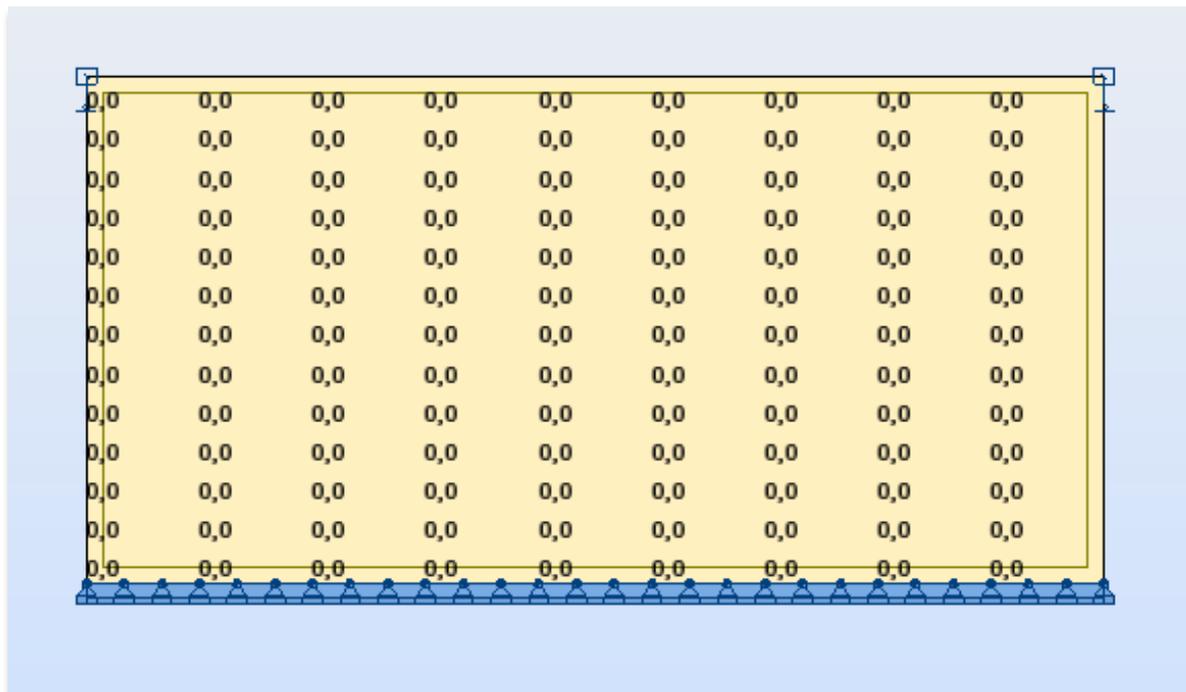


Figure 26 : Cartographies des moments fléchissant des parois de la zone A

Le dimensionnement au logiciel des voiles indique que les voiles sont non armées, ils seront juste armés par une section d'armature minimale.

8. Résultats du dimensionnement des voiles de la zone D (Zone de stockage RDC)

Le calcul de voile en zone D a été fait suivant l'option poutre-voile dans le logiciel RSA, La figure suivante montre le diagramme des moments et des efforts normaux après calcul.

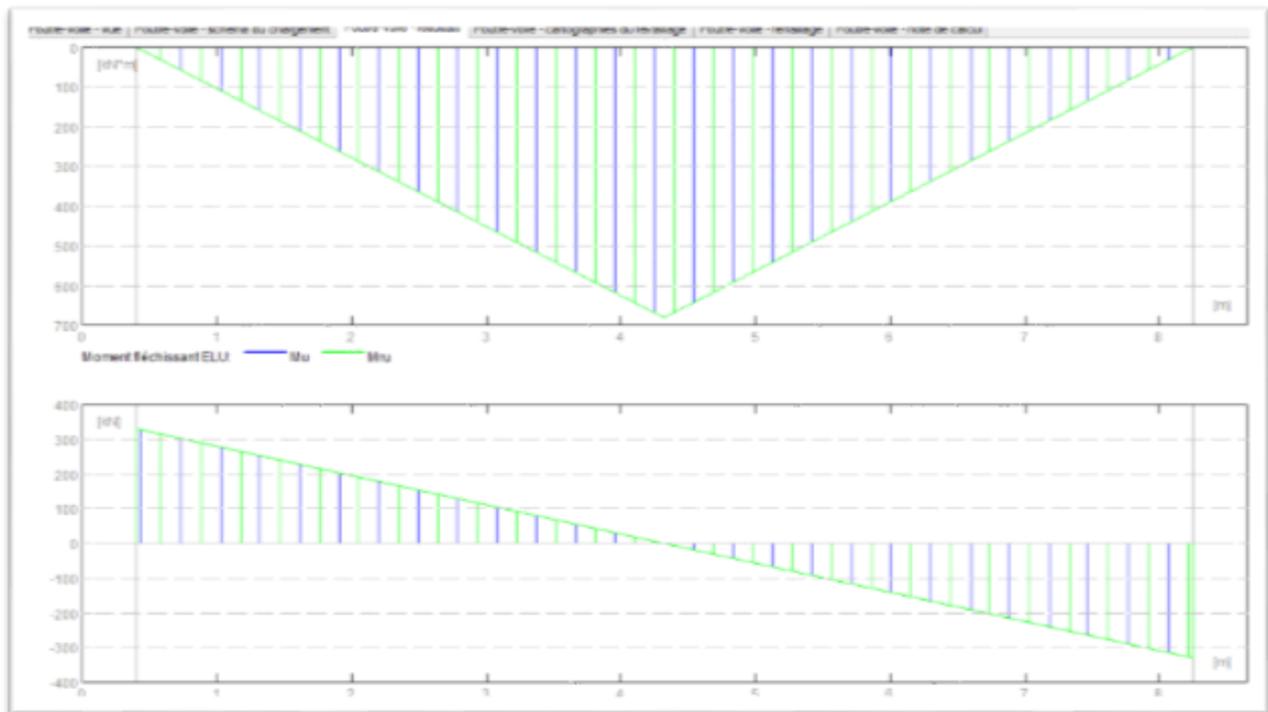


Figure 27 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts normaux de la poutre voile

Les résultats du dimensionnement de la poutre-voile se trouvent dans le tableau ci-dessous :

Tableau 50 : Sections d'acier de la poutre-voile en zone D

Section d'acier principale (cm ²)	Section d'acier horizontale zone inférieure (cm ²)	Section d'acier horizontale zone supérieure (cm ²)
5,89	1,70	4,00

9. Résultats du dimensionnement des semelles filantes

Le calcul des semelles filantes dans le logiciel Robot Structural Analysis donne les résultats suivants :

Tableau 51 : Sections d'armature des semelles filantes

Zone A (cm ² /m)	Zone B (cm ² /m)	Zone C (cm ² /m)	Zone E (cm ² /m)
1,04	1,83	1,32	1,82

Le tableau 34 indique les sections d'aciers inférieurs suivant le côté parallèle à B (la largeur de

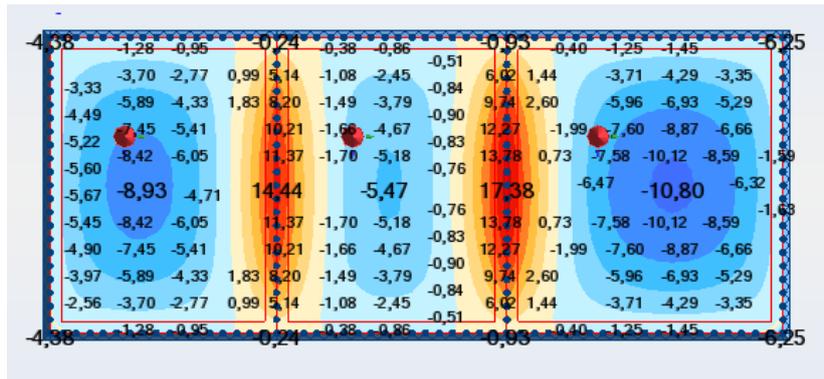


Figure 30 : Cartographie des moments fléchissant Zone B (sens xx)

