ANALYSE COMPARATIVE DES NORMES BAEL 91 R 99 ET EUROCODES AU BURKINA FASO : APPLICATION AUX ELEMENTS DE STRUCTURES POTEAU ET POUTRE D'UN IMMEUBLE R+5 AVEC SOUS-SOL ET UNE TERRASSE ACCESSIBLE A USAGE MIXTE A OUAGADOUGOU

MÉMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME D'INGÉNIEUR 2IE AVEC GRADE DE

MASTER

SPÉCIALITÉ GÉNIE CIVIL – BÂTIMENT ET TRAVAUX PUBLICS

Présenté et soutenu publiquement le 22 Janvier 2025 par

Mouniratou ZI (20190504)

Directeur de mémoire : Dr Césaire HEMA, Enseignant-chercheur, Département Génie civil, Institut 2iE

Encadrant : Ing COMPAORE Drissa

Structure d'accueil du stage : SOGIR AFRIQUE

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : FOWE TAZEN

Membres et correcteurs : Mme Florine Leila NYA NDANGA

M. Mamadou Pousga Junior KABORE

PROMOTION [2024-2025]

REMERCIEMENTS

A travers ce présent mémoire, nous tenons à exprimer mes vifs remerciements accompagnés de toute notre reconnaissance envers tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à son élaboration et à son déroulement.

- Toute notre parfaite gratitude et nos remerciements à Allah le tout-puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.
- **M. le Directeur General de l'Institut International de l'Eau et de l'Environnement (2iE)**, pour la formation de qualité dont nous avons bénéficié durant ces 05 dernières années.
- **Dr HEMA Césaire,** notre directeur de mémoire pour son encadrement, sa disponibilité et ses remarques très pertinentes.
- **M. le Directeur de SOGIRAFRIQUE** pour avoir permis notre insertion dans sa Société dans un cadre très propice pour la réalisation de cette étude.
- **Ing COMPAORE Drissa**, notre maître de stage pour le temps qu'il nous a consacré en partageant avec nous ses connaissances et conseils.
- Notre cher ami **KANG Cédric** pour tout son soutien et ses précieux conseils.
- Toutes ces personnes qui nous ont soutenue de près ou de loin.

DEDICACE

Je dédie ce présent document à :

- Mon très cher père ZI Mahamoudou qui s'est toujours battu pour ma réussite ; il n'a jamais cessé de me soutenir, me guider, m'épauler et m'apporter beaucoup d'amour.
- Ma très chère mère ILBOUDO Assèta qui me comble de beaucoup d'amour, de bénédiction et de prière.
- Mon très cher et tendre époux pour tout son soutien, ses conseils et son amour.
- Mes frères et sœurs pour leur soutien et leur amour.

RESUME

Ce présent mémoire a pour objectif d'analyser la différence entre les deux normes principales utilisées en ingénierie du béton armé : le BAEL 91 R 99 et les Eurocodes, dans le contexte du Burkina Faso. L'étude se concentre sur un cas pratique, où quelques éléments à savoir poutre poteau d'un immeuble R+5 avec sous-sol et terrasse accessible à usage mixte situé à Ouagadougou seront dimensionnés.

La méthodologie adoptée repose sur une analyse approfondie des matériaux et des hypothèses structurelles définies par les deux normes. Une attention particulière est accordée aux caractéristiques des matériaux, aux états limites (service et ultime) ainsi qu'aux combinaisons des actions appliquées. Des éléments structurels clés, comme les poutres et les poteaux, sont dimensionnés et comparés afin de mettre en évidence les différences significatives entre les deux approches.

L'analyse comparative met en évidence plusieurs différences notables entre les deux approches. Le coefficient partiel en situation accidentelle est légèrement plus élevé dans l'Eurocode, tandis que le diagramme contraintes-déformations indique un allongement plus important des armatures, traduisant une plus grande ductilité de l'acier. À l'état limite de service, la contrainte du béton est définie de manière plus flexible dans l'Eurocode selon la classe de résistance, et la contrainte de l'acier y est mieux contrôlée grâce à une limitation spécifique. De plus, l'Eurocode propose une gestion plus avancée de la fissuration et introduit trois types de combinaisons aux ELS, contrairement à l'autre approche. En termes de dimensionnement, les sections d'acier obtenues pour la poutre et le poteau les plus sollicités diffèrent légèrement, illustrant l'impact des méthodes de calcul adoptées. Les résultats montrent que, bien que le BAEL reste adapté et largement utilisé au Burkina Faso, les Eurocodes offrent des perspectives plus détaillées et plus souples, particulièrement en matière de sécurité et d'optimisation des structures. Cependant, des contraintes liées à leur application locale, telles que l'adaptation aux réalités climatiques, économiques et techniques du pays, sont également identifiées.

Enfin, des recommandations sont formulées pour un usage optimal des deux normes, tout en tenant compte des besoins spécifiques et des contraintes du contexte burkinabé.

Mots clés : BAEL 91 R 99 - Béton armé- Normes - Dimensionnement - Eurocodes.

ABSTRACT

This thesis aims to analyze the differences between the two main standards used in reinforced concrete engineering: BAEL 91 R 99 and the Eurocodes, within the context of Burkina Faso. The study focuses on a practical case, where beams and columns of an R+5 building with a basement and an accessible mixed-use terrace in Ouagadougou will be designed.

The adopted methodology is based on an in-depth analysis of materials and structural assumptions defined by both standards. Special attention is given to material properties, limit states (service and ultimate), and load combinations. Key structural elements, such as beams and columns, are designed and compared to highlight significant differences between the two approaches.

The main observations show that :

- The partial safety factor in accidental situations increases from 1.15 (BAEL) to 1.2 (EC2).
- Stress-strain diagrams indicate a maximum elongation of 10‰ for reinforcement in BAEL, whereas Eurocode 2 allows a higher elongation, making the steel defined in the Eurocode more ductile.
- The concrete stress limit at ELS is 0.6fc28 (BAEL) and 0.6fck for severe exposure classes (EC2), making the Eurocode more flexible.
- The steel stress limitation at ELS depends on cracking in BAEL, while EC2 limits it to 0.8fyk, allowing better crack control.
- The Eurocode introduces a more advanced crack control approach.
- The Eurocodes define three types of ELS load combinations, unlike BAEL.
- The most loaded beam requires a steel section of 40.57 cm² (BAEL) and 39.31 cm² (EC2).
- The most loaded column requires a steel section of 12.69 cm² (BAEL) and -32.34 cm² (EC2).

The results indicate that, while BAEL remains suitable and widely used in Burkina Faso, the Eurocodes provide more detailed and flexible guidelines, particularly in terms of safety and structural optimization. However, challenges related to their local application, such as adaptation to climatic, economic, and technical realities, have also been identified.

Finally, recommendations are made for the optimal use of both standards, considering the specific needs and constraints of the Burkinabe context.

<u>Keywords</u> : BAEL 91 R 99 – Reinforced concrete - Standards – Structural design - Eurocodes.

LISTES DES ABREVIATIONS

AFNOR : Association Française de Normalisation

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites

CAO : Calcul Assisté par Ordinateur

CEN : Comité Européen de Normalisation

DTU : Document Technique unifié

EC0 : Eurocode 0

EC1 : Eurocode 1

EC2 : Eurocode 2

ELU : Etat Limite Ultime

ELS : Etat Limite de Service

EN : Norme Européenne

FP : Fissuration Préjudiciable

FPP : Fissuration Peu Préjudiciable

HA : Haute Adhérence

KN : Kilonewton

LNBTP : Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics

MPa : Méga Pascal

NF : Norme Française

PT75 : Poutre 75

RDC : Rez-De-Chaussée

R+1 : Etage 1

R+5 : Etage 5

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS i
RESUME iii
ABSTRACT iv
LISTES DES ABREVIATIONS v
TABLE DES MATIERES vi
LISTE DES TABLEAUX ix
LISTE DES FIGURES x
INTRODUCTION 1
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET 3
I. PRESENTATION DE LA STUCTURE D'ACCUEIL 3
I.1. PRESENTATION GENERALE 3
1. EXPERTISE 3
I.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE 4
II. DESCRIPTION DU PROJET 5
II.1. LOCALISATION 5
II.2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE 6
CHAPITRE II : MATERIEL ET METHODES 8
I. LES OUTILS UTILISES 8
I.1. LE BAEL (Béton Armé aux Etats Limites) ET AUTRES RÈGLEMENTS ASSOCIÉS 9
I.2. LES EUROCODES 9
II. LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 10
II.1. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX COMMUNES AU BAEL ET A L'EUROCODE 10
II.1.1. CARACTERISTIQUE DES SOLS DE FONDATION 10
II.1.2. CARACTERISTIQUE DU BETON 10
II.1.3. CARACTERISTIQUE DE L'ACIER 10
II.2. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX SELON LE BAEL 11
II.2.1. CARACTERISTIQUE DU BETON 11
II.2.2. CARACTERISTIQUE DE L'ACIER 12
II.2.3. DIAGRAMMES DE DEFORMATION LIMITES DE LA SECTION SELON LE BAEL 13
II.2.4. ENROBAGE SELON LE BAEL 14
II.3. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX SELON LES EUROCODES 15

II.3.1. CARACTERISTIQUE DU BETON 15
II.3.2. CARACTERISTIQUE DE L'ACIER 16
II.3.3. DIAGRAMMES DES DEFORMATIONS LIMITES DE LA SECTION SELON EUROCODE 17
II.3.4. ENROBAGE SELON EUROCODE 19
II.4. SYNTHESE COMPARATIVE DES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 20
II.5. ETAT LIMITE DE SERVICE-BAEL/EC2 22
II.5.1. ELS SELON LE BAEL 22
II.5.2. ELS SELON EUROCODE 2 22
II.5.3. SYNTHESE COMPARATIVE DE L'ETAT LIMITE DE SERVICE 28
II.6. ETAT LIMITE ULTIME -BAEL/EC2 30
II.6.1. HYPOTHESES GENERALES 30
II.6.2. ELU SELON LE BAEL 30
II.6.3. ELU SELON L'EC2 30
II.6.4. SYNTHESE COMPARATIVE DE L'ETAT LIMITE ULTIME 32
CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX 33
I. COMBINAISON DES ACTIONS 33
I.1. COMBINAISON D'ACTION SELON LE BAEL 33
I.1.1. COMBINAISON D'ACTIONS A L'ELU-BAEL 33
I.1.2. COMBINAISON D'ACTIONS A L'ELS-BAEL 34
I.2. COMBINAISON D'ACTIONS SELON L'EUROCODE 34
I.2.1. COMBINAISON D'ACTIONS A L'ELU-EC0 35
I.2.2. COMBINAISON D'ACTIONS A L'ELS-EC0 36
I.3. SYNTHESE COMPARATIVE DES COMBINAISONS D'ACTIONS 37
II. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS 37
II.1. LES PLANCHERS-BAEL/EC2 37
II.2. EVALUATION DES CHARGES 37
II.3. LES POUTRES-BAEL/EC2 39
II.4. LES POTEAUX-BAEL/EC2 39
CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DE DEUX ELEMENTS RESISTANTS 42
I. PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES 42
I.1. DIMENSIONNEMENT DES POUTRES SELON LE BAEL 42
I.2. DIMENSIONNEMENT DES POUTRES SELON EUROCODE 46
I.3. SYNTHESE SUR LE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES 48

II. PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT DU POTEAU 49
II.1. DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX SELON LE BAEL 49
II.2. DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX SELON EUROCODE 2 51
II.3. SYNTHESE SUR LE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX 53
III. ANALYSE COMPARATIVE DES QUANTITÉS DE MATÉRIAUX ET DES COÛTS 54
CHAPITRE V : COMPARAISON DES NORMES BAEL 91 R 99 ET EUROCODES : Avantages et Limites 55
I. LES AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE L'UTILISATION DES EUROCODES PAR RAPPORT AU BAEL AU BURKINA FASO 55
I.1. AVANTAGES DE L'APPLICATION DES EUROCODES AU BURKINA FASO 55
I.2. INCONVENIENTS DE L'APPLICATION DES EUROCODES AU BURKINA FASO 56
II. AVANTAGES DU MAINTIEN DU BAEL ET RECOMMANDATION 57
II.1. AVANTAGES DU MAINTIEN DU BAEL AU BURKINA FASO 57
II.2. RECOMMANDATIONS 57
CONCLUSION 60
BIBLIOGRAPHIE 62
ANNEXES I

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Caractéristiques mécaniques des aciers [5] 18
Tableau 2: Tableau des classes structurales et la durée indicative d'utilisation de projet [5] 19
Tableau 3: Valeurs de l'enrobage minimal $C_{min,dur}$ requis vis-à-vis de la durabilité dans le cas des armatures de béton armé conformément à l'EN 10080 [6] 20
Tableau 4: Tableau récapitulatif des différences entre les deux normes sur les caractéristiques des matériaux 21
Tableau 5: Classes d'exposition 23
Tableau 7 : Diamètre maximal ϕs des barres pour la maitrise de la fissuration [2] 25
Tableau 8: Espacement maximal des barres pour la maitrise de la fissuration [2] 26
Tableau 9: Tableau récapitulatif des différences entre les deux normes sur l'ELS 28
Tableau 10: Tableau récapitulatif des différences entre les deux normes sur l'ELU 32
Tableau 11: Combinaisons d'actions en ELU-BAEL [7] 33
Tableau 12:Combinaisons d'actions en ELS-BAEL [7] 34
Tableau 13: Valeurs de calcul d'actions (EQU) [8] 35
Tableau 14 : Valeurs de calcul d'actions (STR et GEO) [8] 35
Tableau 15: Valeurs de calcul d'actions en combinaisons ELS [8] 36
Tableau 16: Charge permanente plancher terrasse-BAEL/EC1 38
Tableau 17: Charge permanente plancher courant-BAEL/EC1 38
Tableau 18: Charge d'exploitation-BAEL/EC1 39
Tableau 19: Synthèse de calcul des sections d'aciers de la poutre au BAEL 44
Tableau 20 : Synthèse de calcul des sections d'aciers de la poutre à l'EC2 47
Tableau 21 : Interprétation des valeurs du dimensionnement de la poutre PT75 à L'ELU 48
Tableau 22 : Interprétation des valeurs du dimensionnement du poteau P83 à L'ELU 53

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Localisation de SOGIR AFRIQUE 4
Figure 2: Localisation du site 5
Figure 3 : Plan de niveau RDC 7
Figure 4:Façade principale 7
Figure 5: Diagramme parabole-rectangle du BAEL[1] 13
Figure 6: Diagramme rectangulaire simplifié du BAEL[1] 12
Figure 7: Diagramme contrainte-déformation de l'acier du BAEL [1] 13
Figure 8 : Diagrammes des déformations à l'état-limite ultime selon le BAEL [1] 14
Figure 9 : Disposition des armatures selon le BAEL[1] 15
Figure 10: Diagramme parabole-rectangle de l'EC2[2] 17
Figure 11: Diagramme bilinéaire de l'EC2[2] 16
Figure 12: Diagramme contrainte-déformation de l'acier de l'EC2[3] 17
Figure 13:Diagrammes des déformations à l'état-limite ultime selon Eurocode 2 [4] 18
Figure 14: Modèle 3D 41
Figure 15: Plan de coffrage PH sous-sol avec représentation du poteau 42
Figure 16: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU 43
Figure 17 : Plan de ferraillage de la poutre dimensionnée au BAEL 45
Figure 18: Les coupes de la poutre au BAEL 45
Figure 19 : Plan de ferraillage de la poutre dimensionnée à l'EC2 47
Figure 20: Les coupes de la poutre à l'EC2 48
Figure 21: Plan de coffrage sous-sol avec représentation du poteau 50
Figure 22 : Plan de ferraillage du poteau dimensionné au BAEL 51
Figure 23 : Plan de ferraillage du poteau dimensionné à l'EC2 52

INTRODUCTION

Le secteur du bâtiment et des travaux publics au Burkina Faso connaît un développement rapide, notamment dans les grandes villes comme Ouagadougou, où la demande en infrastructures modernes et résidences ne cesse de croître. La conception des structures en béton armé représente un enjeu crucial dans ce contexte, et les normes de dimensionnement jouent un rôle déterminant pour garantir la sécurité, la durabilité et l'économie des constructions. Le choix des normes à utiliser pour le dimensionnement des bâtiments, que ce soit les règles traditionnelles du Béton Armé aux États Limites (BAEL 91 R 99) ou les normes plus récentes telles que les Eurocodes, suscite des débats, notamment en ce qui concerne leur adaptation aux conditions locales.

Les normes BAEL, largement utilisées en Afrique francophone, sont bien maîtrisées par les ingénieurs locaux, mais accusent un certain retard en matière de mise à jour par rapport aux Eurocodes, qui offrent une approche plus moderne et harmonisée au niveau européen. Cependant, l'application des Eurocodes au Burkina Faso, où les conditions climatiques, les pratiques de construction et les ressources matérielles diffèrent de celles des pays européens, pose des défis et requiert une analyse approfondie. Dans ce contexte, il est essentiel d'évaluer l'applicabilité et les implications de l'adoption des Eurocodes, par rapport aux pratiques traditionnelles du BAEL, pour le dimensionnement des structures en béton armé dans ce pays.

Le présent mémoire se propose de réaliser une analyse comparative des normes BAEL 91 R 99 et Eurocodes, en appliquant ces normes aux éléments de structures poteau et poutre d'un immeuble R+5 avec sous-sol et une terrasse accessible à usage mixte à Ouagadougou.

L'objectif est de mettre en lumière les différences conceptuelles et pratiques entre ces deux approches, en tenant compte des particularités locales au Burkina Faso.

L'objectif général de cette étude est de comparer les approches de dimensionnement des bâtiments selon les normes BAEL 91 R 99 (Béton Armé aux États Limites) et les Eurocodes, en tenant compte des spécificités locales du Burkina Faso, à travers le cas d'un immeuble R+5 avec sous-sol et terrasse accessible à usage mixte à Ouagadougou.

De cet objectif général découle les objectifs spécifique suivants :

a. Analyser les principes fondamentaux et les différences conceptuelles entre le BAEL 91 R 99 et les Eurocodes pour le dimensionnement des structures en béton armé.

b. Appliquer les deux normes (BAEL et Eurocodes) au dimensionnement d'un immeuble R+5 avec sous-sol et terrasse accessible à Ouagadougou.

c. Évaluer les avantages et les inconvénients de l'application des Eurocodes par rapport au BAEL dans le contexte du Burkina Faso.

Formuler des recommandations pour le choix optimal des normes de dimensionnement au Burkina Faso, en tenant compte des enjeux locaux.

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I. PRESENTATION DE LA STUCTURE D'ACCUEIL

I.1. PRESENTATION GENERALE

La SOGIR AFRIQUE est une société à responsabilité limitée, de droit burkinabè, fondée en 2003 et spécialisée dans les études et la maîtrise d'œuvre. L'entreprise compte une équipe permanente composée d'une dizaine d'ingénieurs et de techniciens. Forte de plus de 15 ans d'expérience, SOGIR AFRIQUE s'est forgé une solide réputation dans le domaine de l'ingénierie de maîtrise d'œuvre au Burkina Faso. Son principal objectif est de contribuer au développement du continent africain. Pour atteindre cet objectif, la société s'engage à superviser attentivement ses projets dans divers secteurs, notamment le bâtiment, le transport, l'urbanisme, l'énergie, les installations industrielles, l'eau et l'environnement.

1. EXPERTISE

L'activité de SOGIR AFRIQUE se distingue par son expertise dans plusieurs domaines.

Dans le **génie civil**, elle intervient dans la construction de bâtiments civils, miniers et industriels, ainsi que dans la réalisation d'ouvrages routiers, enterrés et complexes. Elle est également spécialisée dans la construction de murs de soutènement et les structures métalliques.

En matière d'**hydraulique et d'environnement**, SOGIR AFRIQUE excelle dans divers domaines, tels que l'hydraulique urbaine, l'assainissement pluvial, l'assainissement autonome et collectif, ainsi que l'hydraulique villageoise. L'entreprise est aussi active dans l'aménagement hydro agricole.

Pour ce qui est du **génie climatique**, elle propose des services en plomberie, ventilation et climatisation, répondant ainsi aux besoins spécifiques de confort et de fonctionnalité des bâtiments.

Enfin, dans le domaine du **génie énergétique**, SOGIR AFRIQUE réalise des travaux d'électricité pour les bâtiments et les installations industrielles. Elle est également experte en

énergies renouvelables, notamment dans l'installation de systèmes photovoltaïques et thermiques, ainsi que dans la réalisation d'audits énergétiques.

I.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE

SOGIR AFRIQUE a son siège social à Ouagadougou au Burkina Faso, précisément au quartier Ouaga 2000. Ces coordonnées géographiques sont 12°19'04,6"N et 1°30'28,2"W, La Figure 1 ci-dessous nous donne un aperçu sur sa localisation.

Figure 1: Localisation de SOGIR AFRIQUE

II. DESCRIPTION DU PROJET

II.1. LOCALISATION

Le terrain destiné à la réalisation de notre projet est situé au secteur 6 non loin de l'inspection du travail, sur l'avenue Ouezzin Coulibaly de l'arrondissement 1 de Ouagadougou au Burkina Faso. Il a pour coordonnées GPS (12.3568861, -1.5209097). La figure 2 suivante nous donne un aperçu.

Figure 2: Localisation du site

II.2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage dédié à la présente étude est un bâtiment R+5 avec sous-sol à usage mixte. Le terrain a une superficie de 1057 m², avec une hauteur de 5 m au sous-sol, 4 m au RDC et au premier étage, 3,60 m au deuxième, troisième, quatrième et cinquième étage, et un édicule de 3 m sur la terrasse accessible. Totalisant ainsi une hauteur de 30,4m.

Afin de faciliter l'accès aux différents niveaux, il est prévu des escaliers et un ascenseur. On rencontre 04 types d'escalier sur ce projet. Un patio est également prévu à partir du 2eme étage où commencent les résidences. Ce patio a pour but d'apporter plus d'aération et un éclairage naturel au profit des résidents.

L'immeuble est constitué de:

- un **sous-sol** qui est réservé au parking pour le stationnement des engins du personnel et des résidents ;
- un **rez-de-chaussée** constitué de 3 boutiques à deux (02) niveaux débouchant au R+1, 11 boutiques à un seul niveau, un local transpo, des toilettes, des escaliers, une circulation interne, une circulation externe ;
- **1er étage** constitué de 3 boutiques à deux (02) niveaux prenant naissance au RDC, 14 boutiques à un seul niveau chacune, des toilettes publiques, des escaliers, une circulation interne, une circulation externe ;
- **2eme étage** constitué de 6 résidences F3 avec cuisine, douche et un balcon, un restaurant + un balcon, une circulation interne, des escaliers ;
- **3eme et 4eme étage** constitué de 6 résidences F3 avec cuisine, douche et un balcon, une (01) résidence F2 avec cuisine, douche et un balcon, une circulation interne et des escaliers ;
- **5eme étage** constitué de 6 résidences F3, une salle polyvalente, une circulation interne et des escaliers ;
- **6eme étage** constitué de la terrasse accessible et d'un édicule**.**

La parcelle présente une forme irrégulière. La figure 3 ci-dessous représente le plan de niveau du RDC, tant disque la figure 4 nous donne un aperçu de la façade principale. **Se conférer aux annexes 1, 2, 3,4 et 5** pour les autres plans.

