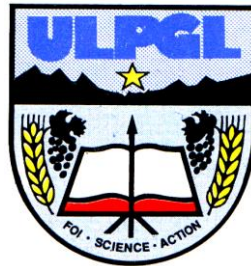


UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS
FACULTE DE SCIENCES ET TECHNOLOGIES
APPLIQUEES

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



BP. 368 GOMA

www.ulpgl.net

ETUDE COMPARATIVE D'UNE DALLE
PLEINE ET D'UN PLANCHER A CORPS
CREUX EN BA : Cas d'un bâtiment
commercial R+2

Par : **SIFA SAFARI Rosette**

Travail présenté et défendu en vue de l'obtention du
Diplôme de License en Sciences de l'Ingénieur

Option : Génie Civil

Directeur : MSc. Ing. MUHINDO WA MUHINDO

Encadreur : Ass. Ir. PATRICK SYAITSUTSWA

ANNEE ACADEMIQUE 2023 - 2024

EPIGRAPHE

« Chaque structure doit raconter une histoire, celle de son environnement et de son utilisation. »

Santiago Calatrava

DEDICACES

A mes très chers parents,

A mes frères et sœurs.

SIFA SAFARI Rosette

REMERCIEMENTS

Pour la confection de ce travail, nous avons été honorés par le soutien d'innombrables personnes à qui nous ne pouvons manquer d'exprimer notre sincère reconnaissance.

Nous remercions, en premier lieu, le bon Dieu, le Tout Puissant, qui nous a accordé la grâce, l'intelligence, la force, la sagesse et le courage d'arriver à ce stade dans nos études.

Nos sentiments de gratitude méritent aux autorités académiques de l'ULPGL/Goma, particulièrement à celles de la Faculté des Sciences et Technologies pour tous les efforts fournis afin d'assurer notre formation.

Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils porteront à notre travail, qui on espère sera apprécié.

Nos reconnaissances distinguées vont tout droit au MSc. Ing. MUHINDO WA MUHINDO Abdias pour la direction de ce travail et à l'Ass. Ing. Patrick SYAITSUTSWA pour son meilleur encadrement.

Nous sommes très reconnaissantes envers nos très chers parents SAFARI Pascal et BATURAHE Joséphine, pour tout l'amour et d'innombrables sacrifices consentis pour nos études. A nos frères, sœurs, amis, camarades étudiants, que toute la famille trouve ici l'expression de notre gratitude pour le soutien et l'encouragement.

Enfin nous tenons à remercier tous ceux et celles qui de près ou de loin ont contribué à la réussite de ce modeste travail.

SIFA SAFARI Rosette

RESUME

Le choix du type de plancher porte sur différents paramètres tel que la résistance, le confort et le coût, en vue d'assurer la sécurité des personnes, leurs biens et le confort des usagers. C'est ainsi que ce travail poursuit comme objectifs, les études comparatives d'une dalle pleine d'une part et d'un plancher à corps creux d'une autre part ; afin de déterminer les effets des charges et forces internes sur la structure tout en identifiant le type de dalles qui soit plus résistante statiquement, qui soit plus performant acoustiquement, thermiquement, et la moins coûteuse pour la construction d'un bâtiment commercial. Pour parvenir à ces objectifs, nous avons fait une analyse statique basée sur les règles BAEL 91 modifiée 99 de la structure conçue avec la dalle pleine et pour celle conçue avec le plancher à corps creux. L'analyse des performances thermiques et acoustiques de ces deux types de plancher a été faite en tenant compte de certains paramètres définis dans les ouvrages sur l'isolation thermique et acoustique des bâtiments, l'étude économique par le calcul du métré et du devis, le temps d'exécution par l'évaluation du planning des travaux. En somme, ce travail fournit les résultats sur la comparaison statique, les performances thermiques, acoustiques, le coût et le temps d'exécution de ces deux types de planchers.

Mots clés : Béton armé, bâtiment commercial, dalle pleine, plancher à corps creux.

ABSTRACT

The choice of flooring type depends on various factors such as resistance, confort, and cost, in order to ensure the safety of people, their belongings, and the comfort of users. This work aims to conduct comparative studies between a solid slab on one hand and a hollow core slab on the other, in order to determine the effects of loads and internal forces on the structure while identifying which type of slab is statically more resistant, acoustically and thermally more efficient, and the least expensive for the construction of a commercial building. To achieve these objectives, we conducted a static analysis based on the BAEL 91 regulations, modified in 99, for the structure designed with the solid slab and for the one designed with the hollow core slab. The analysis of the thermal and acoustic performances of these two types of flooring was conducted considering certain parameters defined in works on thermal and acoustic insulation of buildings, the economic study through measurement and cost estimation, and the execution time by evaluating the construction schedule. In summary, this work provides results on the static comparison, thermal and acoustic performances, cost, and execution time of these two types of flooring.

Keywords : reinforced concrete, commercial building, floor, solid slab, hollow core slab.

SOMMAIRE

EPIGRAPHE.....	1
DEDICACES	2
REMERCIEMENTS.....	3
RESUME	4
ABSTRACT.....	5
SOMMAIRE.....	6
LISTE D'ABREVIATIONS.....	10
LISTE DE TABLEAUX.....	11
LISTE DE FIGURES.....	12
0. INTRODUCTION GENERALE	14
0.1. Contexte/Généralités sur le thème.....	14
0.2. Identification et formulation du problème	14
0.3. Questions de recherche.....	15
0.4. Formulation des hypothèses	15
0.5. Justification du choix du sujet et motivations	15
0.6. Énoncé des objectifs de recherche	16
0.6.1. Objectif général.....	16
0.6.2. Objectifs opérationnels/spécifiques	16
0.7. Méthodologie et délimitation du travail	16

ETUDE COMPARATIVE D'UNE DALLE PLEINE ET D'UN PLANCHER A CORPS
CREUX : Cas d'un bâtiment commercial R+2

Chapitre 1. GENERALITES	17
1.1 Introduction	17
1.2 Bâtiment commercial	17
1.2.1 Définition	17
1.2.2 Importance des bâtiments commerciaux.....	17
1.2.3 Types de bâtiments commerciaux.....	18
1.3 Planchers	18
1.3.1 Définition	18
1.3.2 Fonctions des planchers	19
1.3.3 Types de planchers.....	20
1.4 Dalle pleine en BA.....	20
1.4.1 Béton Armé.....	21
1.4.2 Mise en œuvre des planchers dalle pleine	26
1.4.3 Types de plancher dalle pleine coulée sur place.....	26
1.4.4 Critique du procédé.....	27
1.5 Plancher à corps creux	27
1.5.1 Définition	27
1.5.2 Dimensions	28
1.5.3 Poutrelles	28
1.5.4 Corps creux (Entrevous)	29
1.5.5 Table de compression	30
1.5.6 Mise en œuvre de plancher à hourdis	31
1.5.7 Critiques du procédé de plancher.....	34
1.6 Choix du système de planchers.....	34
1.7 Conclusion	35
Chapitre 2. METHODOLOGIE.....	36

ETUDE COMPARATIVE D'UNE DALLE PLEINE ET D'UN PLANCHER A CORPS
CREUX : Cas d'un bâtiment commercial R+2

2.1	Introduction.....	36
2.2	Analyse statique de la structure.....	36
2.2.1	Principe des justifications	36
2.2.2	Actions et sollicitations.....	38
2.2.3	Pré-dimensionnement des éléments structuraux	41
2.2.4	Dimensionnement des planchers.....	43
2.3	Etude des performances thermiques et acoustiques	58
2.3.1	Isolation acoustique [16].....	58
2.3.2	Isolation thermique	61
2.4	Présentation du logiciel robot structural analysis.....	62
2.5	Etude économique	62
2.5.1	Analyse des dépenses [18].....	62
2.5.2	Estimation par l'intermédiaire de sous-détails de prix	64
2.6	Analyse du temps d'exécution	65
2.7	Conclusion.....	66
Chapitre 3. PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS ..		67
3.1.	Présentation du projet.....	67
3.1.1.	Description de l'ouvrage.....	67
3.1.2.	Plan structural	68
3.1.3.	Hypothèses de calculs	69
3.2.	Analyse statique	70
3.2.1.	Pré-dimensionnement des éléments structuraux	70
3.2.2.	Dimensionnement de la dalle pleine	73
3.2.3.	Dimensionnement du plancher à corps creux	75
3.2.4.	Interprétation des résultats	80
3.3.	Analyse des performances thermiques	80
3.3.1.	Hypothèses de calcul.....	80

ETUDE COMPARATIVE D'UNE DALLE PLEINE ET D'UN PLANCHER A CORPS
CREUX : Cas d'un bâtiment commercial R+2

3.3.2.	Présentation des résultats	80
3.3.3.	Interprétation des résultats	81
3.4.	Analyse des performances acoustiques	81
3.4.1.	Hypothèse de calcul	81
3.4.2.	Présentation des résultats	81
3.4.3.	Interprétation des résultats	82
3.5.	Etude économique	82
3.5.1.	Hypothèses de calculs	83
3.5.2.	Présentations des résultats.....	83
3.5.3.	Interprétation des résultats	84
3.6.	Analyse du temps d'exécution	84
3.7.	Conclusion.....	85
CONCLUSION GENERALE		86
BIBLIOGRAPHIE.....		87
ANNEXES		89
ANNEXES A		89
A.2.....		90
ANNEXES B		92
ANNEXES C		95

LISTE D'ABREVIATIONS

BA	Béton Armé
BAEL	Béton Armé aux Etats Limites
BP	Béton Précontraint
CBA	Conception et Calcul des structures en Béton Armé
cm	Centimètre
CP	Coût de Production
CR	Coût de Revient
dB	Décibel
DS	Déboursés Secs
ELS	Etat Limite de Service
ELU	Etat Limite Ultime
FC	Frais de Chantier
FG	Frais Généraux
Fop	Frais d'opération
HA	Haute Adhérence
KN/m ³	Kilo Newton par mètre cube
NF	Norme Française
PVHT	Prix de Vente Hors Taxes
R+2	Rez-de-chaussée plus deux étages
RPA	Règle Parasismique Algérienne
TS	Treillis Soudé
TSHA	Treillis Soudés a fils à Haute Adhérence
ULPGL	Université Libre des Pays des Grands Lacs

LISTE DE TABLEAUX

Tableau 1.1: avantages et inconvénients d'une dalle pleine [6]	27
Tableau 1.2: hauteur du plancher à corps creux en fonction de la portée.....	28
Tableau 1.3: avantages et inconvénients d'un plancher à hourdis.....	34
Tableau 2.1 : Coefficients selon les règles BAEL	41
Tableau 2.2 : conditions de validité de la méthode.....	49
Tableau 3.1 : ferrailage dalle pleine en BA	75
Tableau 3.2: ferrailage poutrelles du plancher à hourdis.....	79
Tableau 3.3: Résultats d'étude des performances acoustiques	82
Tableau 3.4: coûts des déboursés secs de plancher.....	83
Tableau 3.5: Résultats de l'étude économique	84
Tableau 3.6 : temps d'exécution d'une dalle pleine	85
Tableau 3.7 : temps d'exécution du plancher à corps creux	85

LISTE DE FIGURES

Figure 1.1: parties distinctes d'un plancher [5]	19
Figure 1.2: Plancher dalle pleine en BA [5].	21
Figure 1.3: diagramme de déformation du béton.....	24
Figure 1.4: diagramme contrainte – déformation de l'acier	25
Figure 1.5: disposition constructive.....	26
Figure 1.6: ferrailage d'une dalle pleine.....	26
Figure 1.7: types de poutrelles	29
Figure 1.8: entrevous en béton [15].	30
Figure 1.9: table de compression	30
Figure 1.10: montage d'un plancher à hourdis	31
Figure 1.11: mise en place de poutrelles.....	31
Figure 1.12: procédés de levage de poutrelles	32
Figure 1.13 : mise en place des entrevous	32
Figure 1.14: mise en place du treillis	33
Figure 1.15: coulage du béton de la table de Compression	33
Figure 2.1: Section droite d'une poutre rectangulaire en BA [12]	42
Figure 2.2: longueur de flambement suivant les liaisons.....	43
Figure 2.3 : panneau d'un plancher dalle pleine	44
Figure 2.4: disposition constructive des armatures d'une dalle pleine	47
Figure 2.5: coupe transversale d'un plancher à corps creux [4]	47
Figure 2.6 : Coupe transversale d'une poutrelle [3]	49
Figure 2.7: poutre à 2 travées.....	51
Figure 2.8: Poutre à plus de 2 travées	51

ETUDE COMPARATIVE D'UNE DALLE PLEINE ET D'UN PLANCHER A CORPS
CREUX : Cas d'un bâtiment commercial R+2

Figure 2.9: diagramme de variation de l'effort tranchant et du moment fléchissant dans une travée.....	52
Figure 2.10: charge-portée de gauche et de droite.....	53
Figure 2.11: section en T.....	54
Figure 3.1: vue en plan de la structure.....	68
Figure 3.2: vue en élévation du plan de la structure.....	68
Figure 3.3: vue en 3D du plan structural.....	69

0. INTRODUCTION GENERALE

0.1. Contexte/Généralités sur le thème

Le Génie Civil est la science qui s'occupe de l'art de la construction. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des usagers et la protection de l'environnement [1]. Les planchers sont d'une importance primordiale dans la mesure où ils servent à supporter les charges d'utilisation, à assurer la protection de la structure contre le feu, contre les effractions et contre les actions agressives du vent, ainsi qu'à isoler le bâtiment thermiquement et acoustiquement. En plus leurs matériaux présentent une résistance importante vis à vis de l'action simultanée de la traction-compression [2].

0.2. Identification et formulation du problème

Les planchers possèdent des caractéristiques diversifiées, et ce en vue de répondre à plusieurs exigences, notamment, l'usage, la stabilité aux différents efforts, le budget alloué à l'ouvrage. Cependant, certaines constructions s'écroulent pendant le coulage du béton ou pendant le décoffrage, les bruits provenant des étages supérieurs rendent inconfortables les niveaux inférieurs, le problème réside surtout au niveau du coût de l'ouvrage.

Ce travail présente une aperçue sur l'étude comparative de la dalle pleine et du plancher à corps creux en béton armé en vue de déterminer laquelle est plus résistant, plus performant en isolation, le moins coûtée et qui présente peu de temps dans l'exécution pour un bâtiment commercial.

0.3. Questions de recherche

Eu égard à ce qui précède, la question principale de notre travail est : quel type de dalle est plus adapté pour un bâtiment commercial?

Nous nous mobilisons de répondre à ce problème en nous posant les différentes questions spécifiques :

- Quel type de dalle offre une meilleure isolation pour un bâtiment commercial ?
- Quel type de dalle est plus résistant?
- Quelle dalle choisir sur le plan économique pour un bâtiment commercial ?
- Quel type de dalle demande peu de temps dans l'exécution ?

0.4. Formulation des hypothèses

En se basant aux questions posées ci-haut, les hypothèses suivantes ont été relevées:

- ✚ La dalle pleine aurait une meilleure isolation que le plancher à corps creux en béton armé.
- ✚ La dalle pleine serait résistante et offrirait peu de temps d'exécution que le plancher à corps creux en béton armé.
- ✚ Le plancher à corps creux offrirait les avantages sur le plan économique que la dalle pleine.
- ✚ Le plancher à corps creux prendrait plus de temps d'exécution que la dalle pleine.

0.5. Justification du choix du sujet et motivations

Ce travail a été choisi dans le but de résoudre le problème d'adaptation à quelles conditions de charge mais aussi la performance des dalles tout en usant de la dalle pleine en béton armé en comparaison du plancher à corps creux en béton armé. La pertinence de ce travail réside du point de vue scientifique car nous y trouve les détails de calcul d'un plancher à corps creux en

comparaison d'une dalle pleine et l'analyse de la durée d'exécution de ces deux types de planchers.

0.6. Énoncé des objectifs de recherche

0.6.1. Objectif général

L'objectif général de notre travail est de faire une comparaison de la dalle pleine et du plancher à corps creux en termes de résistance, des performances acoustiques, thermiques, de coûts et du temps d'exécution pour savoir lequel de ces deux est plus adapté pour le cas d'un bâtiment commercial.

0.6.2. Objectifs opérationnels/spécifiques

Nous poursuivons comme objectifs spécifiques ce qui suit :

- Étudier parmi les deux types de planchers celui qui est résistant et léger ;
- comparer les deux variantes en béton armé sur le plan économique ;
- Identifier lequel de ces deux types de planchers offre une bonne isolation thermique et acoustique.

0.7. Méthodologie et délimitation du travail

Nous ferons usage de la méthode déductive en utilisant la norme Eurocode2; pour cela nos calculs seront vérifiés selon les règlements du béton aux états limite BAEL 91 modifié 99. La technique est celle de la documentation tout en rassemblant toute la littérature. Ce travail traite le cas d'un bâtiment commercial sans tenir compte de l'étude dynamique. En plus de l'introduction générale et la conclusion générale, le travail est subdivisé en trois chapitres:

- ❖ Le premier traite sur les généralités
- ❖ Le deuxième abordé la méthodologie
- ❖ Le troisième est consacré à la présentation et interprétation des résultats

Chapitre 1. GENERALITES

1.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous parlons sur le bâtiment commercial, les planchers, les matériaux qui seront d'usage pour chaque type des planchers utilisés dans ce travail. Il s'agit de donner la définition, la mise en œuvre, les avantages et les inconvénients si possibles pour chaque cas.

1.2 Bâtiment commercial

1.2.1 Définition

Les bâtiments commerciaux sont des structures spécialement conçues et construites à des fins commerciales ou professionnelles. Ces bâtiments sont destinés à abriter des entreprises, des bureaux, des espaces de vente au détail ou d'autres activités commerciales [3].

1.2.2 Importance des bâtiments commerciaux

Les bâtiments commerciaux sont un élément essentiel de la société moderne et jouent un rôle important dans l'économie. Ils offrent des espaces aux entreprises et un large éventail d'avantages secteur commercial. Parmi les principaux avantages des bâtiments commerciaux, on peut citer [3] :

- ✚ Stimuler la croissance économique
- ✚ Améliorer les opérations commerciales
- ✚ Soutenir l'urbanisation
- ✚ Faciliter les échanges et le commerce

1.2.3 Types de bâtiments commerciaux

En règle générale, un bâtiment commercial peut se présenter sous différentes formes, chacune étant conçue pour répondre à des besoins commerciaux spécifiques. Voici quelques types courants de bâtiments commerciaux [3] :

- ✚ Immeubles de bureaux
- ✚ Magasins de détail
- ✚ Hôtels
- ✚ Entrepôts
- ✚ Restaurants

1.3 Planchers

1.3.1 Définition

Le plancher est l'un des éléments porteurs horizontaux (poutres, planchers ou dalle, tablier pour les ponts) capable de supporter les charges et les transmettre, directement aux éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs) ou à travers des poutres et aussi il isole les différents étages du point de vue thermique et acoustique [4]. Le plancher est une aire horizontale séparant deux niveaux d'une construction [5].

Les planchers peuvent être constitués d'un ou plusieurs des éléments ci-après [4] :

- Dalles ;
- Nervures ou poutrelles ;
- Poutres principales ;
- Linteaux ;
- Entrevous ou hourdis.

Généralement, le plancher a 3 parties distinctes qui sont [5]:

- **La partie portante** : est constituée par des poutres en BA ou en BP, des poutres métalliques, des solives en bois, des dalles en BA pleines ou nervurées.

- **Le revêtement** : repose sur la partie portante ; ça peut être du carrelage, parquet en bois, dallages divers, revêtements synthétiques.
- **Le plafond** : est réalisé sous l'élément porteur ; ça peut être un enduit de plâtre, des plâtres préfabriqués en matériaux de tout genre.