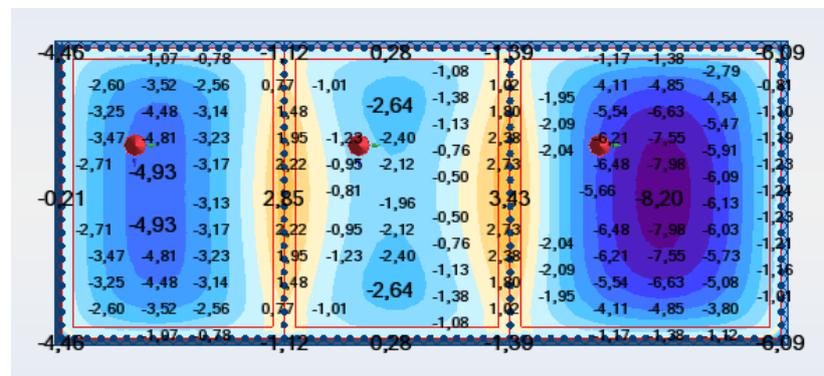


Figure 31 : Cartographie des moments fléchissant Zone B (sens yy)

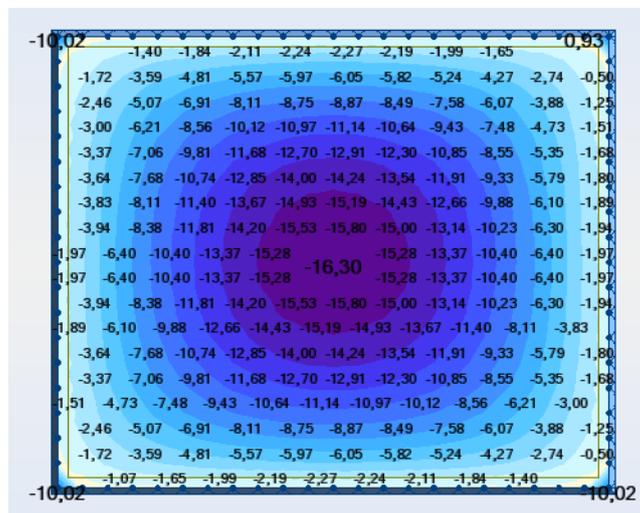


Figure 32 : Cartographie des moments fléchissant Zone C (sens xx)

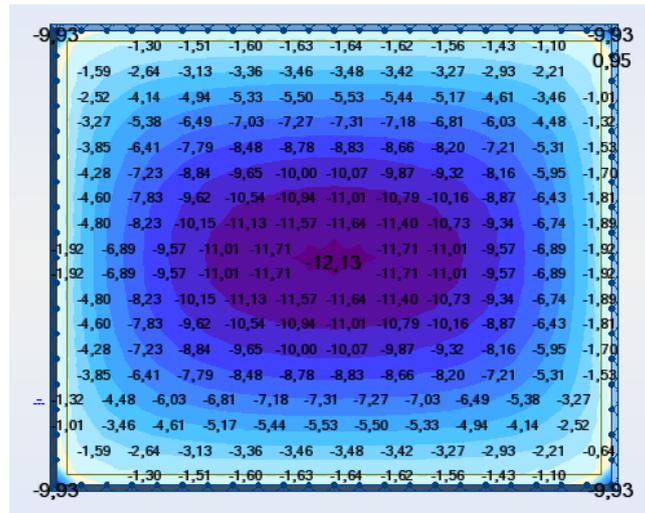


Figure 33 : Cartographie des moments fléchissant Zone C (sens yy)

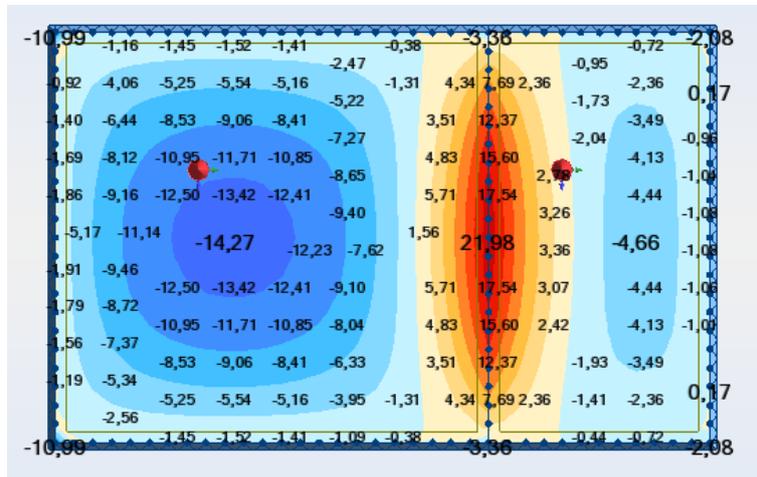


Figure 34 : Cartographie des moments fléchissant Zone D (sens xx)

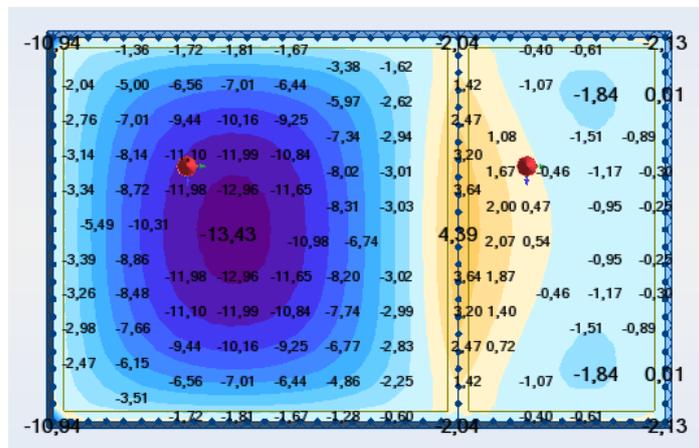


Figure 35 : Cartographie des moments fléchissant Zone D (sens yy)

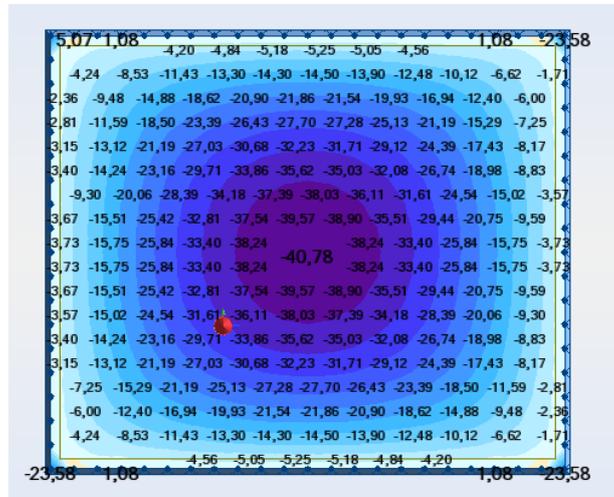


Figure 36 : Cartographie des moments fléchissant Zone E (sens xx)

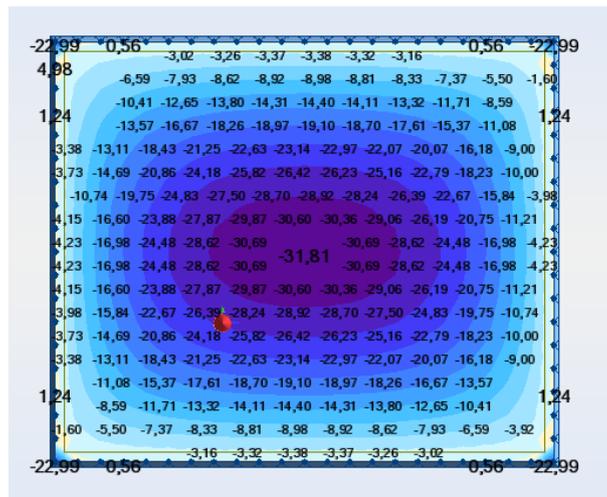


Figure 37 : Cartographie des moments fléchissant Zone E (sens yy)

Annexe 19 : Devis quantitatif et estimatif des locaux chauds

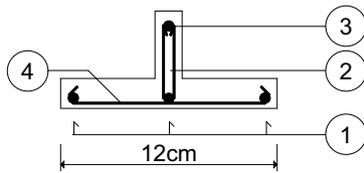
Le tableau ci-dessous présente l'estimation du coût de réalisation des travaux de gros œuvres des locaux chauds du service de médecine nucléaire.