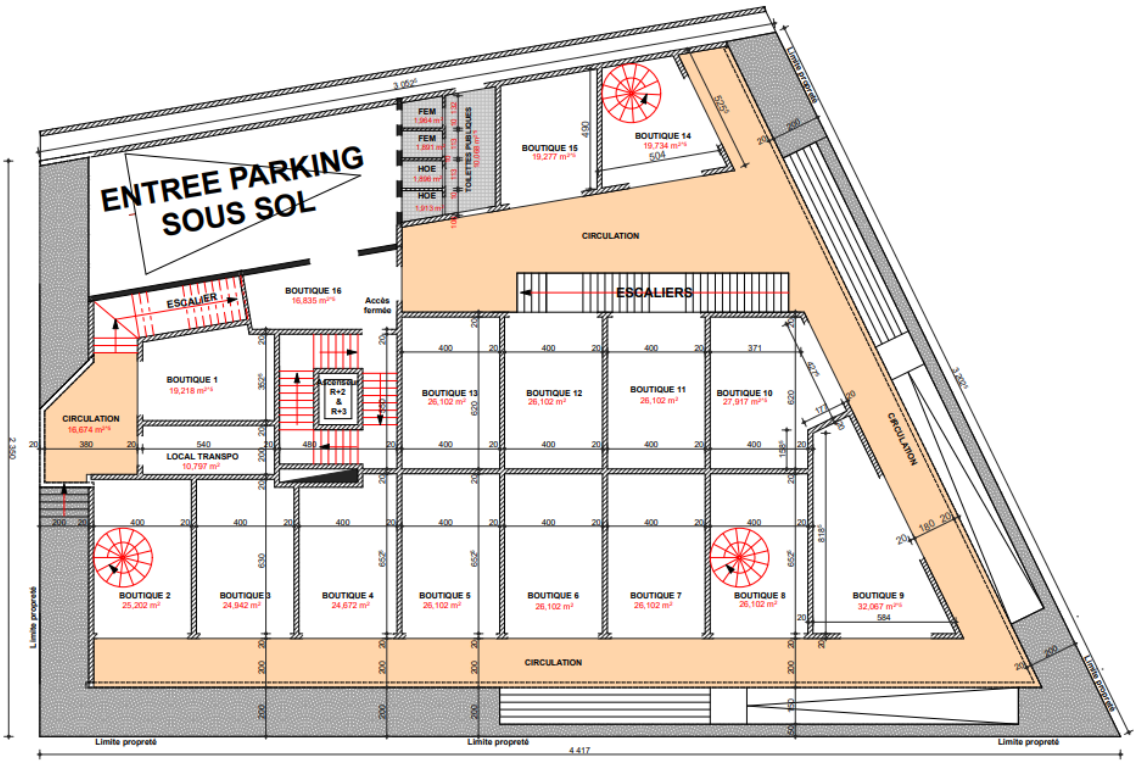


Figure 3 : Plan de niveau RDC

Figure 4:Façade principale

CHAPITRE II : MATERIEL ET METHODES

I. LES OUTILS UTILISES

Ce travail a été réalisé avec les outils suivants :

- ✓ **Google Earth** qui est un logiciel conçu par la société Google qui offre la possibilité de visualiser la Terre grâce à un assemblage d'images aériennes et satellitaires. Initialement développé par Keyhole Inc en tant que produit payant, ce logiciel permet aux utilisateurs de survoler la planète et de zoomer sur l'emplacement de leur choix. Cet outil nous a permis de visualiser notre zone d'étude.

- ✓ **Arche Ossature** qui est un logiciel pour la conception et la réalisation de structures en béton armé. Il réalise la descente de charges et le prédimensionnement des éléments, tout en générant automatiquement les plans de ferraillage. Spécialement conçu pour le calcul des bâtiments en béton armé, ARCHE permet de pré dimensionner les structures et d'effectuer simultanément des calculs de descente de charges, de contreventement et des analyses sismiques. Pour chaque élément structural, ARCHE automatise également la création des plans de ferraillage et la rédaction des notes de calcul. Il nous a été utile dans la modélisation et réalisation de la descente de charge ainsi que la détermination des sollicitations de notre projet.
- ✓ **ArchiCAD** est un logiciel de modélisation BIM (Building Information Modeling) qui permet de créer des plans architecturaux détaillés, y compris des plans de coffrage. Grâce à ses outils avancés de dessin et de modélisation 3D, ArchiCAD facilite la conception et la documentation des structures, offrant la possibilité de générer des vues en plan, des coupes et des élévations nécessaires pour le coffrage. Il nous a donc permis de réaliser nos différents plans de coffrage.
- ✓ **AutoCAD** : un logiciel de conception assistée par ordinateur (CAO) très répandu. Il permet de réaliser des dessins précis en 2D et 3D, adaptés à de nombreux usages, tels que la conception de bâtiments, de ponts, de circuits électriques ou encore la fabrication d'équipements. AutoCAD offre également la possibilité de créer et de modifier des images numériques. Cet outil puissant met à disposition des utilisateurs une multitude d'options pour concevoir tout type de projet. Il nous a permis de réaliser nos plans de ferraillage.

- ✓ **Pack office** : qui regroupe plusieurs logiciels nous a permis d'établir un programme de calcul sur Excel, de rédiger notre mémoire grâce au logiciel Word et de faire la présentation grâce au logiciel PowerPoint.

I.1. LE BAEL (Béton Armé aux Etats Limites) ET AUTRES RÈGLEMENTS ASSOCIÉS

Le Béton Armé aux Etats Limites (BAEL) est un règlement français qui énonce les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

Il est basé principalement sur deux états imites :

- ✓ L'état limite de service (ELS) : il désigne les conditions d'exploitation ou les conditions de durabilité, l'imitation d'ouverture des fissures (vérifications des contraintes admissibles).
- ✓ L'état limite ultime (ELU) : il désigne la capacité portante dont le dépassement entraine la ruine de la structure, la sécurité des biens et des personnes, les résistances des matériaux (vérification des déformations admissible).

Nous utiliserons :

- les règles BAEL 91 révisées 99 seront utilisées pour des structures en béton armé ;
- le NF P06-004 pour les charges permanentes ;
- le NF P06-001 pour les charges d'exploitation.

I.2. LES EUROCODES

Rédigés par le Comité Européen de Normalisation (CEN), les Eurocodes regroupent les règles de construction pour tous les Etas membres de l'Union européenne. A partir de mars 2010 les Eurocodes ont remplacé les normes précédemment créées par AFNOR et deviennent les seules normes de référence dans les États membres de l'Union européenne.

Il existe 10 familles d'Eurocode, chacun visant un aspect spécifique de la conception, ou un type de construction particulière. Ces familles sont les suivantes :

- l'Eurocode 0 qui concerne la base de calcul des structures et créé en 1990 ;
- l'Eurocode 1 qui concerne l'action sur les structures a été créé en 1990 ;
- l'Eurocode 2 pour le calcul des structures en béton, créé en 1992 ;

- l'Eurocode 3 pour le calcul des structures en acier, créé en 1993 ;
- l'Eurocode 4 pour le calcul des structures mixtes acier béton, créé en 1994 ;
- l'Eurocode 5 pour le calcul des structures en bois, créé en 1995 ;
- l'Eurocode 6 pour le calcul des ouvrages en maçonnerie, créé en 1996 ;
- l'Eurocode 7 pour le calcul géotechnique, créé en 1997 ;
- l'Eurocode 8 pour le calcul des structures pour leur résistance aux séismes, créé en 1998 ;
- l'Eurocode 9 pour le calcul des structures en aluminium, créé en 1999.

Les Eurocodes qui seront donc utilisés dans notre étude concernent les Eurocodes 0, 1, et 2.

II. LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Les hypothèses de calcul formulées pour cette étude sont les suivantes : **Fissuration préjudiciable** en infrastructure et **peu préjudiciable** en superstructure.

II.1. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX COMMUNES AU BAEL ET A L'EUROCODE

II.1.1. CARACTERISTIQUE DES SOLS DE FONDATION

Les études géotechniques ont été réalisées par le Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics (L.N.B.T.P).

- Contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol} = 0.16Mpa$
- Profondeur d'ancrage D = -2m /TN
- Nature du sol de fondation : Argile
- Les tassements seront à l'ordre 1,30 cm

II.1.2. CARACTERISTIQUE DU BETON

- Poids volumique du béton : 25KN/m3
- Coefficient de poisson pour le béton non fissuré (pour le calcul des déformations) $\nu = 0{,}2$
- Coefficient de poisson pour le béton fissuré (pour le calcul des sollicitations) $\nu = 0$

II.1.3. CARACTERISTIQUE DE L'ACIER

- Module d'élasticité longitudinale désignée par : E_s = 200 000 MPa
- Masse volumique : λd = 78.5 KN/$m3$
- Poids volumique du béton : 25 MPa

II.2. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX SELON LE BAEL

II.2.1. CARACTERISTIQUE DU BETON

- La résistance à la compression à 28 jours est désignée par f_{c28}

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad pour\ f_{c28} \leqslant 40\ MPa$$

et

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad pour\ f_c28 > 40\ MPa$$

- La résistance à la traction est désignée par f_{tj} :
  $f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj}$ Avec f_{cj} la résistance à j jours
- La résistance de calcul désignée par f_{bu} :
  $f_{bu} = \frac{0{,}85}{\theta} \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$ Avec : γ_b le coefficient partiel recouvrant les incertitudes et θ le coefficient de durée d'application.

  γ_b = 1,5 pour les combinaisons fondamentales

  γ_b = 1,15 pour les combinaisons accidentelles

  θ = 1 qui est couramment utilisé
- Module déformation instantanée : E_{i28}= 11000 $(fc28)^{\frac{1}{3}}$ = 32 164.195 MPa
- Module déformation différée : E_{v28}= 3 700 $(fc28)^{\frac{1}{3}}$ = 10 818.865 MPa

Diagrammes contrainte-déformation du béton

Selon le BAEL il existe deux (02) types de diagrammes, le diagramme de calcul dit **parabole-rectangle** qui peut être utilisé dans tous les cas et le **diagramme rectangulaire simplifié** qui peut être utilisé lorsque la section considérée est entièrement comprimée. Les figures 4 et 5 suivantes représentent ces diagrammes :

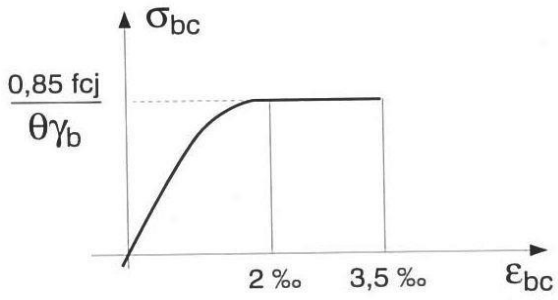


Figure 5: Diagramme parabole-rectangle du BAEL[1]

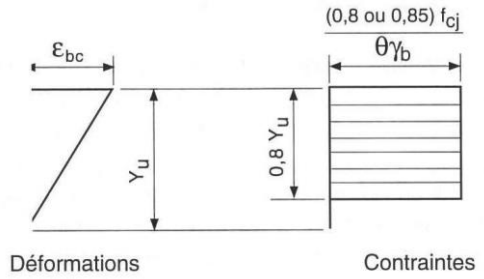


Figure 6: Diagramme rectangulaire simplifié du BAEL[1]

II.2.2. CARACTERISTIQUE DE L'ACIER

Les armatures utilisées sont les aciers à Haute Adhérence (HA)qui sont les plus souvent utilisés en béton armé, du fait de ses verrous transversaux obliques qui permettent d'assurer une meilleure transmission des efforts et d'éviter qu'ils ne glissent dans le béton.

- Limite élastique de l'acier est désignée par : fe
- Contrainte de traction à l'ELU désignée par : $f_{su} = \frac{fe}{\gamma s}$

  Avec γs : Coefficient de sécurité

  γs = 1,15 pour les combinaisons fondamentales et 1 pour les combinaisons accidentelles.

- Diagrammes contrainte-déformation de l'acier

Le diagramme utilisé pour les besoins de calcul est celui illustré dans la figure 6 ci-dessous : Le diagramme à palier de repos

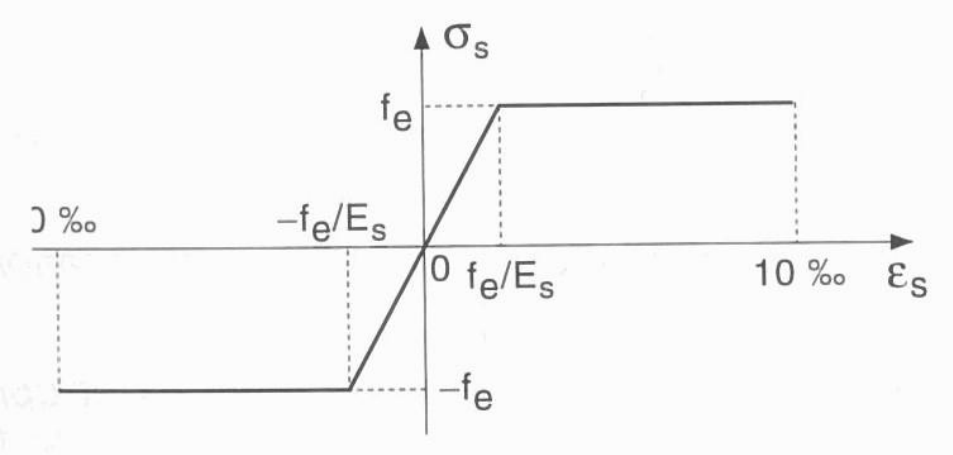
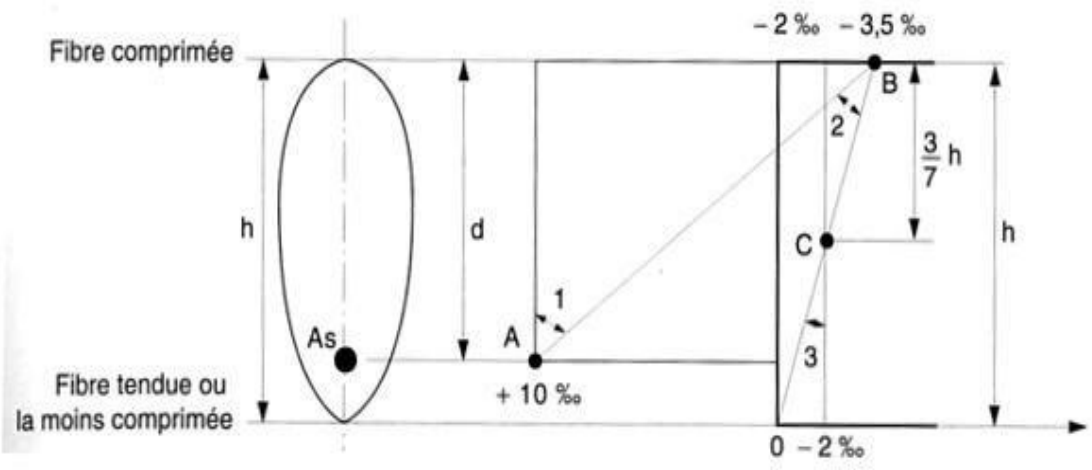


Figure 7: Diagramme contrainte-déformation de l'acier du BAEL [1]

II.2.3. DIAGRAMMES DE DEFORMATION LIMITES DE LA SECTION SELON LE BAEL

Représentations graphiques qui montrent les déformations maximales admissibles dans une section en béton armé soumise à différentes sollicitations (compression, traction ou flexion). Ils sont utilisés pour vérifier que les déformations dans le béton et les armatures ne dépassent pas les limites fixées par la norme, assurant ainsi la sécurité et la durabilité de la structure. Ces représentations sont illustrées dans les figures 7 suivantes :



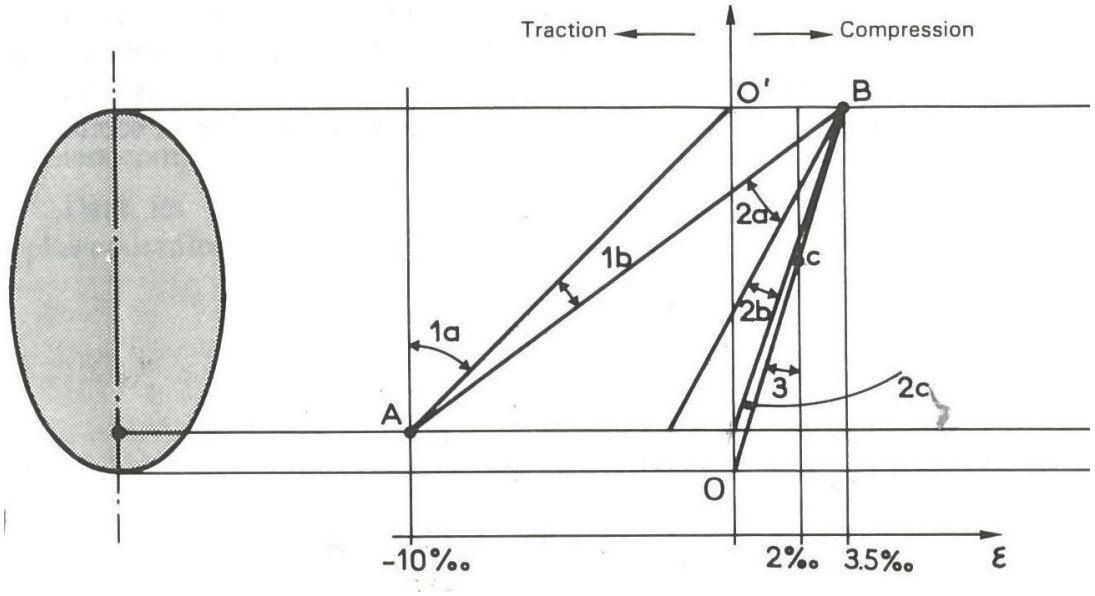


Figure 8 : Diagrammes des déformations à l'état-limite ultime selon le BAEL [1]

Selon le cas de sollicitation normale la section peut à la limite appartenir à l'un des trois pivots :

- **Pivot A**

Ce domaine correspond à un allongement de toutes les fibres de la section, l'armature la plus tendue s'allonge au maximum de **10 ‰.**

- 1a : représente la traction excentrée
- 1b : représente la flexion simple ou composée

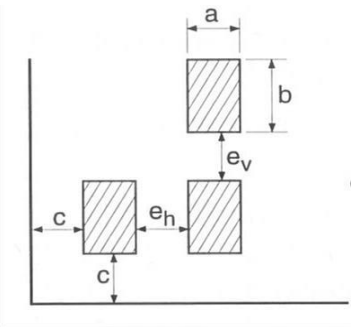
- **Pivot B :** Il s'agit de la flexion simple ou composée
- **Pivot C** : Il s'agit de la compression excentrée

II.2.4. ENROBAGE SELON LE BAEL

Selon le BAEL des valeurs minimales d'enrobage sont définies afin de garantir la protection des armatures. Cela en fonction de la situation du projet :

$$C = 1 \text{ ou } 5 \text{ cm}$$

La figure 8 donne les principales dispositions en ce qui concerne l'enrobage et la distance entre les armatures :



Avec $C \geq a$;

$$e_h \geq \begin{cases} a \\ 1{,}5Cg \end{cases} \text{ et}$$

$$e_v \geq \begin{cases} a \\ Cg \end{cases}$$

Figure 9 : Disposition des armatures selon le BAEL[1]

Pour notre étude nous avons opté pour les enrobages les plus couramment utilisés et qui correspondent à notre situation :

2,5 cm pour les poutres et les poteaux et 4 cm pour les semelles.

II.3. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX SELON LES EUROCODES

II.3.1. CARACTERISTIQUE DU BETON

La valeur caractéristique de la résistance à 28 jours est désignée par f_{ck} selon EC2 qui prend la valeur de 25 Mpa dans notre cas.

- La résistance de calcul du béton est désignée par : f_{cd}

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \text{ Avec } \quad \alpha_{cc} = 1 \text{ pour les bâtiments}$$

- La résistance à la traction est désignée par f_{ctd} :

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \text{ Avec } \quad \alpha_{ct} = 1$$

- γ_c qui est le coefficient partiel recouvrant les incertitudes, prend la valeur 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,2 pour les combinaisons accidentelles .
- Module d'élasticité sécant du béton pour les déformations instantanées :

$$E_{cm} = 22000 \times \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3} \quad \text{en MPa} \quad \text{Avec} \quad f_{cm} = f_{ck} + 8\ MPa$$

f_{cm} est la résistance moyenne à la compression du béton

- Module d'élasticité tangent pour les déformations à long terme :

$$E_{cm} \leq E_c \leq E_{c,eff}$$

$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}(t_0)}{1+\varphi(\infty,t_0)}$ qui est le module d'élasticité tangent effectif

$E_c = \frac{E_{cm}}{1+\varphi_e}$

Avec $E_{cm}(t_0)$ module de déformation du béton à 8+ jours

t_0 âge de la première mise en charge

$\varphi(\infty,t_0)$ coefficient de fluage

$$\varphi_e = \varphi(\infty,t_0)\frac{M_{Ed,quasi-perm}}{M_{Ed}}$$

Le coefficient de fluage est déterminé soit à partir des courbes ou d'un tableau en fonction du type de ciment. **(Se conférer à l'annexe 6)**

- Diagrammes contrainte-déformation du béton.

L'Eurocode définit deux types de diagrammes contrainte-déformation du béton qui sont les suivants représentés dans les figures 9 et 10 :

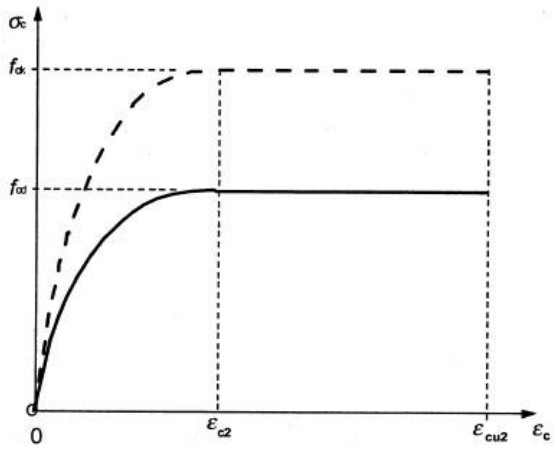


Figure 10: Diagramme parabole-rectangle de l'EC2[2]

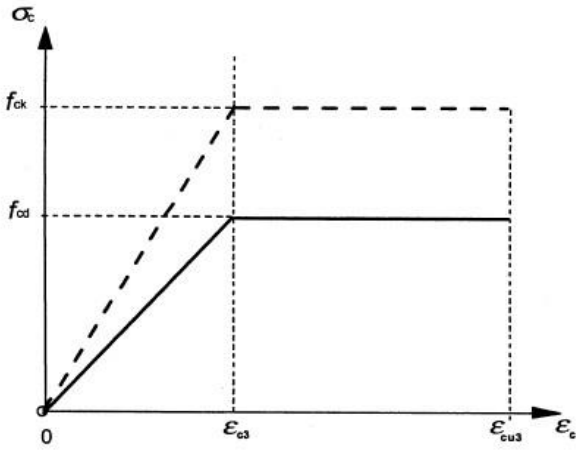


Figure 11: Diagramme bilinéaire de l'EC2[2]

II.3.2. CARACTERISTIQUE DE L'ACIER

- Limite élastique de l'acier est désignée par f_{yk}
- La résistance en traction est désignée par f_t
- Résistance de calcul en ELU :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Avec γ_s : le coefficient de sécurité

γ_s = 1 ,15 pour les combinaisons fondamentales et 1 pour les combinaisons accidentelles.