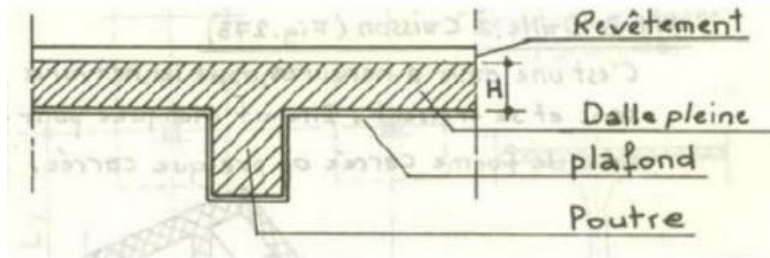


Figure 1.1: parties distinctes d'un plancher [5]

1.3.2 Fonctions des planchers

Les planchers doivent répondre aux critères suivants [5]:

- **Résistance et stabilité (porteuse)** : supporter les charges d'utilisation, ne pas fléchir (limiter la flèche au moment du coffrage puis en cours d'utilisation) et durabilité.
- **Étanchéité et protection** : à l'air, au feu et aux effractions.
- **Isolation thermique et acoustique** : isolant thermiquement (par exemple au-dessous d'un garage) et isolant acoustiquement (bruits d'impacts,...)
- **Fonction architecturale** : aspect décoratif en sous face
- **Fonctions techniques** : facilite de mise en œuvre, liaisons avec les porteurs verticaux, passage de gaines (plomberie, chauffage, électricité,...)

Chacune des fonctions peut prendre plus ou moins d'importance suivant la destination de la construction.

1.3.3 Types de planchers

Il existe plusieurs types des planchers qui sont les suivants [5] :

- ✚ Les planchers à corps creux ou entrevous
- ✚ Les planchers en béton armé ou dalles
- ✚ Les planchers à prédalles
- ✚ Les planchers métalliques
- ✚ Les planchers alvéolés
- ✚ Les dallages

Les planchers peuvent être construit en différents matériaux ; ils peuvent être en béton armé, en bois, en acier, des planchers à construction mixte et ceux fait en béton précontraint.

Nous portons une attention particulière sur les planchers dalle pleine et les planchers a corps creux, faisant l'objet de notre étude dans ce présent travail.

1.4 Dalle pleine en BA

Une dalle est un élément porteur, généralement horizontal, dont deux dimensions sont grandes par rapport à la troisième qu'on appelle épaisseur.

Les planchers en BA présentent des avantages qui expliquent leur utilisation de plus en plus répandue, non seulement le BA permet des réalisations variées et économiques mais de plus, il offre, par son monolithisme, des garanties d'une excellente liaison entre les différents éléments [5]. Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux) [6].

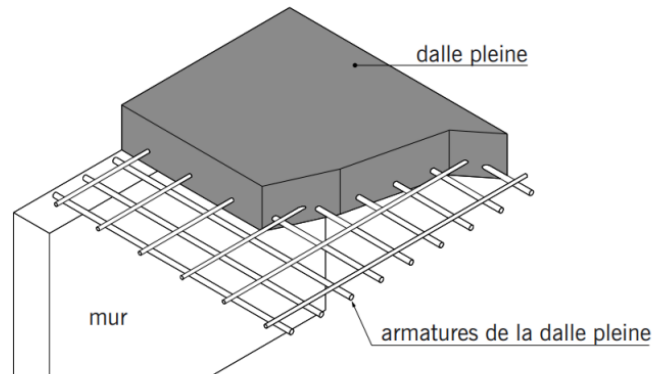


Figure 1.2: Plancher dalle pleine en BA [5].

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions suivantes [5]:

- **De résistance à la flexion** : $1/30$ à $1/35$ de la portée pour une dalle reposant sur 2 appuis et $1/40$ à $1/50$ pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis.
- **D'isolation acoustique** : épaisseur ≥ 16 cm
- **De rigidité ou limitation de la flèche** : flèche $\leq \frac{1}{500}$
- **De sécurité vis-à-vis de l'incendie** : on adopte une épaisseur de 7 cm pour une heure de coupe-feu et de 11 cm pour deux heures de coupe-feu.

Généralement la dalle pleine est un plancher en béton armé de 15 à 20 cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif [6].

On peut distinguer les dalles coulées en place, soit en partie préfabriquées (prédalles) et des dalles entièrement préfabriquées (rares).

1.4.1 Béton Armé

Le béton armé peut être défini comme l'enrobage par du béton, d'aciers disposés judicieusement. Ces aciers sont appelés armatures. On distingue les armatures longitudinales

disposées suivant l'axe longitudinal de la pièce, des armatures transversales disposées dans des plans perpendiculaires à l'axe de la pièce [7].

Nous calculerons les structures en béton armé à l'aide des règlements aux états limites : le BAEL91 (Béton Armé aux États Limites).

1.3.1.1 Matériau béton

1) Présentation du matériau

Le béton est un mélange optimal de liants (ciments artificiels), de granulats naturels ou artificiels (sables, gravillons, graviers...), d'eau et éventuellement d'adjuvants (entraîneurs d'air, plastifiants, hydrofuges...) [8].

Ses principales caractéristiques sont :

- ✓ Une bonne résistance en compression simple,
- ✓ Une mauvaise résistance en traction,
- ✓ Un poids volumique compris entre 22 et 24 KN/m³ environ pour le béton, et 25 KN/m³ pour le béton armé
- ✓ Un coefficient de dilatation thermique identique à celui de l'acier de 10⁻⁵/°C

Les qualités recherchées sont en général :

- ❖ La résistance mécanique à la compression simple et pour certains cas, la résistance à la traction, la résistance aux chocs ;
- ❖ La résistance aux agents agressifs tels que l'eau de mer, les eaux séléniteuses, les eaux acides, les produits industriels ;
- ❖ La maniabilité, c'est-à-dire la facilité de mise en œuvre
- ❖ La déformabilité instantanée et différée, le retrait (fissures) ;

2) Résistances caractéristiques du béton

Pour l'établissement des projets et dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, dite valeur caractéristique requise. Elle est notée f_{c28} et

choisie en fonction des conditions de fabrication du béton, de la classe du ciment utilisé et de son dosage au m³. Lorsque l'âge du béton est inférieur à 28 jours, on prend en compte pour les calculs de résistance f_{cj} la valeur caractéristique à j jours, obtenue suivant les cas par les formules suivantes [8]:

$$\begin{cases} f_{cj} = f_{c28} \frac{j}{4,76 + 0,83j} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = f_{c28} \frac{j}{1,4 + 0,95j} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{I.1}$$

Au-delà de j = 28 jours, on admet pour les calculs que $f_{cj} = f_{c28}$.

La résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de 16 cm de diamètre, soit de 200 cm² de section, et d'une hauteur double de leur diamètre (32cm). Cet essai est établi dans la norme NF-P 18-406.

Il est courant de considérer pour f_{c28} des valeurs comprises entre 20 et 30 MPa.

La résistance du béton est également définie par la résistance caractéristique à la traction f_{tj} à j jours qui est conventionnellement introduite par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{I.2}$$

Dans cette relation, f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa (ou N/mm²) et elle n'est valable que si $f_{cj} \leq 60$ MPa.

3) Modules de déformation du béton

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on définit un module de déformation longitudinale E_{ij} , égal au coefficient directeur de la droite passant à l'origine, du diagramme contraintes – déformations à l'ELS.

L'article A.2.1, 21 du BAEL donne la valeur de E_{ij} à l'âge de j jours par la relation :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{I.3}$$

Sous des contraintes de longue durée d'application, les effets du fluage du béton nous rajoutent une déformation complémentaire du double de la déformation instantanée soit, en définitive une déformation totale triple.

ETUDE COMPARATIVE D'UNE DALLE PLEINE ET D'UN PLANCHER A CORPS
CREUX : Cas d'un bâtiment commercial R+2

L'article A.2.1, 22 du BAEL donne la valeur du module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad I.4$$

Diagramme parabole-rectangle : C'est un diagramme déformations - contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas

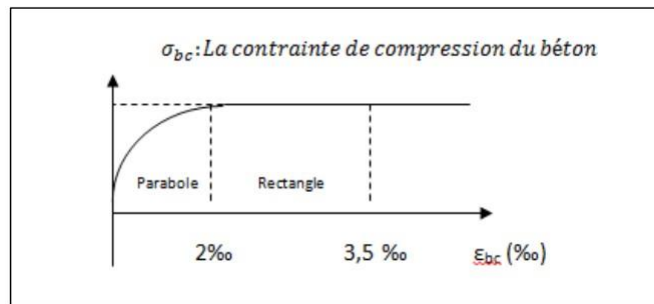


Figure 1.3: diagramme de déformation du béton

1.3.1.2 Matériau acier

1) Présentation du matériau

Le matériau acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage. Les aciers utilisés en BA sont les aciers de nuance douce (0,15 à 0,25 % de carbone) et les aciers de nuance mi-dure et dure (0,25 à 0,40 % de carbone).

2) caractéristique mécanique

Contrairement au béton, l'acier possède un comportement identique en traction et en compression. Servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie, désignée par f_e (article A.2.2, 1 du BAEL). Cette valeur varie en fonction du type d'acier.

Le module d'élasticité longitudinale E_s est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé et est pris égal à: $E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$

3) Classification des aciers

On utilise pour le béton armé, les ronds lisses, les armatures à haute adhérence et les treillis soudés. On considèrera pour l'acier, un poids volumique de $78,5\text{kN/m}^3$. Ils sont définis par leur diamètre nominal qui est le diamètre d'un cylindre de révolution ayant même masse que la barre par mètre linéaire. Les diamètres nominaux sont des diamètres normalisés.

- **Les ronds lisses (Symbole Φ ou RL) :** Ce sont des aciers doux, laminés à chaud et de surface lisse, ne présentant aucune aspérité. Les nuances utilisées sont les Fe E 215 et Fe E 235.
- **Les armatures à haute adhérence (Symbole HA) :** Ils sont obtenus par laminage à chaud d'un acier naturellement dur, soit dont les caractéristiques mécaniques sont dues à une composition chimique appropriée. Ces armatures ont leur surface marquée par des crénelures de formes diverses suivant les marques commerciales, de façon à assurer une meilleure adhérence avec le béton. Ces aciers existent dans les nuances FeE400 et FeE500.
- **Les treillis soudés (Symbole TS) :** ces derniers sont soit en rouleaux, soit en panneaux et de dimensions normalisées. On distingue les treillis soudés à fils tréfilés lisses dits TSL et des treillis soudés à fils à haute adhérence dits TSHA (voir norme NF A 35-022).

4) Diagramme contrainte- déformation de calcul

$$\sigma_s = f(\varepsilon\text{‰}) \quad \text{I.5}$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes : $\gamma_s = 1,5$ cas général et $\gamma_s = 1$ cas des combinaisons accidentelles.

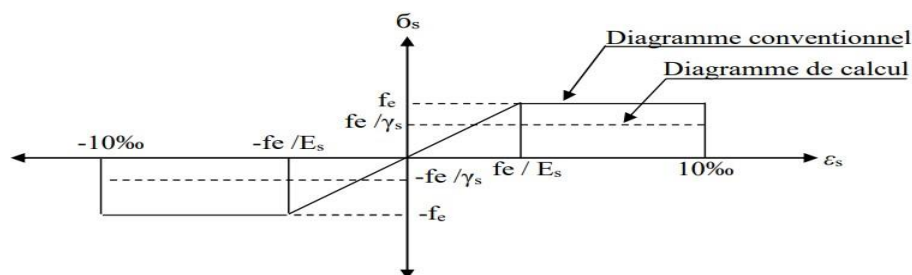


Figure 1.4: diagramme contrainte – déformation de l'acier

1.4.2 Mise en œuvre des planchers dalle pleine

La dalle est réalisée sur un coffrage jointif recouvrant toute la surface. Le ferrailage est simple et facile à poser, cependant la dalle étant un élément plan, les efforts qui la sollicitent doivent être repris suivant les deux directions principales d'où la nécessité de constituer un quadrillage lors du ferrailage des dalles. Les ouvertures nécessitées par le passage de conduites électriques ou des tuyauteries doivent être prévues et tracées sur le plan de coffrages avant la réalisation [6]. Le coffrage doit rester en place tant que le béton n'est pas assez résistant pour se tenir seul. On laissera des étais sous la dalle afin d'éviter le fluage du béton [5].

En résumé, la mise en œuvre d'un plancher dalle pleine comprend le coffrage, le ferrailage, le coulage du béton et le décoffrage après une vingtaine de jours.



Figure 1.6: ferrailage d'une dalle pleine

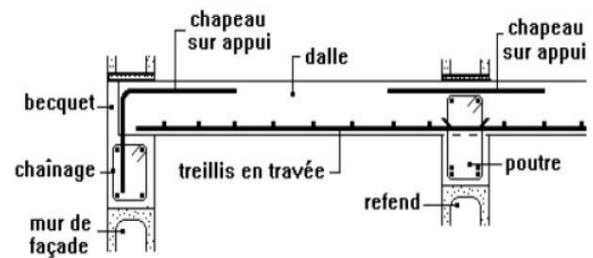


Figure 1.5: disposition constructive

1.4.3 Types de plancher dalle pleine coulée sur place

Suivant la nature de leurs appuis, on peut distinguer :

- Les dalles portant dans une direction, où les appuis sont en général parallèles. Les appuis peuvent être des poutres, des murs ou des voiles ;
- Les dalles portant dans deux directions, improprement appelées dalles sur quatre appuis.

1.4.4 Critique du procédé

Le tableau ci-dessous présente les avantages et inconvénients de planchers dalles pleines en BA.

Tableau 1.1: avantages et inconvénients d'une dalle pleine [6]

AVANTAGES	INCONVÉNIENTS
<ul style="list-style-type: none"> ✓ Pas de contrainte liée à la préfabrication, ✓ Dalle de taille et de forme quelconque, ✓ Ne nécessite pas forcément un gros matériel de levage, et plus solide. ✓ Bonne isolation aux bruits aériens, ✓ Bonne résistance au feu. 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ nécessite l'immobilisation de nombreux coffrages. ✓ mise en œuvre longue, ✓ Mauvaise résistance aux bruits d'impacts. ✓ Poids plus lourd.

1.5 Plancher à corps creux

1.5.1 Définition

Les planchers à corps creux appelés aussi planchers à hourdis sont composés de 3 éléments principaux [9]:

- ❖ **les corps creux ou "entrevous"** qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings)
- ❖ **les poutrelles en béton armé ou précontraint** qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- ❖ **une dalle de compression armée ou "hourdis"** coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour plusieurs raisons :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

1.5.2 Dimensions

La hauteur de l'entrevous et du plancher dépendent de la portée des poutrelles. Par contre, l'entraxe entre ces poutrelles est de 60 cm.

Tableau 1.2: hauteur du plancher à corps creux en fonction de la portée

Hauteur en cm	Portée pour un plancher isolé	Portée pour un plancher continu
12 + 4	4,30	4,70
16 + 4	5,40	5,80
18 + 4	6,00	6,40
20 + 4	6,50	7,00
25 + 4	7,70	8,50

1.5.3 Poutrelles

Les poutrelles supportent le plancher et transmettent ses charges à la structure porteuse. On en distingue :

- poutrelle en béton précontraint par fils adhérents,
- poutrelle en béton armé,
- poutrelle treillis [6].

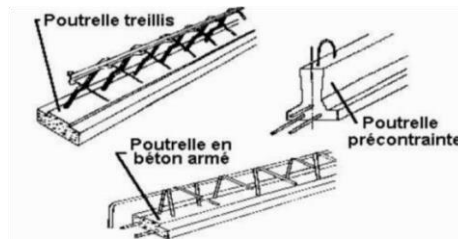


Figure 1.7: types de poutrelles

1.5.4 Corps creux (Entrevous)

Ce sont de produits préfabriqués également appelés « entrevous » (ressemblent à des parpaings) qui sont placés entre les poutrelles. Ils peuvent être :

- Pleins ou alvéoles (pour alléger les planchers de grande portée) ;
- Plus ou moins épais (hourdis « négatifs », zone de contrebalancement) ;
- En béton de gravillons, en bois aggloméré ou en terre cuite pour les planchers intermédiaires.

Le rôle des entrevous consiste au départ à supporter le poids de la dalle de compression en phase de coulage. Ce sont donc des éléments de coffrage perdu, mais on peut aussi leur octroyer un rôle d'isolant [6]. Il faut savoir que les entrevous n'ont pas de rôle mécanique et que ce type de plancher travaille comme un plancher nervure.

Généralement les entrevous sont en béton de petits granulats. Mais, on trouve aussi dans le commerce des entrevous en terre cuite ou en polystyrène (isolation thermique).

La hauteur des entrevous en béton varie de 9 à 30 cm suivant la portée du plancher. La largeur varie de 16 à 21 cm. La longueur est constante et correspond à un espacement des poutrelles de 60 cm [6].

ETUDE COMPARATIVE D'UNE DALLE PLEINE ET D'UN PLANCHER A CORPS CREUX : Cas d'un bâtiment commercial R+2

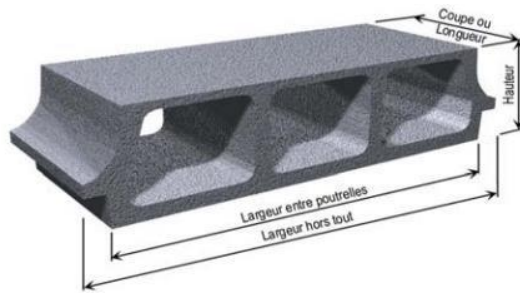


Figure 1.8: entrevous en béton [15].

1.5.5 Table de compression

Le hourdis est l'âme de ce type de plancher. Il a généralement une épaisseur supérieure à 4 cm. Cette dalle de compression qui est coulée en place sur les entrevous assure la rigidité du plancher et permet le report des charges sur les poutrelles d'où elle doit être correctement armée. Son ferrailage est fait de treillis soudés sur l'ensemble structure porteuse hourdis [6].

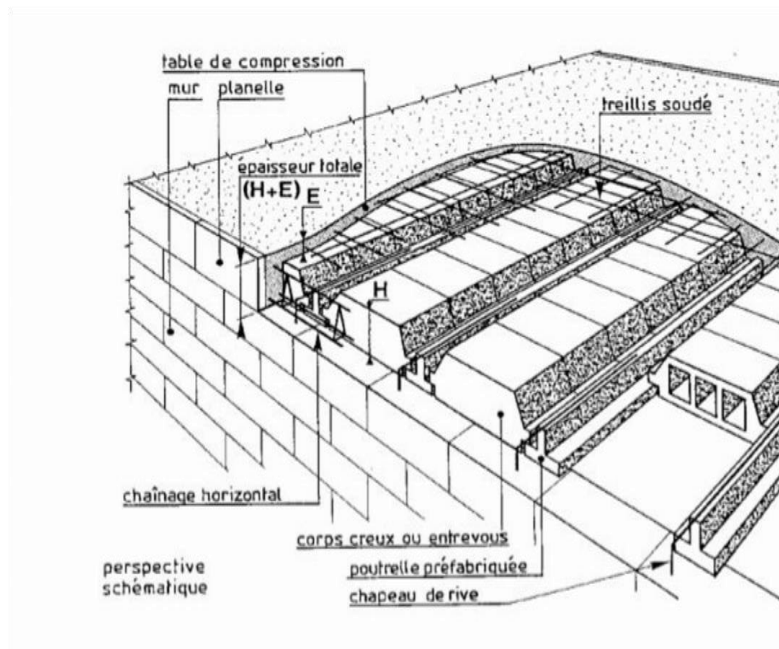


Figure 1.9: table de compression

1.5.6 Mise en œuvre de plancher à hourdis

❖ Le montage

Le montage est un assemblage de poutrelles, d'entrevous et d'une table de compression. Il est parfois complété par une isolation incorporée ou non [10].

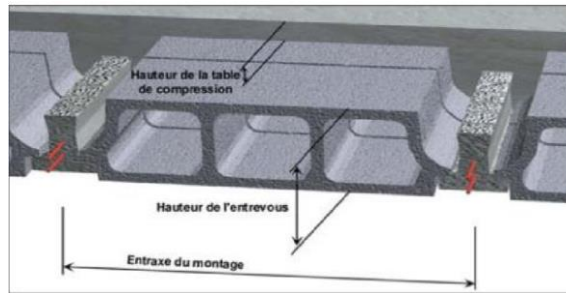


Figure 1.10: montage d'un plancher à hourdis

❖ Etapes de mise en œuvre des planchers avec poutrelles préfabriquées

Les étapes de la mise en œuvre de ce type de planchers sont [6]:

- **Mise en place des poutrelles** : les poutrelles sont tout d'abord posées sur les porteurs. Leur bon écartement est assuré par la mise en place d'entrevous à chaque extrémité.