Tableau 52 : Devis quantitatif et estimatif des locaux chauds

N°	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	P. UNITAIRE	P TOTAL
1	Béton de propreté de 5 cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m ³	m ³	32,16	60 000	1 929 600
2	Béton armé pour semelles filantes dosé à 350 kg/m ³	m ³	192,95	165 000	31 836 750
3	Béton armé pour semelles isolées salles annexes dosé à 350 kg/m ³	m ³	18	165 000	2 970 000
4	Béton armé pour dalle de radier dosé à 350 kg/m ³	m ³	72,2	165 000	11 913 000
5	Béton armé pour voiles armé dosé à 350 kg/m ³	m ³	191	165 000	31 515 000
6	Béton armé pour dallage dosé à 350 kg/m ³	m ³	134,02	165 000	22 113 300
7	Béton armé pour dalle pleine dosé à 350 kg/m ³	m ³	479,35	165 000	79 092 750
8	Béton armé pour poteaux dosé à 350 kg/m ³	m ³	5,35	165 000	882 750
9	Béton armé pour poutres salles annexes dosé à 350 kg/m ³	m ³	5,27	165 000	869 550
10	Béton armé pour poutrelles salles annexes dosé à 350 kg/m ³	m ³	4,59	165 000	757 350
11	Béton armé pour dalle de compression salles annexes dosé à 350 kg/m ³	m ³	4,55	165 000	750 750
12	Béton armé pour longrines salles annexes dosé à 350 kg/m ³	m ³	3,75	165 000	618 750
13	Maçonnerie agglos pleins salles annexes 20*20*40 en élévation	m ²	196,86	3 000	590 580
14	Maçonnerie pour hourdis pour dalle corps creux salle annexes 20*20*40	m ²	90,7	3 000	272 100
15	Enduit intérieur 3 cm d'épaisseur	m ²	3100	2 000	6 200 000
16	Enduit extérieur 3 cm d'épaisseur	m ²	2790	2 000	5 580 000
	Total Hors Taxes (THT)				197 892 230
	Montant Taxes 18 %				35 620 602
	Total toutes taxes comprises (HTTC)				233 512 832

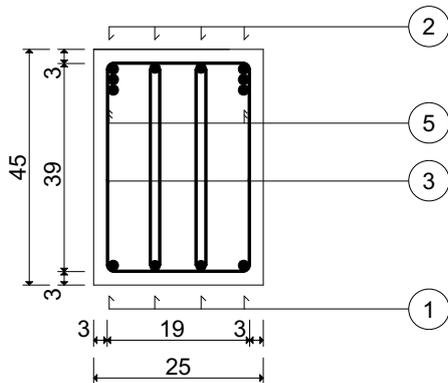
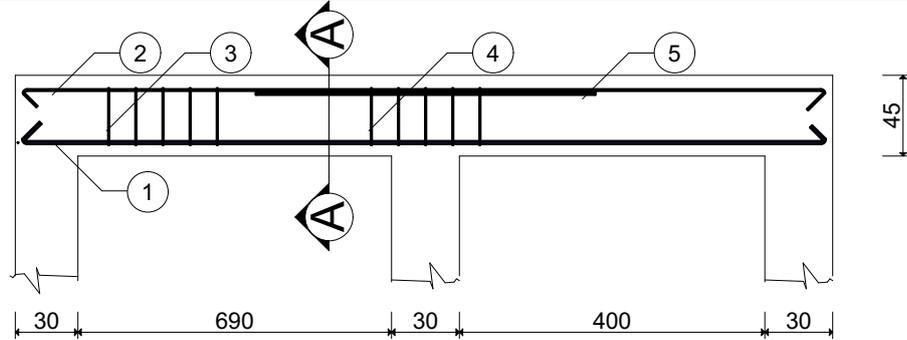
Annexe 20 : Plans d'exécution

PLAN DE FERRAILLAGE DALLE A CORPS CREUX (NERVURE)



N°	Section	Nbre	Esp
①	HA14	3	--
②	HA8	08	--
③	HA12	01	--
④	HA8	08	--

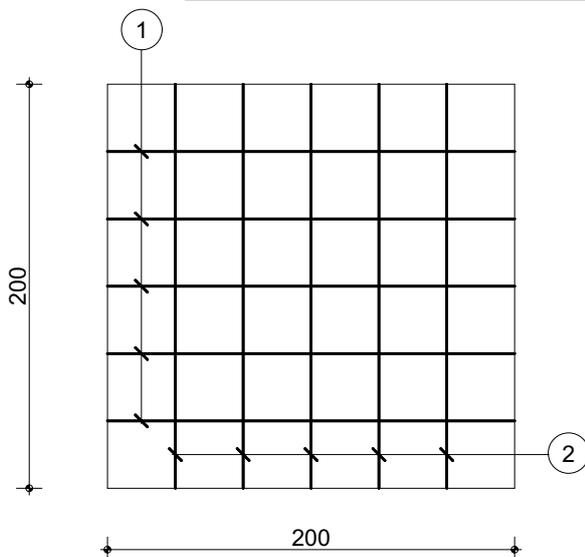
PLAN DE FERRAILLAGE POUTRE SALLES ANNEXES



N°	Section	Nbre	Esp
①	HA14	04	5cm
②	HA8	02	10cm
③	HA8	--	25cm
④	HA8	--	20cm
⑤	HA14	06	6cm