- Diagrammes contrainte-déformation de l'acier

Deux types de diagramme sont utilisés pour les calculs selon Eurocode : **un diagramme avec palier de plasticité**, sans limitation d'allongement de l'acier et **un diagramme avec droite inclinée** en limitant l'allongement de l'acier à la valeur $\varepsilon_{ud} = 0{,}9\ \varepsilon_{uk}$ avec ε_{uk} l'allongement sous charge maximale qui dépend de la classe d'acier. Il prend la valeur de $\varepsilon_{uk} \geq 2{,}5\%$ pour les aciers laminés à froid ou tréfilés, acier de catégorie 2 B500A. La figure 11 représente ces deux digrammes de contrainte-déformation de l'acier :

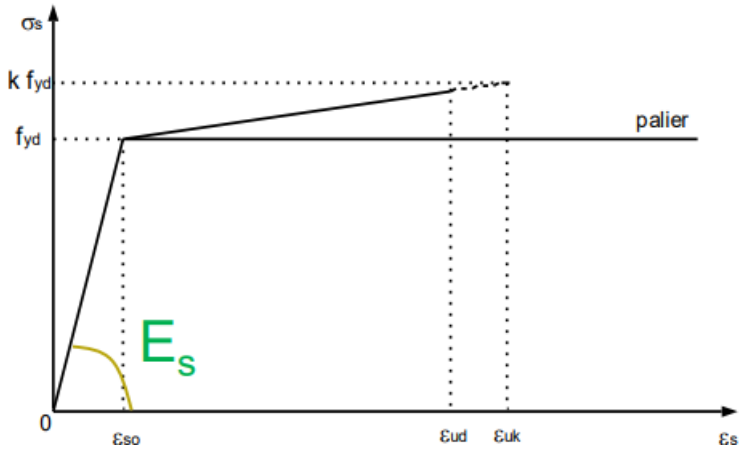


Figure 12: Diagramme contrainte-déformation de l'acier de l'EC2[3]

II.3.3. DIAGRAMMES DES DEFORMATIONS LIMITES DE LA SECTION SELON EUROCODE

De nouveaux diagrammes sont utilisés par Eurocode différents de ceux du BAEL. Les diagrammes des 3 pivots subissent donc quelques modifications. Il y a donc un changement au niveau des valeurs limites de déformations du béton et de l'acier selon les choix réalisés. La figure 12 illustre ces diagrammes :

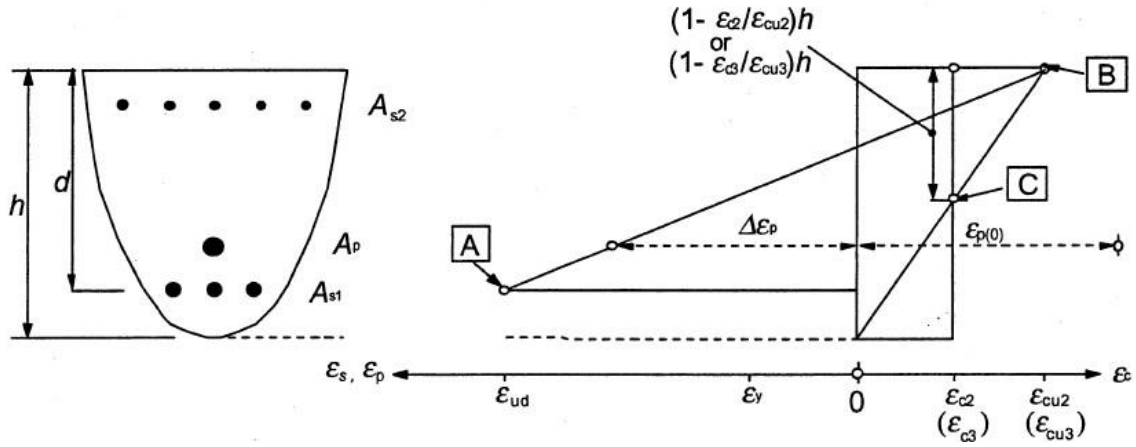


Figure 13:Diagrammes des déformations à l'état-limite ultime selon Eurocode 2 [4]

- **Pivot A**

Ce domaine correspond à un allongement de toutes les fibres de la section, l'armature la plus tendue s'allonge au maximum de ε_{ud} .

Avec :

- Diagramme de l'acier à palier incliné : $\varepsilon_{ud} = 0.9\ \varepsilon_{uk}$
- Diagramme de l'acier à palier horizontal de plasticité : $\varepsilon_{ud} \rightarrow \infty$

ε_{uk} est fonction de la classe de l'acier**.** On peut trouver ses valeurs dans le tableau 1 suivant :

Tableau 1: Caractéristiques mécaniques des aciers [5]

Classe d'acier			A	B	C
rapport de la contrainte pour $\varepsilon_s = \varepsilon_{uk}$ et la limite d'élasticité		k	≥ 1,05	≥ 1,08	≥ 1,15 < 1,35
allongement sous charge maximale	%	ε_{uk}	≥ 2,5	≥ 5,0	≥ 7,5
allongement maximal de calcul	%	ε_{ud}	≥ 2,25	≥ 4,5	≥ 6,75
limite élastique	MPa	f_{yk}	500	500	500
f_{yd} avec γ_s = 1,15 en palier =	MPa	f_{yd}	435	435	435
f_{yd} avec γ_s = 1,15 avec droite inclinée ≤	MPa	$\sigma_{s,max}$	454	466	493

- **Pivot B** : Il s'agit de la flexion simple ou composée
- **Pivot C** : Il s'agit de la compression excentrée

II.3.4. ENROBAGE SELON EUROCODE

L'Eurocode définit l'enrobage comme étant la distance entre le parement du béton et l'armature la plus proche.

L'enrobage nominal est égale à : $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$

c_{min} : Enrobage minimal,

Δc_{dev} : Tolérance d'exécution admise, Δc_{dev}= 10mm

Avec $c_{min} = Max\{c_{min,b};\ c_{min,dur}\ ; 10mm\}$

$c_{min,b}$: enrobage minimal pour respecter les exigences d'adhérence

$c_{min,dur}$: enrobage minimal pour respecter les conditions d'environnement

- $c_{min,b}$

  Pour assurer une transmission correcte des forces d'adhérence et un serrage correct du béton, l'enrobage minimal $c_{min,b}$ d'une barre ne doit pas descendre au-dessous de son diamètre nominal Ø ou, s'il s'agit d'un paquet de n barres, au-dessous du diamètre équivalent $Ø_n$ du paquet ($Ø_n$ = Ø).

  Si la dimension maximale dg du granulat est supérieure à 32 mm, l'enrobage minimal défini ci-dessus doit être augmenté de 5 mm : $c_{min,b}$ = max (Ø ; dg).

- $c_{min,dur}$

  Cette valeur est donnée par le tableau ci-après de l'EC2 qui est adopté par l'annexe Nationale s'appliquant au béton normal armé d'acier au carbone ordinaire. $c_{min,dur}$ est déterminé en fonction de **la durée de vie de l'ouvrage** qui permet de trouver **la classe structurale.**

  L'EC2 impose pour les bâtiments et ouvrages de génie civil, l'utilisation de la classe S4.

  Le tableau 4 présente les différentes classes structurales et les durées indicatives d'utilisation de projet tiré de la norme NF EN 1990-Tableau 2.1.

Tableau 2: Tableau des classes structurales et la durée indicative d'utilisation de projet [5]

Classe structurale	Durée indicative d'utilisation du projet (années)	Exemples
1	10	Structures provisoires
2	10 à 25	Eléments structuraux remplaçables (poutres de roulement, appareils d'appui)
3	15 à 30	Structures agricoles et similaires
4	50	Structures de bâtiments et autres structures courantes
5	100	Structures monumentales de bâtiments, ponts, et autres ouvrages de génie civil

Une fois ces 2 éléments trouvés on passe à la détermination de la classe d'exposition. **(Se conférer à l'annexe 7)**

Puis nous trouverons les valeurs de l'enrobage minimal $c_{min,dur}$ dans le tableau 3 ci-dessous :

Tableau 3: Valeurs de l'enrobage minimal $C_{min,dur}$ requis vis-à-vis de la durabilité dans le cas des armatures de béton armé conformément à l'EN 10080 [6]

Exigence environnementale pour $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe Structurale	Classe d'exposition selon Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Pour une durée de vie de 100 ans, la classe doit être augmentée de deux rangs. On peut également réduire la classe d'un rang si seulement :

- il s'agit d'une dalle ;
- un contrôle de qualité particulier est assuré pour la production du béton ;
- la classe de résistance du béton est au moins égale aux valeurs du tableau.

II.4. SYNTHESE COMPARATIVE DES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

A l'issue de ces caractéristiques nous remarquons quelques différences entre ces deux règlements qui entraineront des changements lors des calculs des armatures. Le tableau 4 illustre ces différences :

Tableau 4: Tableau récapitulatif des différences entre les deux normes sur les caractéristiques des matériaux

Eléments	**BAEL**	**EC2**	**Commentaires**
Coefficient partiel : situation accidentelle	$\gamma_b = 1{,}15$	$\gamma_c = 1{,}2$	b (béton) devient c(concrete). On a un coefficient de sécurité plus élevé à l'EC2.
Résistance de calcul du béton	$f_{bu} = \frac{0{,}85}{\theta}\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$	$f_{cd} = \alpha_{cc}\frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	Il ya une différence dans la determination de fcj et fck ce qui explique la disparition de la valeur 0,85.
Les diagrammes contraintes-déformations	L'allongement des armatures limité à 10‰	L'allongement des armatures limité à ε_{ud}	En plus des diagrammes supplémentaires à l'EC2, l'allongement max ε_{ud} est en tout cas supérieur à 10‰.
Le module de déformation du béton	$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$ $E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$	$E_{cm} = 22\left[\frac{f_{cm}}{10}\right]^{0.3}$ $E_c = \frac{E_{cm}}{1+\varphi_e}$	La différence du module de déformation dans les 2 règlements engendre une modification dans le calcul du coéfficient d'équivalence.
La détermination de l'enrobage	Indique des dispositions à prendre pour la protection des armatures	Spécifie la notion d'enrobage nominal minimal comme étant l'enrobage minimal qui est augmenté d'une valeur Δc_{dev}.	Contrairement à l'EC2 le BAEL ne se base pas sur les classes d'exposition pour la protection des armatures.

- Le facteur 0,85 appliqué au BAEL est une mesure conservatrice pour garantir une marge de sécurité accrue. À l'EC2, l'absence de ce facteur permet une meilleure exploitation de la résistance du béton, ce qui contribue à optimiser la conception structurelle et à réduire les besoins en acier.
- L'acier défini à l'Eurocode est plus ductile par rapport au BAEL. Car l'Eurocode limite l'allongement des aciers en fonction de leur classe de ductilité (ductilité normale : A, haute ductilité : B et très haute ductilité : C) qui est plus élevé que 10 ‰ qu'importe la classe. Avec cette valeur élevée l'acier peut atteindre des déformations plus importantes avant de se casser. Ce qui permet de réduire la surconsommation grâce à une exploitation plus proche des capacités maximales des matériaux. Mais cela nécessite de s'assurer que les matériaux utilisés répondent aux exigences associées.

II.5. ETAT LIMITE DE SERVICE-BAEL/EC2

II.5.1. ELS SELON LE BAEL

II.5.1.1. LIMITATION DES CONTRAINTES

❖ **Béton**

A l'État Limite de Service (ELS), la limitation de la contrainte de compression dans le béton correspond à une contrainte admissible fixée pour éviter les déformations excessives, la fissuration, et les dégradations visuelles ou fonctionnelles de la structure :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6\, f_{c28}$$

❖ **Acier**

Afin de limiter les risques de fissures excessives qui peuvent favoriser des infiltrations de nature à nuire à la tenue à la corrosion des armatures, il est nécessaire de limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après le BAEL on distingue trois cas de fissuration :

- ✓ fissuration peu préjudiciable : pas de limitation $\sigma_s = f_e/\gamma_s$
- ✓ fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}) = 202\text{MPa}$
- ✓ fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_s} = \min(1/2\, f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}) = 164{,}97\text{MPa}$

η : le coefficient de fissuration est égale à 1,6 pour les aciers HA de diamètre supérieur ou égal à 6mm.

II.5.2. ELS SELON EUROCODE 2

II.5.2.1. LIMITATION DES CONTRAINTES

❖ **Béton**

Il est nécessaire de limiter la contrainte de compression dans le béton pour éviter les fissures longitudinales, les microfissures ou encore des niveaux élevés de fluage. Elle est limitée à une valeur $\mathbf{K_1.f_{ck}}$ pour les classes d'exposition XD, XF et XS qui sont présentées dans le tableau 5, avec $\mathbf{K_1 = 0,6.}$

$$\sigma_c \leq \overline{\sigma_c} = k_1\, f_{ck} = 0,6\, f_{ck}$$

Tableau 5: Classes d'exposition

Classe d'exposition	Description de l'environnement
XD	Corrosion induite par les chlorures
XS	Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer
XF	Attaque gel/dégel

Lorsque le fluage est pris en compte dans les calculs en combinaison quasi-permanente, le fluage peut être :

- Linéaire si : $\sigma_c \leq k_2 f_{ck}$; $k_2 = 0,45$
- Non linéaire si : $\sigma_c > k_2 f_{ck}$; ; $k_2 = 0,45$

❖ **Acier**

Un niveau de fissuration ou de déformation inacceptable est à éviter. Pour ce faire, la contrainte de traction dans les armatures est limitée à $k_3 f_{yk}$ sous la combinaison caractéristique de charges.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = k_3 f_{yk} \quad ; k_3 = 0,8$$

Quand la contrainte est provoquée par une déformation imposée, elle est limitée à $k_4 f_{yk}$:

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = k_4 f_{yk} \quad ; k_4 = 1$$

❖ *Sections minimales d'armatures*

Lorsque la maîtrise de la fissuration est prévue, il est indispensable de prévoir une quantité minimale d'armatures adhérentes pour contrôler la fissuration dans les zones soumises à des contraintes de traction. Cette quantité peut être déterminée en équilibrant les efforts de traction dans le béton juste avant la formation des fissures avec les efforts de traction dans les armatures à leur limite d'élasticité, ou à une contrainte inférieure si l'objectif est de limiter l'ouverture des fissures.

Pour les sections profilées, comme les poutres en T et les poutres-caisson, il est recommandé de calculer séparément le ferraillage minimal requis pour les différentes parties de la section, à savoir les membrures et les âmes.

La valeur de la section minimale est donnée par :

$$A_{s,min} = k_c * k * \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_s} * A_{ct}$$

Avec :

k : désigne le coefficient qui tient compte de l'effet des contraintes non uniformes auto-équilibrées conduisant à une réduction des efforts dus aux déformations gênées.

K=1 pour les âmes à h ≤ 300mm ou les membrures avec une largeur inférieure à 300mm

K=0,65 pour les âmes à h ≥ 800mm ou les membrures avec une largeur supérieure à 800mm

σ_s : désigne la contrainte maximale admise dans l'armature immédiatement après la formation de la fissure. Elle peut être prise égale à f_{yk} .

A_{ct} : désigne la section droite de béton tendu juste avant la formation de la première fissure.

K_c : désigne le coefficient qui tient compte de la répartition des contraintes dans la section immédiatement avant la fissuration ainsi que de la modification du bras de levier.

- En traction pure : k_c =1
- En flexion simple ou composée
  - ✓ Section rectangulaire et âmes des caissons et des sections en T

$$k_c = 0.4 * \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \left(\frac{h}{h^*}\right) f_{ct,eff}}\right] \leq 1$$

  - ✓ Membrures de caissons et des sections en T

$$k_c = 0.9 * \frac{F_{cr}}{A_{ct} f_{ct,eff}} \geq 0.5$$

Avec :

σ_c : désigne la contrainte moyenne dans le béton régnant dans la partie de la section considérée:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh}$$

N_{Ed} : désigne l'effort normal agissant à l'état-limite de service dans la partie de la section considérée.

h* = h si h < 1m et h* = 1 si h ≥ 1m

k_1 : désigne le coefficient qui prend en compte l'effet de l'effort normal sur la répartition des contraintes.

Si N_{Ed} est un effort en compression alors **k_1 = 1,5**

Si N_{Ed} est un effort de traction alors **$k_1 = \frac{2h*}{3h}$**

F_{cr} : est la valeur absolue de l'effort de traction dans la membrure juste avant la fissuration, dû au moment de fissuration calculé avec $f_{ct,eff}$.

❖ *Maîtrise de la fissuration sans calcul direct*

Cette méthode est une approche où l'on contrôle et limite la fissuration des éléments en béton armé sans avoir recours à des calculs détaillés ou complexes de la largeur des fissures.

Pour les fissures dues aux déformations gênées, les diamètres des barres n'excèdent pas les valeurs données dans le tableau suivant. La contrainte de l'acier est égale à la valeur obtenue juste après la fissuration.

Pour les fissures dues aux charges, les dispositions des tableaux 7 et 8 sont satisfaites. Il convient donc de calculer la contrainte de l'acier en considérant une section fissurée sous la combinaison d'actions considérée. [2]

Tableau 6 : Diamètre maximal ϕs des barres pour la maitrise de la fissuration [2]

Contrainte de l'acier [2] [MPa]	Diamètre maximal des barres [mm]		
	w_k = 0,4 mm	w_k = 0,3 mm	w_k = 0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	—

Tableau 7: Espacement maximal des barres pour la maitrise de la fissuration [2]

Contrainte de l'acier [2] [MPa]	Espacement maximal des barres [mm]		
	w_k = 0,4 mm	w_k = 0,3 mm	w_k = 0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	—
360	100	50	—

Ces valeurs énumérées dans ces tableaux sont sur la base de ces hypothèses :

C = 25mm ; $f_{ct,eff}$ = 2,9 MPa ; h_{cr} = 0,5 ; (h – d) = 0,1h ; k_1 = 0,8 ; k_2 = 0,5 ; k_c = 0,4 ; k = 1,0 ; k_t = 0,4 ; k' = 1,0

❖ *Calcul de l'ouverture des fissures*

L'expression suivante nous permet de calculer l'ouverture des fissures :

$$w_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

Avec :

$S_{r.max}$: désigne l'espacement maximal des fissures

ε_{sm} : désigne la déformation moyenne de l'armature de béton armé sous la combinaison de charges considérée.

ε_{cm} : désigne la déformation moyenne du béton entre les fissures.

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ peut être déterminé par la façon suivante [2] :

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}\left(1 + \alpha_e \rho_{p,eff}\right)}{E_s} \geq 0{,}6\,\frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

σ_s : désigne la contrainte dans les armatures de béton armé tendues, tout en supposant que la section fissurée.

$f_{ct,eff}$: désigne la valeur moyenne de la résistance en traction du béton au moment où les premières fissures sont supposées apparaître. **$f_{ct,eff} = f_{ctm}$**

α_e : désigne le rapport E_S / E_{cm}

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 A'_p}{A_{c,eff}}$$

$A_{c,eff}$: désigne l'aire de la section effective de béton autour des armatures tendues.

ξ : désigne le rapport de la capacité d'adhérence des armatures de précontrainte à la capacité d'adhérence des armatures de béton armé.

k_t : désigne un facteur qui dépend de la durée de la charge . Il prend la valeur de 0,6 quand il s'agit d'un chargement de courte durée et 0,4 quand le chargement est de longue durée.

- ❖ Espacement maximal des fissures
  - ✓ Espacement des armatures tendues ≤ 5(c + ϕ/2)

$$s_{r,max} = k_3\, c + k_4\, k_1\, k_2 \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}}$$

Avec :

ϕ : désigne le diamètre des barres ou le diamètre équivalent quand il s'agit de plusieurs diamètres de barres. Avec ϕ_{eq} de la manière suivante :

$$\phi_{eq} = \frac{n_1\phi_1^2 + n_2\phi_2^2}{n_1\phi_1 + n_2\phi_2}$$

quand il s'agit d'une section de n_1 barres avec un diamètre ϕ_1 et n_2 barres avec un diamètre ϕ_2.

c : représente l'enrobage des armatures longitudinales

k_1 : représente le coefficient tenant compte des propriétés d'adhérence des armatures. Il prend la valeur de 0,8 dans le cas des aciers à haute adhérence et 1,6 pour les aciers lisses.

k_2 : représente le coefficient tenant compte de la distribution de déformations. En flexion il prend la valeur 0,5 et en traction pure, la valeur de 1,0.

Il est recommandé de prendre **k_3** = 3,4 et **k_4** = 0,425.

- ✓ Espacement des armatures tendues > $5(c + \phi/2)$

$$s_{r,max} = 1{,}3\ (h - x)$$

Avec :

h = désigne la hauteur totale de la section

x = la hauteur du béton comprimé

II.5.3. SYNTHESE COMPARATIVE DE L'ETAT LIMITE DE SERVICE

Le tableau 9 suivant est un récapitulatif des différences entre les deux règlements en ce qui concerne l'Etat Limite de Service :

Tableau 8: Tableau récapitulatif des différences entre les deux normes sur l'ELS

Éléments	BAEL	EC2	Commentaires
Limite de la contrainte du béton	$0{,}6fc_{28}$	$0{,}6f_{ck}$ uniquement pour les classes XD, XF et XS	La limitation de la contrainte du béton est uniforme, indépendamment de l'environnement ou des conditions d'exposition selon le BAEL tant disque

			l'EC2 limite cette contrainte qu'aux classes d'exposition agressive.
La contrainte de l'acier	La limitation est basée selon que la fissuration soit peu préjudiciable, préjudiciable ou très préjudiciable	$0,8f_{yk}$	Le BAEL prend en compte la notion de fissuration préjudiciable, limitant la contrainte de l'acier de manière globale. L'EC2 ne fait plus référence à la notion de fissuration préjudiciable et limite la contrainte de l'acier à $0,8f_{yk}$ pour le contrôle de la fissuration.
Maitrise de la fissuration	-	Limitation de l'ouverture des fissures	Une nouvelle méthode, intégrée par l'Eurocode qui consiste à limiter l'ouverture des fissures calculée par une valeur maximale.

- La limitation de la contrainte de compression du béton aux classes d'expositions plus sévères (XD, XF, XS) par l'EC2, rend ce règlement plus flexible. Car il permet d'utiliser des contraintes plus élevées pour les classes d'expositions moins agressives, ce qui permet de tirer davantage parti de la résistance du béton. Cela peut mener à des sections de béton plus petites ou à une utilisation plus optimisée des matériaux, surtout lorsque la durabilité n'est pas un facteur critique.
- L'EC2, en limitant la contrainte de l'acier à $0,8f_{yk}$, offre des règles plus adaptées aux situations spécifiques, permettant de contrôler la fissuration sans surdimensionnement excessif. Ce contrôle de la fissuration est une nouvelle méthode adaptée par l'EC2 pour limiter la fissuration. Le BAEL quant à lui est plus conservateur et tend à surdimensionner les armatures pour garantir une marge de sécurité, ce qui peut entraîner des coûts et des consommations de matériaux plus élevés.

II.6. ETAT LIMITE ULTIME -BAEL/EC2

II.6.1. HYPOTHESES GENERALES

Ces hypothèses prises en compte à l'ELU sont communes aux deux normes avec les principes suivants :

- On suppose que la fissuration n'affecte que les zones où le béton est en traction. En d'autres termes, le béton fissuré ne reprend aucune contrainte de traction ; la traction est donc supportée uniquement par les armatures en acier. Dans la zone de compression, le béton est supposé non fissuré et reprend les contraintes de compression.
- L'acier et le béton sont supposés parfaitement solidaires, ce qui signifie que la déformation de l'acier est identique à celle du béton environnant dans la section fissurée. Cette hypothèse permet la répartition des contraintes de manière uniforme et d'assurer un transfert optimal des efforts entre les deux matériaux.
- Le béton et l'acier ont des contraintes proportionnelles aux déformations. On reste dans le domaine élastique jusqu'aux contraintes admissibles pour les matériaux.
- Les section planes restent planes après déformation (principe de Navier-Bernoulli).