Figure 1.11: mise en place de poutrelles

- Levage par élingue à chaque extrémité

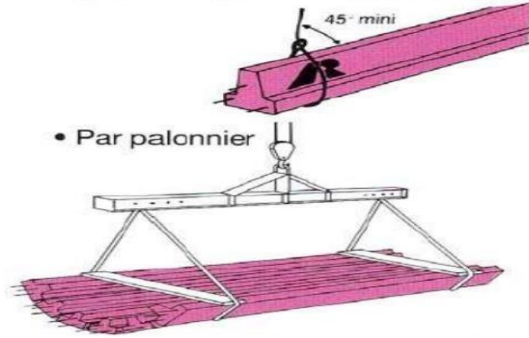


Figure 1.12: procédés de levage de poutrelles

- **Mise en place des entrevous** : Une fois l'ensemble des poutrelles positionnées, il faut ensuite étayer toutes ces poutrelles en leur milieu. Ensuite on pourra positionner tous les hourdis entre les poutrelles.



Figure 1.13 : mise en place des entrevous

- **Mise en place du treillis et coulage du béton** : avant le coulage de la dalle on pose le ferrailage nécessaire, ensuite on placera un treillis soudé sur toute la surface de la dalle, au-dessus du plancher de hourdis.

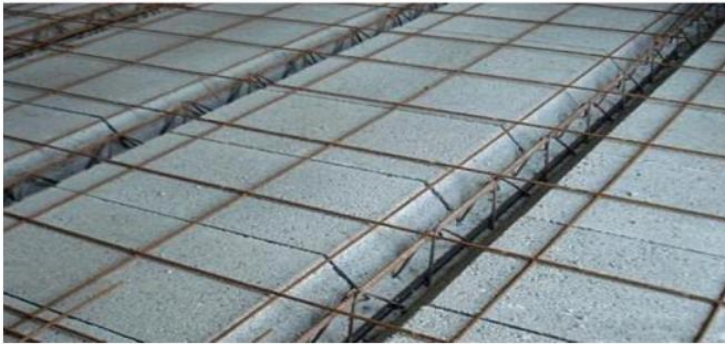


Figure 1.14: mise en place du treillis



Figure 1.15: coulage du béton de la table de Compression

La pose s'effectue à partir du plan fourni par le constructeur : préconisation de certains constructeurs [1].....

- ✓ Pose d'une poutrelle d'extrémité,
- ✓ Pose d'une seconde poutrelle d'entraxe 60cm,
- ✓ Pose des 2 entrevous d'extrémité de poutrelles,
- ✓ Pose de toutes les poutrelles + 2 entrevous,
- ✓ Étalement (ou non) des poutrelles en L/2,
- ✓ Pose des entrevous,
- ✓ Coffrage << classique >> des zones restantes et étude des zones particuliers (trémies, renforts ponctuels, balcons...)
- ✓ Mise en place d'appuis particuliers (poutre noyée, poutre en retombée...),

- ✓ Ferrailage de la table de compression avec treillis soudés
- ✓ Coulage

Les étais resteront en place au moins 21 jours afin d'obtenir une résistance mini du béton.

1.5.7 Critiques du procédé de plancher

Tableau 1.3: avantages et inconvénients d'un plancher à hourdis

AVANTAGES	INCONVENIENTS
<p>C'est le type de plancher le plus employé par les petites entreprises, car :</p> <ul style="list-style-type: none"> -Mise en œuvre facile, pas de coffrage, -Ne nécessite pas de gros engin de levage, -Isolation thermique améliorée, -Le plancher est relativement léger, -Idéal pour la confection des vides sanitaires. 	<ul style="list-style-type: none"> -Grande épaisseur de plancher, -Sous face à enduire, -Portée limitée à 6 ou 7 mètres, -Pas de souplesse de forme et de taille. -Mauvaise isolation acoustique - Nécessite beaucoup de manutentions -Mise en œuvre relativement longue.

1.6 Choix du système de planchers

Le choix du type de plancher dépend de plusieurs paramètres, parmi lesquels on trouve [8]:

- **L'utilisation du bâtiment, La facilité et la rapidité de la construction** joue également un rôle dans notre sélection du système de plancher.
- **Le bâtiment est exposé à des forces horizontales**, le plancher doit assurer la fonction de diaphragme (assez rigide pour la transmission des charges).
- **Le coût de réalisation**

1.7 Conclusion

Dans cette partie nous avons parlé des généralités sur les planchers en donnant en détail les définitions, la constitution, les avantages et inconvénients si nécessaire sur lesquels s'appuient les références des chapitres suivants. Nous avons eu à préciser d'une manière générale leurs fonctions étant des éléments structuraux, les types de planchers et d'une manière détaillée les deux types de plancher en étude dont le plancher à dalle pleine et plancher à hourdis.

Chapitre 2. METHODOLOGIE

2.1 Introduction

Ce chapitre présente les différentes méthodologies qui nous ont permis à bien mener ce travail en usant des normes Eurocode2. Nous allons présenter le calcul du plancher à dalle pleine et ensuite le calcul du plancher à hourdis.

2.2 Analyse statique de la structure

On parle d'analyse statique ou quasi-statique lorsque la charge est appliquée à un ou plusieurs éléments structuraux sans variation dans le temps de son point d'application, de son intensité, ni de son sens ; de sorte que l'on peut négliger sans peine la force d'inertie [9].

2.2.1 Principe des justifications

Les calculs justificatifs sont conduits suivant la théorie des états limites [8].

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. On distingue : **les états limites ultimes** (E.L.U) et **les états limites de service** (E.L.S).

2.2.1.1 Etats limites ultimes

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait l'effondrement ou la ruine de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite:

- **de l'équilibre statique** : non renversement de la construction. Exemple: Vérification de la stabilité d'un mur de soutènement.
- **de résistance pour les matériaux constitutifs** : le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression affectée d'un coefficient de sécurité γ_s et l'acier est

défini par sa limite d'élasticité affectée d'un coefficient de sécurité γ_s . A partir de ces éléments, nous pouvons calculer la sollicitation résistante d'une section S_u et vérifier qu'elle est supérieure à la sollicitation S produite par les charges appliquées en considérant diverses combinaisons d'actions que nous définirons plus tard.

- **de stabilité de forme** : instabilité élastique due au flambement pour les pièces élancées: Il est alors nécessaire de procéder à des vérifications particulières.

Les états limites ultimes : visent à assurer la sécurité des personnes et de la structure. On distingue trois ELU :

- **STR** : vérification de la résistance et des déformations des différentes parties de la structure ;
- **EQU** : vérification des risques de perte d'équilibre statique ;
- **GEO** : vérification du non-dépassement de la résistance du sol.

2.2.1.2 Etats limites de service

Ils sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité. Il s'agit surtout d'états limites de déformation (instantanée ou différée) et d'ouverture des fissures car il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résiste, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations excessives. Cela pourrait entraîner des désordres dans les revêtements et les cloisons et donc une gêne sérieuse à l'exploitation. Il est donc nécessaire d'effectuer des vérifications portant sur :

- **La limite d'ouverture des fissures** : cela évite la corrosion rapide des aciers et donc augmente la durabilité et la sécurité des ouvrages.
- **La limitation de la compression du béton.**
- **La limite de déformation** : les déformations (flèches par exemple) doivent rester dans des limites admissibles c'est à dire compatibles avec l'utilisation de l'élément.

L'état limite de service est dépassé lorsque les déformations maximales sont dépassées. La méthode de calcul aux états limites est une méthode de calcul semi-probabiliste avec

coefficients de sécurité partiels. On applique des coefficients de sécurité aux valeurs caractéristiques de résistance des matériaux ainsi qu'aux actions qui s'exercent sur la structure.

2.2.2 Actions et sollicitations

2.2.2.1 Actions

1. Définition

Une action est toute cause produisant un état de contraintes dans la construction. Ce sont les forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.) et aux déformations imposées (variations de température, tassements d'appuis, etc.). On distingue [8]:

- **Les actions permanentes** : Elles sont notées **G**, dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite. Nous pouvons citer :
 - ✓ Le poids propre de la structure
 - ✓ Les actions permanentes : (poids des cloisons, revêtements du sol, poids des machines etc.....)
 - ✓ Les poussées des terres ou les pressions des liquides pour les murs de soutènement ou les réservoirs.

Les actions permanentes sont introduites dans les calculs avec leurs valeurs les plus probables (ou moyennes) ; à cet effet, les volumes sont évalués d'après les dimensions prévues sur les dessins d'exécution. Sauf circonstances spéciales, la masse volumique du béton armé est prise égale à 2,5 t/m.

- **Les actions variables** : Elles sont notées **Q** et ont une intensité qui varie de façon importante dans le temps. Nous pouvons citer :
 - ✓ Les charges d'exploitation : charges dues aux poids des utilisateurs ou des matériels utilisés.

- ✓ Les charges climatiques : charges dues au vent et à la neige.
- ✓ Les effets dus à la température : efforts dus à la dilatation.
- **Les actions accidentelles** : Elles sont notées **FA**, provenant de phénomènes rares, tels que séismes ou chocs. Elles comprennent notamment :
 - ✓ Les chocs de véhicule ou de bateaux sur les appuis de ponts,
 - ✓ Les séismes,
 - ✓ Les explosions, les chutes de rochers.

2. Valeurs des actions [4]

La variabilité des actions agissant sur la structure est prise en compte en définissant pour chacune d'elles des valeurs représentatives déterminées par :

- ✓ Les incertitudes résultant de la connaissance imparfaite des données de base ;
- ✓ L'imprécision des calculs ;
- ✓ Les imperfections de l'exécution

2.2.2.2 Sollicitations

1. Définition

Ce sont des forces et moments produits par les actions. Nous avons respectivement l'effort normal (N), l'effort tranchant (T) et le moment fléchissant (M), Le couple de torsion (T). Ces actions sont calculées en utilisant les procédés de la résistance des matériaux [8].

2. Calcul des sollicitations [4]

Les sollicitations sont les efforts calculés à partir des actions par des méthodes appropriées.

a. Notations

On considère les actions suivantes :

- G_{max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables ;
- G_{min} : l'ensemble des actions permanentes favorables ;
- Q_1 : action variable de base ;
- Q_i : autres actions variables d'accompagnement ($i > 1$).

b. Hypothèses et principe de calcul des sollicitations

Une construction peut être soumise à un grand nombre de combinaisons d'actions dont on retiendra le plus défavorables. Il faut donc procéder en deux étapes :

- Etablir les différentes combinaisons d'actions ;
- Rechercher la combinaison d'actions la plus défavorable vis-à-vis de l'état limite étudié.

c. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes de résistance

Les sollicitations à considérer résultent des combinaisons d'actions suivantes :

• **Combinaisons fondamentale (CF):**

$$1,35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1,3\Psi_{2i}Q_i \quad \text{II.1}$$

Où Ψ_{2i} est donné dans le tableau 2.1 ; γ_{Q1} vaut 1,5 dans le cas général et 1,35 dans les cas suivants :

- Les effets de la température sont considérés ;
- Les charges d'exploitation sont étroitement bornées ou de caractère particulier (convois militaires, convois exceptionnels) ;
- Les bâtiments sont agricoles à faible densité d'occupation humaine.

• **Combinaisons d'actions accidentelles (CA) :**

$$1,35G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{11}Q_i + \sum 1,3\Psi_{2i}Q_i \quad \text{II.2}$$

Avec $\Psi_{11}Q_i$ valeur fréquente d'une action variable (Ψ_{11} donné dans le Tableau II. 1) et $\Psi_{2i}Q_i$ valeur quasi permanente d'une autre action variable.

d. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service

Les sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service résultent des combinaisons d'actions suivantes :

• **Combinaisons rares :** $G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i \quad \text{II.3}$

Voici les différents coefficients selon les règles BAEL intervenant dans les combinaisons dans le Tableau 2.1:

ETUDE COMPARATIVE D'UNE DALLE PLEINE ET D'UN PLANCHER A CORPS
CREUX : Cas d'un bâtiment commercial R+2

Tableau 2.1 : Coefficients selon les règles BAEL

Nature des charges		CF en ELS		CA
		Ψ_{0i}	Ψ_{11}	Ψ_{2i}
Charges d'exploitation	Archives	0,90	0,90	0,80
	Parcs de stationnement	0,90	0,75	0,65
	Salles de réunions a place : → Assises → Debout	0,77	0,65	0,40
		0,77	0,75	0,25
	Salles d'exploitation-Halles divers	0,77	0,65	0,25
Autres locaux	0,77	0,75	0,65	
Charges climatiques	Vent (W)	0,77	0,20	0
	Neige (Sn) : → Altitude ≤ à 500 m → Altitude > a 500 m	0,77	0,15	0
		0,77	0,30	0,10
Variation de températures	0,60	0,50	0	

2.2.3 Pré-dimensionnement des éléments structuraux

2.2.3.1 Pré-dimensionnement de poutre en BA

Une poutre peut se définir comme une structure porteuse horizontale dont la section peut avoir différentes formes (rectangulaires, en I ou en Té, ...). Elle reçoit en général des charges verticales qu'elle transmet sur ses appuis. Les poutres sont dimensionnées par rapport aux conditions de la flèche admissible et sont vérifiées par rapport aux prescriptions normatives La Figure II.1 présente une poutre en béton armé isostatique de section rectangulaire (b, h) [12].

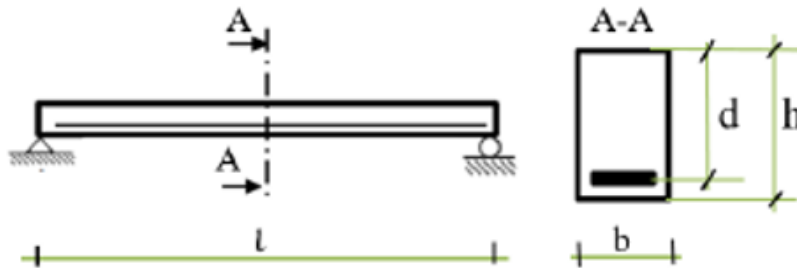


Figure 2.1: Section droite d'une poutre rectangulaire en BA [12]

Avec : h_t = hauteur totale de la poutre ;

b = largeur de la poutre ;

l = la plus grande portée libre entre nus d'appuis ;

d = hauteur utile.

Selon le R.P.A 99(version 2003) l'article : 7.5.1, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 40 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \\ b_{\max} = 1,5 h_t + b \end{array} \right. \quad \text{II.4}$$

$$\text{Selon BAEL 91, le critère de rigidité : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3 h_t \leq b \leq 0,4 h_t \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \\ d = 0,9 h_t \end{array} \right. \quad \text{II.5}$$

2.2.3.2 Pré-dimensionnement des poteaux

On définit les poteaux comme des éléments porteurs verticaux qui reprennent les charges et surcharges des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire de la fondation. Aussi, le rôle des poteaux ne se limite pas au fait d'assurer la reprise des charges verticales, mais également contribuent largement lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des portiques destinés à reprendre les actions horizontales dues aux séismes et aux vents [12]. Dans

ce travail pour le calcul des poteaux, il est question de vérifier l'élancement du poteau avec l'élancement $\lambda < 50$. L'élancement du poteau est trouvé par l'équation :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{où } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{et } L_f = 0,7L_0 \quad \text{II.6}$$

Avec :

λ : L'élancement du poteau

L_f : la longueur de flambement

I : le moment d'inertie du poteau

B : la section du poteau.

i : rayon de giration

L_0 : longueur libre du poteau

Les différents cas de calcul de la longueur de flambement sont présentés à la Figure 2.2.

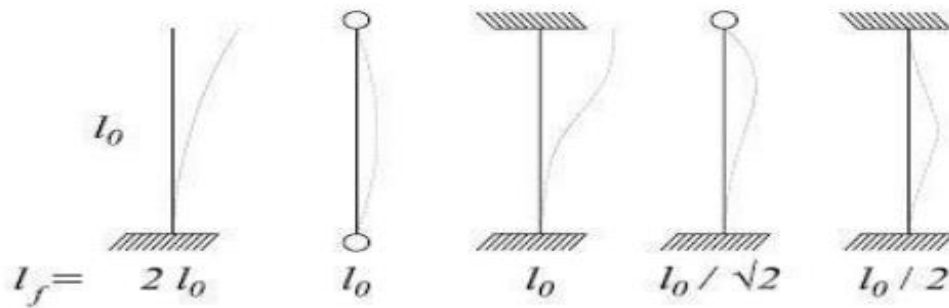


Figure 2.2: longueur de flambement suivant les liaisons [12].

2.2.4 Dimensionnement des planchers

2.2.4.1 Dimensionnement de la dalle pleine

On distingue deux types de dalles pleines: dalle proprement dite et poutre-dalle. Les pré-dimensionnement se fait de la manière suivante:

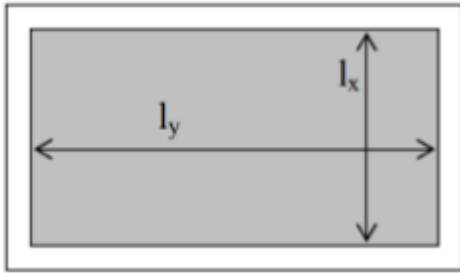


Figure 2.3 : panneau d'un plancher dalle pleine [12].

1. Détermination du sens de la portée de la dalle

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \quad \text{II.7}$$

- Si $\alpha < 0.40$, alors la dalle porte dans un seul sens : le sens de l_x .
- Si $0.4 \leq \alpha \leq 1$, alors la dalle porte dans deux sens : le sens de l_x et de l_y

2. Détermination de l'épaisseur de la dalle

$$\begin{cases} \frac{h_0}{l_x} \geq \frac{1}{20} : \text{panneau isole; } \alpha < 0,4 \\ \frac{h_0}{l_x} \geq \frac{1}{25} : \text{panneau continu; } \alpha < 0,4 \\ \frac{h_0}{l_x} \geq \frac{1}{30} : \text{panneau isole; } \alpha \geq 0,4 \\ \frac{h_0}{l_x} \geq \frac{1}{40} : \text{panneau continu; } \alpha \geq 0,4 \end{cases} \quad \text{II.8}$$

3. Calculer les charges au m^2

Les Charges permanentes : G et les charges d'exploitation : Q

4. Calculer les combinaisons d'actions

• à l'E.L.U $\Rightarrow P_u = 1,35 G + 1,5 Q$ II.9

• à l'E.L.S $\Rightarrow P_{ser} = G + Q$ II.10

5. Calculer les sollicitations

• À l'E.L.U : $M_u = \frac{P_u l^2}{8}$ et $V_u = \frac{P_u l}{2}$ II.11

• À l'E.L.S : $M_{ser} = \frac{P_{ser} l^2}{8}$ II.12

6. Calculer les armatures de la dalle

a) Déterminer la hauteur utile : $d = h - \text{enrobage}$ II.13

(Enrobage = 3 à 6 cm)

b) Calculer le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$ II.14

(M_u en MN.m / m ; b et d en m ; f_{bu} en MPa)

c) Calculer α : si $\mu < 0$, alors $\alpha = 1,25(\sqrt{1 - 2\mu})$ II.15

d) Calculer Z : $Z = d (1 - 0,4 \alpha)$ II.16

e) Calculer la section des armatures porteuses

$$A_s = \frac{M_u}{Z f_s} \quad \text{II.17}$$

(M_u en MN.m / m ; Z en m ; f_s en MPa et A_s en m²/m)

f) Vérifier la condition de non fragilité : $A_s \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b d$ II.18

g) Calculer la section des armatures de répartition : $A_{sr} = \frac{A_s}{4}$ II.19

h) Vérifier la section d'acier vis-à-vis du pourcentage minimal :

$$A_s \geq A_{s \min} = \frac{0,8}{1000} b d \quad \text{et} \quad A_{sr} \geq A_{sr \min} = \frac{0,8}{1000} b d \quad \text{II.20}$$

Pour les aciers feE400.