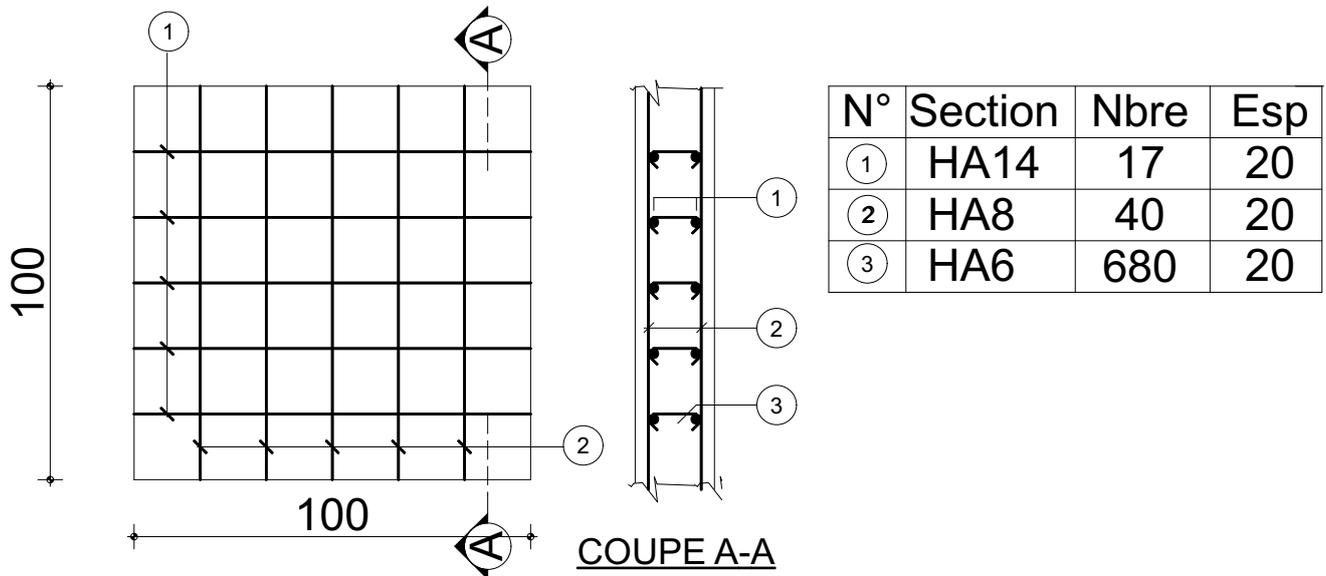
COUPE A-A

PLAN DE FERRAILLAGE SEMELLE ISOLEE



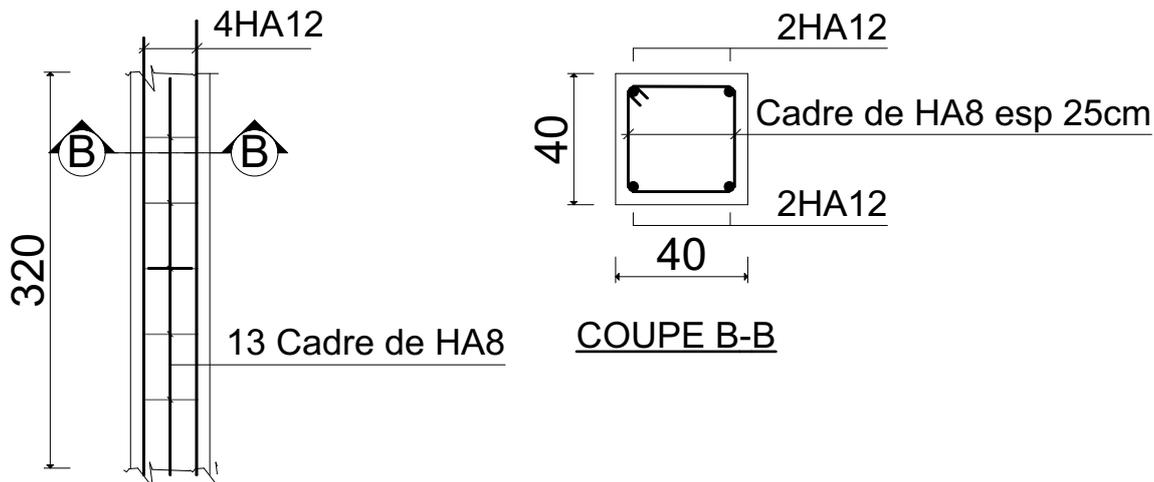
N°	Section	Nbre	Esp
①	HA8	08	23
②	HA12	08	25cm