Le dimensionnement à l'Etat Limite Ultime repose sur deux principes : le comportement des matériaux (acier et béton) et l'utilisation des diagrammes de contraintes comme ceux des trois pivots.

II.6.2. ELU SELON LE BAEL

Les diagrammes présentés par le BAEL sont les suivants : sans oublier le diagramme simplifié

- Béton : Diagramme parabole-Rectangle.
- Acier : Diagramme à palier horizontal avec limitation de la déformation.

Les trois pivots sont les suivants :

- Pivot A : Avec l'allongement limite : $\varepsilon_s = \varepsilon_{su} = 10\ ‰$;
- Pivot B : Avec raccourcissement limite : $\varepsilon_b = \varepsilon_{bu} = 3.5\ ‰$;
- Pivot C : Avec raccourcissement limite $\varepsilon_b = \varepsilon_{b1} = 2\ ‰$. [1]

II.6.3. ELU SELON L'EC2

Les diagrammes présentés par, l'Eurocode 2 sont les suivants : sans oublier le diagramme simplifié

- Béton : - Diagramme parabole-Rectangle.
  - Diagramme bilinéaire.
- Acier : - Diagramme à palier incliné avec limitation de la déformation.
  - Diagramme à palier horizontal sans limitation de la déformation.

On distingue plusieurs cas de calculs selon le diagramme choisi :

- Diagramme parabole-rectangle et diagramme à palier incliné.
  - Acier de classe A
    - Pivot A : $\varepsilon_s = \varepsilon_{ud} = 0.9\ \varepsilon_{uk} = 22.5$ ‰
    - Pivot B : $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu2} = 3.5$ ‰ avec $f_{ck} \leq 50\ MPa$
    - Pivot C : $\varepsilon_c = \varepsilon_{c2} = 2$ ‰ avec $f_{ck} \leq 50\ MPa$
  - Acier de classe B
    - Pivot A : $\varepsilon_s = \varepsilon_{ud} = 0.9\ \varepsilon_{uk} = 45.5$ ‰
    - Pivot B : $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu2} = 3.5$ ‰ avec $f_{ck} \leq 50\ MPa$
    - Pivot C : $\varepsilon_c = \varepsilon_{c2} = 2$ ‰ avec $f_{ck} \leq 50\ MPa$
  - Acier de classe C
    - Pivot A : $\varepsilon_s = \varepsilon_{ud} = 0.9\ \varepsilon_{uk} = 67.5$ ‰
    - Pivot B : $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu2} = 3.5$ ‰ avec $f_{ck} \leq 50\ MPa$
    - Pivot C : $\varepsilon_c = \varepsilon_{c2} = 2$ ‰ avec $f_{ck} \leq 50\ MPa$

- Diagramme parabole-rectangle et diagramme à palier horizontal

  Il n'y a pas de limitation de l'allongement avec le diagramme à palier horizontal. Le pivot A n'a donc plus lieu d'être.
  - Pivot B : $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu2} = 3.5$ ‰ avec $f_{ck} \leq 50\ MPa$
  - Pivot C : $\varepsilon_b = \varepsilon_{c2} = 1{,}75$ ‰ avec $f_{ck} \leq 50\ MPa$

- Diagramme bilinéaire et diagramme à palier incliné
  - Acier de classe A
    - Pivot A : $\varepsilon_s = \varepsilon_{ud} = 0.9\ \varepsilon_{uk} = 22.5$ ‰
    - Pivot B : $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu3} = 3.5$ ‰ avec $f_{ck} \leq 50\ MPa$
    - Pivot C : $\varepsilon_b = \varepsilon_{c3} = 1{,}75$ ‰ avec $f_{ck} \leq 50\ MPa$
  - Acier de classe B
    - Pivot A : $\varepsilon_s = \varepsilon_{ud} = 0.9\ \varepsilon_{uk} = 45.5$ ‰
    - Pivot B : $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu3} = 3.5$ ‰ avec $f_{ck} \leq 50\ MPa$
    - Pivot C : $\varepsilon_b = \varepsilon_{c3} = 1{,}75$ ‰ avec $f_{ck} \leq 50\ MPa$
  - Acier de classe C
    - Pivot A : $\varepsilon_s = \varepsilon_{ud} = 0.9\ \varepsilon_{uk} = 67.5$ ‰
    - Pivot B : $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu3} = 3.5$ ‰ avec $f_{ck} \leq 50\ MPa$
    - Pivot C : $\varepsilon_b = \varepsilon_{c3} = 1{,}75$ ‰ avec $f_{ck} \leq 50\ MPa$

- Diagramme bilinéaire et diagramme à palier horizontal

Pas de limitation de l'allongement avec le palier horizontal, le pivot A n'existe donc plus dans ce cas.

- Pivot B : $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu3} = 3.5$ ‰ avec $f_{ck} \leq 50\ MPa$
- Pivot C : $\varepsilon_b = \varepsilon_{c3} = 1{,}75$ ‰ avec $f_{ck} \leq 50\ MPa$

Se conférer à l'annexe 8 pour les valeurs des allongements maximaux du béton ε_c et ε_{cu} ainsi que celles de l'acier ε_{uk}.

II.6.4. SYNTHESE COMPARATIVE DE L'ETAT LIMITE ULTIME

Le tableau 10 ci-dessous est un récapitulatif des différences entre les deux règlements en ce qui concerne l'Etat Limite Ultime :

Tableau 9: Tableau récapitulatif des différences entre les deux normes sur l'ELU

Éléments	BAEL	EC2	Commentaires
Les diagrammes contraintes-déformations	**-Béton :** Diagramme parabole-Rectangle **-Acier** : Diagramme à palier horizontal avec limitation de la déformation	**Béton** : -Diagramme parabole-Rectangle -Diagramme bilinéaire **Acier** : -Diagramme à palier horizontal sans limitation de la déformation - Diagramme à palier incliné avec limitation de la déformation	Il y a deux diagrammes supplémentaires à l'Eurocode par rapport au BAEL.
La limitation de l'allongement de l'acier pour le diagramme à palier horizontal.	Limité à 10‰.	Pas de limitation	A l'Eurocode la limitation est appliquée dans le cas du diagramme à palier incliné.
Les valeurs limites de la déformation du béton.	3,5‰ et 2‰	3,5‰ et 2‰ pour les $f_{ck} \leq 50$ MPa	Dans le cas de l'Eurocode les valeurs limites de la déformation varient lorsque $f_{ck} > 50$MPa.

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

I. COMBINAISON DES ACTIONS

I.1. COMBINAISON D'ACTION SELON LE BAEL

G : Caractérise les actions permanentes, qui se divisent en :

- Gmax : qui regroupe les actions permanentes défavorables à la structure ;
- Gmin : qui regroupe les actions permanentes favorables à la structure.

Q : Caractérise les actions variables, qui se divisent en :

- Q_1 : représente une action variable dite action de base ;
- Qi : représente les autres actions variables dites actions d'accompagnement.

I.1.1. COMBINAISON D'ACTIONS A L'ELU-BAEL

- Combinaisons fondamentales

$$\left(1.35\,G_{\max} \text{ ou } G_{\min}\right) + \gamma_{Q_1} Q_1 + \sum_{i>1} \gamma_{Q_i} \psi_{0i} Q_i$$

γ_{Q1} = 1.5 pour les charges d'exploitation des bâtiments

$1.3\psi_{0i}$ Peut prendre les valeurs : **1.17** pour les parcs de stationnement et archives, **1** Quand il s'agit des autres locaux et **0.8** pour les effets de température. Le tableau 11 illustre les différentes combinaisons d'action en ELU :

Tableau 10: Combinaisons d'actions en ELU-BAEL [7]

Actions permanentes	**Actions variables**		
	Actions de base $\gamma_{Q1}Q1$	Actions d'accompagnement $1.3\psi_{02}Q2$	Effets de la température
1.35Gmax+ Gmin Ou 1.35Gmax Ou Gmin	Exploitation : $1.5Q_B$	0 ou W ou Sn ou W+Sn	0 ou 0.8T
	Vent : 1.5W	0 ou Q_B ou Sn ou Q_B+Sn	0 ou 0.8T
	Neige : 1.5Sn	0 ou Q_B ou W ou W+ Q_B	0 ou 0.8T

Notons que ces combinaisons sont dédiées aux bâtiments hors parking et locaux pour archives.

En ce qui concerne les effets de la température, ils ne sont pas généralement pris en compte. S'ils interviennent en tant qu'action de base, on les introduit avec le coefficient 1,35.

- Combinaisons accidentelles

$$\left(G_{\max} \text{ ou } G_{\min}\right) + F_A + \psi_{11}Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i}\, Q_i$$

F_A : Désigne-la valeur nominale de l'action accidentelle ;

$\psi_{11}Q_1$: Désigne-la valeur fréquente d'une action variable ;

$\psi_{2i}\, Q_i$: Désigne la valeur quasi-permanente d'une autre action variable.

I.1.2. COMBINAISON D'ACTIONS A L'ELS-BAEL

La combinaison à considérer est la suivante :

$$\left(G_{\max} \text{ ou } G_{\min}\right) + Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{0i}\, Q_i$$

Le tableau 12 suivant illustre les différentes combinaisons d'actions à l'ELS.

Tableau 11:Combinaisons d'actions en ELS-BAEL [7]

Actions permanentes	**Actions variables**	
	Actions de base	Actions d'accompagnement
Gmax+ Gmin	Q_B	0 ou 0.77Sn ou 0.77W
Ou Gmax	W	0 ou $\psi_0\, Q_B$
Ou Gmin	Sn	0 ou $\psi_0\, Q_B$

ψ_0 Prend la valeur de 0,77 pour les locaux excepté les parcs de stationnement et les archives où il prend la valeur de 0.9.

I.2. COMBINAISON D'ACTIONS SELON L'EUROCODE

Les combinaisons d'actions sont générées par l'Eurocode 0.

- $G_{ki,sup}$: qui regroupe les actions permanentes défavorables à la structure.
- $G_{ki,inf}$: qui regroupe les actions permanentes favorables à la structure.
- $Q_{k,1}$: représente une action variable dite action de base.
- $Q_{k,i}$: représente les autres actions variables dites actions d'accompagnement.

I.2.1. COMBINAISON D'ACTIONS A L'ELU-EC0

- Combinaisons fondamentales

On distingue trois états limites selon Eurocode 0 :

- EQU : Pour l'équilibre statique,
- STR : pour la résistance des bâtiments ou leur déformation excessive,
- GEO : Pour la défaillance ou la déformation excessive du sol.

❖ ELU-EQU

$$\left(1.1G_{k,\sup} \text{ ou } 0.9G_{k,\inf}\right) + 1.5Q_1 + \sum_{i>1} \gamma_{Q_i}\, \psi_{0i}\, Q_{ki}$$

Le tableau 13 suivant présente les valeurs de calculs d'actions pour l'équilibre statique (EQU).

Tableau 12: Valeurs de calcul d'actions (EQU) [8]

Situations de projet durables et transitoires	**Actions permanentes**		**Action variable dominante**	**Action variable d'accompagnement**	
	Défavorables	Favorables		Principale	Autres
Eq. 6.10 de l'EC0	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1}\, Q_{k,1}$	Le cas échéant	$\gamma_{Q,i}\, \psi_{0,i}\, Q_{k,i}$
	$1{,}10\ G_{kj,sup}$	$0{,}9\ G_{kj,inf}$	$1{,}5\ Q_{k,1}$		$1{,}5\ \psi_{0,i}\, Q_{k,i}$

❖ ELU-STR et GEO

$$1.35G_{k,\sup} \text{ ou } G_{k,\inf}\Big) + 1.5Q_1 + \sum_{i>1} \gamma_{Q_i}\, \psi_{0i}\, Q_{ki}$$

Le tableau 14 suivant présente les valeurs de calculs d'actions pour la résistance des bâtiments ou leur déformation excessive (STR) et pour la défaillance ou la déformation excessive du sol (GEO).

Tableau 13 : Valeurs de calcul d'actions (STR et GEO) [8]

Situations de projet durables et transitoires	**Actions permanentes**		**Actions variables dominantes**	**Actions variables d'accompagnement**	
	Défavorables	Favorables		Principale	Autres
Eq. 6.10 de l'EC0	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1}\, Q_{k,1}$	Le cas échéant	$\gamma_{Q,i}\, \psi_{0,i}\, Q_{k,i}$
	$1{,}35\ G_{kj,sup}$	$1{,}0\ G_{kj,inf}$	$1{,}5\ Q_{k,1}$		$1{,}5\ \psi_{0,i}\, Q_{k,i}$
Eq. 6.10 de l'EC0	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1}\, Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i}\, \psi_{0,i}\, Q_{k,i}$

	$1{,}0G_{kj,sup}$	$1{,}0\ G_{ki,inf}$	$1{,}3\ Q_{k,1}$		$1{,}3\ \psi_{0,i}\ Q_{k,i}$

- Combinaisons accidentelles

Quand il s'agit des situations de projet accidentelles :

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + A_d + \left(\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}\right) Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i}\, Q_{k,i}$$

Pour les situations de projet sismiques :

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + A_{\mathrm{Ed}} + \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i}\, Q_{k,i}$$

A_d : Désigne la valeur représentative de l'action accidentelle,

A_{Ed} : Désigne la valeur représentative de l'action sismique,

$G_{k,\,j} = G_{kj,\,sup}$ ou $G_{kj,\,inf}$: actions permanentes,

$\psi_{1,\,1}.Q_{k,\,1}$: Désigne la valeur fréquente de l'action variable dominante,

$\psi_{2,\,i}.Q_{k,\,i}$: Désigne la valeur quasi permanente des actions variables dominante ou d'accompagnement.

I.2.2. COMBINAISON D'ACTIONS A L'ELS-EC0

L'Eurocode 0 définit ces combinaisons qui sont fonction de l'Etat Limite de service envisagé :

- Combinaison caractéristique : Destinée aux états limites irréversibles pour vérification de la limitation de la contrainte de traction dans les aciers et la compression du béton en flexion.

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i}\, Q_{k,i}$$

- La combinaison fréquente : Destinée aux états limites réversibles

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i}\, Q_{k,i}$$

- La combinaison quasi-permanente : Destinée aux effets à long terme et l'aspect de la structure (déformation, ouverture de fissure).

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i}\, Q_{k,i}$$

Se conférer à **l'annexe 9** pour les valeurs de Ψ .

Le tableau 15 illustre les différentes valeurs de calcul d'actions en combinaisons à l'ELS.

Tableau 14: valeurs de calcul d'actions en combinaisons ELS [8]

Combinaison	**Actions permanentes**		**Actions variables**	
	Défavorables	Favorables	Principale	Autres
Caractéristique	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i}\ Q_{k,i}$
Fréquente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{1,1}\ Q_{k,1}$	$\psi_{2,i}\ Q_{k,i}$
Quasi permanente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{2,1}\ Q_{k,1}$	$\psi_{2,i}\ Q_{k,i}$

I.3. SYNTHESE COMPARATIVE DES COMBINAISONS D'ACTIONS

En résumé nous dirons que l'Eurocode 0 offre une approche plus détaillée contrairement au BAEL qui est plus simple et déterministe.

L'Eurocode 0 n'inclut pas l'action sismique dans les actions accidentelles comme le BAEL. Elle est déterminée autrement.

Les Eurocodes prévoient trois types de combinaisons aux ELS et chaque type de combinaison correspond à une vérification spécifique. Le BAEL par contre ne distingue pas aussi précisément les combinaisons d'actions aux ELS.

II. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

II.1. LES PLANCHERS-BAEL/EC2

Dans notre ouvrage, les planchers sont à corps creux sauf dans certaines zones où des dalles pleines ont été réalisées du fait de leurs formes irrégulières.

Au Burkina Faso, l'épaisseur des planchers en béton armé pour les bâtiments résidentiels et commerciaux varie en fonction des charges prévues, de la portée entre les appuis, et des techniques de construction locales. Cependant, on retrouve des épaisseurs standardisées qui sont couramment utilisées : 20cm ou du 21 cm.

Dans notre cas nous optons pour une épaisseur de 20 cm soit : 16 + 4 cm. Avec 16cm comme épaisseur des hourdis et 4 cm pour la dalle de compression.

Les dalles pleines auront également la même épaisseur pour une question d'uniformisation.

II.2. EVALUATION DES CHARGES

- Charge permanente G

Hypothèse : Nous considérons les mêmes matériaux pour les deux normes ce qui donne alors des charges permanentes identiques que ce soit pour l'Eurocode que pour le BAEL. Elles sont régies par les normes NF P 06-004.

- Plancher accessible – BAEL/EC1

Les valeurs des charges permanentes du plancher terrasse prises dans notre projet sont représentées dans le tableau 16 ci-dessous.

Tableau 15: Charge permanente plancher terrasse-BAEL/EC1

Désignation	**Epaisseur (m)**	**Poids volumique (KN/m³)**	**Poids surfacique (KN/m²)**
Gravions de protection	0,05	17	0,85
Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Forme de pente	0,1	22	2,2
Isolation thermique en liège	0,04	4	0,16
Dalle en corps creux (16+4)	-	-	2,85
Enduit de mortier	0,03	22	0,66
Total charges permanentes (G)			**6,84**

- Plancher courant-BAEL/EC1

Les valeurs des charges permanentes du plancher courant prises dans notre projet sont représentées dans le tableau 17 ci-dessous.

Tableau 16: Charge permanente plancher courant-BAEL/EC1

Désignation	**Epaisseur (m)**	**Poids volumique (KN/m³)**	**Poids surfacique (KN/m²)**
Carrelage + Mortier	0,02	45	0,9
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle en corps creux (16+4)	-	-	2,85
Enduit sous face	0,02	18	0,36
Cloisons	0,1	10	
Total charges permanentes (G)			**6,54**

- Charges d'exploitation Q selon le BAEL/EC1

Les valeurs des charges d'exploitation sont données en fonction des catégories d'usage. Il s'agit des valeurs couramment utilisées en tenant compte des valeurs minimales qu'impose chaque norme. Elles sont régies par les normes NF P 06-001 et EN 1991-1-1. Les valeurs prises pour notre projet sont énumérées dans le tableau 18 suivant :

Tableau 17: Charge d'exploitation-BAEL/EC1

Désignation	**Poids surfacique (KN/m²)**
Plancher accessible	1,5
Plancher 2eme étage (usage d'habitation)	1,5
Plancher RDC (usage de commerce)	4
Balcon	4
Plancher de sous-sols (Parking)	2,5

II.3. LES POUTRES-BAEL/EC2

La poutre que nous prédimensionnerons est la PT75 se trouvant au niveau du plancher intermédiaire entre le sous-sol et le RDC. Pour le prédimensionnement, nous passerons par les relations suivantes :

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- $0{,}4h \leq b \leq 0{,}7h$

h : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

L : Portée maximale

On a :

L = 9,08 m

$0{,}61 \leq h \leq 0{,}908$ Prenons h = 0,90

$0{,}32 \leq b \leq 0{,}56$ Prenons b = 0,5m

Nous poursuivons alors avec une poutre de 50 x 90 cm

II.4. LES POTEAUX-BAEL/EC2

Nous étudierons le poteau P83 qui est un poteau intermédiaire d'une longueur de 5m avec une surface d'influence de 46,39m². La combinaison des charges utilisées est la plus courante dans les deux normes.

- Charge transmise au poteau

Après la descente de charge faite par le logiciel ARCHE on obtient les charges permanentes et d'exploitation respectivement :

N_G= 4865,30 KN

N_Q= 1078,05 KN

Nu= 1, 35G + 1,5Q = 8 185,23 KN

Nser = G +Q = 5 943,35 KN

Les dimensions initiales des poteaux sont de 20 x 20. En se basant sur la formule donnée par le CBA 93 l'article B.8.4.1 on a :

$N_u \leq \alpha ((B_r.f_{c28}/0,9\ \gamma_b) + (A.f_e/\gamma_s))$

Avec :

Br : section réduite du poteau égale à : (a-0,02) x (b-0,02) = 0,0324 m²

A : Section d'acier comprimé que l'on suppose égale à 0,

$\alpha=0,85/ (1+0,2(\lambda/35)^2)$ si $\lambda \leq 50$.

$\alpha=0,60\ (50/\lambda)^2$ si $50 < \lambda < 70$.

L'élancement λ est pris égale à 35 afin que l'hypothèse des compressions centrées soit vérifiée.

On a donc $\alpha = 0,85/ (1+0,2x1) = 0,708$

D'où Br≥ 0,076 Nu => Br ≥ 0,622. Avec les sections initiales la condition n'est pas vérifiée.

Nous optons alors pour une section rectangulaire de 70 X 100 cm².

Br = (0,7-0,02) x (1-0,02) = 0,6664 m² ≥ 0,622 m²

Condition vérifiée

Le modèle 3D issu du logiciel ARCHE OSSATURE est donné dans la figure 14 suivante :

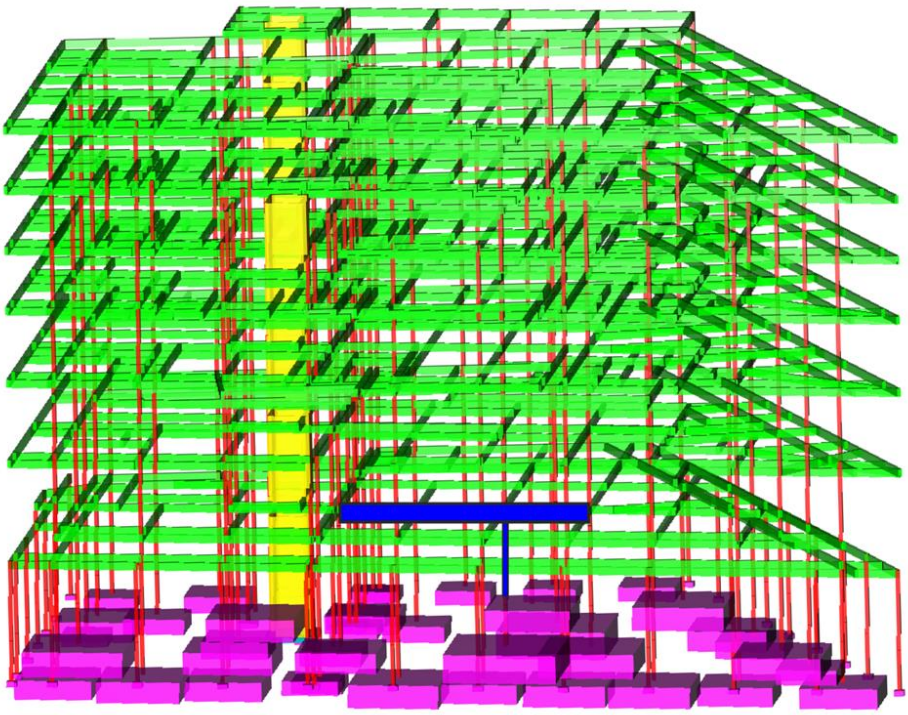


Figure 14: Modèle 3D

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DE DEUX ELEMENTS RESISTANTS

I. PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

I.1. DIMENSIONNEMENT DES POUTRES SELON LE BAEL

(CALCUL DETAILLE EN ANNEXE 10)

Il s'agit de la poutre PT75 qui comporte 2 travées (PT75.1 et PT75.2) et qui reçoit une charge ponctuelle sur sa première travée située à 3,88m de la travée.

La figure 15 ci-dessous nous montre le plan de coffrage du plancher haut sous-sol où la poutre étudiée est représentée en en rouge.