✓ Espacement des armatures :

▪ Calcul en ELU : cas de fissuration peu nuisible

Sens porteur : $S_{tx} \leq \min (3h; 33 \text{ cm})$ II.21

Sens de répartition : $S_{ty} \leq \min (4h ; 45 \text{ cm})$ II.22

▪ Calcul en ELS : cas de fissuration préjudiciable

Dans les deux sens on a $S_{tx} = S_{ty} \leq \min (2h ; 25 \text{ cm})$ et $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$ II.23

▪ Calcul en ELS : cas de fissuration très préjudiciable

Dans les deux sens on a $S_{tx} = S_{ty} \leq \min (, ; 25 \text{ cm})$ et $\emptyset \geq 8 \text{ mm}$ II.24

Ces calculs sont faits pour **une dalle unidirectionnelle** : $\alpha < 0,40$:Ce type de plancher se calcule comme une poutre de largeur unitaire, de hauteur $h =$ épaisseur de la dalle. Pour ce

faire, on utilisera la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot pour déterminer le moment de continuité.

➤ Pour une dalle bidirectionnelle : $0,4 \leq \alpha \leq 1$

5. Calculer les sollicitations :

• À l'ELU ($v = 0$) : $M_{ux} = \mu_x P_u l_x^2$ et $M_{uy} = \mu_y M_{ux}$ II. 25

• À l'ELS ($v = 0,20$) : $M_{ser,x} = \mu_x P_{ser} l_x^2$ et $M_{ser,y} = \mu_y M_{ser,x}$ II.26

μ_x et μ_y sont donnés dans un tableau en fonction de α et de v .

6. Calculer les armatures de la dalle

a) Déterminer la hauteur utile $d = h - \text{enrobage}$ (enrobage = 3 à 6 cm)

b) Calculer les moments réduits $\mu_x = \frac{M_{ux}}{d^2 b f_{bu}}$; $\mu_y = \frac{M_{uy}}{M_{ux}}$ II.27

(M_{ux} et M_{uy} en MN.m / m ; b et d en m ; f_{bu} en MPa)

c) Calculer α : $\alpha_x = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_x})$; $\alpha_y = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_y})$ II.28

d) Calculer Z : $Z_x = d(1 - 0,4\alpha_x)$; $Z_y = d(1 - 0,4\alpha_y)$ II.29

e) Calculer des sections des armatures

• Armatures parallèles à x : $A_{sx} = \frac{M_{ux}}{Z f_{su}}$ II.30

• Armatures parallèles à y : $A_{sy} = \frac{M_{uy}}{Z f_{su}}$ II.31

f) Vérifier la condition de non fragilité :

$A_{sx} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_c} bd$ et $A_{sy} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_c} bd$ II.32

➤ **Calcul des armatures de chapeaux**

1. Calculer le moment sur appui :

$M_u A_x = ,$; $M_u A_y = 0,15 M_{uy}$ II.33

2. Déterminer la hauteur utile $d = h - \text{enrobage}$ (enrobage = 3 à 6 cm)

3. Calculer le coefficient $\mu = \frac{M_u A}{b d^2 f_{bu}}$ (M_u en MN.m / m ; b et d en m ; f_{bu} en MPa)

4. Calculer α : $\alpha = 1,25(\sqrt{1 - 2\mu})$
5. Calculer Z : $Z = d(1 - 0,4\alpha)$
6. Calculer la section des armatures $A_s = \frac{M_u}{Z f_{su}}$ (M_u en MN.m / m ; Z en m ; f_{su} en MPa et A_s en m²/m) ou bien faire

$$A_{sf_x} = 0,15 A_{sx} \quad ; \quad A_{sf_y} = 0, A_{sy}$$

II.34

➤ **Disposition constructive des armatures**

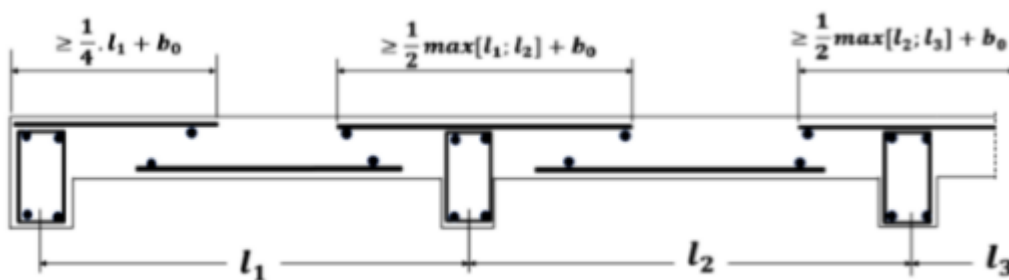


Figure 2.4: disposition constructive des armatures d'une dalle pleine [4]

2.2.4.2 Dimensionnement du plancher à corps creux

1. Plancher à corps creux

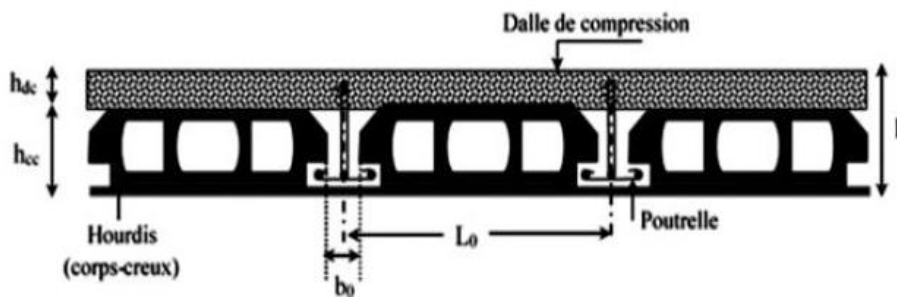


Figure 2.5: coupe transversale d'un plancher à corps creux [4]

Avec :

ETUDE COMPARATIVE D'UNE DALLE PLEINE ET D'UN PLANCHER A CORPS
CREUX : Cas d'un bâtiment commercial R+2

h_{cc} : hauteur du corps creux ;

h_{dc} : hauteur de la dalle de compression ;

b_0 : largeur de la nervure (de 8 à 12cm) ;

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

A. Disposition des poutrelles

Pour la disposition des poutrelles il y a deux critères qui conditionnent le choix du sens de disposition qui sont [14] :

- ✓ **Critère de la petite portée** : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée ;
- ✓ **Critère de continuité** : si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

B. Pré-dimensionnement des planchers a corps creux

Selon les règles du CBA93 (Art : 6.8.4.2.1), le pré-dimensionnement d'un plancher à corps creux se fait par satisfaction de la condition de la flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{II.35}$$

Avec : h_t : hauteur total du plancher $ht = h_{cc} + h_{dc}$;

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

C. Dimensionnement des poutrelles

Ce sont des petites poutres en béton armé formant l'ossature d'un plancher ; elles se calculent à la flexion simple (solidaires avec la dalle de compression).

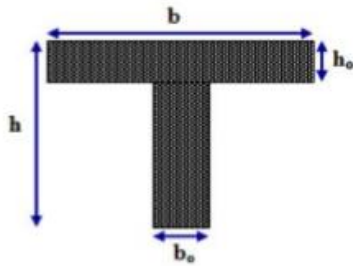


Figure 2.6 : Coupe transversale d'une poutrelle [4]

Avec : h_0 : hauteur de la dalle de compression

h : hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

b_0 : largeur de la nervure ;

b : largeur efficace

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h \quad \text{II.36}$$

Selon le CBA 93(Art 4.1.3), la largeur efficace b est déterminée comme suit :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left[\frac{L_x}{2}, \frac{L_y^{\min}}{10} \right] \quad \text{Ou } b = b_0 + 2 b_1 \quad \text{II.37}$$

Avec : L_x : distance entre nus de deux poutrelles,

L_y^{\min} : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

a Calcul des charges revenant aux poutrelles

Les charges revenant aux poutrelles, se déterminent comme suit :

- A l'ELU : $P_u = (1,35 G + 1,5Q) \times b$ II.38

- A l'ELS : $P_s = (G + Q) \times b$ II.39

Q et G étant respectivement la charge d'exploitation et la charge permanente du plancher.

b Calcul des sollicitations maximales

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues. Le calcul des sollicitations peut se faire soit par la méthode forfaitaire, lorsque les conditions sont vérifiées, autrement par la méthode de Caquot. Le domaine de validité de ces méthodes de calcul est donné au Tableau 2.

Tableau 2.2 : conditions de validité de la méthode

Conditions à satisfaire	Conditions satisfaites	Méthode de calcul	
		Caquot	Forfaitaire
1) Charge d'exploitation $Q \leq \max (2 \times \text{charge permanente } G ; 5000 \text{ N/m}^2)$;	Toutes	Oui	Oui
2) Inertie constante le long de chaque travée ;			
3) Rapport des portées successives compris entre 0.8 et 1.25 ;	Toutes sauf 2 ou 3 ou 4	Oui	Non
4) Fissuration peu préjudiciable.			

➤ **Principe de la méthode forfaitaire**

Le principe de la méthode forfaitaire consiste à évaluer les moments max en travées et sur appuis en fonction de M_0 (moments dans la travée isostatique de référence). Pour chaque travée, on pose :

Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations :

$$\alpha \geq \frac{Q}{Q + G} \quad \text{II.40}$$

M_0 : Le moment fléchissant isostatique de la travée considérée (L entre nus des appuis) :

$$M_0 = \frac{qL^2}{8} \quad \text{II.41}$$

M_w et M_e Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite de la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée en prenant en compte la continuité. On doit avoir :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left\{ \begin{matrix} (1 + 0,3)M_0 \\ 1,05M_0 \end{matrix} \right. \quad \text{II.42}$$

ETUDE COMPARATIVE D'UNE DALLE PLEINE ET D'UN PLANCHER A CORPS
CREUX : Cas d'un bâtiment commercial R+2

➤ Valeurs minimales des moments M_t , M_w et M_e

✚ Poutre à 2 travées

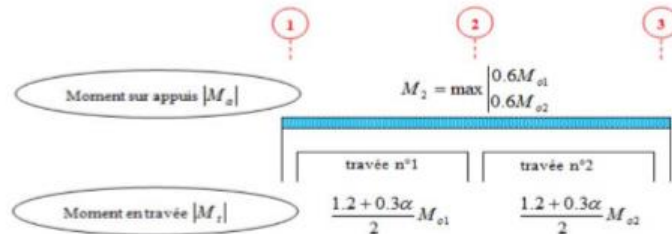


Figure 2.7: poutre à 2 travées

✚ Poutre à plus de 2 travées

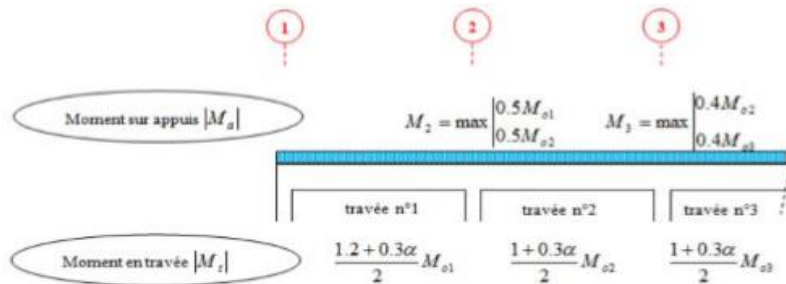


Figure 2.8: Poutre à plus de 2 travées

➤ Effort tranchant

Sur une travée, le moment varie paraboliquement ; le maximum est ainsi à des abscisses a de l'appui gauche (w) et b de l'appui droit (e), avec $L = a + b$.

Les valeurs de l'effort tranchant sur l'appui gauche (w) et sur l'appui droit (e) peuvent être déterminées comme suit :

$$\begin{cases} V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \\ V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b} \end{cases} \quad \text{II.43}$$

Les valeurs de a et b sont déterminées par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \\ b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \end{cases} \quad \text{II.44}$$

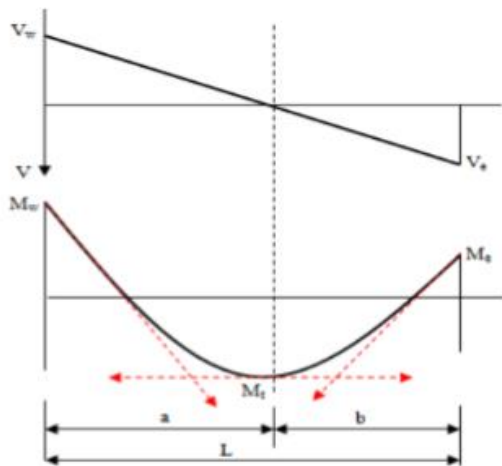


Figure 2.9: diagramme de variation de l'effort tranchant et du moment fléchissant dans une travée

➤ **Méthode Caquot**

Pour une poutre continue sur (n) appuis la méthode des trois moments aboutit un système de (n-1) équations à (n-1) inconnues qui sont les moments sur appuis. La méthode de calcul proposée par Albert Caquot part du postulat que les moments sur appuis sont provoqués par les charges se trouvant sur les travées adjacentes à l'appui considéré.

➤ **Portées de calcul selon Caquot**

Les moments aux nus des appuis sont calculés en tenant en compte uniquement des charges appliquées sur les travées voisines à gauche (w) et à droite (e).

ETUDE COMPARATIVE D'UNE DALLE PLEINE ET D'UN PLANCHER A CORPS
CREUX : Cas d'un bâtiment commercial R+2

On détache de chaque côté des appuis des travées fictives de longueur l'_w et l'_e .

- ✓ l'_w ou $l'_e = 0,8.l_i$ pour les travées intermédiaires ;
- ✓ l'_w ou $l'_e = l_i$ pour les travées de rives.

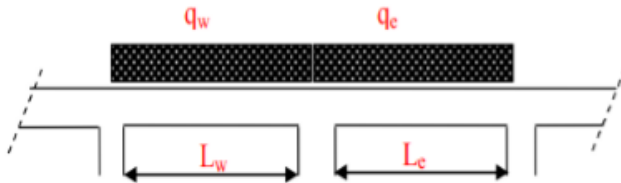


Figure 2.10: charge-portée de gauche et de droite

➤ **Moment en appuis, effort tranchant et moment fléchissant maximal en travée**

Le moment sur l'appui (calculer en valeur absolue) est exprimé par l'expression suivante :

$$M_q = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} \quad \text{II.45}$$

L'effort tranchant est calculé en considérant la travée réelle (de portée l et non l') par :

$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w + M_e}{L} - \frac{qL}{2} \\ V_e = V_w + qL \end{cases} \quad \text{II.46}$$

Le moment fléchissant maximal en travée (en valeur absolue) est donné par :

$$\begin{cases} x_0 = \frac{-V_w}{q} \\ M_t = M_w - V_w x_0 - \frac{q x_0^2}{2} \end{cases} \quad \text{II.47}$$

c Ferrailage des poutrelles : section en T

ETUDE COMPARATIVE D'UNE DALLE PLEINE ET D'UN PLANCHER A CORPS
CREUX : Cas d'un bâtiment commercial R+2

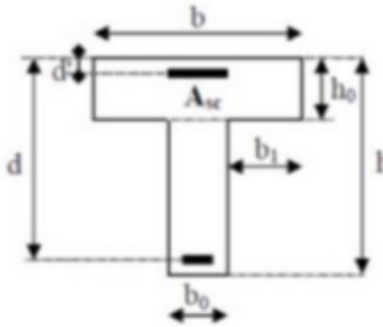


Figure 2.11: section en T

✚ **Armatures tendues**

✓ Données : M_u ; b ; b_0 ; d ; h_0 ; f_{c28} ; f_c ; γ_b ; γ_s .

✓ Moment

$$M_t = \mu_0 b d^2 f_{bc} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{II.48}$$

✓ Moment fictif

$$M_{u2} = M_u - (b - b_0) h_0 f_{bc} \left(d - \frac{h}{2}\right) \quad \text{II.49}$$

✓ Coefficients

$$\mu_2 = \frac{M_{u2}}{b_0 d^2 f_{bc}} \quad \text{et} \quad \alpha_2 = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_2}) \quad \text{II.50}$$

✓ Section d'armatures longitudinales

○ Si $\mu_2 < \mu_{lim}$, alors on a : $A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ II.51

○ Si $\mu_2 > \mu_{lim}$, alors on a : II.52

$$\text{- Pour les aciers } f_c \text{ E 400: } \begin{cases} A'_s = \frac{[(b-b_0)h_0 \cdot (d - \frac{h_0}{2}) + 0,391 \cdot b_0 \cdot d^2] f_{bc}}{348 \cdot (d-d')} \\ A_s = A'_s + [(b - b_0)h_0 + 0,534 db_0] \frac{f_{bc}}{348} \end{cases}$$

$$\text{- Pour les aciers } f_c \text{ E 500: } \begin{cases} A'_s = \frac{[(b-b_0)h_0 \cdot (d - \frac{h_0}{2}) + 0,371 \cdot b_0 \cdot d^2] f_{bc}}{348 \cdot (d-d')} \\ A_s = A'_s + [(b - b_0)h_0 + 0,493 db_0] \frac{f_{bc}}{435} \end{cases}$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b_0 h}{1000} ; 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \quad \text{II.53}$$

✓ **Armatures transversales**

Selon BAEL 91/M99 (Art : 5.1.2.2), la section des armatures transversales est donnée par :

$$\Phi_t \geq \min \left\{ \Phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right\} \quad \text{II.54}$$

Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{0,8 f_e \Phi_t}{b_0 \tau_t} ; 0,9 d ; 40 \text{ cm} \right\} \quad \text{II.55}$$

Avec $\tau_t = \tau_u - \tau_0 \geq 0,32$; $\tau_0 = 0,3 f_{tj}^* k$; $f_{tj}^* = \min\{f_{tj} ; 3,3 \text{ MPa}\}$ et k varie en fonction du type de sollicitation et de la nature de la surface de reprise de bétonnage s'il en existe : $k = 1$ pour le cas de flexion simple et sans reprise de bétonnage.

✓ **Vérification**

i. Vérification à l'ELU

○ Contrainte tangentielle conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad \text{II.56}$

○ Vérification du risque de rupture par cisaillement : armatures à 90°

- Pour une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{II.57}$$

- Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{II.58}$$

○ Vérification de la compression du béton : pour les appuis de rives et intermédiaires : a

$$= \min (a' ; 0,9d) , \text{ alors } V_u \leq 0,4 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} a b_0 \quad \text{II.59}$$

○ Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

ETUDE COMPARATIVE D'UNE DALLE PLEINE ET D'UN PLANCHER A CORPS
CREUX : Cas d'un bâtiment commercial R+2

$$\text{Appuis de rive : } A_s \geq \frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{II.60}$$

$$\text{Appuis intermédiaire : } A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{II.61}$$

- Vérification de la liaison de la table de compression à la nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u \frac{(b-b_0)}{2}}{Z b h_0} \leq \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \text{ Avec } Z = 0,9d \quad \text{II.62}$$

ii. Vérification à l'ELS

On distingue la vérification des contraintes (contrainte limite de compression du béton, contrainte limite de traction des aciers) et la vérification de la déformation (flèche).

- **Contrainte limite de compression du béton:**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y \leq \sigma_{bc}^- = 0,6f_{cj} \quad \text{II.63}$$

- **Contraintes limites de traction des aciers :**

- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = 15 K \cdot (d - y) \leq \sigma_s^- = \xi = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right\} \quad \text{II.64}$$

$\eta = 1$ pour les ronds lisses et les treillis soudés et $\eta = 1,6$ pour les hautes adhérences.

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = 15 K \cdot (d - y) \leq \sigma_s^- = 0,8 \xi \quad \text{II.65}$$

Avec : $K = \frac{M_{ser}}{I}$ ou I = moment d'inertie.