PLAN DE FERRAILLAGE VOILE ZONE DE STOKAGE

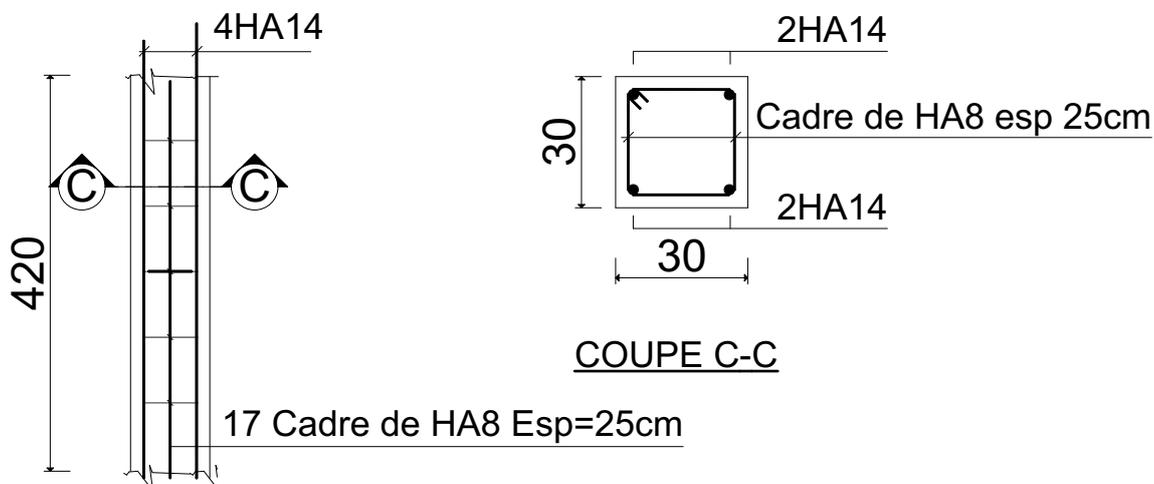


PLAN DE FERRAILLAGE POTEAUX

POTEAU SOUS-SOL

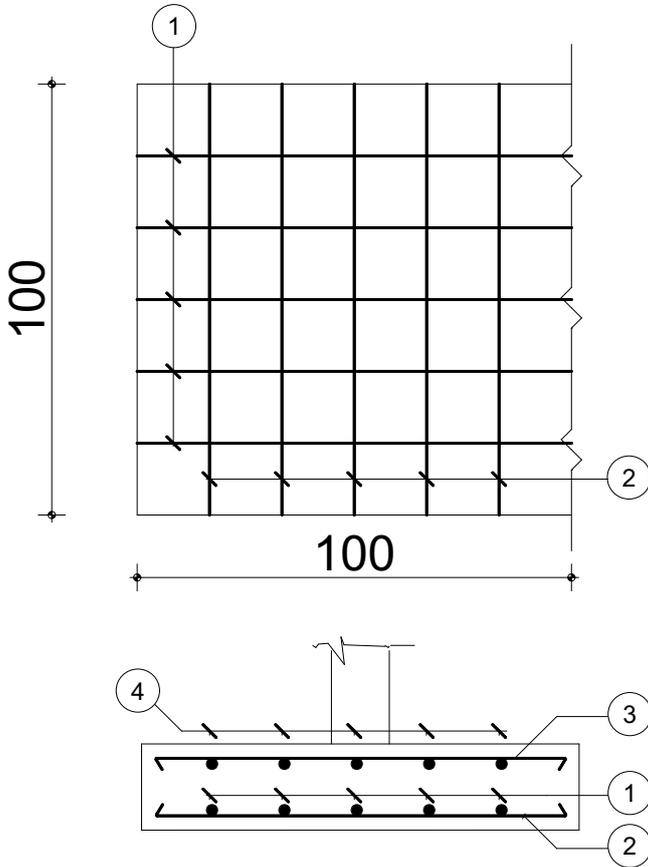


POTEAU SALLES ANNEXES



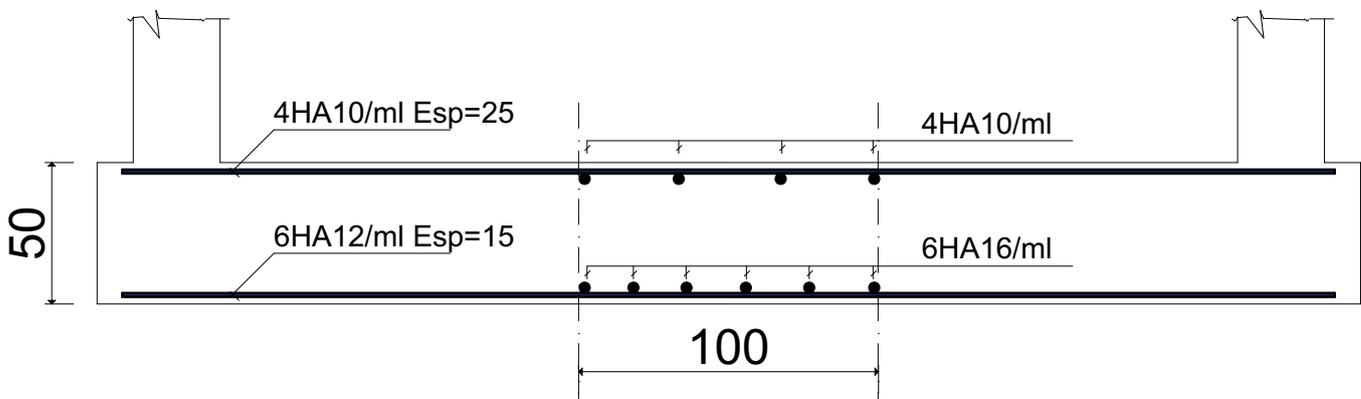
PLAN DE FERRAILLAGE FONDATION

SEMELLES FILANTES ZONE B

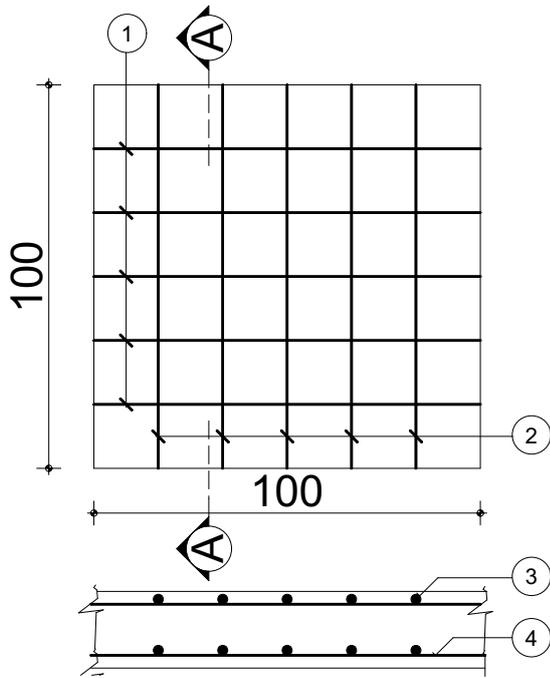


N°	Section	Nbre	Esp
①	HA10	04	25
②	HA8	04/ml	25
③	HA8	04/ml	25
④	HA8	04	25

RADIER ZONE DE STOCKAGE

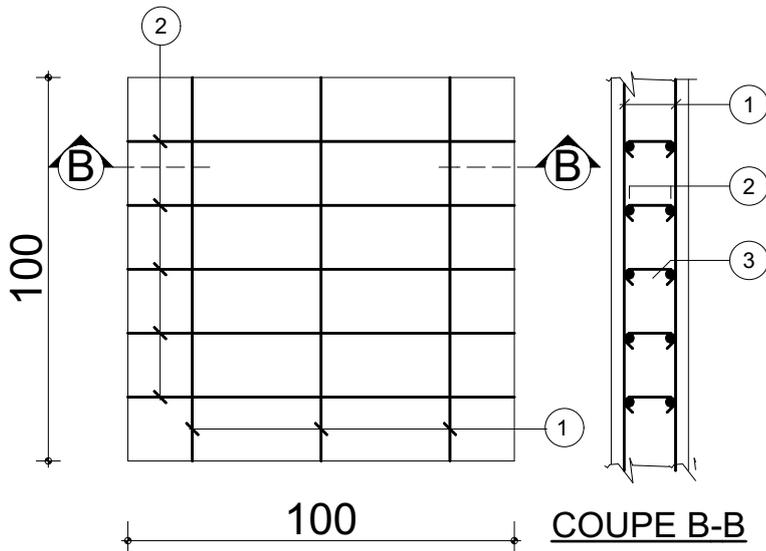


PLAN DE FERRAILLAGE DE LA ZONE B



N°	Section	Nbre	Esp
①	HA16	22	20
②	HA10	43	25
③	HA8	22	20
④	HA8	43	25

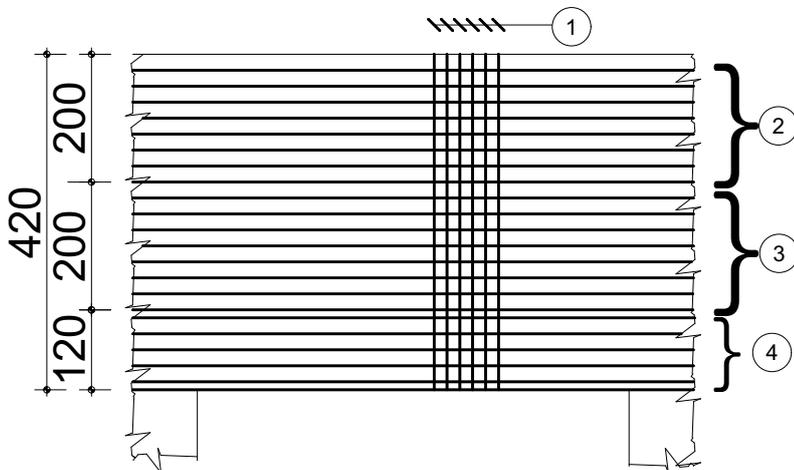
COUPE A-A



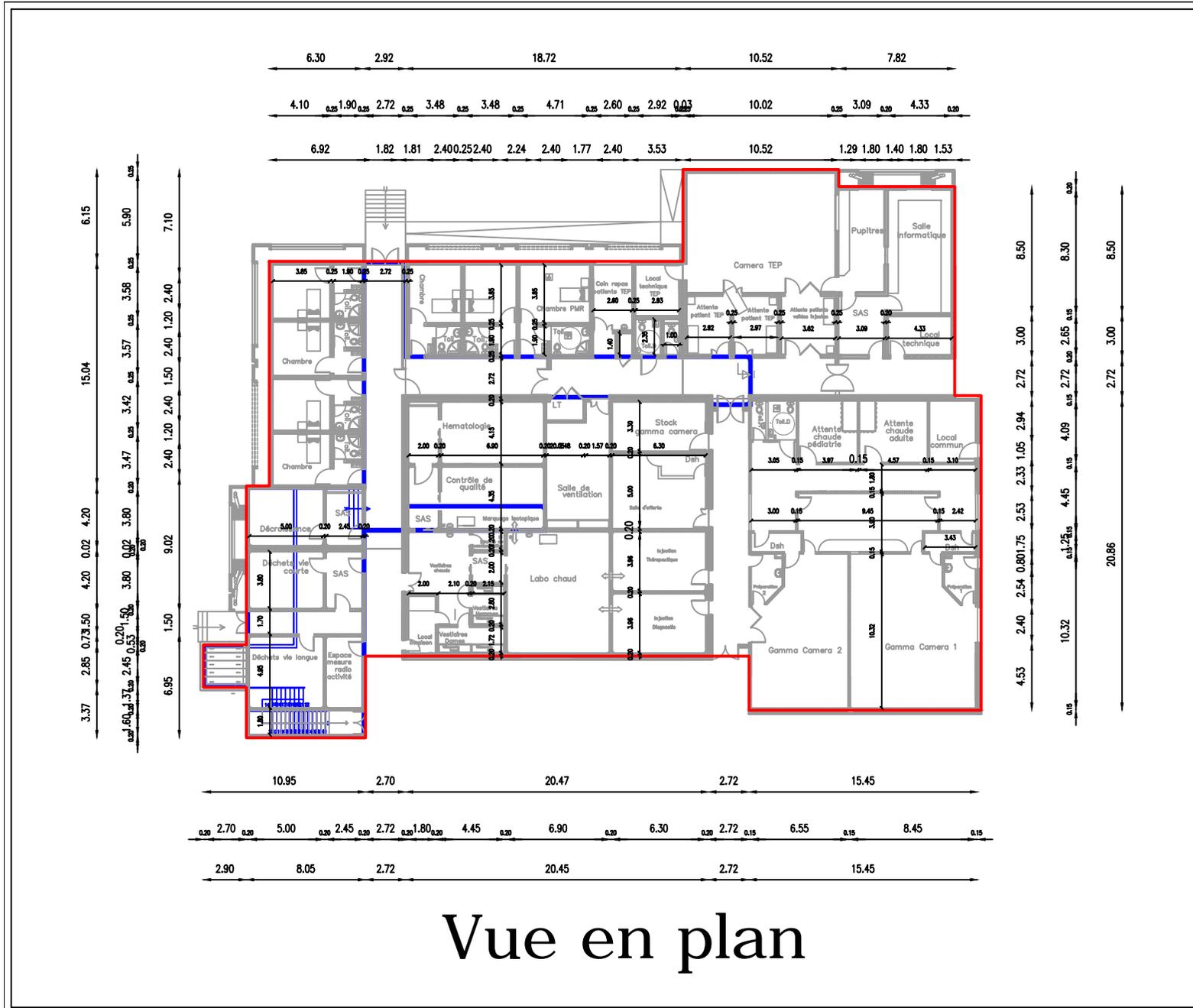
N°	Section	Nbre	Esp
①	HA12	102	20
②	HA10	754	20
③	HA6	1377	20