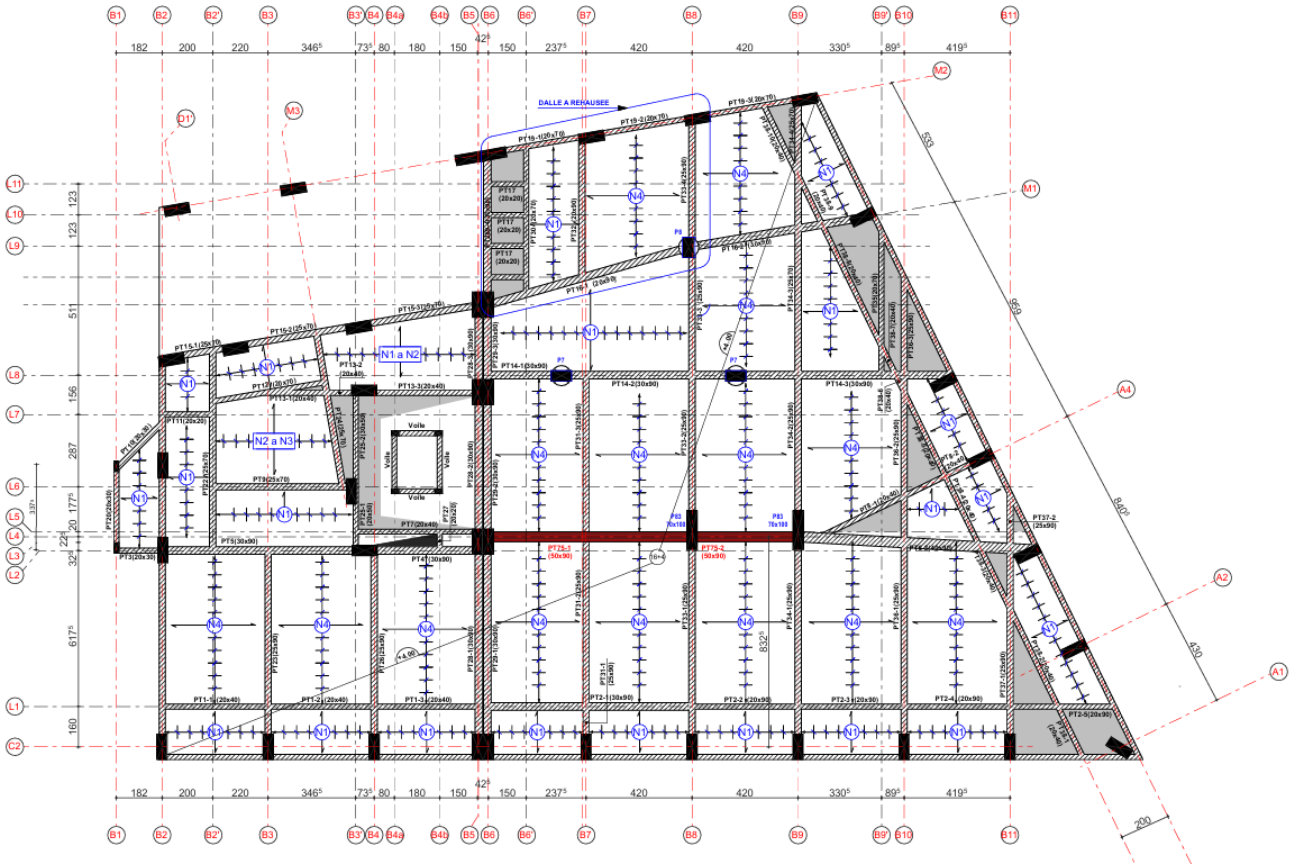


Figure 15: Plan de coffrage PH sous-sol avec représentation du poteau

La figure 16 suivante nous donne le diagramme des moments fléchissant issu du logiciel ARCHE OSSATURE (en Tm) :

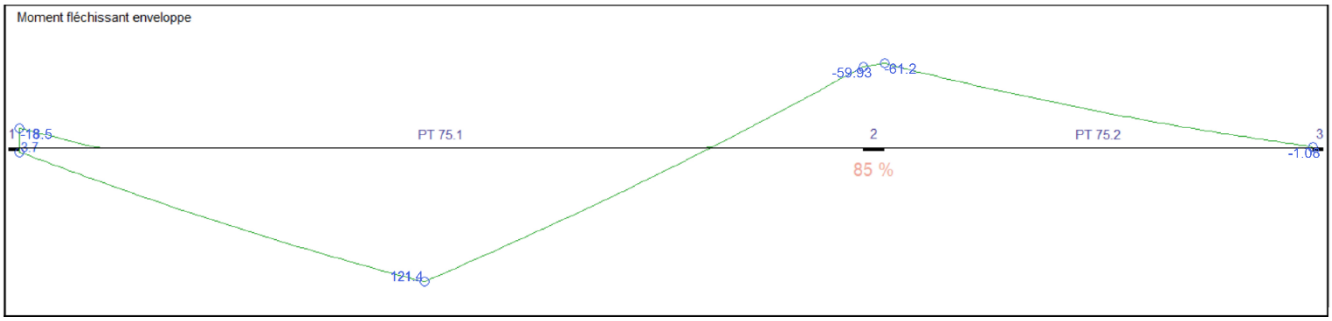


Figure 16: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

- Dimensions : 50 x 90 cm²
- Fe = 500 MPa

  Les sollicitations de calcul déterminées à l'ELU et à l'ELS par le logiciel ARCHE OSSATURE donnent les valeurs suivantes :

  Moment maximal M_{max} qui est le moment sous la charge ponctuelle située dans la première travée est égale à 1209,166 KN.m à l'ELU et 882,603 KN.m à l'ELS.

  L'effort tranchant maximal V_{max} est de 504,064KN.

❖ Section d'aciers des armatures longitudinales

$$Ast = \frac{Mmax}{Z\ x\ fsu}$$

$$\text{Avec fsu} = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{500}{1,15} = 434,783 \text{ MPa}$$

$$Ast = \frac{1209,166\ x\ 0,001}{0,69\ x\ 434,783} \text{ x } 10000 = 40,57 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures en travée : 10HA20 + 5HA16 totalisant 41,47 cm²

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23\frac{f_{t28}}{f_e} bd$$

Amin = 0,23 x $\frac{2,1}{500}$ x 0,5 x 0,81 x 10000 = 3,91 cm²

$A_{st} > A_{min}$ La condition est vérifiée

❖ Armatures transversales

Vérification de la contrainte due à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{bd}$$

Tu = $\frac{504,064 \text{ x } 0,001}{0,5\ x\ 0,81}$ = 1,245

Tulim = min ($\frac{0,2 \text{ x } fc28}{\gamma b}$; 5 MPa) = min (3,3 ; 5) = 3,3 MPa

Tu < Tulim la condition est donc vérifiée

$\Phi_t \geq \frac{\Phi L}{3} = \frac{20}{3}$ = 6,6 mm prenons 8mm soit Φ_t = HA8

❖ Espacement des armatures transversales

$$St \leq \begin{cases} 15\ \Phi lmin \\ 40 \\ a\ +\ 10 \end{cases} = \begin{cases} 24 \\ 40 \\ 60 \end{cases}$$ Retenons St = 20 cm

❖ Vérification à l'ELS (Mser = 882,603 KN.m)

Le tableau 19 est un récapitulatif du dimensionnement des aciers de la poutre au BAEL.

Tableau 18: Synthèse de calcul des sections d'aciers de la poutre au BAEL

Actions	Appui1	Appui2	Appui3	Travée 1	Travée2
Moments (KN.m)	184,37	597,23	10,79	1209,166	626,65
Efforts tranchant (KN)	363,81	504,064	103,95	0	0
Sections d'aciers longitudinaux (cm²)	5,34	18,21	3,92	40,57	19,19
Choix	5HA20	5HA20 + 4HA10	5HA20	10HA20 + 5HA16	5HA20 + 5HA10
Aciers transversaux	HA8	HA8	HA8	HA8	HA8

Espacement (cm)	20	20	20	20	20

Le plan de ferraillage de la poutre dimensionnée est représenté dans les figures 13 et 14 ci-dessous.

Des barres bateaux sont prévues sous la charge ponctuelle due à l'absence de poteau à ce niveau.

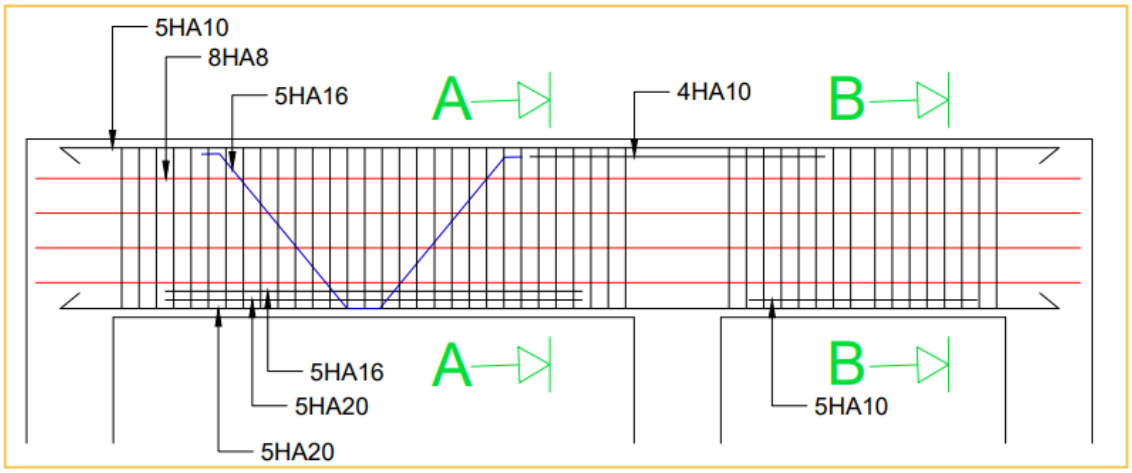


Figure 17 : Plan de ferraillage de la poutre dimensionnée au BAEL

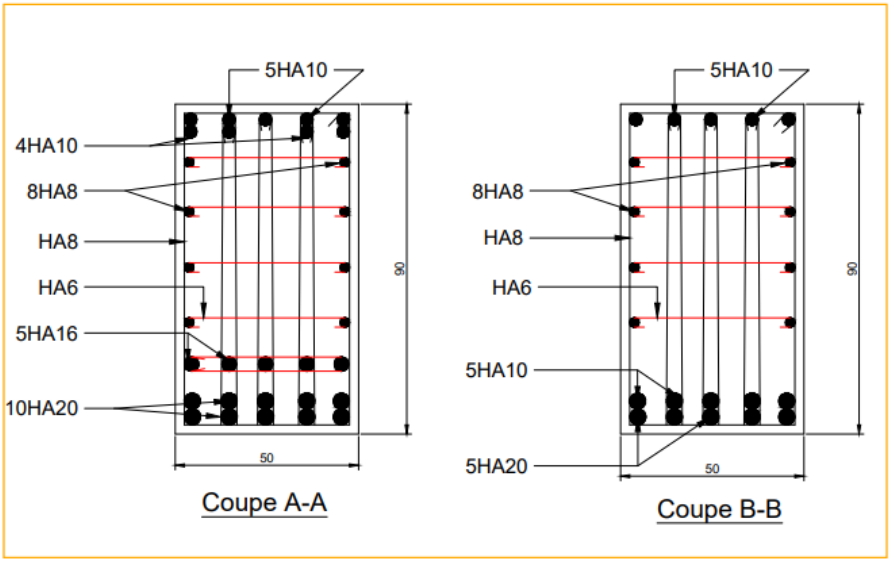


Figure 18: Les coupes de la poutre au BAEL

I.2. DIMENSIONNEMENT DES POUTRES SELON EUROCODE

(CALCUL DETAILLE EN ANNEXE 11)

Données :

- Dimensions : 50 x 90 cm²
- Fe = 500 MPa
- Med à l'ELU = 1209,166 KN.m
- Med à l'ELS = 882,603 KN.m

❖ Section d'aciers des armatures longitudinales

$$Ast = \frac{Med}{Z\ x\ fyd}$$

Avec fyd = $\frac{fyk}{\gamma s} = \frac{500}{1,15}$ = 434,783 MPa

Ast = $\frac{1209,166\ x\ 0,001}{0,71\ x\ 434,783}$ x 10000 = 39,31 cm²

Choix des armatures en travée : 10HA20 + 4HA16 totalisant 39,46 cm²

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{s\,min} = Max\left(0,26\frac{0,3\,f_{ck}^{2/3}}{f_{yk}}b_w d\ ;\ 0,0013 b_w d\right)$$

A_{smin} = max (0,26 x $\frac{0,3\ x\ 8,550}{500}$ x 0,5 x 0,81 x 10000 ; 0,0013 x 0,5 x 0,81x 10000)

A_{smin} = max (5,4 ; 5,3) = 5,4 cm

$A_{st} > A_{min}$ la condition est vérifiée

❖ Armatures transversales

Vérification de la contrainte due à l'effort tranchant

$\Phi_t \geq \frac{\Phi L}{3} = \frac{20}{3}$ = 6,6 mm prenons 8mm soit Φ_t = HA8

❖ Espacement des armatures transversales

St = max $\begin{cases} k1\ \Phi lmax \\ dg\ +\ k2 \\ 20 \end{cases}$ Avec k1 = 1 ; k2 = 5 mm et dg = 20 mm

$$= \max \begin{cases} 20 \\ 25 \\ 20 \end{cases}$$ Retenons St = 25 cm

Le tableau 20 est un récapitulatif du dimensionnement des aciers de la poutre à l'EC2.

Tableau 19 : Synthèse de calcul des sections d'aciers de la poutre à l'EC2

Actions	Appui1	Appui2	Appui3	Travée 1	Travée2
Moments (KN.m)	184,37	597,23	10,79	1209,166	626,65
Efforts tranchant (KN)	363,81	504,064	103,95	0	0
Sections d'aciers longitudinaux (cm^2)	5,4	18	5,4	39,31	18,95
Choix	5HA10	5HA20+ 5HA8	5HA20	10HA20 + 4HA16	5HA20 + 5HA10
Aciers transversaux	HA8	HA8	HA8	HA8	HA8
Espacement (cm)	25	25	25	25	25

Le plan de ferraillage de la poutre dimensionnée est représenté dans les figures 16 et 17 ci-dessous. Des barres bateaux sont prévues sous la charge ponctuelle due à l'absence de poteau à ce niveau :

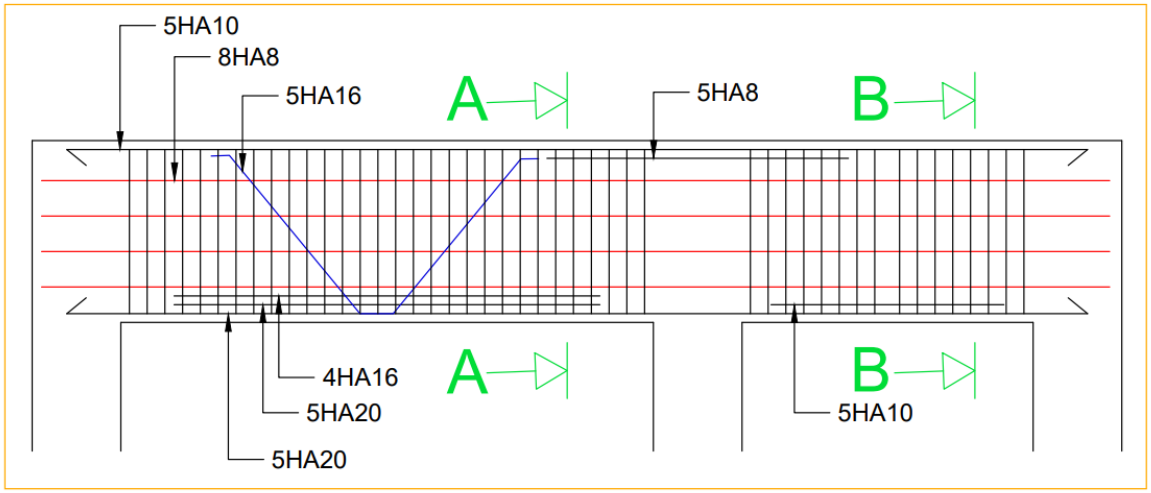


Figure 19 : Plan de ferraillage de la poutre dimensionnée à l'EC2

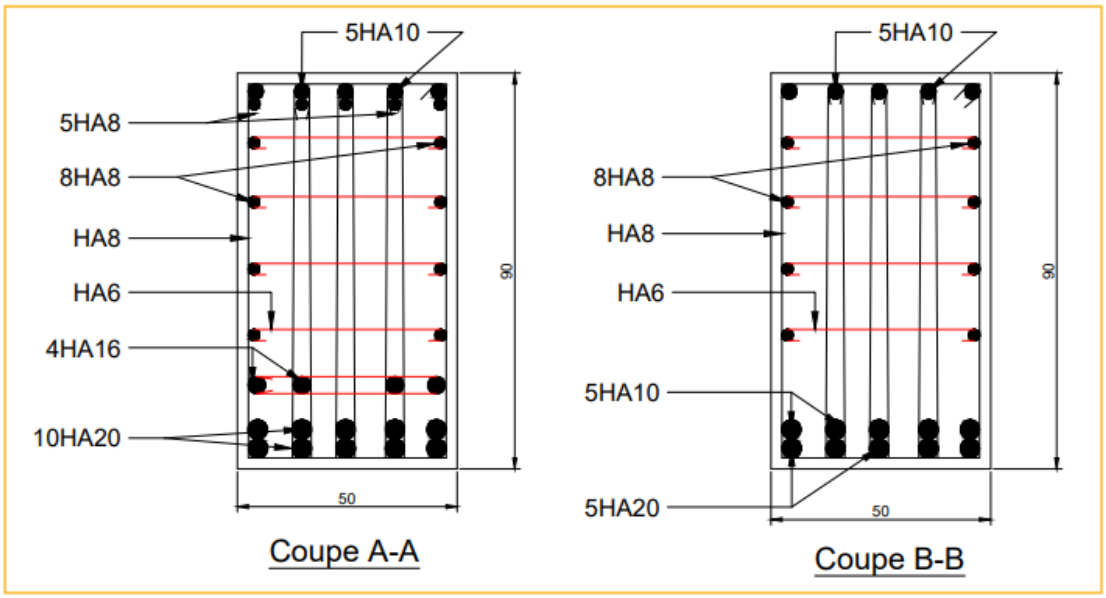


Figure 20: Les coupes de la poutre à l'EC2

I.3. SYNTHESE SUR LE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Après avoir dimensionné manuellement la poutre PT75 par les deux normes, nous faisons une interprétation des résultats qui est détaillée dans le tableau 21 ci-dessous.

Tableau 20 : Interprétation des valeurs du dimensionnement de la poutre PT75 à L'ELU

Eléments	BAEL	EC2	Commentaires
Dimension de la poutre	0,5 X 0,9 m²		Même section de poutre
A_{St} (cm²)	40,57	39,31 cm²	Section d'acier plus élevée au BAEL qu'à l'EC2 cette différence est due à la réduction de fcj au BAEL ce qui demande une section d'acier plus importante.
As_{min} (cm²)	3,91	5,4	La section plus grande trouvée dans l'EC2 s'explique par une différence de calcul de Asmin dans les deux normes.
Enrobage (cm)	2,5	3,5	Selon les dispositions données par le BAEL, la valeur 2,5cm est suffisante pour garantir la protection de nos armatures. L'EC2

			quant à elle nous fait calculer l'enrobage nominal qui est en fonction des classes d'exposition ce qui nous donne une valeur plus élevée.

- La différence dans la formule de calcul de fcd explique en partie pourquoi le BAEL demande une section d'acier plus importante que l'EC2**.** Le facteur 0,85 appliqué au BAEL est une mesure conservatrice pour garantir une marge de sécurité accrue. À l'EC2, l'absence de ce facteur permet une meilleure exploitation de la résistance du béton, ce qui contribue à optimiser la conception structurelle et à réduire les besoins en acier.
- L'écart entre les Asmin, s'explique par le BAEL qui utilise directement la résistance en traction ft_{28} du béton dans le calcul avec un coefficient moins élevé et l'EC2 qui utilise la résistance caractéristique du béton f_{yk} mais aussi une relation plus complexe $f_{ck}^{2/3}$ avec un coefficient plus élevé. Cette approche, avec la composante exponentielle de l'EC2, reflète une meilleure prise en compte des propriétés non linéaires du béton, notamment sa résistance à des niveaux de contrainte élevés. Ce qui peut conduire à une section d'acier légèrement plus grande.

II. PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT DU POTEAU

II.1. DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX SELON LE BAEL

(CALCUL DETAILLE EN ANNEXE 12)

Données :

Poteau rectangulaire de 70 x 100 cm²

Surface d'influence : 46,39cm²

Charge ultime : Nu= 8 185,23 KN

λ=35 < 50

La figure 21 ci-dessous nous montre le plan de coffrage du plancher haut sous-sol où le poteau étudié est représenté en en rouge :

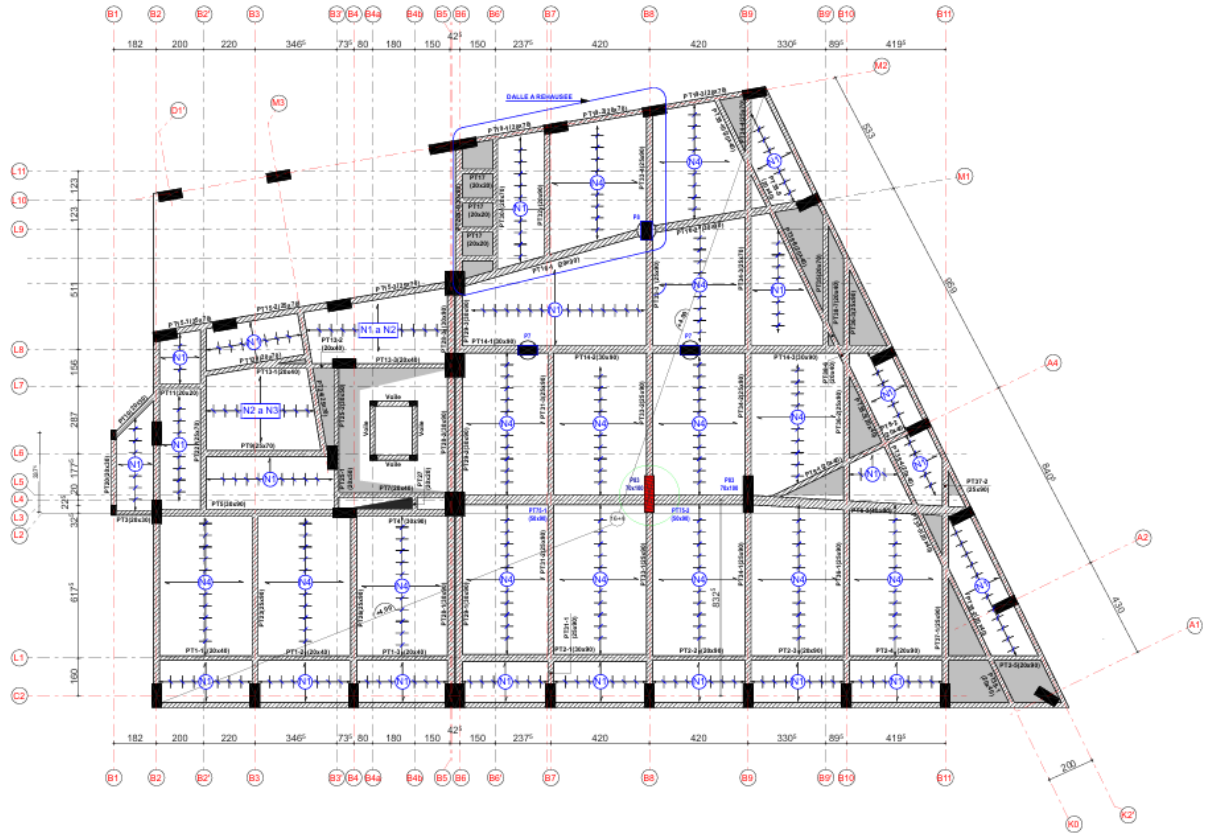


Figure 21: Plan de coffrage sous-sol avec représentation du poteau

Calcul de la section d'acier

- ❖ Armatures longitudinales

Les sections d'aciers sont déterminées par la formule suivante :

$$A_{sc} \geq \left[\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br.f_{c28}}{0{,}9.\gamma b}\right]\frac{\gamma s}{fe}$$

$$A_{sc} = \left[\frac{8{,}185}{0{,}6439} - \frac{0{,}6664x25}{0{,}9x\ 1{,}5}\right]\frac{1{,}15}{500} = 12{,}69\ cm^2$$

Choix : 8HA14 totalisant 12,32 et 2HA12 totalisant 2,26 cm²

- ❖ Armatures transversales

$\phi_t \geq \frac{\phi lmax}{3} = \frac{16}{3} = 5,33$ mm prenons $\phi_t = 6$ mm

- ❖ Espacement des armatures transversales

$S_t \leq \min(15\phi\ ;\ a + 10\ ;\ 40\ cm)$

$S_t \leq \min(25\ ;\ 80\ ;\ 40\ cm)$ Prenons $S_t = 20$ cm

- Longueur de recouvrement

Lr ≥ 24 ϕ = 33,6 Prenons Lr = 35cm

Le plan de ferraillage du poteau dimensionné est représenté dans la figure 22 ci-dessous :

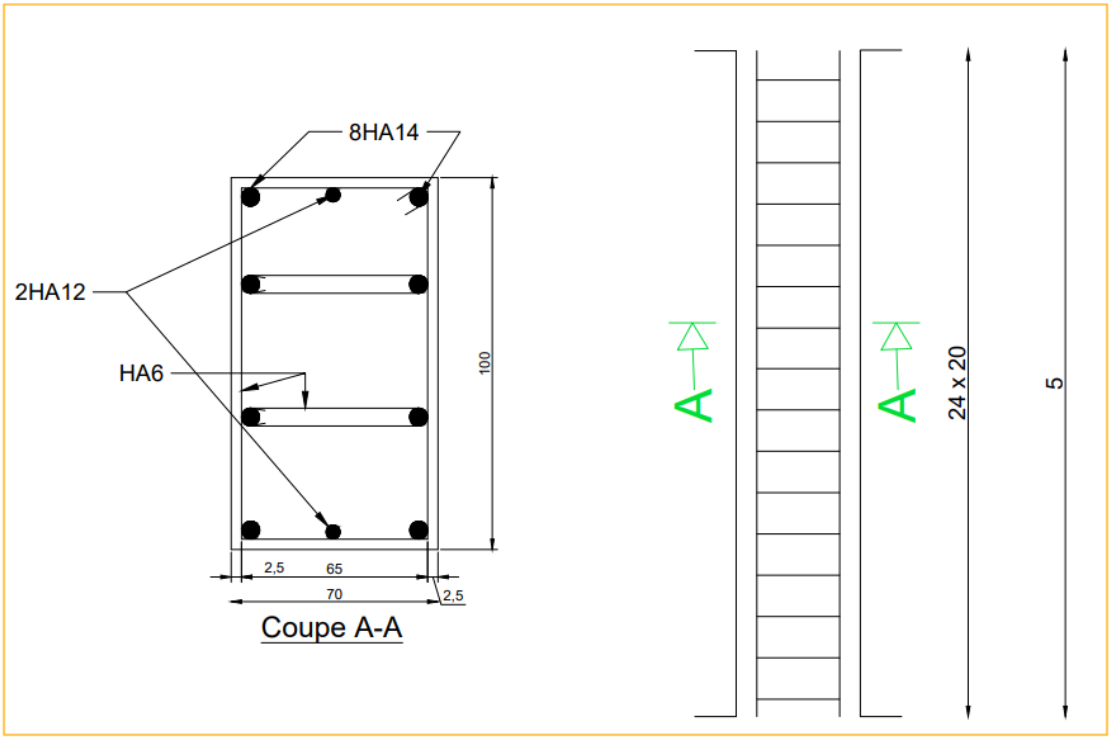


Figure 22 : Plan de ferraillage du poteau dimensionné au BAEL

II.2. DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX SELON EUROCODE 2

(CALCUL DETAILLE EN ANNEXE 13)

Données :

Poteau rectangulaire P83 de 70 x 100 cm²

Surface d'influence : 46,39cm²

Charge ultime : N_{Ed} = 8 185,23 KN

- Armatures longitudinales

$$A_S \geq \left[\frac{N_{Ed}}{k_h k_s \alpha} - A_c f_{cd}\right] \frac{1}{f_{yd}}$$

$A_s = [(\frac{8,185}{1x1x0,798} - 0,7x16,67) \times \frac{1}{434,783}] \times 10\,000 = -32,47\ cm^2$

- Armatures minimales longitudinales

$A_{s,min} = \max [0,1N_{Ed}/f_{yd} ; 0,002A_c] = \max [\frac{0,1 \times 8,185}{434,782} ; 0,002 \times 0,7] = \max[18,826 ; 14]$

$A_{s,min} = 18,826\ cm^2$

$A_s < A_{s,min\ min}$ nous ferons le choix avec le $A_{s,min} = 18,826\ cm^2$

Choix : 10HA14 totalisant 20,11 cm²

- Armatures transversales

$\phi_t \geq \max (6\ mm ; \frac{\phi l max}{4}) = \max (6 ; \frac{14}{4}) = \max (6 ; 3,5) = 6\ mm$

- Espacement des armatures transversales

En zone courante : $S_t \leq \min [20\phi_{min} ; \min (a, b)\ cm]$

$S_t \leq \min [280 ; \min (70, 100)]$ Prenons $S_t = 25\ cm$

En zone de recouvrement : $S_t \leq 0,6\ S_{tmax}$

$S_t \leq 15$ Prenons $S_t = 15\ cm$

Le plan de ferraillage du poteau dimensionné est représenté dans la figure 23 ci-dessous :

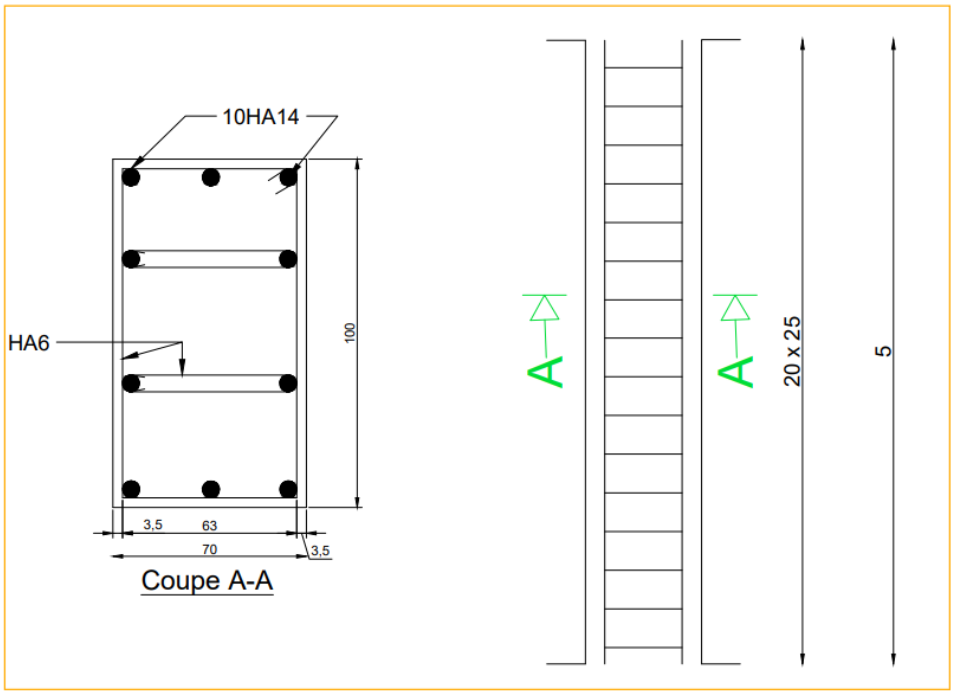


Figure 23 : Plan de ferraillage du poteau dimensionné à l'EC2

II.3. SYNTHESE SUR LE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Après avoir dimensionné manuellement le poteau P83 par les deux normes, nous faisons une interprétation des résultats qui est détaillée dans le tableau 19 ci-dessous.

Tableau 21 : Interprétation des valeurs du dimensionnement du poteau P83 à L'ELU

Eléments	**BAEL**	**EC2**	**Commentaires**
Dimension du poteau	0,7 X 1 m²		Même section de poteau
A_{SC} (cm²)	12,69	-32,34 cm²	La valeur négative trouvée à l'EC2 signifie que théoriquement, le béton seul peut supporter les sollicitations sans nécessiter d'acier.
A_{Smin} (cm²)	14	18, 826	La section plus grande trouvée dans l'EC2 traduit une philosophie de conception plus exigeante, visant à assurer une sécurité accrue et une meilleure gestion des effets à long terme.
Enrobage (cm)	2,5	3,5	Selon les dispositions données par le BAEL, la valeur 2,5cm est suffisante pour garantir la protection de nos armatures. L'EC2 quant à elle nous fait calculer l'enrobage nominale qui est en fonction des classes d'exposition ce qui nous donne une valeur plus élevée.

- A_{SC} (cm²) : La différence de valeurs trouvées à ce niveau s'explique par le fait que BAEL utilise des approches simplifiées qui ne prennent pas explicitement en compte la contribution détaillée du béton dans le calcul des sollicitations comme le fait l'Eurocode 2.
- A_{Smin} : Cette différence s'explique par le fait que le calcul de la section minimale à l'EC2 prend mieux en compte les sollicitations effectives sur le poteau (N_{Ed}). Ce qui garantit une meilleure correspondance entre la quantité d'acier et les besoins réels de la

structure. Le BAEL utilise des exigences globales (u et b x h), ce qui peut sous-estimer A_{smin} pour des poteaux soumis à des efforts importants.

- L'Eurocode 2, en exigeant plus d'acier pour certaines situations, peut augmenter les coûts, ce qui est un facteur clé dans des pays comme le Burkina Faso, où les budgets sont souvent limités.
- Le BAEL, avec des exigences minimales plus faibles, peut permettre des constructions moins coûteuses, mais cela pourrait se faire au détriment de la durabilité ou de la sécurité.

III. ANALYSE COMPARATIVE DES QUANTITÉS DE MATÉRIAUX ET DES COÛTS

❖ La poutre

- Après dimensionnement de la poutre selon les deux normes nous obtenons une différence de résultat, qui sont mentionnés dans les tableaux 18 et 19. Avec ces valeurs pour la même quantité de béton, qui est de 4,086m^3 à un prix de 735 480 FCFA, nous aurons besoin de 337kg d'acier au BAEL qui s'élève à 268 720 FCFA et 321,8kg à l'EC2 qui s'élève à 262 851 FCFA. Cette comparaison nous montre que le dimensionnement de la poutre selon les deux normes donne un coût plus élevé au BAEL qu'à l'Eurocode.

❖ Le poteau

- Le poteau, quant à lui, après avoir trouvé les différentes sections d'acier, en fonction des résultats, nous aurons besoin de 1265,21kg d'acier au BAEL qui s'élevé à 73 210FCFA et 1252,27kg à l'EC2 qui s'élevé à 73 415 FCFA. Avec une même quantité du béton qui est de 3,5 m^3 à un prix de 583 326 FCFA. Cette comparaison nous montre que le dimensionnement du poteau selon les deux normes donne un coût légèrement plus élevé à l'Eurocode qu'au BAEL.

L'ensemble poutre poteau coûtera 1 660 736 FCFA selon le BAEL et 1 655 072 FCFA selon l'Eurocode.

En résumé nous dirons qu'une meilleure exploitation des capacités des matériaux à l'Eurocode nous permettra de réduire les coûts de construction tout en assurant la sécurité et en évitant le surdimensionnement.

CHAPITRE V : COMPARAISON DES NORMES BAEL 91 R 99 ET EUROCODES : Avantages et Limites

I. LES AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE L'UTILISATION DES EUROCODES PAR RAPPORT AU BAEL AU BURKINA FASO

I.1. AVANTAGES DE L'APPLICATION DES EUROCODES AU BURKINA FASO

L'application de l'Eurocode au Burkina Faso, bien que basée sur un contexte européen, peut offrir plusieurs avantages lorsqu'il est adapté aux conditions locales (climatiques, pratiques de construction et ressources matérielles).

- **Mise à jour et précision** : Les Eurocodes sont plus récents et régulièrement mis à jour par rapport au BAEL. Ils intègrent les dernières avancées technologique et scientifiques, ce qui améliore la précision des calculs et la sécurité des structures. Ils prennent mieux en compte les différentes sollicitations (séisme, neige, vent...), ce qui permet des conceptions plus robustes et adaptées à des contextes variés même si certaines de ces charges ne sont pas directement applicables au Burkina Faso.
- **Conditions climatiques locales** : Le Burkina Faso est soumis à des environnements agressifs comme une chaleur intense, des variations d'humidité, et parfois une exposition aux fortes pluies. Alors L'Eurocode, notamment à travers ses classes d'exposition (XD, XS, XF, etc.), fournit des directives détaillées pour le choix des matériaux et des protections contre ces environnements. Cela peut améliorer la durabilité des structures face aux conditions climatiques spécifiques.
- **Uniformisation et attractivité internationale** : L'utilisation des Eurocodes facilite l'intégration dans les projets internationaux et les collaborations avec des ingénieurs étrangers. En cas de projets financés ou supervisés par des institutions internationales, l'utilisation des Eurocodes pourrait être un atout.
- **Optimisation des matériaux et des coûts** : Une meilleure exploitation des capacités mécaniques des matériaux engendre une réduction des coûts de construction.

- **Conception plus économique à long terme** : En anticipant les conditions d'exposition et en imposant des normes de conception adaptées, l'Eurocode réduit les réparations à long terme et augmente la durée de vie des structures.

I.2. INCONVENIENTS DE L'APPLICATION DES EUROCODES AU BURKINA FASO

L'Eurocode, bien que moderne et récente, peut avoir des inconvénients en ce qui concerne des pays comme le Burkina Faso :

- **Non adaptabilité complète aux réalités locales** : Les Eurocodes sont principalement développés pour des contextes européens, incluant des paramètres climatiques et géologiques qui ne sont pas toujours pertinents pour le Burkina Faso (charge de neige ou de séisme). Il serait nécessaire de les adapter aux conditions locales, ce qui peut prendre du temps et des efforts.
- **Compatibilité avec les infrastructures existantes** : Une adoption des Eurocodes pourrait créer des problèmes de compatibilité avec les infrastructures conçues selon le BAEL. En particulier, les projets de rénovation ou d'extension de bâtiments existants.
- **Matériaux non conformes** : Des exigences strictes sont imposées par les Eurocodes sur les matériaux (béton, acier, etc.). Au Burkina Faso, où les matériaux locaux ne sont pas toujours certifiés selon des normes européennes ou internationales, cela pourrait entraîner une dépendance accrue aux importations et augmenterait les coûts des projets, surtout pour des constructions modestes.
- **Méthodes artisanales** : Les pratiques de construction au Burkina Faso sont souvent artisanales ou semi-industrielles (béton manuel, ferraillage simple), ce qui peut rendre difficile l'application stricte des Eurocodes, qui supposent des procédés industrialisés et un contrôle rigoureux. Si le béton ou l'acier ne répondent pas précisément aux caractéristiques spécifiées (résistance, ductilité), les calculs de l'EC2 peuvent sous-estimer les marges nécessaires pour des structures robustes.
- **Risque de dépendance technologique** : La dépendance vis-à-vis des experts étrangers ou des consultants spécialisés dans ces normes pourrait être renforcée, surtout au début. Ce qui pourrait freiner l'autonomie locale dans la gestion des projets.

II. AVANTAGES DU MAINTIEN DU BAEL ET RECOMMANDATION

II.1. AVANTAGES DU MAINTIEN DU BAEL AU BURKINA FASO

Le maintien du BAEL au Burkina Faso présente plusieurs avantages, notamment en raison des contextes climatiques, économiques, techniques et des pratiques de construction locales.

- **Facilité d'application** : Le BAEL s'avère plus simple et plus connu pour les ingénieurs et techniciens locaux. Il a été longtemps enseigné dans les écoles et utilisé dans les projets de construction locaux, ce qui permet une mise en œuvre rapide et sans nécessité de formation supplémentaire.
- **Tolérance aux pratiques et aux matériaux locaux** : Avec ses approches simplifiées et conservatrices, avec des marges implicites qui tolèrent les incertitudes locales (béton produit sur chantier, acier de qualité variable).
- **Adaptation aux conditions locales** : Le BAEL, bien qu'étant une norme française, a été testé dans divers pays africains francophones et est souvent adapté aux matériaux et conditions locales. Sa maîtrise est plus facile à assurer sans grands ajustements.
- **Reduction des coûts** : Avec sa tolérance aux matériaux et pratiques locaux, le maintien du BAEL nous permet de réduire la dépendance à l'importation ainsi que les dépenses liées aux essais en laboratoire. Aussi, pas besoin d'investir massivement dans la formation ou l'acquisition de nouvelles compétences, car les professionnels sont déjà habitués au BAEL.

II.2. RECOMMANDATIONS

Le choix entre le **BAEL** et les **Eurocodes** au Burkina Faso dépend des objectifs de développement, des capacités techniques, et des contraintes économiques et matérielles locales.

- **Maintenir le BAEL pour les projets courants :** Le BAEL reste une norme pertinente pour la majorité des projets au Burkina Faso, notamment les constructions simples et courantes.
    - Il tolère les incertitudes liées à la qualité des matériaux et à la mise en œuvre. Aussi les acteurs du domaine y sont déjà formés.

- Les projets conçus avec le BAEL sont souvent plus économiques grâce à ses marges de sécurité élevées, qui compensent les variations des matériaux locaux.
- Conserver le BAEL pour certains types de projets laisse du temps pour préparer une transition progressive vers les Eurocodes.

➢ **Adopter progressivement les Eurocodes pour des projets complexes :** Pour des ouvrages plus complexes (bâtiments multi-étages, infrastructures critiques, ponts, barrages, etc.), il serait bien d'introduire les Eurocodes :

- Par leur précision accrue, les Eurocodes permettent une optimisation des conceptions, réduisant ainsi les surcoûts pour les grands projets.
- L'adoption des Eurocodes aligne le Burkina Faso avec les normes utilisées à l'international, facilitant les partenariats étrangers et les financements internationaux (qui exigent souvent des normes modernes).

➢ **Développer une annexe nationale spécifique aux Eurocodes :** Si le Burkina Faso décide d'appliquer les Eurocodes, il serait bien de créer une annexe nationale pour les adapter aux réalités locales. Car les annexes nationales ont pour but de définir des paramètres nationaux spécifiques pour certaines clauses des normes, permettant une personnalisation au niveau de chaque pays. Elles fournissent également des informations complémentaires cohérentes pour simplifier l'application des normes.

➢ **Renforcer les capacités des acteurs locaux :** Pour une bonne transition efficace et durable, il est capital de développer des compétences locales.

Pour ce faire on pourrait :

- organiser des formations dédiées aux ingénieurs, techniciens et artisans pour les initier à l'application des Eurocodes ;
- intégrer des programmes spécifiques dans les cursus des écoles d'ingénieurs et dans les centres de formation technique ;
- sensibiliser les entreprises de construction à comprendre les bénéfices et les exigences des Eurocodes.

➢ **Favoriser la production locale de matériaux conformes :** Encourager les producteurs locaux à aligner leurs produits sur des normes internationales grâce à des subventions ou des partenariats, pour réduire la dépendance à l'importation.

➢ **Encourager la coopération régionale :**

- collaborer avec d'autres pays d'Afrique de l'Ouest qui sont confrontés aux mêmes défis ;
- partager des expériences sur l'adaptation des Eurocodes et la création d'annexes nationales ;
- encourager une harmonisation régionale pour faciliter les échanges et les projets transfrontaliers.

Le Burkina Faso peut envisager une stratégie hybride qui combine le maintien du BAEL pour les projets locaux et l'adoption progressive des Eurocodes pour les grands projets ou ceux financés par des bailleurs internationaux. Cette approche nécessite un investissement dans la formation et l'adaptation des normes pour accompagner la montée en compétence des professionnels du secteur. La clé de la réussite réside dans une adoption réfléchie, progressive, et adaptée aux réalités locales.

CONCLUSION

L'objectif de ce mémoire, intitulé *"Analyse comparative des normes BAEL 91 R 99 et Eurocodes Au Burkina Faso : Application aux éléments de structures poteau et poutre d'un immeuble R+5 avec sous-sol et une terrasse accessible à usage mixte à Ouagadougou"*, était d'examiner les différences entre ces deux normes dans un contexte local marqué par des spécificités climatiques, économiques et pratiques. Lors de cette étude, il apparaît que, en termes de différences techniques et méthodologiques, le **BAEL**, par son approche simplifiée et conservatrice, offre une sécurité implicite adaptée aux incertitudes sur la qualité des matériaux et des pratiques de construction locales et les **Eurocodes**, en revanche, propose une approche optimisée et précise. Leur application repose sur des matériaux conformes à des normes internationales et une rigueur accrue dans la mise en œuvre, ce qui peut poser problème dans le contexte du Burkina Faso.

En ce qui concerne les impacts économiques et pratiques, l'application des Eurocodes peut entraîner des **économies en termes de consommation de matériaux** lorsque les conditions de construction et les matériaux respectent les exigences strictes de la norme. Cependant, ces économies peuvent être annulées par les coûts supplémentaires liés à l'importation de matériaux conformes, la formation des professionnels et l'acquisition d'outils de calcul spécialisés. Le **BAEL**, bien que moins optimisé, reste mieux adapté aux pratiques locales grâce à sa simplicité d'utilisation, sa maîtrise par les professionnels du secteur, et son adéquation avec les matériaux et techniques disponibles.

Pour l'adaptation au contexte climatique et aux conditions locales, les contraintes climatiques locales, notamment les températures élevées et les variations saisonnières, impactent directement le comportement des matériaux. Le BAEL, avec ses marges implicites, tolère mieux ces variations, alors que les Eurocodes nécessitent une adaptation locale (annexes nationales spécifiques) pour tenir compte de ces réalités.

Au terme de cette étude il en sort que le BAEL reste aujourd'hui une référence robuste et adaptée pour la construction de bâtiments standards au Burkina Faso, grâce à sa simplicité, sa sécurité intrinsèque et son intégration dans les pratiques locales. Toutefois, les Eurocodes représentent une avancée méthodologique majeure, notamment pour les projets complexes ou les collaborations internationales.

Ainsi, une transition progressive vers les Eurocodes est recommandée, avec un travail préalable sur l'élaboration d'annexes nationales adaptées au contexte burkinabè.

Perspectives

Cette étude pourrait être enrichie par :

- l'analyse des impacts environnementaux des deux normes dans un contexte de construction durable ;
- le dimensionnement de l'ensemble du bâtiment pour mieux percevoir l'impact financier ;
- une comparaison plus large incluant d'autres types d'ouvrages tels que les ponts ou les infrastructures industrielles ;
- la mise en œuvre d'un projet pilote utilisant les Eurocodes pour tester leur pertinence pratique dans le contexte burkinabè.

En définitive, la coexistence des deux normes, avec une application ciblée selon la nature des projets, peut offrir une réponse équilibrée aux défis actuels de la construction au Burkina Faso.