- **Vérification de la déformation**

D'après le CBA (Art : B.6.8.4.2.4), on vérifie la flèche comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \geq \frac{3,6}{f_e} \end{array} \right. \quad \text{II.66}$$

ETUDE COMPARATIVE D'UNE DALLE PLEINE ET D'UN PLANCHER A CORPS
CREUX : Cas d'un bâtiment commercial R+2

Si l'une des conditions ci-dessus n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

- f_{gv} et f_{gi} : flèche différée et instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées sur l'élément.
- f_{ji} : flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- f_{pi} : flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.

La flèche totale à comparer à la flèche admissible vaut :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{ji} \leq f^- \quad \text{II.67}$$

Avec :

- ❖ La flèche admissible donnée par : $f^- = \frac{L}{500}$ pour $L \leq 5\text{m}$ et $f^- = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{500}$ pour $L > 5\text{m}$

- ❖ Les flèches dues aux charges instantanées : $f_i = \frac{M L^2}{10 E_i I_{fi}}$

Où $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$ et $I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i}$ avec $\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho (2 + 3 \frac{b_0}{b})}$ et $\mu_i = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho \sigma_{si} + f_{t28}}$

- ❖ Les flèches dues aux charges différées : $f_v = \frac{M L^2}{10 E_v I_{fv}}$

Où $E_v = \frac{E_i}{3}$ et $I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i}$ avec $\lambda_v = 0,4 \lambda_i$ et $\mu_v = \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho \sigma_{sv} + f_{t28}}$

- L : Longueur de la travée
- ρ : Le « pourcentage » ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure donné par $\rho = \frac{A}{b_0 d}$;
- b_0 et b : respectivement largeur de la nervure et largeur de la table de compression ;
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène ;
- f_{t28} : résistance caractéristique du béton à la traction en MPa ;

- σ_s : contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considérée ;
$$\sigma_s = \frac{15 M}{I_0} (d - y) \quad \text{II.68}$$
- M : moment de service maximal dans la travée.
 - o **Position de l'axe neutre pour une section en T**

Le moment d'inertie I et la cote de l'axe neutre v' se calculent par les formules qui suivent

$$[14]: \quad I = \frac{b_0 h^3}{3} + \frac{(b-b_0)h^3}{3} - Bv'^2 \quad \text{II.69}$$

Avec : $b = b_0 h + (b - b_0)h_0$ et $v' = \frac{1}{28}(b_0 h^2 + (b - b_0)h^2)$

2.3 Etude des performances thermiques et acoustiques

Le confort dans un bâtiment dépend de plusieurs paramètres parmi lesquels figurent aussi l'isolation acoustique et l'isolation thermique.

2.3.1 Isolation acoustique [16]

C'est l'ensemble des dispositions prises pour réduire la transmission de l'énergie acoustique depuis les sources qui la produisent jusqu'aux lieux à protéger. Autrement dit, l'isolation acoustique du bâtiment permet la protection des bruits intérieurs et extérieurs.

Les bruits sont des sons gênants. Ce sont des signaux nuisibles à l'être humain, gênant son activité normale. Il est notamment, un mélange de sons, de plusieurs fréquences, de plusieurs niveaux. On distingue :

- ❖ **Les bruits aériens**: ce sont les bruits qui se produisent et se propagent dans l'air.
- ❖ **Les bruits solidiens** : ce sont les bruits qui se produisent par les chocs entre un corps rigide et la construction du bâtiment. Ce type de bruit se propage dans la matière.

L'énergie acoustique en chaleur. Il est à mentionnée que les matériaux poreux sont plus importants aux fréquences aiguës qu'aux fréquences basses.

2.3.1.1 Indice d'affaiblissement acoustique

Tous les matériaux de construction transmettent le son. La paroi séparative (entre les locaux) est caractérisée par un indice d'affaiblissement acoustique R. Ce dernier caractérise l'aptitude d'une paroi à affaiblir la transmission du bruit.

i. Loi expérimentale de masse

Les mesures de l'indice d'affaiblissement acoustique R d'une paroi montrent que les parois lourdes ont un indice R élevé. En effet, l'indice R augmente 4dB, en doublant la masse de la paroi. Par contre, le R diminue de 4dB chaque fois que la paroi est divisée en deux. La connaissance des dimensions et de la densité (masse volumique kg/m^3) nous permet de calculer la masse de la paroi. En augmentant la masse surfacique d'une paroi (la masse par unité de surface), nous augmentons le R.

ii. Loi expérimentale de fréquence

Les mesures de l'indice d'affaiblissement acoustique R d'une paroi expérimentale montrent que plus la fréquence de l'onde incidente est élevée, plus l'indice R doit être élevé. En fonction du type de bruit d'émission (rose ou routier), les valeurs de l'indice d'affaiblissement acoustique pour chaque masse surfacique est comme suit :

❖ Le bruit rose

Pour une masse surfacique $50 \leq m_s < 150 \text{ kg/m}^2$: $(R_w + C) = (17 \log m_s) + 3 \text{ dB}$ II.70

Pour une masse surfacique $150 \leq m_s \leq 700 \text{ kg/m}^2$: $(R_w + C) = (40 \log m_s) - 47 \text{ dB}$

Pour une masse surfacique $> 700 \text{ kg/m}^2$: $(R_w + C) = 67 \text{ dB}$

❖ Le bruit routier

Pour une masse surfacique $50 \leq m_s < 150 \text{ kg/m}^2$: $(R_w + C) = (13 \log m_s) + 9 \text{ dB}$ II.71

Pour une masse surfacique $150 \leq m_s \leq 670 \text{ kg/m}^2$: $(R_w + C) = (40 \log m_s) - 50 \text{ dB}$

Pour une masse surfacique $> 700 \text{ kg/m}^2$: $(R_w + C) = 63 \text{ dB}$

2.3.1.2 Isolation acoustique de paroi séparative horizontale

Un plancher peut être assimilé à une paroi simple ou double. Dans ce cas les performances acoustiques peuvent être évaluées par l'application de la loi de masse, le calcul des fréquences de résonance f_{pq} et le calcul de la fréquence critique f_c .

Pour calculer la fréquence de résonance, on utilise la formule suivante :

$$f_{pq} = k_i h c_t \left(\frac{p^2}{a^2} + \frac{q^2}{b^2} \right) \quad \text{II.72}$$

p : nombre de ventres développés sur la longueur de la dalle

q : nombre de ventres développés sur la largeur de la dalle

k_i : Coefficient représentatif du mode d'attache de la dalle ($1.57 < k_i < 3.14$)

c_t : vitesse de propagation longitudinale dans le matériau (m/s)

a : longueur de la dalle (m) ; **h** : épaisseur de la dalle (m) et **b** : largeur de la dalle (m)

La première fréquence de résonance correspond à : **p = q = 1**

On appelle **la fréquence critique f_c** , est la fréquence dans laquelle la paroi présente un défaut d'isolement (la chute de R). Ceci dépend de l'épaisseur et de la nature du matériau utilisé, elle peut être variée entre 3 à 10 dB.

2.3.1.3 Paroi double

La réalisation d'un plafond suspendu permet de masquer les défauts de l'isolement aux bruits aériens d'une dalle simple. A l'instar de la paroi verticale double, ce procédé génère une fréquence de résonance imposée par le système masse-ressort.

$$f_0 = 60 \sqrt{\left(\frac{1}{d}\right) \left(\frac{1}{m_1} + \frac{1}{m_2}\right)} \quad \text{II.73}$$

Avec : **f₀** = Fréquence de résonance due au couplage de la lame d'air ; **m₁** = Masse surfacique de la dalle (kg/m^2) ; **m₂** = Masse surfacique du plafond (kg/m^2) ; **d** = distance séparant les deux parois (m).

2.3.2 Isolation thermique

Le confort thermique appelé aussi confort hygrothermique, est une notion difficile à cerner car il est subjectif. Il dépend d'une personne à l'autre et d'une situation à l'autre. Mesurer ce confort hygrothermique revient à calculer la moyenne entre la température de l'air et celle des surfaces des parois. Cette moyenne est appelée température opérative.

$$t_0 = \frac{t_{mr} + t_a}{2} \quad \text{II.74}$$

t_{mr} : Température des surfaces des parois et t_a : Température de l'air

2.3.2.1 Résistance thermique

Il est conseillé d'augmenter la **résistance thermique** des parois en combinant correctement ses matériaux constitutifs. On entend par **résistance thermique R**, la capacité d'un matériau à résister au froid ou au chaud. R est le critère d'évaluation de la performance d'un isolant, plus R est élevé, plus le matériau est isolant. Elle dépend de la conductivité ou lambda du matériau isolant et de son épaisseur.

$$R = \frac{e}{\lambda} \quad \text{II.75}$$

2.3.2.2 Inertie thermique

L'**inertie thermique** est la capacité d'un bâtiment à stocker la chaleur ou la fraîcheur et les restituer aux moments opportuns. La chaleur est restituée dès que la température de l'air environnant est plus basse que celle de la surface du matériau (par convection) ou dès que la température de surface d'objets avoisinants descend en-dessous de celle de la paroi en question (par rayonnement).

L'inertie thermique est une caractéristique très importante pour garantir un bon confort notamment en été, c'est-à-dire pour éviter les surchauffes.

Plus l'inertie du bâtiment est forte, plus il se réchauffe et se refroidit lentement. Le béton est un matériau à forte inertie thermique.

L'inertie thermique d'un matériau est évaluée à l'aide de deux paramètres suivants :

❖ La diffusivité : $D = \frac{\lambda}{\rho' \times c}$ (en m²/s) II.76

❖ L'effusivité : $E = \sqrt{\lambda \times \rho' \times c}$ (en J/Km²S^{1/2}) II.77

Avec ρ' = masse volumique du matériau (en kg/m³) et C = capacité thermique massique du matériau (en J/Kg K). Pour le béton $C = 0,84 \frac{KJ}{Kg \text{ } ^\circ C} = 3,1 \frac{J}{Kg K}$

Pour éviter les surchauffes, on doit avoir des matériaux ayant des caractéristiques suivantes :

- ❖ Une faible diffusivité pour que l'échange d'énergie thermique entre le climat extérieur et le climat intérieur se fasse le plus lentement possible (inertie en transmission).
- ❖ Une forte effusivité thermique pour que le mur stocke au maximum la fraîcheur dans les éléments en contact avec l'intérieur du bâtiment (inertie par absorption).

2.4 Présentation du logiciel robot structural analysis

Le logiciel Robot Structural Analysis Professional propose aux ingénieurs structure des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction. Ce logiciel d'analyse structurelle offre un flux de travail plus fluide et une meilleure interopérabilité avec le logiciel Autodesk Revit Structure afin d'étendre le processus de maquette numérique intelligente du bâtiment (BIM). Processus, permettant aux ingénieurs d'exécuter rapidement des analyses et des simulations détaillées de nombreuses structures [17].

2.5 Etude économique

Nous allons faire l'analyse des dépenses et l'estimation par l'intermédiaire de sous détails de prix.

2.5.1 Analyse des dépenses [18]

- **Les déboursés secs (DS)** : Ce sont des dépenses de

- Main d'œuvre productive : salaires, heures, supplémentaires, primes, charges.
- Matériaux : consommation, transport, déchargement, pertes, chutes,...
- Matières consommables : huile de démoulage, fil à ligature,...
- Matériels spécifiques : amortissement, location, entretien, conducteur d'engin,...
- **Les frais de chantier (FC)** : Ce sont des frais imputables à un ouvrage donné, mais ne pouvant pas affecté à un ouvrage élémentaire précis :
 - des frais d'encadrement et de personnel non directement productif (conducteur de travaux, chef de chantier, géomètre, Mousse...)
 - des frais de matériel non directement affectable à un ouvrage élémentaire donné (grue, centrale à béton, vibreur, bungalows...)
 - des frais d'installation de chantier
 - des frais complémentaires de chantier: dépenses relatives à la sécurité du personnel, frais de bureau, frais de papeterie, reprographie
- **Le coût de production (CP) ou déboursé total (DT)** : il représente l'ensemble des dépenses exigées pour la seule mise en œuvre.

$$\mathbf{CP = DT = DS + FC} \quad \text{II.78}$$

- **Les frais d'opération (Fop)** : frais de représentation, frais de dossiers, frais d'assurances ou de consultations spécialisées liés à l'opération
- **Le coût direct (CD)** : Il représente l'ensemble des dépenses produites par l'exécution des travaux sur le chantier. $\mathbf{CD = DS + FC + Fop}$ II.79
- **Les frais généraux (FG)** : Ce sont les frais nécessaires au bon fonctionnement général de l'entreprise (frais d'étude, frais d'exploitation, frais de siège).
- **Le coût de revient (CR)** : Le prix de revient prévisionnel représente le coût total, toutes dépenses confondues, pour un ouvrage élémentaire ou pour un ouvrage complet.

$$\mathbf{CR = DS + FC + Fop + FG} \quad \text{II.80}$$

- **Notion de prix de vente**

Les Prix de Vente Hors Taxes (PVHT) sont obtenus à partir des coûts de revient prévisionnels (CR) auxquels on ajoute la " marge bénéficiaire ".

$$\text{Marge bénéficiaire} = \text{bénéfice} + \text{aléas. (B - A)}$$

Les aléas sont une provision financière pour faire aux imprévus lors de l'exécution des travaux (arrêts de travail, rupture d'approvisionnement, reprises de malfaçons, finitions complémentaires, etc.) et **le bénéfice** constitue la marge que l'entreprise désire réaliser. Il assure la rémunération du capital et permet d'investir à nouveau.'

➤ **Coefficient de PVHT (K)**

Un PVHT est constitué des éléments suivants :

- Déboursé sec (DS) : **30 à 60 %**
- Frais de chantier (FC) calculés en % des (DS) : **15 à 25%**
- Frais d'opérations (Fop) connus en valeur ou exprimés en % du PVHT : **0 à 10%.**
- Frais généraux (FG) calculés en % du PVHT : **20 à 30%.**
- Bénéfice (B) et aléas (A) : **0 à 5%.**
- Le coefficient de prix de vente K représente l'ensemble des frais que l'on applique au DS pour obtenir le PVHT : **$K \times DS = PVHT$**

2.5.2 Estimation par l'intermédiaire de sous-détails de prix

La méthode consiste à expliciter dans un "sous détail de prix" les différentes dépenses à prendre en compte pour le coût après les avoir classées en 2 catégories :

- ❖ Celles directement liées à la production (déboursés secs),
- ❖ Celles indirectement rattachées à la production (frais de chantier et frais généraux)

Cette méthode présente les avantages suivants :

- Estimation réaliste, offre précise,
- Adaptation aux particularités de l'ouvrage,
- Prise en compte des moyens de l'entreprise,

- Utilisation possible en vue de la préparation de chantier (Planning, Approvisionnements, etc.)
- Utilisation possible pour le contrôle budgétaire (Temps passés, Consommation, etc.)
- Applicable à tous les types de travaux.

Les inconvénients de cette méthode sont :

- Calculs longs et fastidieux sauf si bonne organisation interne ou informatisation.

2.6 Analyse du temps d'exécution

L'estimation de la durée d'exécution de chaque tâche est essentielle pour évaluer le temps nécessaire à la réalisation d'un projet [19]. Cette durée dépend :

- De la quantité de travail
- Du temps unitaire d'exécution des tâches élémentaires
- De l'effectif à mettre à disposition et
- Des moyens matériels dont dispose l'entreprise

La durée d'exécution est donnée par la formule suivante :

$$\text{Duree d'execution} = \frac{\text{Quantite a realiser} \times \text{Temps unitaire}}{\text{Effectif de l'equipe} \times \text{temps de travail par jour}} = \frac{\text{CH}}{N \times T_{tr/j}} \quad \text{II.81}$$

Avec CH : Crédit Heure ; N : Nombres d'ouvriers

- **Le temps unitaire TU** d'exécution est le temps théorique nécessaire mis par un ouvrier moyen pour réaliser à lui seul une unité d'ouvrage élémentaire. Le temps unitaire est une donnée que chaque entreprise établit par expérience des chantiers passés ou par analogie.

$$\text{TU} = \frac{\text{Duree mis par un seul ouvrier}}{\text{Quantite}} = \frac{N \times t}{Q} \quad \text{II.82}$$

Avec t : Temps de travail nécessaire pour réaliser la quantité Q ; souvent égal à 8h/jour.

- **Crédit d'heures CH**, dénommé aussi budget d'heures, représente le nombre d'heures nécessaire pour réaliser une taches élémentaire ou un ouvrage.

$$\mathbf{CH = Q \times TU} \qquad \text{II.83}$$

Avec Q : Quantité à réaliser

2.7 Conclusion

Ce chapitre présente les méthodes de calcul de pré-dimensionnement et de dimensionnement de la dalle pleine et du plancher à corps creux ainsi que des éléments structuraux portant celles-ci suivant les normes BAEL 91 modifié 99. L'étude économique qui consiste à déterminer le coût de deux types de plancher, l'analyse de temps d'exécution. Le calcul est réalisé à partir du logiciel robot structural analysis.

Chapitre 3. PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS

3.1. Présentation du projet

Notre étude comparative entre la dalle pleine et le plancher à corps creux sera porté sur un bâtiment R+2 à usage commercial avec terrasse de couverture inaccessible.

3.1.1. Description de l'ouvrage

Ce bâtiment est structuré de la manière suivante :

- ✚ La hauteur sous plancher entre les différents niveaux du bâtiment est de 3,6 m ;
- ✚ La durée d'application des charges est supérieure à 24heures soit $\theta=1$;
- ✚ Longueur principale : 30m ;
- ✚ Largeur principale : 25m ;
- ✚ Dimension panneau de plancher : 5 x 6 m²

3.1.2. Plan structural

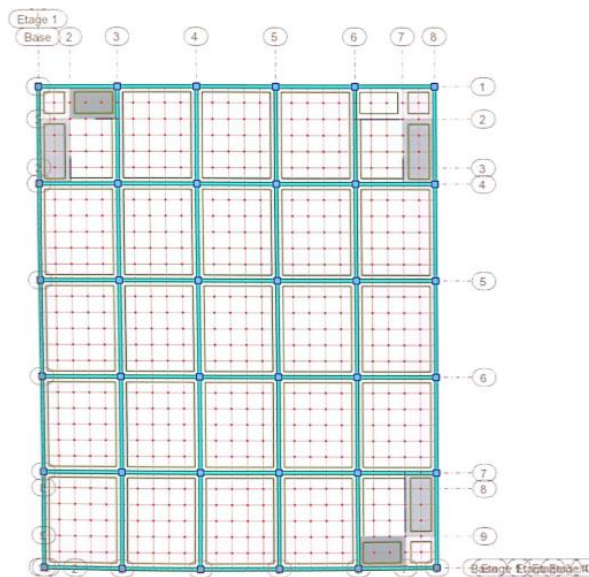


Figure 3.1: vue en plan de la structure

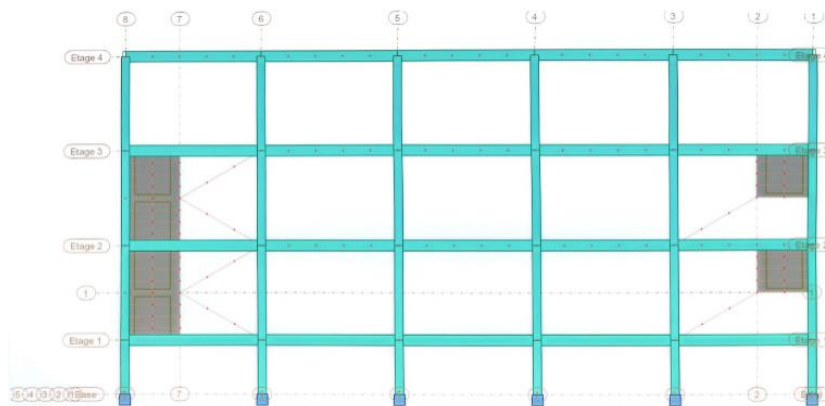


Figure 3.2: vue en élévation du plan de la structure

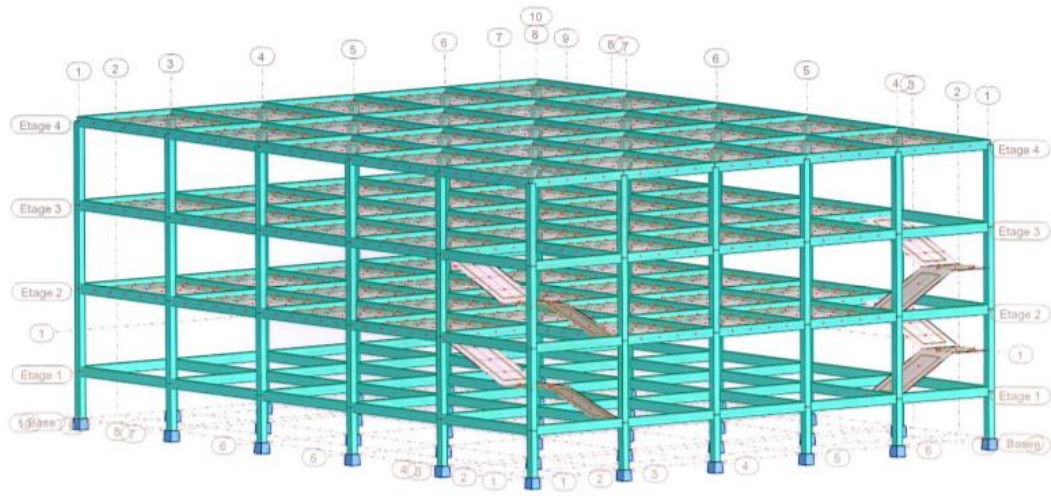


Figure 3.3: vue en 3D du plan structural

3.1.3. Hypothèses de calculs

L'objectif de ce point est de présenter les principales caractéristiques des matériaux qui nous aideront dans le calcul de dimensionnement de planchers en étude.