COUPE B-B

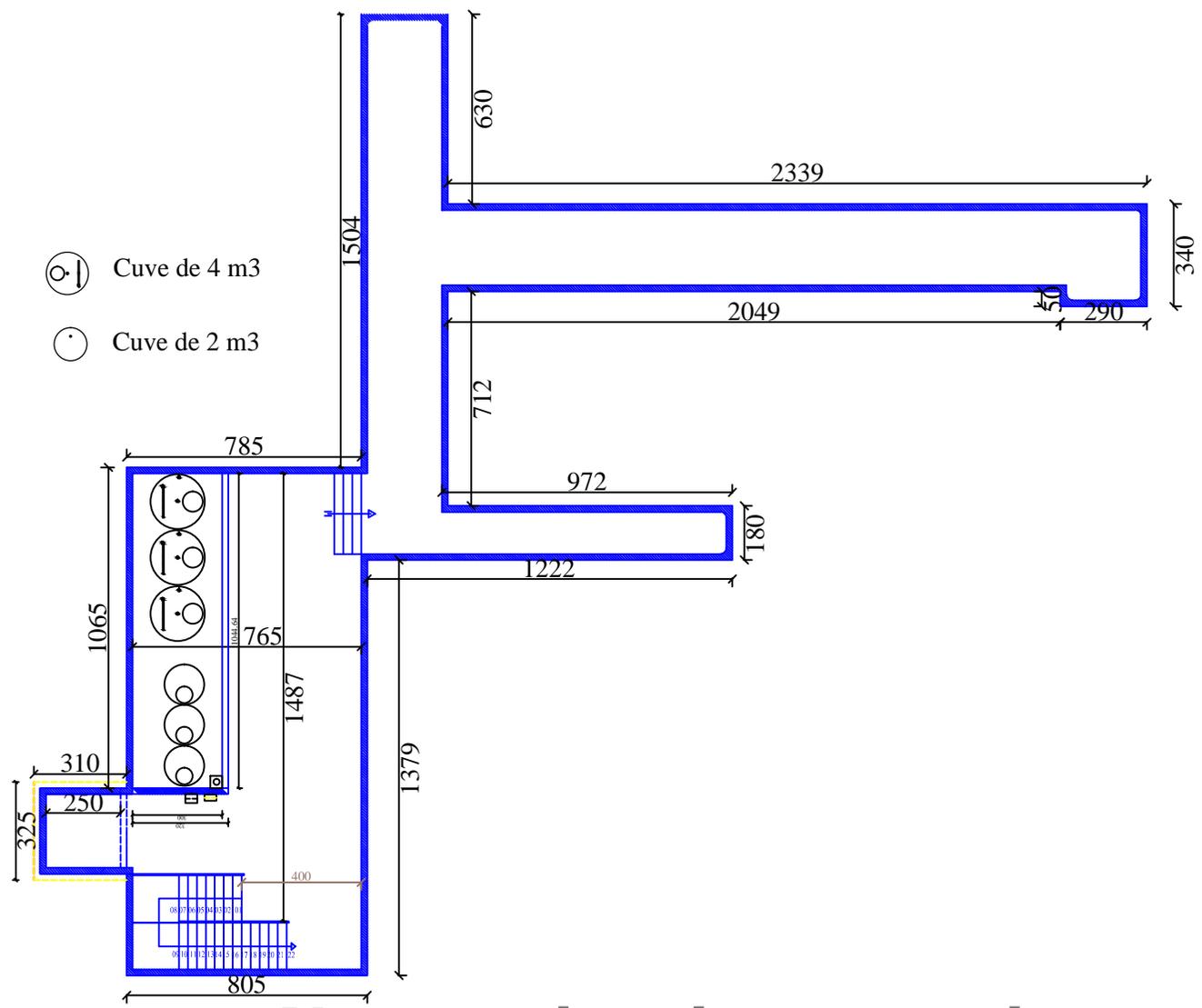
PLAN DE FERRAILLAGE VOILE DE LA ZONE D



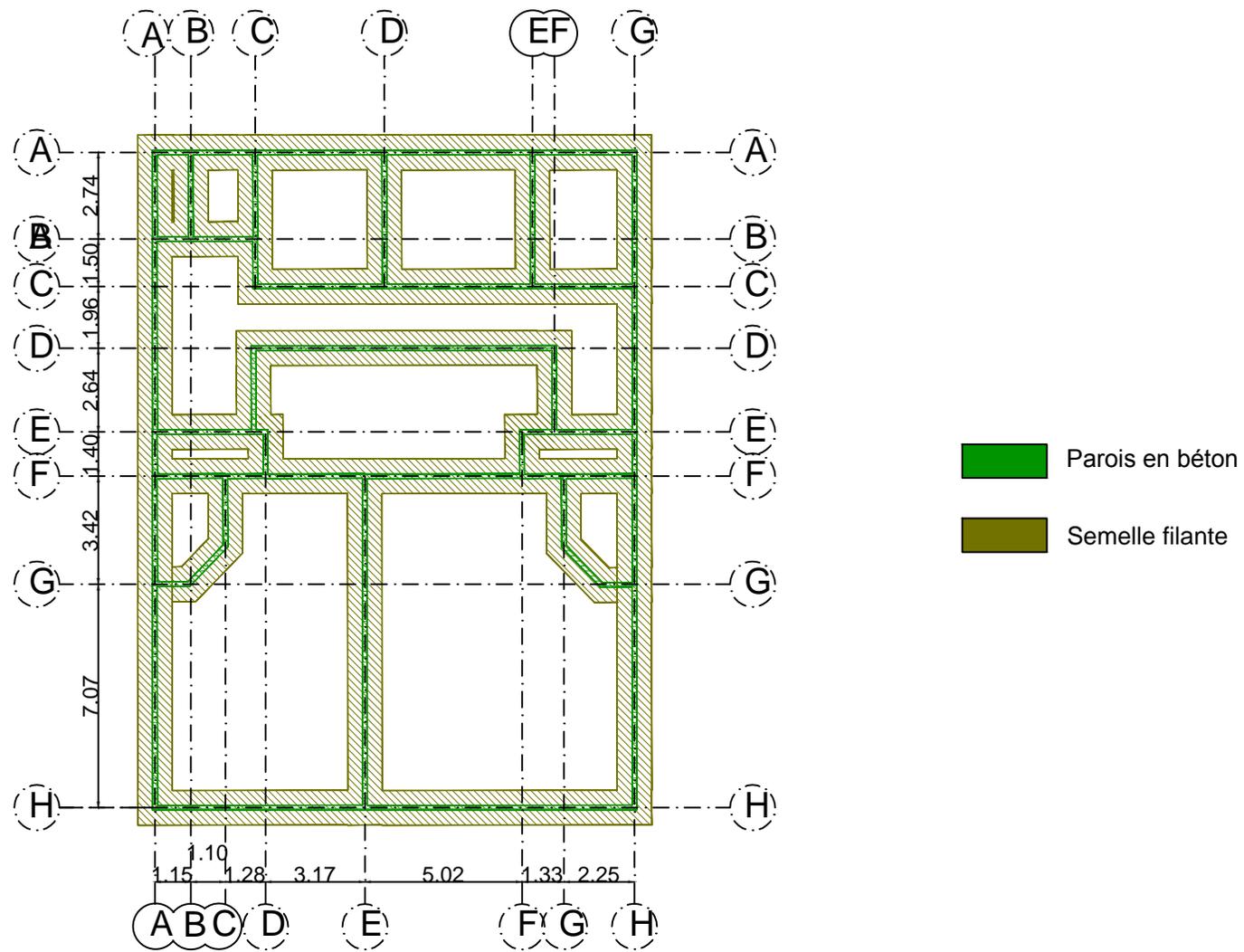
N°	Section	Nbre	Esp
①	HA8	32	25
②	HA8	10	25
③	HA8	09	25
④	HA10	05	16