BIBLIOGRAPHIE

[1] Règles BAEL 91 modifiées 99, Règles techniques de conceptions et de calcul des ouvrages et construction en Béton Armé suivant la méthode des états-limites ; Editions EYROLLES, 2000

[2] Eurocode 2, Calcul des structures en Béton armé, AFNOR, Octobre 2005

[3] Projet-5, SAM 7- Introduction à l'Eurocode 2. Cours de CESI_ECOLE D'INGENIEURS.

[4] Jean-François Cap (UCL), Jean-François Denoël (FEBELCEM), édition FEBELCEM 2017. COMMENT CALCULER AVEC L'EUROCODE 2 ?

[5] BA EUROCODE V1_DISPOSITION CONSTRUCTIVE. Cours de CESI_ECOLE D'INGENIEURS.

[6] QUANG HUY NGUYEN, Béton Armé Passage du BAEL à l'Eurocode 2. Cours de l'INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APLLIQUEES RENNES.

[7] ELKHATAB Younes et MAGHRAOUI Abdelmonaim. Ecole Hassania des Travaux Publics.

[8] EUROCODE 0. BASES DE CALCUL DES STRUCTURES, AFNOR, Mars 2003.

[9] EUROCODE 1. BASES DE CALCUL DES STRUCTURES et actions sur les structures, AFNOR, Avril 1996.

[10] NF P06-004. Bases de calcul des constructions - Charges permanentes et charges d'exploitation, AFNOR, Mai 1977.

[11] NF P06-001. Bases de calcul des constructions - Charges d'exploitation des bâtiments, AFNOR, Juin 1986.

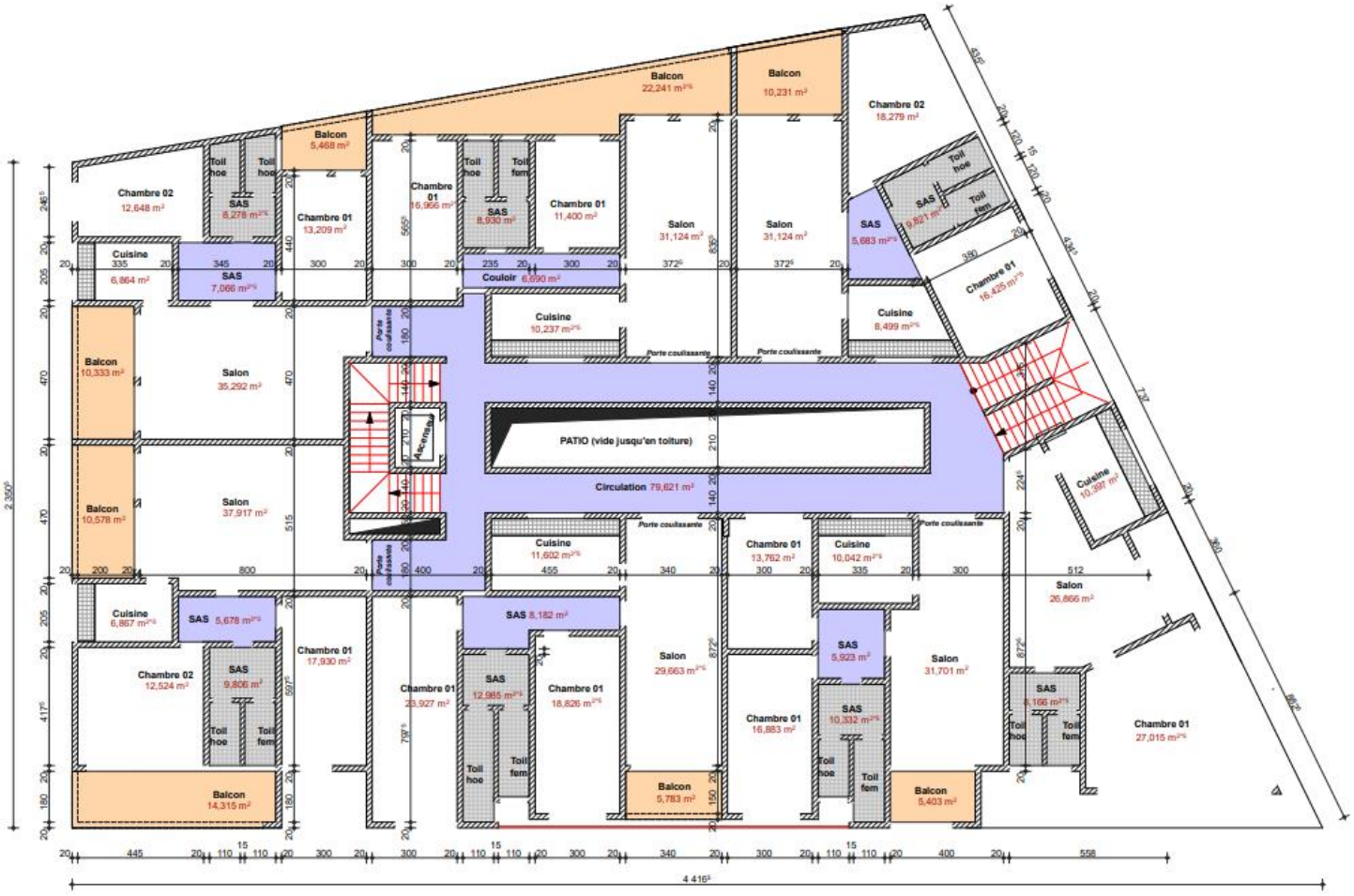
[12] Pr. Adamah MESSAN et Dr. Seick Omar SORE. Cours de Béton armé 1 et 2 de 2iE.

ANNEXES

ANNEXE 1: Façade latérale II
ANNEXE 2: Plan de niveau du plancher courant III
ANNEXE 3:Plan du sous-sol IV
ANNEXE 4: Plan de coffrage PH sous-sol V
ANNEXE 5: Plan de coffrage PH RDC VI
ANNEXE 6:Méthode de détermination du coefficient de fluage [4] VII
ANNEXE 7:Tableau des classes d'exposition en fonction des conditions d'environnement, Conformément à l'EN 206-1 [2] IX
ANNEXE 8:Tableau des caractéristiques de résistance et de déformation du béton [2] X
ANNEXE 9:Les valeurs des coefficients pour les bâtiments [9] XI
ANNEXE 10: Note de calcul de la poutre au BAEL XII
ANNEXE 11: Note de calcul de la poutre à l'EC2 XV
ANNEXE 12: Note de calcul du poteau au BAEL XVIII
ANNEXE 13:Note de calcul du poteau à l'EC2 XX

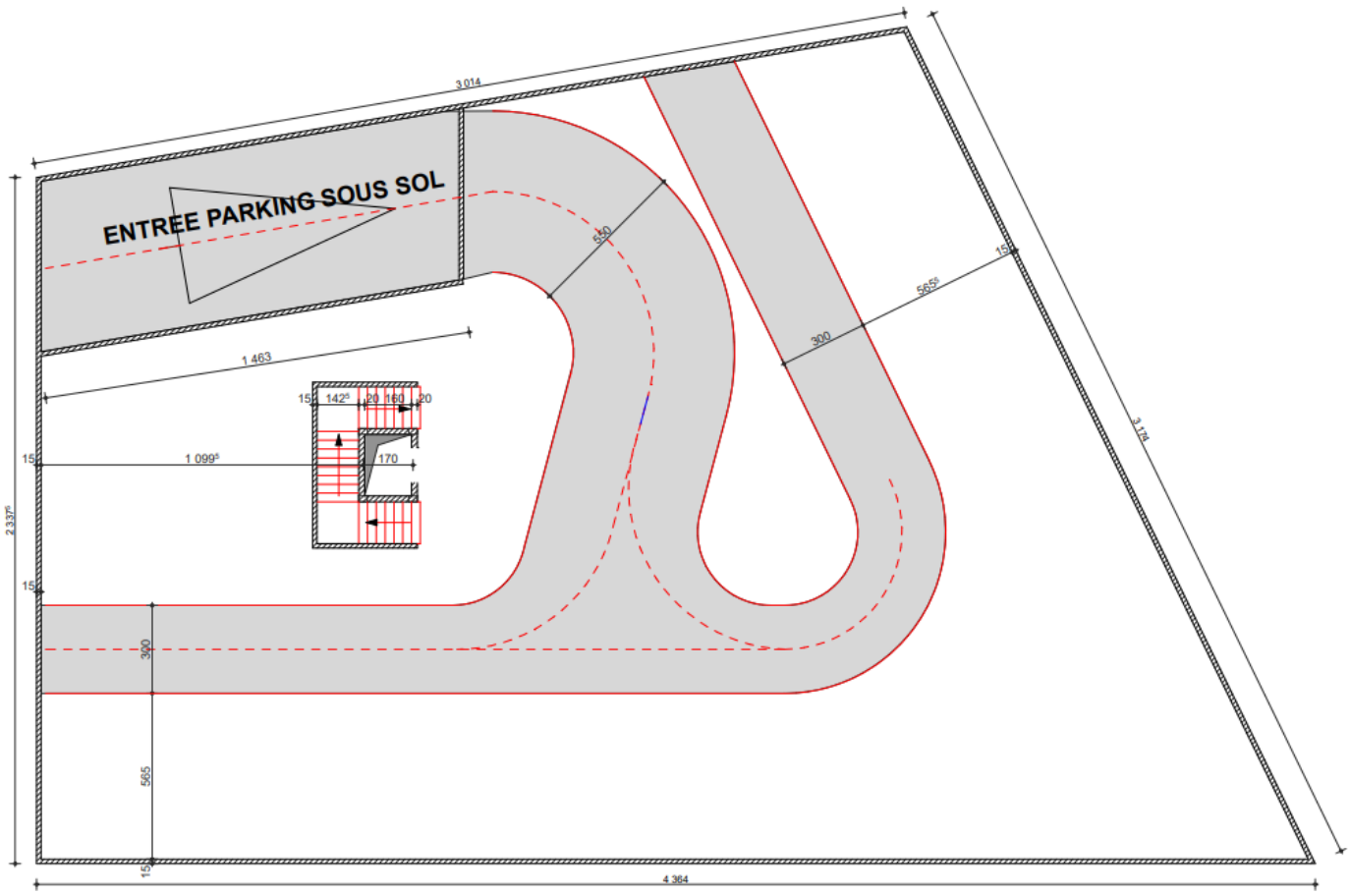
ANNEXE 1: *Façade latérale*

ANNEXE 2:*Plan de niveau du plancher courant*



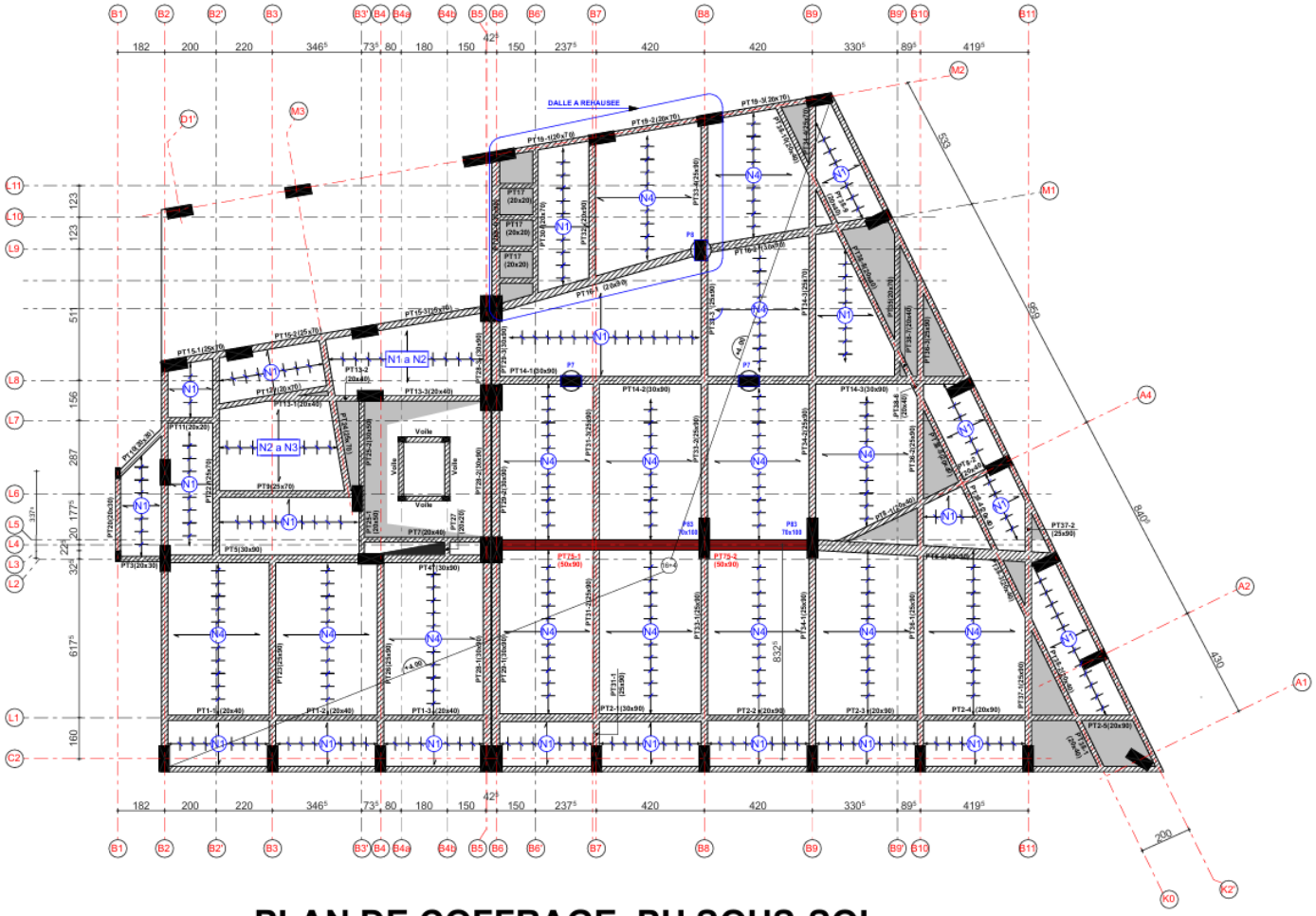
PLAN DE NIVEAU R+3 : Résidences

***ANNEXE 3**:Plan du sous-sol*



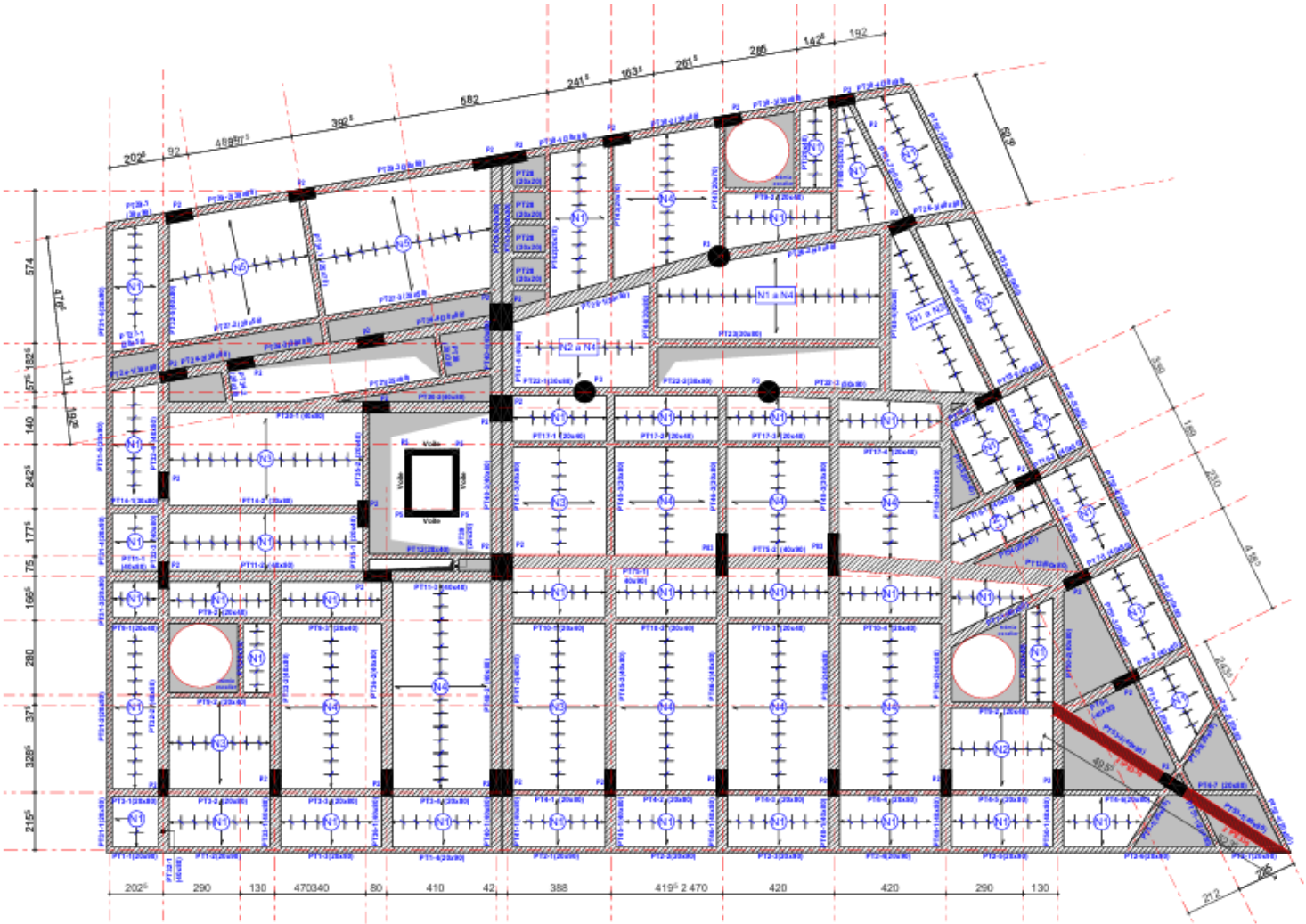
PLAN DE NIVEAU SOUS SOL : Parking

ANNEXE 4: *Plan de coffrage PH sous-sol*



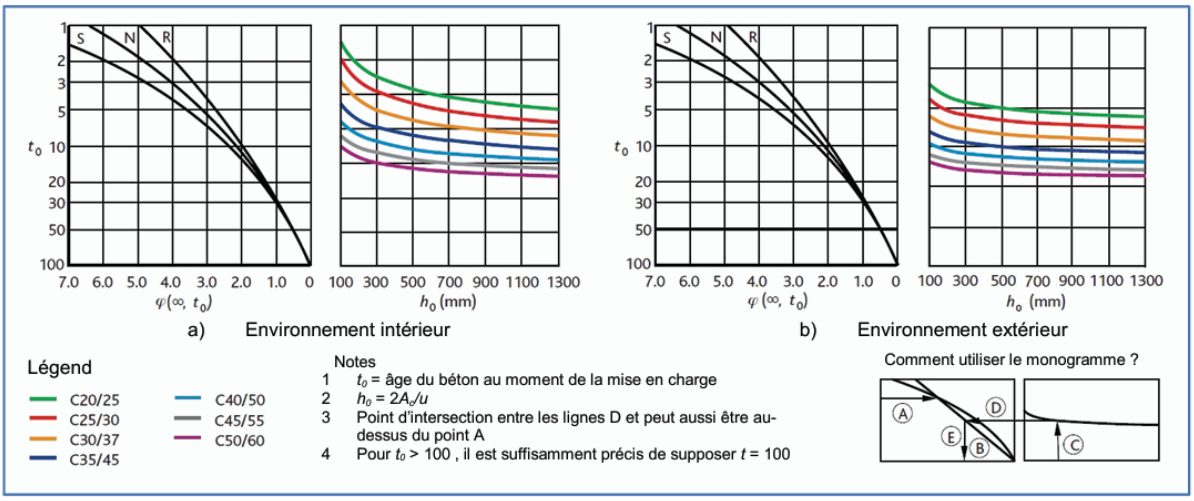
PLAN DE COFFRAGE PH SOUS-SOL

ANNEXE 5: *Plan de coffrage PH RDC*



PLAN DE COFFRAGE PH RDC

***ANNEXE 6**:Méthode de détermination du coefficient de fluage [4]*



Béton C20/25	**Fluage à long terme ϕ (∞, $t0$), (ciment de type 'N')**					
âge $t0$ du béton au moment du chargement en jours	Diamètre moyen $2Ac/u$ en [mm]					
	50	150	600	50	150	600
	Atmosphère sèche (intérieur) RH = 50%			Atmosphère humide (extérieur) RH = 80%		
1 3 7 28 90 365	6.8 5.6 4.7 3.7 2.9 2.2	5.6 4.6 3.9 3.0 2.4 1.8	4.6 3.8 3.2 2.5 2.0 1.5	4.5 3.6 3.1 2.4 1.9 1.5	4.0 3.2 2.8 2.1 1.7 1.3	3.6 2.9 2.5 1.9 1.5 1.2
Béton C25/30	**Fluage a` long terme ϕ (∞, $t0$), (ciment de type 'N')**					
âge $t0$ du béton au moment du chargement en jours	Diamètre moyen $2Ac/u$ en [mm]					
	50	150	600	50	150	600
	Atmosphère sèche (intérieur) RH = 50%			Atmosphère humide (extérieur) RH = 80%		
1 3 7 28 90 365	6.3 5.1 4.4 3.4 2.7 2.1	5.2 4.2 3.6 2.8 2.2 1.7	4.2 3.5 3.0 2.3 1.8 1.4	4.1 3.4 2.9 2.2 1.8 1.3	3.7 3.0 2.6 2.0 1.6 1.2	3.3 2.7 2.3 1.8 1.4 1.1
Béton C30/37	**Fluage a` long terme ϕ(∞, $t0$) , (ciment de type 'N')**					
âge $t0$ du béton au moment du chargement en jours	Diamètre moyen $2Ac/u$ en [mm]					
	50	150	600	50	150	600
	Atmosphère sèche (intérieur) RH = 50%			Atmosphère humide (extérieur) RH = 80%		
1 3 7 28 90 365	5.9 4.9 4.1 3.2 2.6 1.9	4.9 4.0 3.4 2.6 2.1 1.6	4.0 3.2 2.8 2.1 1.7 1.3	3.8 3.1 2.7 2.1 1.6 1.3	3.4 2.8 2.4 1.8 1.5 1.1	3.0 2.5 2.1 1.6 1.3 1.0
Béton C35/45	**Fluage a` long terme ϕ(∞, $t0$) , (ciment de type 'N')**					
âge $t0$ du béton au moment du chargement en jours	Diamètre moyen $2Ac/u$ en [mm]					
	50	150	600	50	150	600
	Atmosphère sèche (intérieur) RH = 50%			Atmosphère humide (extérieur) RH = 80%		
1 3 7 28 90 365	5.7 4.7 4.0 3.1 2.5 1.9	4.7 3.8 3.3 2.5 2.0 1.5	3.8 3.1 2.6 2.0 1.6 1.2	3.6 3.0 2.5 2.0 1.6 1.2	3.2 2.6 2.2 1.7 1.4 1.1	2.8 2.3 2.0 1.5 1.2 0.9