- 1 **Charges permanentes** : pour le BA, le poids volumique est $\gamma_{BA} = 25 \text{ KN/m}^3$ et pour les hourdis, le poids surfacique est $\gamma_{hourdis} = 3,3 \text{ KN/m}^2$. le poids surfacique du revêtement est $\gamma_{revêtement} = 2,37 \text{ KN/m}^2$
- 2 **Charges d'exploitation** : nous prenons la moyenne $q = 4,5 \text{ KN/m}^2$
- 3 **Le béton**
 - ✓ Résistance à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
 - ✓ Résistance à la traction : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
 - ✓ Le coefficient partiel de sécurité pour le béton $\gamma_b = 1,5$

✓ La contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \sigma_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$ en combinaisons fondamentales et $f_{bu} = 18,5 \text{ MPa}$ en combinaisons accidentelles.

4 Les aciers : ce sont les HA pour les poteaux, les poutres, la dalle pleine, les poutrelles et les treillis soudés pour la dalle de compression. Les caractéristiques des aciers :

✚ Limite d'élasticité : $f_e = 500 \text{ MPa}$

✚ Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1,15$

✚ Déformation des aciers : $\varepsilon_s = 2,17 \cdot 10^{-3}$. cette valeur est obtenue à partir de la formule suivante : $\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$ où $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$ et $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,78 \text{ MPa} = f_{su}$

3.2. Analyse statique

Dans cette partie, nous allons pré-dimensionner avec des sections choisies selon les préconisations du RPA99V2003 et du BAEL et faire le dimensionner les éléments de la structure.

3.2.1. Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Le pré-dimensionnement des éléments porteurs d'une structure est une étape essentielle dans un projet de civil. Cette étape représente le point de départ et de base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

3.2.1.1. Dalle pleine

Hypothèse : notre plancher est une dalle continue sur 4 appuis dont chaque panneau est une dalle rectangulaire. Nos panneaux sont identiques avec les dimensions suivantes : $l_x = 5 \text{ m}$ et $l_y = 6 \text{ m}$.

❖ $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5 \text{ m}}{6 \text{ m}} = 0,833$, comme $0,4 \leq 0,833 \leq 1$, alors la dalle porte dans deux directions.

- ❖ Epaisseur : selon l'équation II.8, l'épaisseur de la dalle $h_0 = \frac{l_x}{40} = \frac{500}{40}$ alors $h \geq 12,5$ cm et selon la condition d'isolation acoustique $h \geq 16$ cm.

Nous adoptons $h = 20$ cm

3.2.1.2. Plancher à corps creux

Le pré-dimensionnement du plancher à hourdis consiste à trouver les dimensions des poutrelles, celles des hourdis et l'épaisseur de la dalle de compression.

Selon le critère de la petite portée, la longueur des poutrelles correspond à la longueur $l_{\max} = l_x = 5$ m.

Epaisseur totale du plancher à hourdis : selon l'équation II.35, ce type de plancher doit satisfaire la condition : $h_t \geq \frac{l_{\max}}{22,5} = \frac{500}{22,5}$ alors $h_t \geq 22,22$ cm.

Nous adoptons un plancher d'une épaisseur de $e_p = 24$ cm. Plancher a corps creux de type (20+4).

Telle que : 20 cm épaisseur du corps creux et 4 cm de dalle de compression.

3.2.1.3. Poutres

Hypothèse : Nous calculerons les poutres principales, le résultat sera uniformisé sur l'ensemble de la structure. La longueur considérée est 6 m.

Selon l'équation II.5 :

- ✚ Hauteur totale : $\frac{600}{15} \leq h_t \leq \frac{600}{10}$ alors $40 \text{ cm} \leq h_t \leq 60 \text{ cm}$. Nous prenons $h = 60$ cm.
- ✚ Largeur : $0,3 h_t \leq b \leq 0,4 h_t$ alors $12 \text{ cm} \leq b \leq 16 \text{ cm}$. Nous prenons $b = 40$ cm.
- ✚ Hauteur utile : $d = 0,9 h_t = 0,9 \times 60 \text{ cm} = 54 \text{ cm}$

Vérification selon RPA, l'équation II.4 :

- ✚ $b \geq 20 \text{ cm}$
- ✚ $h \geq 40 \text{ cm}$
- ✚ $\frac{h}{b} = \frac{60}{40} = 1,5 < 4 \text{ cm}$

Condition vérifiée

Pour les poutres, nous adoptons une section de 40 cm x 60 cm.

3.2.1.4. Poutrelles

L'équation II.37, la largeur de la poutrelle est égale a : $b = b_0 + 2 b_1$

✚ Distance entre axe de deux poutrelles : $b = 65$ cm

✚ On sait que $h = 24$ cm $\Rightarrow 0,4 h \leq b_0 \leq 0,6 h$ d'après l'équation II.36

$$\Rightarrow 0,4.24 \leq b_0 \leq 0,6.24 \Rightarrow 9,6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 14,4 \text{ cm} \quad \text{D'où } b_0 = 12 \text{ cm}$$

✚ Distance entre nus de deux poutrelles : $L_0 = b - b_0 = 65 - 12 = 53$ cm

✚ $b_1 = b - b_0/2 = 26,5$ cm

Nous prenons la largeur efficace $b = 65$ cm, la nervure $b_0 = 12$ cm.

3.2.1.5. Poteaux

Hypothèse : les calculs sont faits pour le poteau le plus chargé au rez-de-chaussée se trouvant à l'intérieur du bâtiment et les valeurs obtenues seront uniformisées à tous les autres poteaux.

✚ Pour la dalle pleine

Nous prenons une section du poteau de (40×40) cm², nous allons vérifier l'élançement du poteau avec l'équation II.6 :

$$\lambda < 50, \text{ calculé par } \lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } I = \frac{bh^3}{12}$$

On a : $I = 213\,333,3333$ cm⁴ et $B = 40 \times 40 = 1600$ cm², ce qui donne $i = 11,55$ cm

$$L_f = 0,7 L_0$$

L'élançement pour $L = 3,6$ m est alors $\lambda = 21,82 < 50$ donc on adopte la section du poteau de (40×40) cm².

✚ Pour le plancher a corps creux

Nous prenons une section du poteau de (30×30) cm², nous allons vérifier l'élançement du poteau :

$$\lambda < 50, \text{ calculé par } \lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } I = \frac{bh^3}{12}$$

On a : $I = 67\,500\text{ cm}^4$ et $B = 30 \times 30 = 900\text{ cm}^2$, ce qui donne $i = 8,66\text{ cm}$

$$L_f = 0,7 L_0$$

L'élanement pour $L = 3,6\text{m}$ est alors $\lambda = 29,09 < 50$ donc on adopte la section du poteau de $(30 \times 30)\text{ cm}^2$.

3.2.2. Dimensionnement de la dalle pleine

3.2.2.1. Calcul des charges

L'épaisseur de la dalle $h = 20\text{ cm}$

➤ La charge permanente :

$$G = G_{\text{dalle}} + G_{\text{revêtement}} = h \cdot 25\text{ KN/m}^3 + 2,37\text{ KN/m}^2 = 7,37\text{ KN/m}^2$$

➤ La charge d'exploitation : $Q = 4,5\text{ KN/m}^2$

3.2.2.2. Combinaison des charges

D'après l'équation II.9 et II.10, nous avons :

- A L'ELU $\Rightarrow P_u = 1,35 G + 1,5 Q = 16,6995\text{ KN/m}^2$
- A L'ELS $\Rightarrow P_{\text{ser}} = G + Q = 11,87\text{ KN/m}^2$

3.2.2.3. Calcul des coefficients et sollicitations

Les expressions du moment fléchissant développées au centre du panneau simplement appuyé suivant les directions de x et y sont trouvées à l'aide de l'équation II.25. Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\alpha = 0,833$

L'annexe donne :

- à l'ELU ($v = 0$) $\Rightarrow \mu_x = 0,0531$ et $\mu_y = 0,649$

$$\text{On a alors : } M_{ux} = \mu_x P_u l_x^2 = 22,17\text{ KNm} \text{ et } M_{uy} = \mu_y M_{ux} = 14,39\text{ KNm}$$

- à l'ELS ($v = 0,20$) $\Rightarrow \mu_x = 0,0600$ et $\mu_y = 0,750$

$$\text{On a alors : } M_{\text{servx}} = \mu_x P_{\text{ser}} l_x^2 = 17,805\text{ KMm} \text{ et } M_{\text{servy}} = \mu_y M_{\text{servx}} = 13,35\text{ KNm}$$

L'équation II.27 donne les coefficients : $\mu_x = \frac{M_{ux}}{d^2 b f_{bu}} = 0,092$ et $\mu_y = \mu_x \frac{M_{uy}}{M_{ux}} = 0,060$

D'après l'équation II.28, on a :

$$\alpha_x = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_x}) = 0,1208 \text{ et } \alpha_y = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_y}) = 0,0774$$

L'équation II.29 donne : $Z_x = d (1 - 0,4\alpha_x) = 12,37 \text{ cm}$ et $Z_y = d (1 - 0,4\alpha_y) = 12,60 \text{ cm}$.

3.2.2.4. Détermination des sections d'armatures

❖ En travée

Les équations II.30 et II.31 donnent les sections d'armatures :

$$A_{sx} = \frac{M_{ux}}{Z f_{su}} = 4,12 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ et } A_{sy} = \frac{M_{uy}}{Z f_u} = 2,63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

❖ Sur appuis

D'après l'équation II.33, le moment sur appuis est :

$$M_u A_x = 0,15 M_{ux} = 3,326 \text{ KNm} \text{ et } M_u A_y = 0,15 M_{uy} = 2,159 \text{ KNm}$$

Les sections d'armatures aux appuis, l'équation II.34 nous donne :

$$A_{sf_x} = 0,15 A_{sx} = 0,618 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ et } A_{sf_y} = 0,15 A_{sy} = 0,395 \text{ cm}^2/\text{m}$$

3.2.2.5. Vérifications et justifications

➤ La condition de non fragilité : $A_s \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b d$

$$4,12 \geq 1,57 \text{ et } 2,63 \geq 1,57 \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ La section d'acier vis-à-vis du pourcentage minimal pour les aciers feE400 :

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} = \frac{0,8}{1000} b d, \text{ ce qui donne :}$$

$$A_{sx} = 4,12 \text{ cm}^2/\text{m} \geq A_{s \text{ min}} = 1,04 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$A_{sy} = 2,63 \text{ cm}^2/\text{m} \geq A_{s \text{ min}} = 1,04 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{condition vérifiée}$$

Les contraintes de cisaillement :

$$\text{Sollicitations ultimes : } \begin{cases} \text{au milieu de } l_x: V_{ux} = \frac{P_u \cdot l_x}{2} \frac{1}{1+\alpha} = 39,37 \text{ KN/m} \\ \text{au milieu de } l_y: V_{uy} = \frac{P_u \cdot l_x}{3} = 27,83 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$V_{uy} = 27,83 \text{ KN/m} < V_{ux} = 39,37 \text{ KN/m} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Contrainte tangentielle : } \begin{cases} \text{de travail : } \tau_u = \frac{V_u}{d} = 0,303 \text{ MPa} \\ \text{admissible : } \tau_{lim} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u = 0,303 < \tau_{lim} = 1,167 \quad \text{condition vérifiée}$$

On n'a pas besoin d'armatures d'âme par conséquent.

3.2.2.6. Espacement des armatures

En ELU, cas de fissuration peu nuisible :

- ✓ Sens de lx : $S_{tx} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \leq \min(48 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$, nous prenons $S_{tx} = 25 \text{ cm}$
- ✓ Sens de ly : $S_{ty} \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) \leq \min(64 \text{ cm} ; 45 \text{ cm})$, nous prenons $S_{ty} = 33,3 \text{ cm}$

3.2.2.7. Choix des aciers

Le diamètre des armatures longitudinales est dix fois moins que l'épaisseur de la dalle, pour une bonne disposition constructive ; nous avons donc $\phi L \leq h / 10 \leq 20 / 10 \leq 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$.

Le tableau ci-dessous présente les résultats du ferrailage de la dalle pleine, en se référant au tableau en annexe :

Tableau 3.1 : ferrailage dalle pleine en BA

Zone	Sens	$A_{calculée}(cm^2)$	Acier	$A_{calculée}(cm^2)$	$S_{ti} \text{ (cm)}$
Travée	lx	4,12	4 HA 12	4,52	25
	ly	2,63	3 HA 12	3,39	33,3
Appuis	Tous les 2 sens	0,618	1 HA 10	0,79	

3.2.3. Dimensionnement du plancher à corps creux

Le pré-dimensionnement nous a donné une épaisseur du plancher $h = 24 \text{ cm}$: un plancher 20+4.

➤ La charge permanente :

$$G = G_{\text{plancher } 20+4} + G_{\text{revêtement}} = 3,3 \text{ KN/m}^2 + 2,37 \text{ KN/m}^2 = 5,67 \text{ KN/m}^2$$

➤ La charge d'exploitation : $Q = 4,5 \text{ KN/m}^2$

3.2.3.1. Dimensionnement des poutrelles

Les dimensions des hourdis(en béton) sont les suivantes : nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$; largeur efficace $b = 65 \text{ cm}$.

I. Charges revenant aux poutrelles

Les équations II.38 et II.39 donnent :

$$P_u = (1,35G + 1,5Q) \times b = 9,363 \text{ KN/m}$$

$$P_s = (G + Q) \times b = 6,6105 \text{ KN/m}$$

II. Calcul des sollicitations maximales

i. Choix de la méthode de calcul

- ✓ $Q \leq \max(2G ; 5\text{KN/m}^2)$; $4,5 \leq 11,34$ *condition vérifiée*
- ✓ Inertie est constante le long de toutes les travées *condition vérifiée*
- ✓ Rapport des portées successives : $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{5}{5} = 1 \leq 1,25$ *condition vérifiée*
- ✓ La fissuration est peu préjudiciable *condition vérifiée*

Nous allons utiliser la méthode forfaitaire puisque toutes les 4 conditions sont vérifiées.

ii. Rapport des charges

$$\text{L'équation II.40 donne : } \alpha \geq \frac{Q}{Q+G} = 0,442$$

iii. Moment fléchissant isostatique

$$\text{L'équation II.41 donne : } M_0 = \frac{qL^2}{8} = 24,8 \text{ KNm}$$

iv. Moment fléchissant maximal en travée et sur appuis

$$\text{Nous avons : } M_{a4} = \max \begin{cases} 0,4 M_{03} \\ 0,4 M_{04} \end{cases} = 9,92 \text{ KNm}$$

$$M_{a5} = \max \left\{ 0,5M_{04} = 12,4 \text{ KNm} \text{ et } M_{t4} = \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{04} = 14,044 \text{ KNm} \right.$$

v. Effort tranchant

Selon les équations II.43 et II.44, nous avons :

$$\begin{cases} V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \\ V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b} \end{cases} \text{ avec } \begin{cases} a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \\ b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \end{cases} \text{ alors } \begin{cases} a = 2,24 \rightarrow V_4 = -21,4 \text{ KN} \\ b = 2,36 \rightarrow V_5 = 22,4 \text{ KN} \end{cases}$$

III. Ferrailage des poutrelles : section en T

i. Barres longitudinales

$d = h - \text{enrobage} = 21 \text{ cm}$.

Moment fictif ; l'équation II.49 donne : $M_{u2} = M_u - (b - b_0)h_0f_{bc} \left(d - \frac{h}{2} \right) = 22,91 \text{ KNm}$

❖ **En travée**

Moment ultime réduit : $\mu_2 = \frac{M_{u2}}{b_0 d^2 f_{bc}} = 0,305$ on a $\mu_2 = 0,305 < \mu_{lim} = 0,442$

Position relative de la fibre neutre, l'équation II.50 donne :

$$\alpha_2 = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_2}) = 0,469 \text{ et } \beta_2 = 1 - 0,4\alpha_2 = 0,81$$

Section d'armature, l'équation II.51 donne : $A_s = \frac{M_u}{\beta_2 d \sigma_s} = 1,90 \text{ cm}^2$

❖ **Aux appuis**

Moment ultime réduit : $\mu_2 = \frac{M_{u2}}{b_0 d^2 f_{bc}} = 0,165$ on a $\mu_2 = 0,165 < \mu_{lim} = 0,442$

Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha_2 = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_2}) = 0,227 \text{ et } \beta_2 = 1 - 0,4\alpha_2 = 0,91$$

Section d'armatures : $A_s = \frac{M_u}{\beta_2 d \sigma_s} = 1,69 \text{ cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité**

D'après l'équation II.53, nous avons :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b_0 h}{1000}; 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \text{ alors } A_{\min} = \max (0,288 \text{ cm}^2 ; 0,243 \text{ cm}^2)$$

En travée $A_s = 1,90 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,288 \text{ cm}^2$ *condition vérifiée*

Aux appuis $A_s = 1,69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,288 \text{ cm}^2$ *condition vérifiée*

ii. Armatures transversales

La section d'armatures transversales est donnée par l'équation II.54 comme suit :

$$\phi_t \geq \min \left\{ \phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right\}, \text{ nous avons } \phi_t \geq \min \{ 12,5 \text{ mm} ; 6,9 \text{ mm} ; 12 \text{ mm} \} \text{ alors } \phi_t \geq 6,9 \text{ mm.}$$

Nous prenons $\phi_t = 8 \text{ mm}$

L'équation II.55 donne l'espacement : $S_t \leq \min \left\{ \frac{0,8 f_e \phi_t}{b_0 \tau_t}; 0,9 d ; 40 \text{ cm} \right\}$ on a $S_t \leq 18,9 \text{ cm}$.