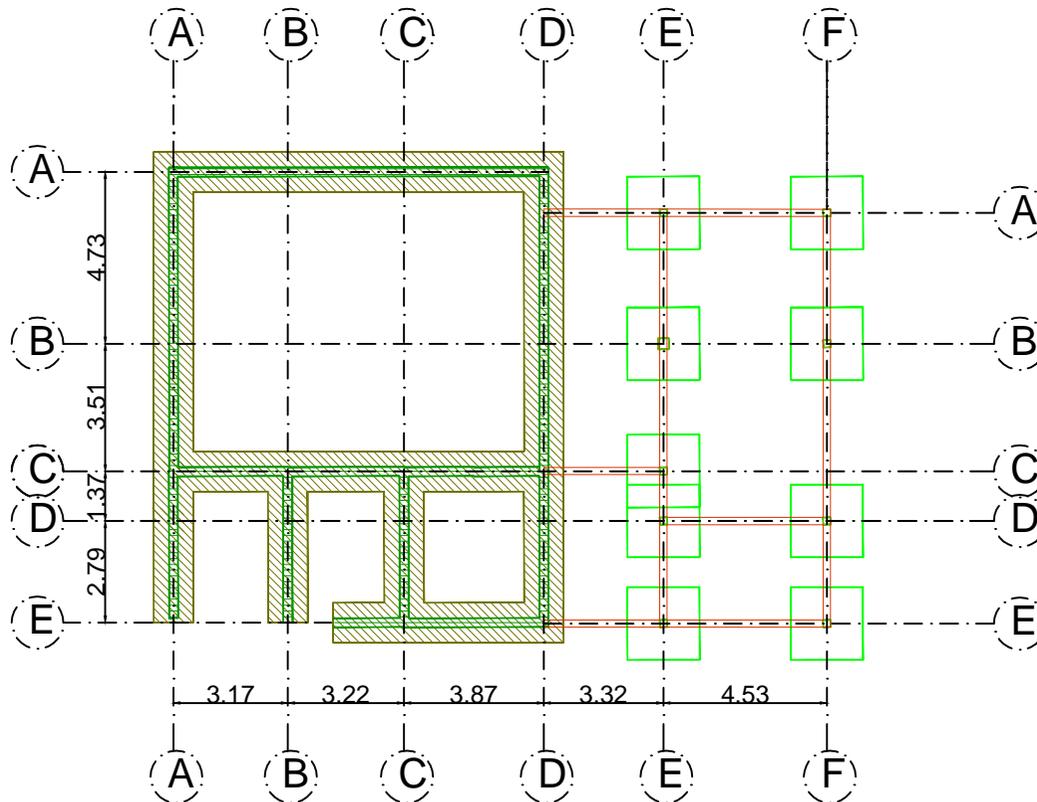
Vue en plan



Vue en plan du sous-sol

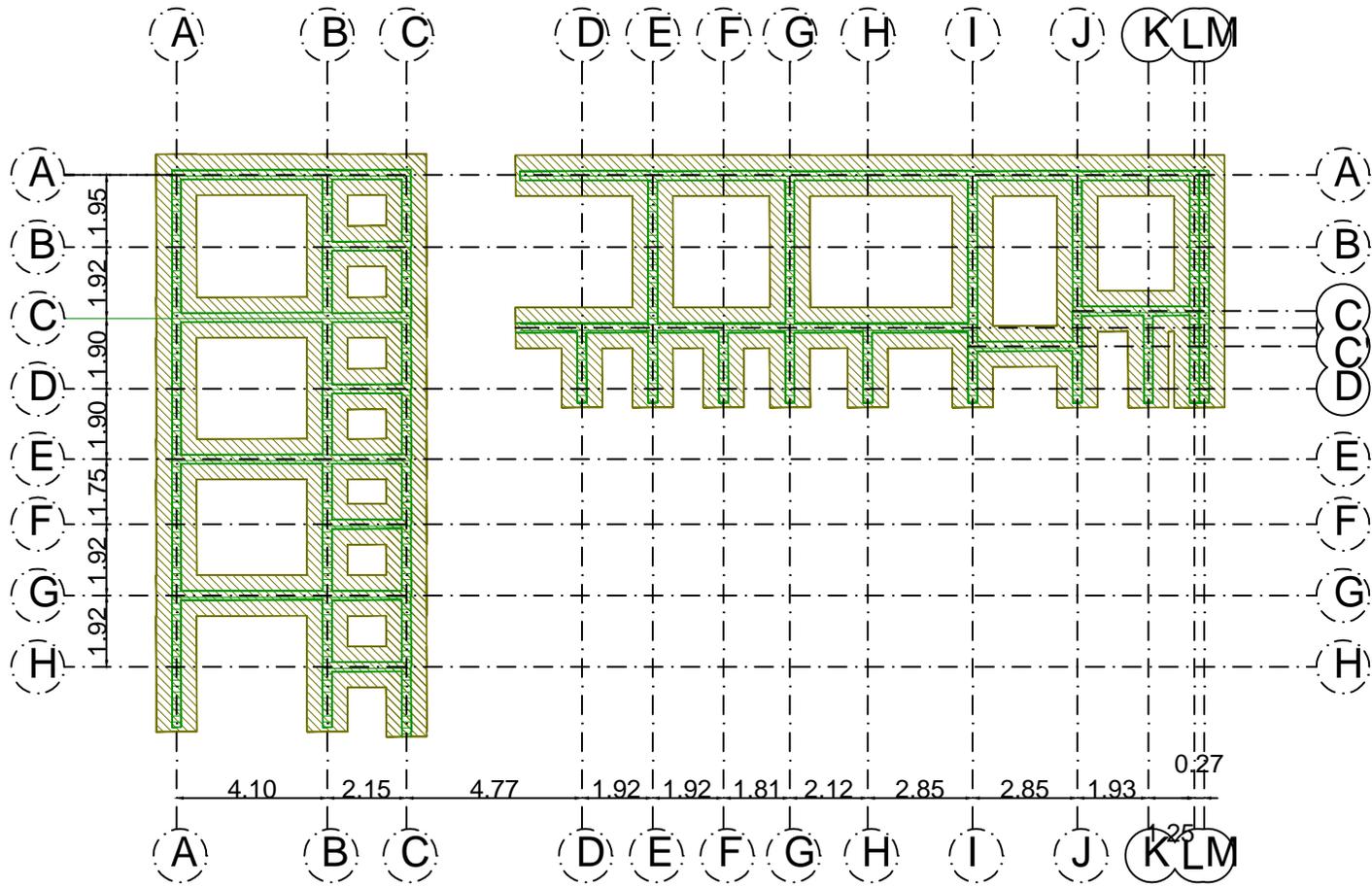


PLAN DE FONDATION ZONE A



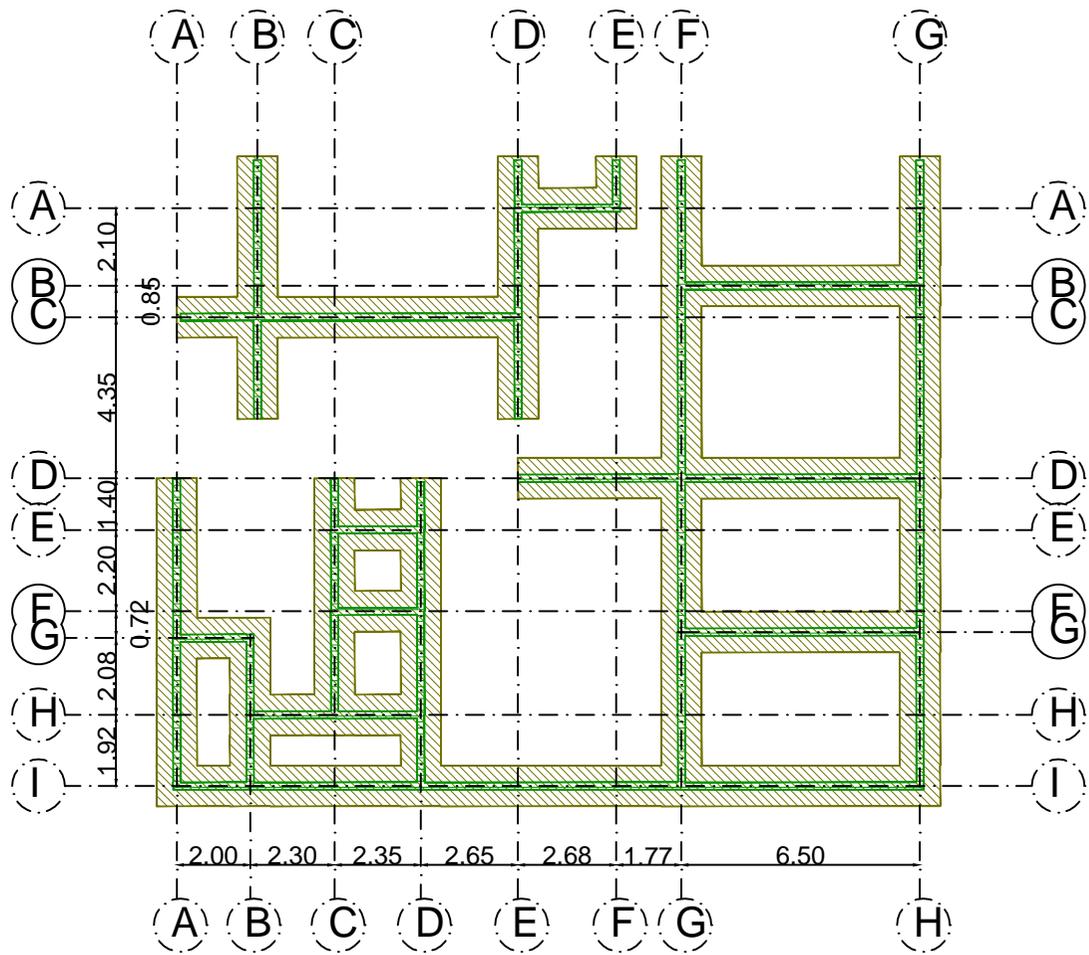
- Parois en béton
- Semelles filantes
- Longrines
- Poteaux
- Semelles isolées