Béton C40/50	**Fluage a` long terme $\phi(\infty, t0)$, (ciment de type 'N')**					
âge $t0$ du béton au moment du chargement en jours	Diamètre moyen $2Ac/u$ en [mm]					
	50	150	600	50	150	600
	Atmosphère sèche (intérieur) RH = 50%			Atmosphère humide (extérieur) RH = 80%		
1 3 7 28 90 365	5.6 4.6 3.9 3.0 2.4 1.8	4.5 3.7 3.1 2.4 1.9 1.5	3.6 2.9 2.5 1.9 1.5 1.2	3.5 2.8 2.4 1.9 1.5 1.1	3.0 2.5 2.1 1.6 1.3 1.0	2.7 2.2 1.9 1.4 1.2 0.9
Béton C45/55	**Fluage a` long terme $\phi(\infty, t0)$, (ciment de type 'N')**					
âge $t0$ du béton au moment du chargement en jours	Diamètre moyen $2Ac/u$ en [mm]					
	50	150	600	50	150	600
	Atmosphère sèche (intérieur) RH = 50%			Atmosphère humide (extérieur) RH = 80%		
1 3 7 28 90 365	5.4 4.4 3.8 2.9 2.3 1.8	4.4 3.6 3.0 2.3 1.9 1.4	3.5 2.8 2.4 1.9 1.5 1.1	3.3 2.7 2.3 1.8 1.4 1.1	2.9 2.4 2.0 1.6 1.2 1.0	2.5 2.1 1.8 1.4 1.1 0.8
Béton C50/60	**Fluage a` long terme $\phi(\infty, t0)$, (ciment de type 'N')**					
âge $t0$ du béton au moment du chargement en jours	Diamètre moyen $2Ac/u$ en [mm]					
	50	150	600	50	150	600
	Atmosphère sèche (intérieur) RH = 50%			Atmosphère humide (extérieur) RH = 80%		
1 3 7 28 90 365	5.3 4.3 3.7 2.9 2.3 1.7	4.2 3.5 3.0 2.3 1.8 1.4	3.3 2.7 2.3 1.8 1.4 1.1	3.2 2.6 2.2 1.7 1.4 1.1	2.8 2.3 1.9 1.5 1.2 0.9	2.4 2.0 1.7 1.3 1.0 0.8

***ANNEXE 7**:Tableau des classes d'exposition en fonction des conditions d'environnement, Conformément à l'EN 206-1 [2]*

Désignation de la classe	Description de l'environnement :	Exemples informatifs illustrant le choix des classes d'exposition
1 Aucun risque de corrosion ni d'attaque		
X0	Béton non armé et sans pièces métalliques noyées : toutes expositions sauf en cas de gel/dégel, d'abrasion et d'attaque chimique Béton armé ou avec des pièces métalliques noyées : très sec	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est très faible
2 Corrosion induite par carbonatation		
XC1	Sec ou humide en permanence	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est faible Béton submergé en permanence dans de l'eau
XC2	Humide, rarement sec	Surfaces de béton soumises au contact à long terme de l'eau Un grand nombre de fondations
XC3	Humidité modérée	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est moyen ou élevé Béton extérieur abrité de la pluie
XC4	Alternativement humide et sec	Surfaces de béton soumises au contact de l'eau, mais n'entrant pas dans la classe d'exposition XC2
3 Corrosion induite par les chlorures		
XD1	Humidité modérée	Surfaces de béton exposées à des chlorures transportés par voie aérienne
XD2	Humide, rarement sec	Piscines Éléments en béton exposés à des eaux industrielles contenant des chlorures
XD3	Alternativement humide et sec	Éléments de ponts exposés à des projections contenant des chlorures Chaussées Dalles de parcs de stationnement de véhicules
4 Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer		
XS1	Exposé à l'air véhiculant du sel marin mais pas en contact direct avec l'eau de mer	Structures sur ou à proximité d'une côte
XS2	Immergé en permanence	Éléments de structures marines
XS3	Zones de marnage, zones soumises à des projections ou à des embruns	Éléments de structures marines
5 Attaque gel/dégel		
XF1	Saturation modérée en eau, sans agent de déverglaçage	Surfaces verticales de béton exposées à la pluie et au gel
XF2	Saturation modérée en eau, avec agents de déverglaçage	Surfaces verticales de béton des ouvrages routiers exposés au gel et à l'air véhiculant des agents de déverglaçage
XF3	Forte saturation en eau, sans agents de déverglaçage	Surfaces horizontales de béton exposées à la pluie et au gel
XF4	Forte saturation en eau, avec agents de déverglaçage ou eau de mer	Routes et tabliers de pont exposés aux agents de déverglaçage. Surfaces de béton verticales directement exposées aux projections d'agents de déverglaçage et au gel. Zones des structures marines soumises aux projections et exposées au gel
6 Attaques chimiques		
XA1	Environnement à faible agressivité chimique selon l'EN 206-1, Tableau 2	Sols naturels et eau dans le sol
XA2	Environnement d'agressivité chimique modérée selon l'EN 206-1, Tableau 2	Sols naturels et eau dans le sol
XA3	Environnement à forte agressivité chimique selon l'EN 206-1, Tableau 2	Sols naturels et eau dans le sol

***ANNEXE 8**:Tableau des caractéristiques de résistance et de déformation du béton [2]*

Classes de résistance du béton															Expression analytique Commentaires
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq$ C50/60 $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10))$ > C50/60
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ fractile 5 %
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ fractile 95 %
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} en MPa)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	Voir figure 3.2 ε_{c1} (‰) = 0,7 $f_{cm}^{0,31}$ < 2,8
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	Voir figure 3.2 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa ε_{cu1}(‰) = 2,8 + 27[(98 – f_{cm})/100]^4
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2, 5	2,6	Voir Figure 3.3 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa ε_{c2}(‰) = 2,0 + 0,085(f_{ck} – 50)^{0,53}
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Voir Figure 3.3 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa ε_{cu2}(‰) = 2,6 + 35[(90 – f_{ck})/100]^4
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	pour $f_{ck} \geq 50$ MPa n = 1,4 + 23,4[(90 – f_{ck})/100]^4
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	Voir Figure 3.4 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa ε_{c3}(‰) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} – 50)/40]
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Voir Figure 3.4 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa ε_{cu3}(‰) = 2,6 + 35[(90 – f_{ck})/100]^4

***ANNEXE 9**:Les valeurs des coefficients pour les bâtiments [9]*

Action	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Charges d'exploitation des bâtiments [1)]			
— Catégorie A — d'habitation, résidentiels	[0,7]	[0,5]	[0,3]
— Catégorie B — bureaux	[0,7]	[0,5]	[0,3]
— Catégorie C — lieux de réunion	[0,7]	[0,7]	[0,6]
— Catégorie D — commerces	[0,7]	[0,7]	[0,6]
— Catégorie E — stockage	[1,0]	[0,9]	[0,8]
Charges dues à la circulation dans les bâtiments			
— Catégorie F — véhicules de poids ≤ 30 kN	[0,7]	[0,7]	[0,6]
— Catégorie G — véhicules de poids compris entre 30 kN et 160 kN	[0,7]	[0,5]	[0,3]
— Catégorie H — Toits	[0]	[0]	[0]
Charges dues à la neige sur les bâtiments	[0,6] [2)]	[0,2] [2)]	[0] [2)]
Charges dues au vent sur les bâtiments	[0,6] [2)]	[0,5] [2)]	[0] [2)]
Température (hors incendie) dans les bâtiments [3)]	[0,6] [2)]	[0,5] [2)]	[0] [2)]

1) Pour les combinaisons de charges d'exploitation dans les bâtiments à plusieurs étages, voir l'ENV 1991-2-1.

2) Des modifications peuvent être nécessaires en fonction des régions géographiques.

3) Voir l'ENV 1991-2-5.

ANNEXE 10:*Note de calcul de la poutre au BAEL*

Données :

- Dimensions : 50 x 90 cm²
- Fe = 500 MPa
- M_{max} = 1209,166 KN.m à l'ELU et 882,603 KN.m à l'ELS
- V_{max} = 504,064KN

❖ Moment réduit

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b * d^2 * f_{bu}}$$

Avec : d = 0,9 x 0,90 = 0,81m

$$f_{bu} = \frac{0,85\ x\ fc28}{\theta\ x\ \gamma b} = \frac{0,85\ x\ 25}{1\ x\ 1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1209,166\ x\ 0,001}{0,5\ x\ 0,81^2 x\ 14,17} = 0,26$$

$\mu_{bu} < \mu_L$ (0,372) Il n'y a donc pas d'armature comprimée

$\mu_{bu} > \mu_{AB}$ (0,186) la rotation se fera autour du pivot B

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

$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\ x\ 0,26}) = 0,44$

$$Z = d - 0,4(\alpha_u d)$$

Z = 0,81 – 0,4 (0,44 x 0,81) = 0,69 m

❖ Section d'aciers des armatures longitudinales

$$Ast = \frac{Mmax}{Z\ x\ fsu}$$

$$\text{Avec } fsu = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{500}{1,15} = 434,783 \text{ MPa}$$

Ast = $\frac{1209{,}166\ x\ 0{,}001}{0{,}69\ x\ 434{,}783}$ x 10000 = 40,57 cm²

Choix des armatures en travée : 10HA20 + 5HA16 totalisant 41,47 cm²

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0{,}23\frac{f_{t28}}{f_e}bd$$

Amin = 0,23 x $\frac{2{,}1}{500}$ x 0,5 x 0,81 x 10000 = 3,91 cm²

$A_{st} > A_{min}$ La condition est vérifiée

❖ Armatures transversales

Vérification de la contrainte due à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{bd}$$

Ƭu = $\frac{504{,}064 \text{ x } 0{,}001}{0{,}5\ x\ 0{,}81}$ = 1,245

Ƭulim = min ($\frac{0{,}2 \text{ x fc28}}{\gamma b}$; 5 MPa) = min (3,3 ; 5) = 3,3 MPa

Ƭu < Ƭulim la condition est donc vérifiée

$\Phi_t \geq \frac{\Phi L}{3} = \frac{20}{3}$ = 6,6 mm prenons 8mm soit Φ_t = HA8

❖ Espacement des armatures transversales

St ≤ $\begin{cases} 15\ \Phi\text{lmin} \\ 40 \\ a\ +\ 10 \end{cases} = \begin{cases} 24 \\ 40 \\ 60 \end{cases}$ Retenons St = 20 cm

❖ Vérification à l'ELS (Mser = 882,603 KN.m)

Déterminons la position de l'axe neutre

$\frac{bo\ x\ y^2}{2}$ – n Ast(d-y) + nAsc(y-d') = 0 avec

n = $\frac{Es}{Ec}$ couramment pris = 15 (cas courant [6]) et Asc = 0 pas d'aciers comprimés

$\frac{50\ x\ y^2}{2}$ – n Ast(d-y) = 0

$25y^2 - 15 \times 41{,}47(81-y) = 0$

$25y^2 + 622{,}05y - 50386{,}05 = 0$

Y = 34,15cm

Déterminons le moment d'inertie I

$I = \frac{b}{3} y^3 + n\,[Ast\,(d-y)^2 + As'(y-d')^2]$ avec As' = 0

$I = \frac{50}{3} \times 34{,}15^3 + 15 \times 41{,}47\,(81-34{,}15)^2$

$I = 2\,029\,126{,}52\ cm^4$

- Calcul des contraintes

-Beton

La fissuration étant peu préjudiciable $\sigma_{bc} \leq 0{,}6fc28 = 15$ Mpa

$\sigma_{bc} = \frac{Mser\ x\ y}{I} = \frac{0{,}88263 \times 0{,}3415}{0{,}02029126} = 14{,}8$ Mpa

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ …….C.V

-Acier

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = fe/\gamma s = 434{,}783$ Mpa

$\overline{\sigma_{st}} = \frac{fe}{\gamma s} = 434{,}783$ Mpa

$\sigma_{st} = n\,\frac{Mser(d-y)}{I} = 15 \times \frac{0{,}88263\,(0{,}81-0{,}3415)}{0{,}02029126} = 305{,}68$ Mpa

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ …….C.V

La fissuration étant peu préjudiciable la vérification n'est pas nécessaire car il n'y a pas de limitation de contrainte de l'acier en ELS.

ANNEXE 11:*Note de calcul de la poutre à l'EC2*

- Dimensions : 50 x 90 cm²
- Fe = 500 MPa
- Med à l'ELU = 1209,166 KN.m
- Med à l'ELS = 882,603 KN.m

❖ Moment réduit

$$\mu = \frac{Med}{beff.d.fcd}$$

Avec : d = 0,9 x 0,90 = 0,81m

$$f_{cd} = \frac{fck}{\gamma c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{cu} = \frac{1209,166\ x\ 0,001}{0,5\ x\ 0,81^2 x\ 16,67} = 0,22$$

$\mu_{cu} < \mu_L$ (0,372) Il n'y a donc pas d'armature comprimée

$\mu_{cu} > \mu_{AB}$ (0,102) la rotation se fera autour du pivot B

$$\alpha_u = \frac{1}{\lambda}\left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{cu}}\right)$$

$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\ x\ 0,22}) = 0,32$

$$Z = d - 0,4(\alpha_u d)$$

Z = 0,81 – 0,4 (0,32x 0,81) = 0,71 m

❖ Section d'aciers des armatures longitudinales

$$Ast = \frac{Med}{Z\ x\ fyd}$$

Avec $fyd = \frac{fyk}{\gamma s} = \frac{500}{1,15} = 434,783$ MPa

$$Ast = \frac{1209,166\ x\ 0,001}{0,71\ x\ 434,783} \text{ x } 10000 = 39,31 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures en travée : 10HA20 + 4HA16 totalisant 39,46 cm²

❖ Vérification de la condition de non-fragilité

$$A_{s\min} = Max\left(0{,}26\frac{0{,}3\,f_{ck}^{2/3}}{f_{yk}}b_w d\,;\,0{,}0013 b_w d\right)$$

A_{smin} = max (0,26 x $\frac{0{,}3\ x\ 8{,}550}{500}$ x 0,5 x 0,81 x 10000 ; 0,0013 x 0,5 x 0,81x 10000)

A_{smin} = max (5,4 ; 5,3) = 5,4 cm

$A_{st} > A_{min}$ la condition est vérifiée

❖ Armatures transversales

Vérification de la contrainte due à l'effort tranchant

$\Phi_t \geq \frac{\Phi L}{3} = \frac{20}{3}$ = 6,6 mm prenons 8mm soit Φ_t = HA8

❖ Espacement des armatures transversales

St = max $\begin{cases} k1\ \Phi lmax \\ dg\ +\ k2 \\ \quad 20 \end{cases}$ Avec k1 = 1 ; k2 = 5 mm et dg = 20 mm

= max $\begin{cases} 20 \\ 25 \\ 20 \end{cases}$ Retenons St = 25 cm

❖ Vérification à l'ELS (Mser = 882,603 KN.m)

Déterminons la position de l'axe neutre

$\frac{bo\ x\ y^2}{2}$ – n Ast(d-y) + nAsc(y-d') = 0 avec

n = $\frac{Es}{Ec,28J}$ (1+Φ_{eff}) cas courant n= [16 ; 18] prenons n = 16 (cas courant [6]) et Asc = 0 pas d'aciers comprimés

$\frac{50\ x\ y^2}{2}$ – n Ast(d-y) = 0

$25y^2 – 16 \times 39{,}46(81-y) = 0$

$25y^2 + 631{,}36y – 51140{,}16 = 0$

Y = 34,33cm

Déterminons le moment d'inertie I

I = $\frac{b}{3}$ y^3 + n [Ast (d-y) ²+ As'(y-d') ²] avec As' = 0

$I = \frac{50}{3}$ x $34{,}33^3 + 16$ x $39{,}46\ (81-34{,}33)^2$

$I = 2\ 049\ 484{,}61\ cm^4$

- ❖ Calcul des contraintes

-Béton

La fissuration étant peu préjudiciable $\overline{\sigma_{bc}} \leq 0{,}6fck = 15$ Mpa

$\sigma_{bc} = \frac{Mser\ x\ y}{I} = \frac{0{,}88263\ x\ 0{,}3433}{0{,}02049484} = 14{,}7$ Mpa

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ ……**C.V**

Remarque : cette vérification est obligatoire pour les classes d'exposition XD, XF et XS

-Acier

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 0{,}8fyk = 0{,}8$ x $500 = 400$ Mpa

$\sigma_{st} = n \frac{Mser(d-y)}{I} = 16$ x $\frac{0{,}88263\ (0{,}81-0{,}3433)}{0{,}02049484} = 321{,}58$ Mpa

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ ……**C.V**

- ❖ Déterminons l'enrobage

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta_{cdev}$$

$C_{min} = \max (C_{min,b} ; C_{min,dur} ; 10\ mm)$ avec

$C_{min,\ b} = \max (\phi ; dg) = \max (20 ; 20) = 20$ mm

$C_{min,\ dur} = 30$mm car on considère une durée de vie de l'ouvrage de 50 ans qui correspond à la classe S4. La classe d'exposition considérée est XC2.

$C_{min} = \max (20 ; 25 ; 10\ mm) = 25$ mm

$C_{nom} = 25 + 10 = 35$ mm l'enrobage e est donc égale à 3,5 cm.

ANNEXE 12:*Note de calcul du poteau au BAEL*

Données :

Poteau rectangulaire de 70 x 100 cm²

Surface d'influence : 46,39cm²

Charge ultime : Nu= 8 185,23 KN

λ=35 < 50

Calcul de la section d'acier

- ❖ Armatures longitudinales

Les sections d'aciers sont déterminées par la formule suivante :

$$A_{sc} \geq \left[\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br.f_{c28}}{0,9.\gamma b}\right]\frac{\gamma s}{fe}$$

Avec α = $\left[\frac{0,85}{1+0,2x(\lambda/35)^2}\right] = \frac{0,85}{1+0,2(35/35)^2}$ = 0,7083 car λ < 50

α est divisé par 1,1 car plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours .

On a donc α = 0,6439

AN : $A_{sc} = \left[\frac{8,185}{0,6439} - \frac{0,6664x25}{0,9x\ 1,5}\right]\frac{1,15}{500}$ = 12,69 cm²

- ❖ Armatures minimales longitudinales

A_{min} = Max $\left[4U\ ; \frac{0,2B}{100}\right]$ = Max$\left[4x2x(0,7+1)\ ; \frac{0,2x70x100}{100}\right]$ = Max (13,6 ; 14) = 14 cm²

- ❖ Armatures maximales longitudinales

$A_{max} = \frac{5B}{100} = \frac{5x70x100}{100}$ = 350cm²

A_{sc} < A_{min} nous ferons le choix avec le A_{min} = 14 cm²

Choix : 8HA14 totalisant 12,32 et 2HA12 totalisant 2,26 cm²

- ❖ Calcul de l'effort normal théorique

$$N_{u,th} = (B \times f_{bu}) + (As \times \frac{f_e}{\gamma_s})$$

$N_{u,th}$ = (0,7 x 14,17) + (14,58 x 0,0001 x 434,783)

$N_{u,th}$ = 10,55 MN > 8,185 MN

N_u < $N_{u,th}$ on peut donc dire que la section d'armatures calculée est acceptable.

- ❖ Armatures transversales

$\phi_t \geq \frac{\phi l max}{3} = \frac{16}{3}$ = 5, 33 mm prenons ϕ_t = 6 mm

- Espacement des armatures transversales

$S_t \leq$ min (15ϕ ; a + 10 ; 40 cm)

$S_t \leq$ min (25 ; 80 ; 40 cm) Prenons S_t = 20 cm

- Longueur de recouvrement

Lr ≥ 24 ϕ = 33,6 Prenons Lr = 35cm

ANNEXE 13:*Note de calcul du poteau à l'EC2*

Données :

Poteau rectangulaire P83 de 70 x 100 cm²

Surface d'influence : 46,39cm²

Charge ultime : N_{Ed} = 8 185,23 KN

- Armatures longitudinales

$$A_S \geq \left[\frac{N_{Ed}}{k_h k_s \alpha} - A_c f_{cd}\right] \frac{1}{f_{yd}}$$

Avec Kh= 1 car b > 50 cm et K_s = 1 car f_{yk} n'est pas supérieur à 500 Mpa

A_c = a x b = 0,7 x 1 = 0,7 m²

- Valeur de calcul de la résistance en compression du béton

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Avec α_{cc} le coéfficient sur la résistance du béton pris égale à 1.

f_{cd} = 1 x $\frac{25}{1,5}$ = 16,67 Mpa

- Contrainte de calcul

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yd} = $\frac{500}{1,15}$ = 434, 782 Mpa

- Longueur de flambement

$$l_0 = 0,5l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}$$

K_1 et K_2 sont les souplesses aux encastrements partiels d'extrémité de l'élément. Ils prennent la valeur minimale de 0,1.

l représente la hauteur libre du poteau.

L_0 = 0,7 x L = 0,7 x 5 = 3,5 m

- Elancement

$$\lambda = \frac{2L0\sqrt{3}}{a} \text{ car section rectangulaire}$$

λ = $\frac{2x3,5x\sqrt{3}}{0,7}$ = 17,32 m

- Calcul du coefficient α

$$\alpha = \frac{0,86}{1 + (\frac{\lambda}{62})^2} \quad \text{car} \quad \lambda \leq 60$$

On a donc : $\alpha = \frac{0,86}{1 + (\frac{17,32}{62})^2} = 0,798$

$A_s = [(\frac{8,185}{1x1x0,798} - 0,7x16,67) \times \frac{1}{434,783}] \times 10\,000 = -32,47\ cm^2$

- Armatures minimales longitudinales

$A_{s,min} = \max [0,1N_{Ed}/f_{yd} ; 0,002A_c] = \max [\frac{0,1 \times 8,185}{434,782} ; 0,002 \times 0,7] = \max[18,826 ; 14]$

$A_{s,min} = 18,826\ cm^2$

- Armatures maximales longitudinales

En zone courante : $A_{s,max} = 0,04 \times A_c = 0,04 \times 7000 = 280\ cm^2$

En zone de recouvrement : $A_{s,max} = 0,08 \times A_c = 0,08 \times 7000 = 560\ cm^2$

$A_s < A_{s,min\ min}$ nous ferons le choix avec le $A_{s,min} = 18,826\ cm^2$

Choix : 10HA14 totalisant 20,11 cm²

- Calcul de NRd

$\mathbf{N}_{Rd} = K_h \times K_s \times \alpha\ (a \times b \times f_{cd} + A_s \times f_{yd})$

Avec $K_h = 1$ car b > 0,5m et $K_s = 1$ car f_{yk} n'est pas supérieur à 500MPa

$\mathbf{N}_{Rd} = 1 \times 1 \times 0,798\ ((0,7 \times 1 \times 16,67) + (20,11 \times 434,783))$

$\mathbf{N}_{Rd} = 10\ MN > 8,185\ MN$

$N_{Ed} < \mathbf{N}_{Rd}$ on peut donc dire que la section d'armatures calculée est acceptable.

- Armatures transversales

$\phi_t \geq \max (6\ mm ; \frac{\phi l max}{4}) = \max (6 ; \frac{14}{4}) = \max (6 ; 3,5) = 6\ mm$

- Espacement des armatures transversales

En zone courante : $S_t \leq \min [20\phi_{min} ; \min (a, b)\ cm]$

$S_t \leq \min [280 ; \min (70, 100)]$ Prenons $S_t = 25\ cm$

En zone de recouvrement : $S_t \leq 0,6\ S_{tmax}$

$S_t \leq 15$ Prenons $S_t = 15\ cm$

- Déterminons l'enrobage

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta_{cdev}$$

$C_{min} = \max (C_{min,b} ; C_{min,dur} ; 10 \text{ mm})$ avec

$C_{min,\,b} = \max (\phi ; dg) = \max (14 ; 20) = 20$ mm

$C_{min,\,dur} = 30$mm car on considère une durée de vie de l'ouvrage de 50 ans qui correspond à la classe S4. La classe d'exposition est également le XC2.

$C_{min} = \max (20 ; 25 ; 10 \text{ mm}) = 25$ mm

$C_{nom} = 25 + 10 = 35$ mm l'enrobage e est donc égale à 3,5 cm.