Nous prenons $S_t = 19 \text{ cm}$.

iii. Vérification à l'ELU

- Contrainte tangentielle conventionnelle donnée par l'équation II.56 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$\tau_u = 0,89 \text{ MPa} \leq \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \rightarrow 0,89 \leq 3,33 \text{ MPa}$ *condition vérifiée*

- Influencer de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales, les équations II.60 et II.61 donnent :

Appuis de rive : $A_s \geq \frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$ alors $A_s = 1,69 \text{ cm}^2 \geq 0,52 \text{ cm}^2$ *condition vérifiée*

Appuis intermédiaire : $A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9 d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$ alors $A_s = 1,90 \text{ cm}^2 \geq 0,53 \text{ cm}^2$ *condition vérifiée*

- D'après l'équation II.62, la vérification de la liaison de la table de compression à la

nervure est : $\tau_u = \frac{V_u \frac{(b-b_0)}{2}}{z b h_0} \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$

$\rightarrow \tau_u = 1,21 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ MPa}$ *condition vérifiée*

iv. Vérification à l'ELS

ETUDE COMPARATIVE D'UNE DALLE PLEINE ET D'UN PLANCHER A CORPS
CREUX : Cas d'un bâtiment commercial R+2

Selon CBA 93, la flèche est vérifiée de la manière suivante (équation II.66) :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{24}{460} = 0,052 \geq \frac{1}{22,5}$ *condition vérifiée*
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{24}{460} = 0,052 \geq 0,038$ *condition vérifiée*
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{3,6}{f_e} \rightarrow \frac{2,37}{12 \times 21} = 0,0094 \geq 0,009$ *condition vérifiée*

Le calcul de la flèche n'est plus nécessaire car toutes les trois conditions sont vérifiées.

v. Choix des aciers

Nous avons vérifié pour les armatures longitudinales en travée et aux appuis, la condition de fragilité. Voici les résultats dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.2: ferrailage poutrelles du plancher à hourdis

Zone	A _{calculée} (cm ²)	Acier	A _{adoptée} (cm ²)
Travée	1,90	3 HA 12	3,39
Appuis	1,69	2 HA 12	2,26

3.2.3.2. Ferrailage de la dalle de compression

Selon le règlement CBA ; l'épaisseur minimale de la dalle de compression est de 4cm arme par treillis soudés de diamètre minimale $\phi 6$ mm. Ainsi les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser : 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures et 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{si } 50 \leq l_1 \leq 80 \rightarrow A_1 = \frac{4 l_1}{f_e} \\ \text{Si } l_1 \leq 50 \rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \\ A_2 = \frac{A_1}{2} \end{array} \right. \quad \text{avec } A_1 \text{ et } A_2 \text{ respectivement le diamètre perpendiculaire et}$$

parallèle aux poutrelles.

$$l_1 = 65 \text{ cm, } f_e = 235 \text{ MPa ; } A_1 = \frac{4 \times 65}{235} = 1,106 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ soit } 4\phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,553 \text{ cm}^2/\text{m}$ soit $2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2/\text{m} \approx 1\phi 10$. L'espacement S_t est de 25 cm.

Les mailles sont de 25 cm dans les deux sens, le ferrailage est un treillis soudé de diamètre HA8.

3.2.4. Interprétation des résultats

Partant des calculs effectués sur les deux types de dalles, nous remarquons que toutes les conditions de résistance, stabilité et rigidité sont vérifiées ainsi nous pouvons conclure que les deux types de planchers résistent très bien aux efforts qui leur sont appliquées causées par les actions statiques.

3.3. Analyse des performances thermiques

Nous allons déterminer la résistance thermique R et l'inertie thermique dont la diffusion D et l'effusivité E pour évaluer les performances des planchers en étude.

3.3.1. Hypothèses de calcul

Conductivités thermiques $\lambda_{BA} = 1,73 \text{ W/m.}^\circ\text{K}$, $\lambda_{\text{hourdis}} = 1,45 \text{ W/m.}^\circ\text{K}$;

Capacité thermique massique du matériau(en J/Kg K) : pour le béton C = $0,84 \frac{\text{KJ}}{\text{Kg}^\circ\text{C}} = 3,1 \frac{\text{J}}{\text{Kg K}}$

3.3.2. Présentation des résultats

- L'équation II.75 nous donne la résistance thermique :

$$R = \frac{e}{\lambda} = \begin{cases} \text{dalle pleine} = 0,116 \\ \text{plancher a corps creux} = 0,166 \end{cases}$$

- Les équations II.76 et II.77 nous donnent l'inertie thermique :

$$\text{➤ Diffusivité } D = \frac{\lambda}{\rho' \times C} = \begin{cases} \text{dalle pleine} = \frac{1,73}{3,1 \times 2500} = 0,00022 \\ \text{plancher a corps creux} = \frac{1,45}{3,1 \times 3300} = 0,00014 \end{cases}$$

$$\text{➤ Effusivité } E = \sqrt{\lambda \times \rho' \times C} = \begin{cases} \text{dalle pleine} = 115,79 \\ \text{plancher a corps creux} = 121,79 \end{cases}$$

3.3.3. Interprétation des résultats

Les caractéristiques d'un bon matériau isolant thermique étant une grande résistance thermique, faible diffusivité et forte effusivité.

De ces résultats, nous pouvons conclure que le plancher à corps creux est plus performant en isolation thermique que la dalle pleine.

3.4. Analyse des performances acoustiques

Pour cette partie, nous allons évaluer l'indice d'affaiblissement acoustique R , les fréquences de résonance f_{pq} en tenant compte du plancher seulement et f_0 dans le cas où nous appliquons un faux plafond sous le plancher et enfin la fréquence critique f_c , pour les deux types de plancher en étude.

3.4.1. Hypothèse de calcul

- Nous avons un panneau de longueur 6m et largeur 5m ; $p = q = 1$
- Vitesse de propagation du son $c_i = 340$ m/s ;
- Coefficient représentatif du mode d'attache de la dalle $k_i = 2$;
- Distance entre plancher et plafond $d = 10$ cm
- Poids volumique $\rho_{\text{plafond}} = 1500$ kg/m³.

3.4.2. Présentation des résultats

- Indice d'affaiblissement acoustique, l'équation II.70 donne :

$$m_s = \begin{cases} \text{dalle pleine} = 2500 \times 0,2 = 500 \text{ kg/m}^2 \\ \text{le plancher a corps creux} = 1375 \times 0,24 = 330 \text{ kg/m}^2 \end{cases}$$

Nous avons $150 \leq m_s \leq 700$ kg/m²

$$\text{Alors } (R_W + C) = (40 \log m_s) - 47 \text{ dB} = \begin{cases} \text{dalle pleine} = 61 \text{ dB} \\ \text{plancher a corps creux} = 54 \text{ dB} \end{cases}$$

- Fréquence de résonance de plancher, l'équation II.72 donne :

$$f_{11} = k_i h c_t \left(\frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2} \right) = \begin{cases} \text{dalle pleine} = 9,22 \text{ HZ} \\ \text{plancher a corps creux} = 11,06 \text{ HZ} \end{cases}$$

- Fréquence de résonance avec plafond, l'équation II.73 donne :

$$f_0 = 60 \sqrt{\left(\frac{1}{d} \right) \left(\frac{1}{m_1} + \frac{1}{m_2} \right)} = \begin{cases} \text{dalle pleine} = 17,66 \text{ HZ} \\ \text{plancher a corps creux} = 18,68 \text{ HZ} \end{cases}$$

Tableau 3.3: Résultats d'étude des performances acoustiques

Plancher	R_W+C	f_{pq}	f_0
Dalle pleine	61 dB	9,22 HZ	17,66 HZ
A corps creux	54 dB	11,06 HZ	18,68 HZ

3.4.3. Interprétation des résultats

Les caractéristiques d'un bon matériau isolant thermique étant plus grande indice d'affaiblissement acoustique R et plus grande fréquence de résonance. Nous remarquons que la dalle pleine à R élevée, faible f_{pq} et f_0 par rapport au plancher à corps creux. De ce qui précède, nous pouvons conclure que le plancher à corps creux est plus performant en isolation acoustique que la dalle pleine.

3.5. Etude économique

Cette étude consiste à déterminer du cout total des déboursés secs et en déduire les frais de chantier, les frais d'opérations, les frais généraux, le bénéfice et aléas pour les deux types de plancher. Le coût total de l'ouvrage est la somme de tous ces éléments cites ci-haut.

3.5.1. Hypothèses de calculs

- Déboursé sec (DS) : 30 à 60 %, frais de chantier (FC) calculés en % des (DS) : 15 à 25%, frais d'opérations (Fop) connus en valeur ou exprimés en % du PVHT : 0 à 10%,
- frais généraux (FG) calculés en % du PVHT : 20 à 30%,
- Bénéfice (B) et aléas (A) : 0 à 5%.
- Main d'œuvre de production est estimée à 25% du cout des matériaux.
- Les valeurs considérées pour les matériaux ont été obtenues avec le logiciel robot structural analysis
- On considère le plancher d'un seul étage.

3.5.2. Présentations des résultats

Tableau 3.4: coûts des déboursés secs de plancher

Déboursés secs	Unité	P.U (\$)	Dalle pleine		Plancher a corps creux	
			Quantité	C.total (\$)	Quantité	C.total (\$)
Matériaux						
Béton	m ³	120	140	16 800	28	3 360
Armature	tonne	600	3,49	2 094	1,84	1 104
Hourdis	pièce	2	0	0	2 000	4 000
Coffrage	m ²	10	660	6 600	660	6 600
Matières consommables						
Fil a ligature	kg	2	500	1 000	250	500
Coût matériaux				26 494	15 564	
Main d'œuvre de production (25% coût matériaux)				6 623,5	3 891	
Matériels						
Centrale à béton et grue	sac	2,5/sac	350	875	131	327,5
Coût total débourses secs				33 992,5	19 782,5	

ETUDE COMPARATIVE D'UNE DALLE PLEINE ET D'UN PLANCHER A CORPS
CREUX : Cas d'un bâtiment commercial R+2

Tableau 3.5: Résultats de l'étude économique

Rubrique	%	Dalle pleine	Plancher à corps creux
Déboursés secs	60	33 992,5	19 782,5
Frais de chantier	9	5 098,875	2 967,375
Frais d'opérations	6	3 399,25	1 978,25
Frais généraux	20	10 537,675	6 132,575
Bénéfice et aléas	5	2 651,415	1 543,035
Coût total	100	55 679,715	32 403,735

3.5.3. Interprétation des résultats

Nous remarquons que la dalle pleine présente un coût de 55 679,715 \$ alors que le plancher à corps creux n'a que 32 403,735 \$. La dalle pleine à 41,8% de plus que le plancher à corps creux. Ceci nous pousse à dire que le plancher à corps creux est plus économique que la dalle pleine pour la construction d'un bâtiment commercial.

3.6. Analyse du temps d'exécution

Dans cette partie nous allons faire une estimation du temps d'exécution pour les deux types de planchers en étude, cette estimation est faite pour le plancher d'un seul niveau.

Les équations II.81, II.82 et II.83 vont nous servir pour faire cette analyse. Voici les résultats dans les tableaux 3.6 et 3.7 :

Tableau 3.6 : temps d'exécution d'une dalle pleine

Désignation des taches	Unité	Quantité	TU(h)	CH	Effectif	Durée
Coffrage	m ²	660	0,060	39,6	5	0,99 ≈ 1
Ferraillage	kg	3 490	0,011	38,39	5	0,96 ≈ 1
Bétonnage	m ³	140	1,143	160	20	1

Tableau 3.7 : temps d'exécution du plancher à corps creux

Désignation des taches	Unité	Quantité	TU(h)	CH	Effectif	Durée
Coffrage	m ²	660	0,060	39,6	5	0,99 ≈ 1
Ferraillage	kg	1 840	0,022	40,48	5	1,012 ≈ 1
Installation des hourdis	piece	2 000	0,024	48	6	1
Bétonnage	m ³	28	4,286	120	15	1

3.7. Conclusion

Ce chapitre présente l'analyse statique, analyse de performances thermiques, acoustiques, l'étude économique et le temps de production/exécution pour les deux types de planchers en étude ; en appliquant les méthodologies définies au chapitre précédent. Il présente aussi les différents résultats ainsi que leur interprétation à la fin de chaque analyse.

CONCLUSION GENERALE

Ce travail s'est consacré sur l'étude comparative d'une dalle pleine et d'un plancher à corps creux : cas d'un bâtiment commercial R+2.

Dans le premier chapitre, nous avons parlé des généralités sur le bâtiment commercial, le béton armé, l'acier, la dalle pleine et le plancher à corps creux. Le deuxième chapitre présente les méthodologies prises en compte pour chaque type de dalles en étude, qui nous ont servi dans le chapitre troisième. Au chapitre troisième, le dimensionnement est fait manuellement et dans le logiciel robot structural analysis suivant les règles BAEL 91 modifiée 99, nous présentons également les résultats et leur interprétation.

Nous concluons ce qui suit :

- La dalle pleine est plus lourde que le plancher à corps creux en tenant compte des charges.
- Le plancher à corps creux est plus performant en isolation acoustique et thermique pour un bâtiment commercial que la dalle pleine.
- Le plancher à corps creux est moins coûteux que la dalle pleine et la dépassé en temps d'exécution.

Notre étude comparative n'a pas pris en compte l'étude dynamique qui est déjà fait par nos prédécesseurs et bien d'autres aspects. Nous recommandons aux futurs chercheurs de prendre en compte le calcul des escaliers et d'effectuer les essais au laboratoire.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] M. KESSAL MELISSA, M. HASSAD MERIEM, Dimensionnement d'un bâtiment (R+7+Sous sol) sur un sol renforcé par colonnes ballastées, Algérie: UMBB|FSI, 2016-2017.
- [2] E. Agadir, «Etude comparative entre plancher en corps creux,dalle reticulée et dalle pleine,» 2016-2017. [En ligne]. Available: <http://fr.scribd.com/>. [Accès le 30 Septembre 2024].
- [3] «Qu'est-ce qu'un bâtiment commercial? Définition,types et caractéristiques principales,» [En ligne]. Available: <http://free montbuilding.com>. [Accès le 13 Novembre 2024].
- [4] H. THONIER, Conception et calcul des structures des bâtiments TOME 2, Paris: Presse de l'école nationale de Ponts et Chaussées, 1993.
- [5] P. KASSOUL, Notes de bâtiment 2, UHB/ Chlef, 2012-2013.
- [6] B.-.. Zahra, Types de planchers,avantages et inconvénients, Ain-Temouchent, 2021=2022.
- [7] Les bases du béton armé.
- [8] C. V2, Règles BAEL 91 révisées 99, Décembre 2007.
- [9] A. KARATI, Conception d'un bâtiment R+16 : Etude comparative de différentes variantes de planchers, pyramide ingénierie, 2012.
- [10] SEAC, Le plancher poutrelles-hourdis, 2013.
- [11] Gautier, Evaluation des projets et estimation des coûts.
- [12] P. Charron, Calcul des ouvrages en Béton Armé suivant les règles du BAEL 83 Théorie et applications, Edition Eyrolle.
- [13] D. A. ALINABIWE, Cours de béton armé, Goma, 2022.

ETUDE COMPARATIVE D'UNE DALLE PLEINE ET D'UN PLANCHER A CORPS
CREUX : Cas d'un bâtiment commercial R+2

- [14] D. t. r. D.-B. 2-41, Regles de conception et de calcul des structures en beton armee CBA 93.
- [15] O. K. ORNELLA, Etude comportementale des planchers a dalle pleine et a corps creux en beton arme face aux effets sismiques: cas de la ville de Goma, Goma: ULPGL/Goma, 2020-2021.
- [16] D. ZIANI, Cours d'acoustique architecturale destine aux etudiants du Master I en Archictecture, Universite TARHI Mohamed Bechar, 2021-2022.
- [17] PRODWARE, «Robot Structural Analysis Professional,» [En ligne]. Available: http://www.prodware-innovation-design.fr/logiciel_cao/autodesk/bim/robot-structural-analysis. [Accès le 4 Fevrier 2025].
- [18] Y. CUSANT, Manuel de l'Etude du prix-entreprises du BTP, Paris: Eyrolle, 2020.
- [19] N. B. S. Chaabane, Dr.Alexandre, Reussir la planification d'un chantier, le Moniteur, 2022

ANNEXES

ANNEXES A

A.1 : Abaque pour le calcul des dalles rectangulaires articulées sur leur contour

$\beta =$	$\nu = 0$		$\nu = 0,20$		$\beta =$	$\nu = 0$		$\nu = 0,20$	
	$\frac{I_x}{I_y}$	μ_x	μ_y	$\frac{I_x}{I_y}$		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1094	0,250	0,1115	0,293	0,70	0,0683	0,436	0,0743	0,585
0,41	0,1078	0,250	0,1100	0,301	0,71	0,0670	0,450	0,0731	0,596
0,42	0,1062	0,250	0,1086	0,309	0,72	0,0658	0,464	0,0719	0,608
0,43	0,1047	0,250	0,1072	0,317	0,73	0,0646	0,479	0,0708	0,620
0,44	0,1032	0,250	0,1059	0,325	0,74	0,0634	0,494	0,0696	0,632
0,45	0,1017	0,250	0,1046	0,333	0,75	0,0622	0,509	0,0685	0,644
0,46	0,1002	0,250	0,1032	0,341	0,76	0,0610	0,525	0,0674	0,657
0,47	0,0988	0,250	0,1019	0,349	0,77	0,0598	0,542	0,0663	0,670
0,48	0,0974	0,250	0,1006	0,357	0,78	0,0587	0,559	0,0652	0,683
0,49	0,0960	0,250	0,0993	0,365	0,79	0,0576	0,577	0,0642	0,696
0,50	0,0946	0,250	0,0981	0,373	0,80	0,0565	0,595	0,0632	0,710
0,51	0,0932	0,250	0,0969	0,382	0,81	0,0553	0,613	0,0621	0,723
0,52	0,0918	0,250	0,0957	0,391	0,82	0,0542	0,631	0,0610	0,737
0,53	0,0905	0,250	0,0945	0,400	0,83	0,0531	0,649	0,0600	0,750
0,54	0,0892	0,250	0,0933	0,410	0,84	0,0520	0,667	0,0589	0,764
0,55	0,0879	0,250	0,0921	0,420	0,85	0,0509	0,685	0,0579	0,778
0,56	0,0865	0,253	0,0909	0,431	0,86	0,0498	0,693	0,0569	0,791
0,57	0,0852	0,266	0,0897	0,442	0,87	0,0488	0,721	0,0559	0,804
0,58	0,0838	0,279	0,0885	0,453	0,88	0,0478	0,740	0,0549	0,818
0,59	0,0825	0,292	0,0873	0,465	0,89	0,0468	0,759	0,0539	0,832
0,60	0,0812	0,305	0,0861	0,476	0,90	0,0458	0,778	0,0529	0,846
0,61	0,0798	0,317	0,0849	0,487	0,91	0,0448	0,798	0,0519	0,861
0,62	0,0785	0,330	0,0837	0,497	0,92	0,0438	0,819	0,0510	0,875
0,63	0,0772	0,343	0,0825	0,508	0,93	0,0428	0,841	0,0500	0,891
0,64	0,0759	0,356	0,0813	0,519	0,94	0,0419	0,864	0,0491	0,906
0,65	0,0746	0,369	0,0801	0,530	0,95	0,0410	0,888	0,0483	0,923
0,66	0,0733	0,382	0,0789	0,541	0,96	0,0401	0,911	0,0475	0,939
0,67	0,0720	0,395	0,0777	0,552	0,97	0,0393	0,934	0,0467	0,954
0,68	0,0707	0,408	0,0766	0,563	0,98	0,0385	0,956	0,0459	0,970
0,69	0,0695	0,422	0,0754	0,574	0,99	0,0377	0,978	0,0451	0,985
					1,00	0,0368	1,000	0,0442	1,000

ETUDE COMPARATIVE D'UNE DALLE PLEINE ET D'UN PLANCHER A CORPS

CREUX : Cas d'un bâtiment commercial R+2

A.2 : Poids surfaciques de différents types de planchers a corps creux

Dalles pleines	250 N/m ² et par cm d'épaisseur		
Planchers avec poutrelles préfabriquées et entrevous (épaisseur en cm)	Suivant le type d'entrevous Poids en N/m ²		
	Béton	Terre cuite	polystyrène
• Avec table de compression d'épaisseur 4 à 5 cm	12 + 4	2 500	1 700
	16 + 4	2 850	2 000
	20 + 4	3 300	2 100
	25 + 5	4 000	2 800
• Sans table de compression	16	2 300	-----
	20	2 800	-----
	24	3 100	-----

A.3 : Propriétés caractéristiques du béton

Résistances caractéristiques du béton		Contraintes De calcul
En compression f _{c 28} (MPa)	En traction f _{t 28} (MPa)	En compression f _{bc} (MPa) avec ν = 1
16	1.56	9.07
18	1.68	10.20
20	1.80	11.33
22	1.92	12.47
25	2.10	14.17
27	2.22	15.30
30	2.40	17.00
35	2.70	19.83
40	3.00	22.67
45	3.3	25.50
50	3.6	28.33
55	3.9	31.17
60	4.2	34.00