PLAN DE FONDATION ZONE B ET SALLES ANNEXES



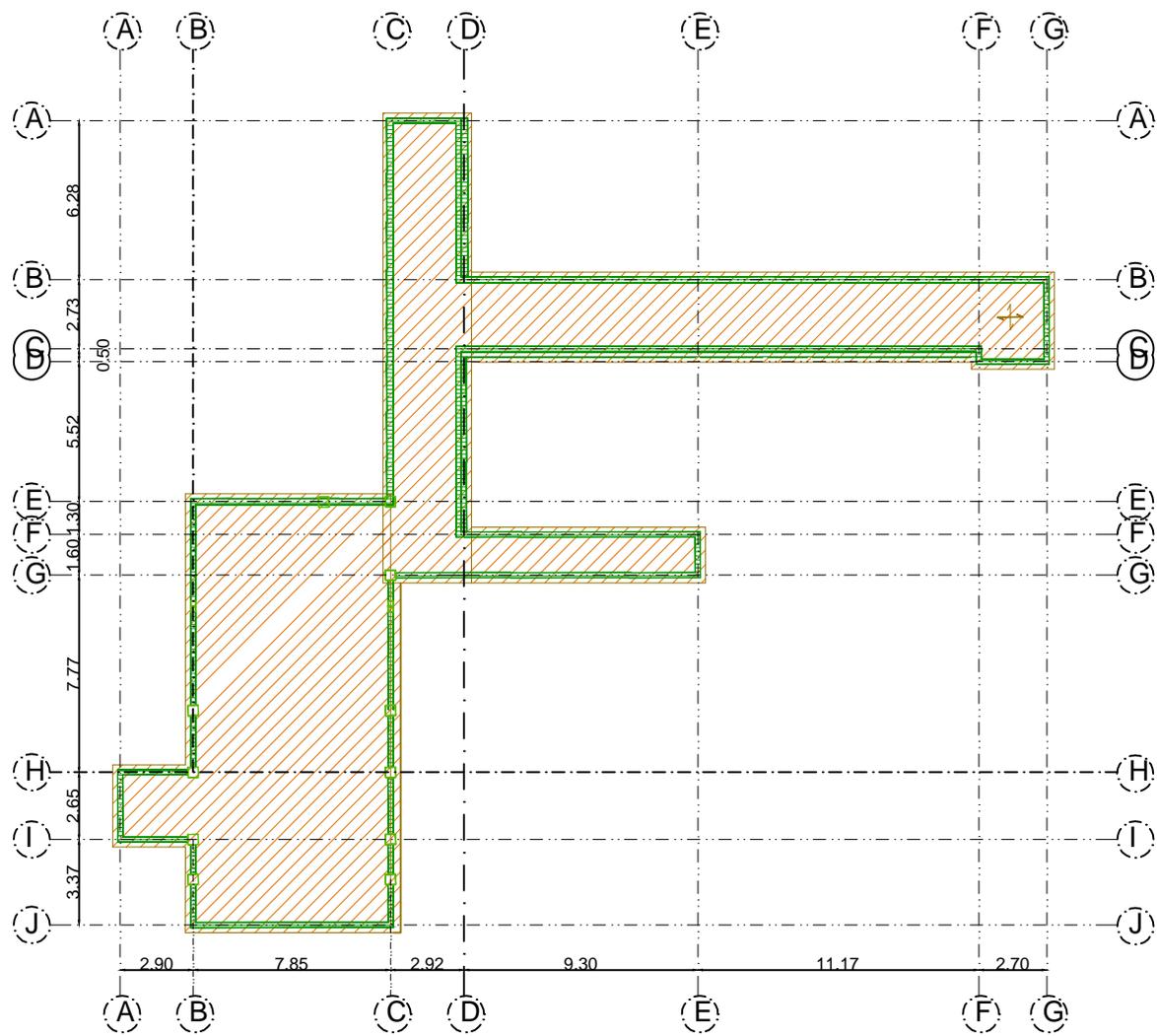
- Parois en béton
- Semelle filante

PLAN DE FONDATION ZONE C



- Parois en béton
- Semelle filante

PLAN DE FONDATION ZONE E



- Parois en béton
- Radier dalle

PLAN DE FONDATION SOUS-SOLS