ETUDE COMPARATIVE D'UNE DALLE PLEINE ET D'UN PLANCHER A CORPS

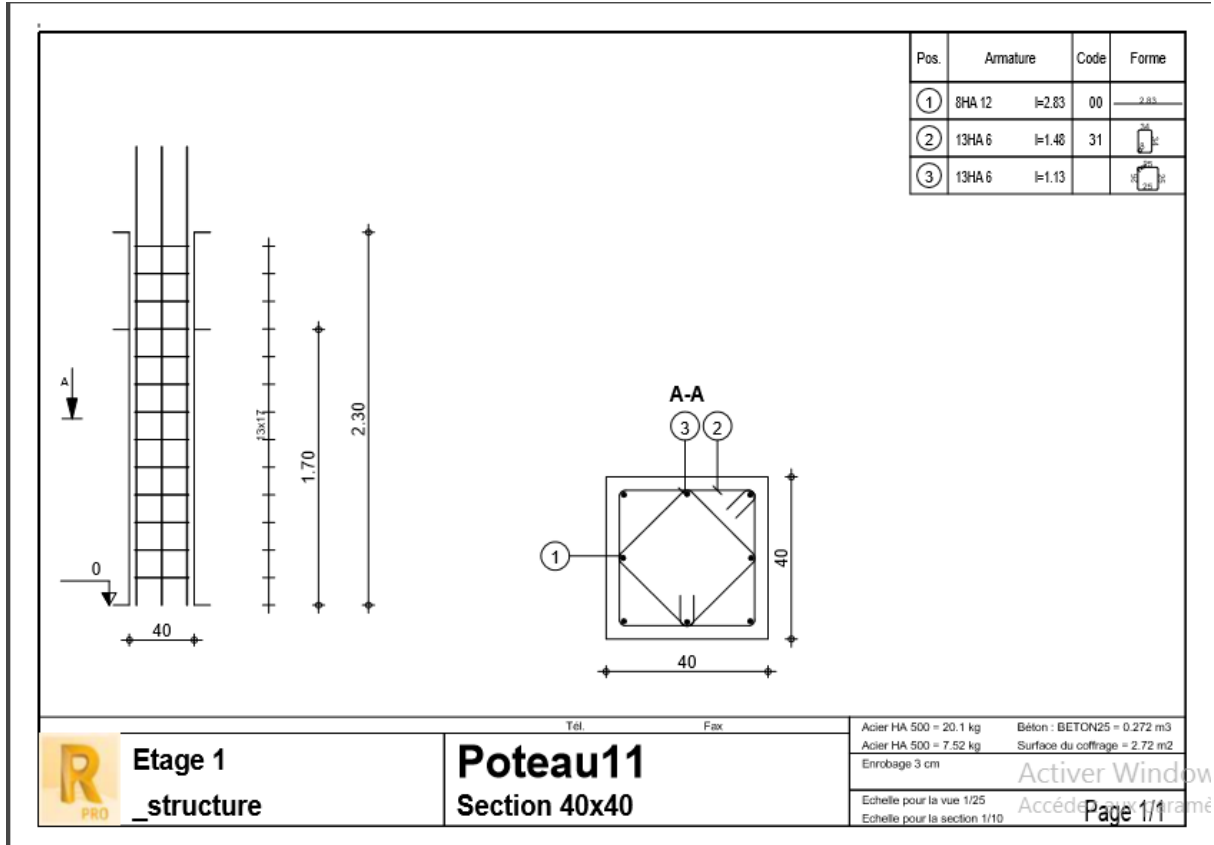
CREUX : Cas d'un bâtiment commercial R+2

A.4 : Sections d'armatures

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

ANNEXES B

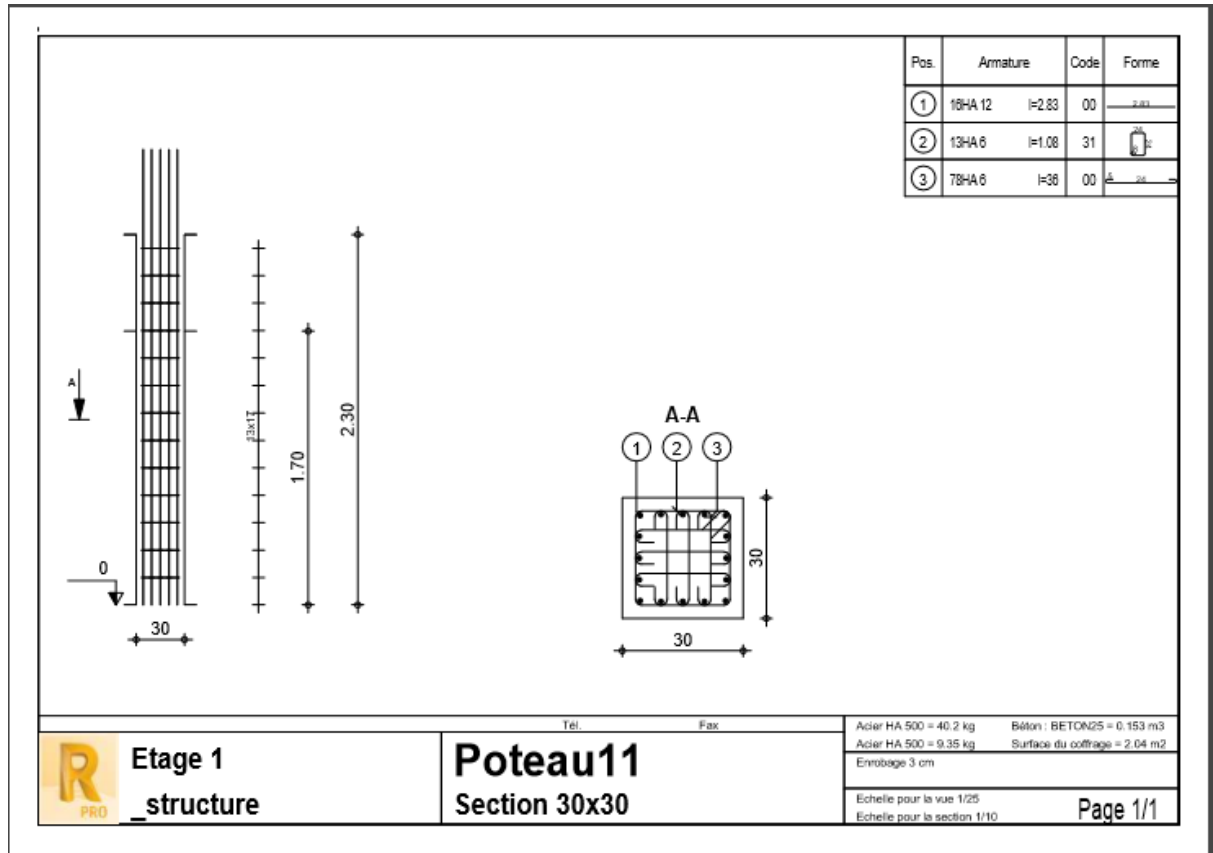
B.1 : plan d'exécution du poteau de la structure avec dalle pleine



ETUDE COMPARATIVE D'UNE DALLE PLEINE ET D'UN PLANCHER A CORPS

CREUX : Cas d'un bâtiment commercial R+2

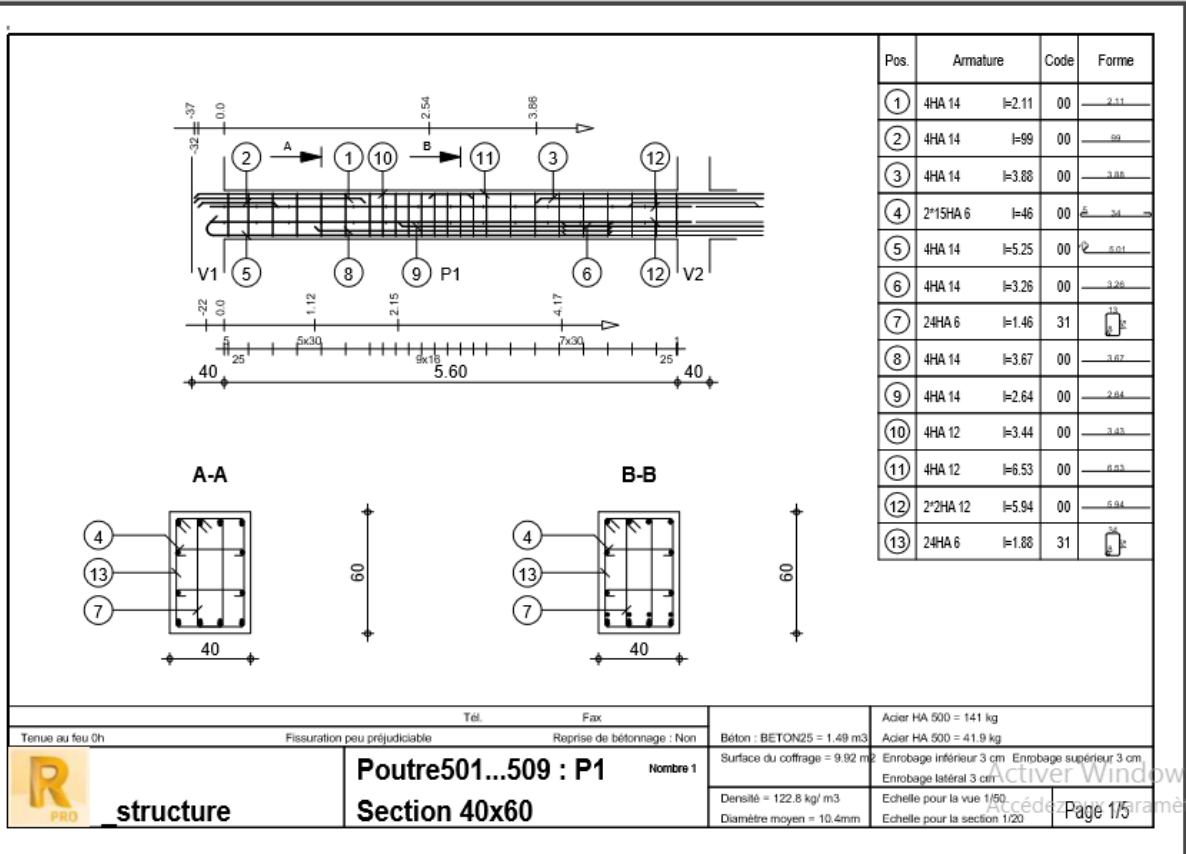
B.2 : plan d'exécution du poteau de la structure avec plancher a corps creux



ETUDE COMPARATIVE D'UNE DALLE PLEINE ET D'UN PLANCHER A CORPS

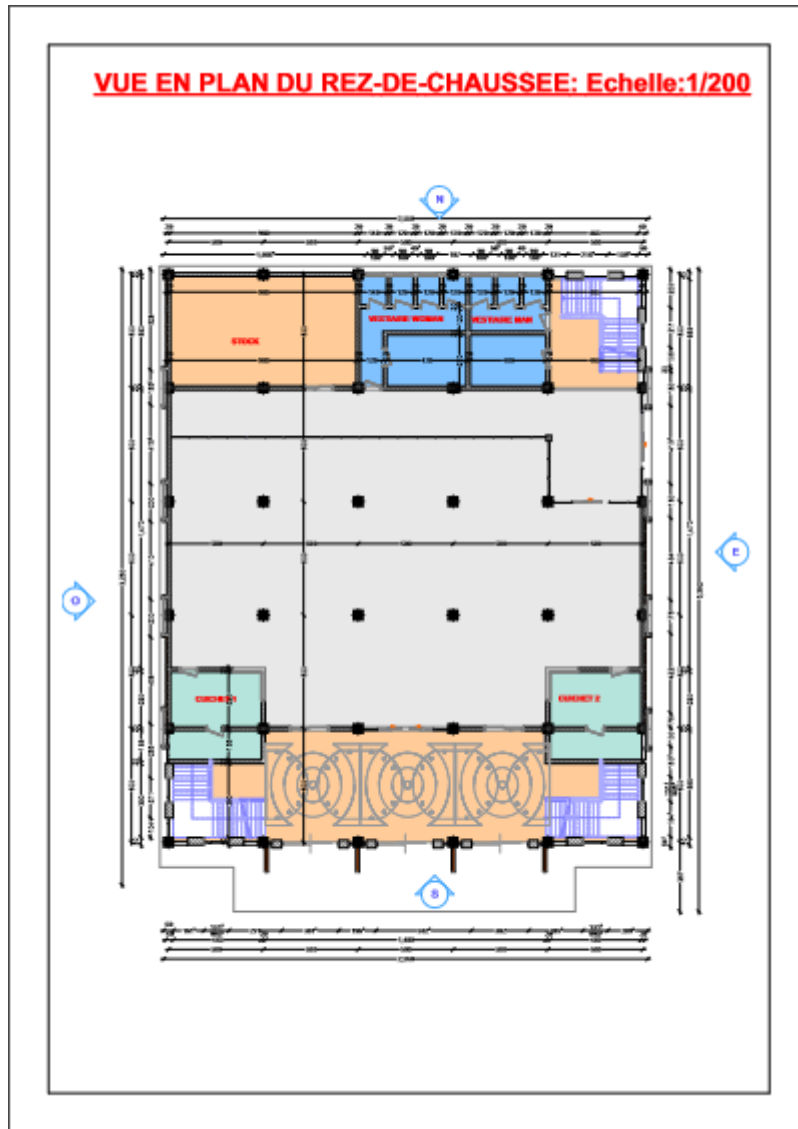
CREUX : Cas d'un bâtiment commercial R+2

B.3 : plan d'exécution de la poutre de la structure



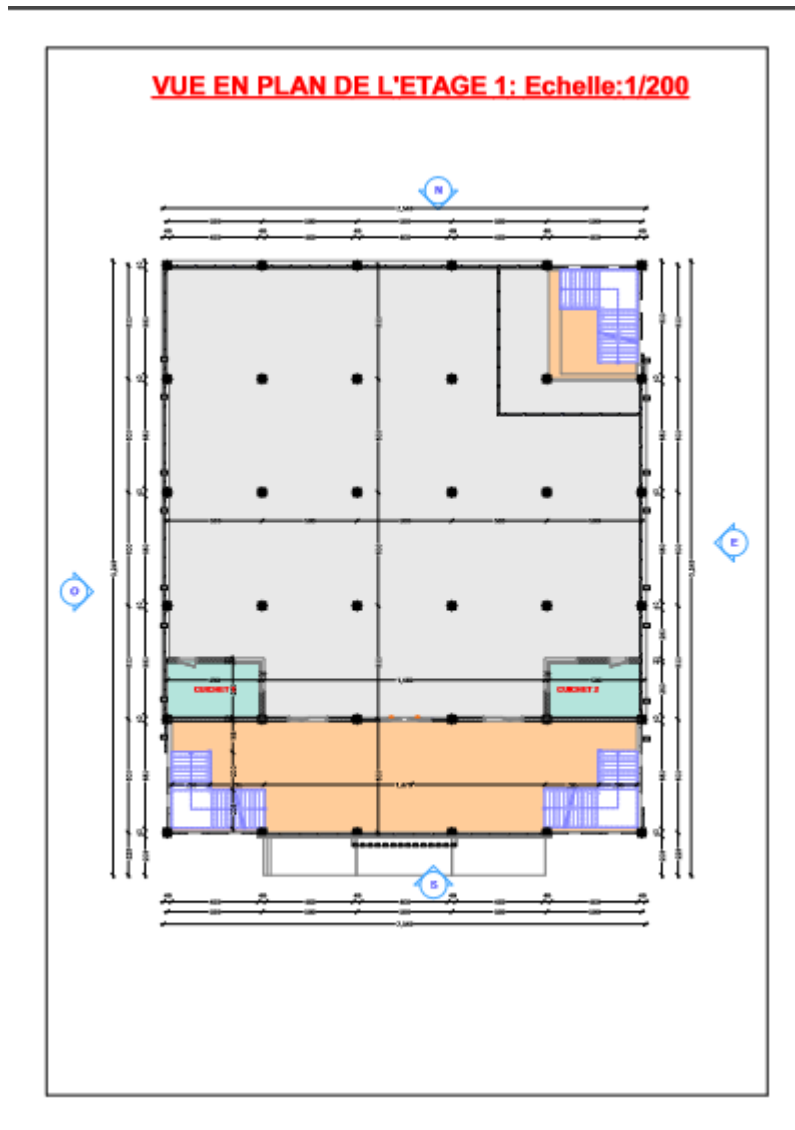
ANNEXES C

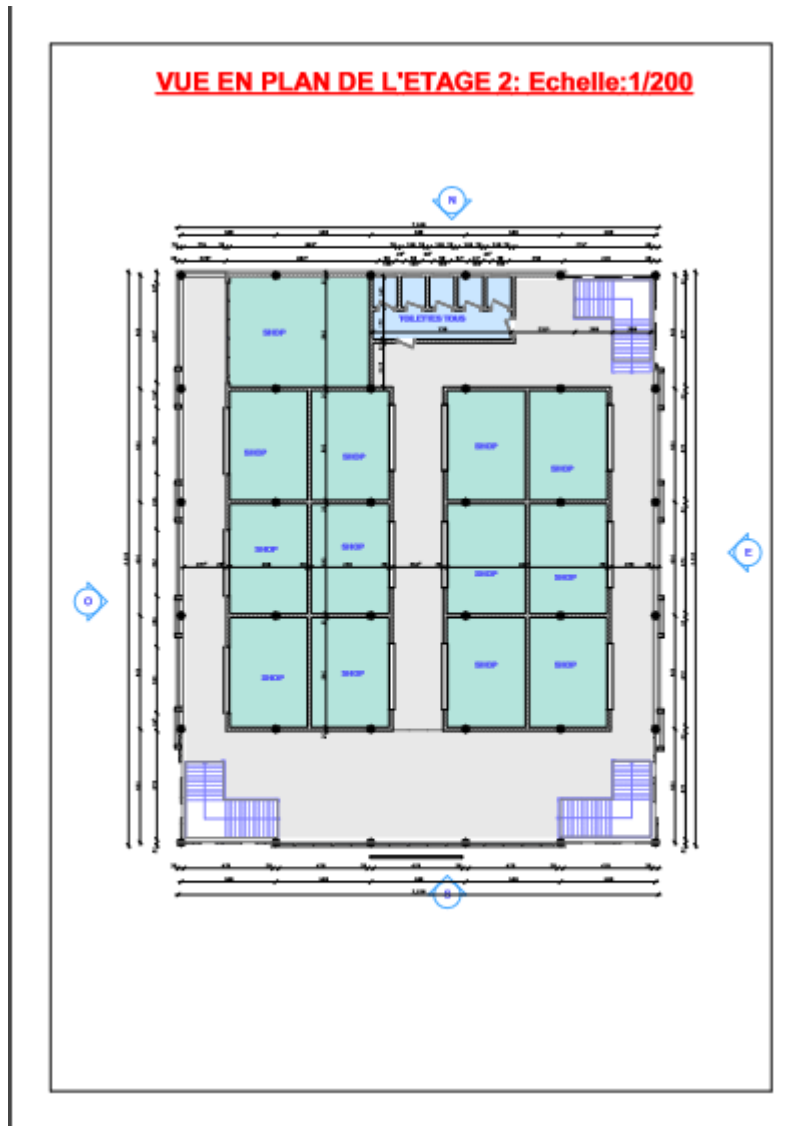
C.1 : Vue en plan architectural



ETUDE COMPARATIVE D'UNE DALLE PLEINE ET D'UN PLANCHER A CORPS

CREUX : Cas d'un bâtiment commercial R+2





ETUDE COMPARATIVE D'UNE DALLE PLEINE ET D'UN PLANCHER A CORPS
CREUX : Cas d'un bâtiment commercial R+2

C.2 : Rendues du projet



ETUDE COMPARATIVE D'UNE DALLE PLEINE ET D'UN PLANCHER A CORPS
CREUX : Cas d'un bâtiment commercial R+2

