

UNIVERSITE LIBRE DE PAYS DES GRANDS-LACS

« ULPGL/GOMA »



B.P. 368 GOMA

FACULTE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES APPLIQUEES

« FSTA »

Département de génie civil

**COMPARAISON TECHNICO-ECONOMIQUE ENTRE L'APPLICATION DE LA
NORME BAEL 91 MODIFIEE 99 ET LA NORME EUROCODE 2 DANS LE CALCUL
DES STRUCTURES EN BETON ARME : Application sur un bâtiment R+10 avec
parking souterrain à usage des bureaux dans la ville de Goma**

Travail de mémoire présenté en vue de l'obtention du
Diplôme d'Ingénieur Civil

Option : **Structures et Ouvrages d'Art**

Présenté par : **TANZI KAGENGA Salomon**

Directeur : **CT Cherif BISHWEKA**

Encadreur : **Ir Patient KUBUYA**

ANNEE ACADEMIQUE 2021-2022

EPIGRAPHE

« Si l'un de vous veut construire une tour, il s'assied d'abord pour calculer la dépense et voir s'il a de quoi la terminer ».

Luc 14 : 28 (les saintes écritures, la bible)

DEDICACE

A notre très chère famille TANZI

TANZI KAGENGA Salomon

REMERCIEMENTS

- Nous rendons grâce à Dieu Tout-puissant Jéhovah notre créateur, de nous avoir guidé, protégé et éclairé depuis le début jusqu'à la fin de notre parcours académique.
- Nos sincères remerciements à notre directeur le CT Ir Cherif BISHWEKA ainsi qu'à notre encadreur Ass. Ir. Patient KUBUYA pour nous avoir aidés avec des orientations pour la réussite de ce travail.
- Nous présentons nos sincères remerciements aux membres de la communauté de l'ULPGL/Goma et en particulier de la Faculté des Sciences et Technologies Appliquées pour avoir assuré notre formation d'ingénieur depuis l'année préparatoire jusqu'à la fin de notre parcours académique. Ce modeste travail est le fruit de leurs efforts inestimables.
- Nous présentons notre gratitude à nos chers et tendres parents : Papa TANZI Jérôme et Maman KIZANYE Jacqueline pour leur indéfectible affection qu'ils ne cessent de manifester à notre égard.
- Nos sincères remerciements s'adressent à nos chers frères et sœurs : Nathan TANZI, Josée KAVIRA, Akila TANZI, Sifa GITA, Rachel TANZI, Valentine TANZI, Shadrak KAYOVU pour leur soutien sans faille.
- Nous remercions tous nos camarades de promotion, pour l'esprit d'équipe qui nous a toujours caractérisé durant toutes les années passées ensemble.
- Enfin, que tous ceux dont leurs noms n'ont pas été cités, trouvent par ces mots l'expression de notre gratitude.

TANZI KAGENGA Salomon

RESUME

Lors de l'étude d'un projet de construction, le choix de la norme utilisée pour le calcul du dimensionnement des éléments structuraux impacte considérablement sur plusieurs aspects de l'ouvrage notamment : technique et économique. Le présent travail propose une étude comparative technico-économique entre l'application de la norme BAEL 91 modifiée 99 et de l'Eurocode 2 dans le calcul du dimensionnement des éléments porteurs principaux d'un bâtiment R+10 en béton armé servant comme bureaux dans la ville de Goma en R.D.C. Le travail consiste à faire une comparaison des résultats de calcul du dimensionnement de la structure et du coût de matériaux en appliquant la norme BAEL 91 modifiée 99 et la norme Eurocode 2. L'objectif est de proposer la norme qui présente des meilleurs résultats sur le plan technique et économique. Pour réaliser ce travail nous avons commencé par présenter les données relatives au milieu d'étude du projet. Ensuite, nous avons procédé à la conception architecturale de l'immeuble suivant les règles de l'art en nous servant du logiciel de dessin Autocad. Par la suite, nous avons émis les hypothèses de calcul suivant les recommandations des normes : BAEL91 et Eurocode 2. Puis, nous avons procédé au dimensionnement des éléments porteurs les plus chargés de la structure (Poutre, poteau, Plancher à dalle pleine, voile et fondation) suivant les deux règlements grâce au logiciel Robot Structural Analysis Professional, qui utilise la méthode des éléments finis. Les résultats ainsi obtenus nous ont permis de proposer la norme la plus performante techniquement. Nous avons également effectué l'étude économique pour dégager la norme la plus avantageuse économiquement. Les résultats obtenus montrent que d'une manière générale, l'application de ces deux normes permet à l'ouvrage de satisfaire aux conditions d'utilisation et de résistance mais avec un avantage pour la norme Eurocode 2 où les éléments de l'ouvrage subissent moins de déformations et avec un taux d'armatures inférieur par rapport à celui du BAEL. Le résultat de l'étude économique a démontré que la norme l'Eurocode 2 est avantageuse économiquement par rapport à la norme BAEL91 avec un gain d'environ 13% du coût d'acier d'armature. La complexité de calcul avec l'Eurocode 2 est déjà relevée par l'usage et le développement des logiciels des calculs. Donc, nous recommandons l'utilisation de l'Eurocode 2 pour le calcul des structures en béton armé en place et lieu du BAEL 91 modifié 99, qui d'ailleurs a été abandonné même en France depuis l'année 2010.

Mots clés : structures, béton armé, normes de calcul, performance technique, avantage économique.

ABSTRACT

During the study of a project, the choice of the standard used for the calculation of the dimensioning of the structural elements has a considerable impact on several aspects of the work, notably: technical and economic. This work proposes a technical and economic comparative study between the application of the BAEL 91 modified 99 standard and Eurocode 2 in the calculation of the dimensioning of the main load-bearing elements of a reinforced concrete R+10 building used as offices in the city of Goma in the D.R.C. The work consists in making a comparison of the calculated results of the dimensioning of the structure and the cost of materials by applying the BAEL 91 modified 99 standard and the Eurocode 2 standard. The objective is to propose the standard which presents the best results on the technical, economic plans. To carry out this work, we began by presenting the data relating to the study environment of the project. Then, we proceeded to the architectural design of the building according to the rules of the art using drawing software: Autocad. Subsequently, we emitted the calculation hypotheses according to the recommendations of the standards: BAEL91 and Eurocode 2. Then, we proceeded to the dimensioning of the most loaded load-bearing elements of the structure (Beam, post, Floor with solid slab, veil and foundation) according to the two regulations thanks to the Robot Structural Analysis Professional software, which uses the finite element method. The results thus obtained have enabled us to propose the most technically efficient standard. We also carried out the economic study to identify the most advantageous standard economically. The results obtained show that in general, the application of these two standards allows the structure to satisfy the conditions of use and resistance but with an advantage for the Eurocode 2 standard where the elements of the structure undergo less deformation and with a lower reinforcement rate compared to that of BAEL. The result of the economic study showed that the Eurocode 2 standard is economically advantageous compared to the BAEL91 standard with a gain of around 13% in the cost of reinforcing steel. The complexity of calculation with Eurocode 2 is already raised by the use of the finite element method and the development of calculation software. Therefore, we recommend the use of Eurocode 2 for the calculation of reinforced concrete structures in place instead of BAEL 91 modified 99, which moreover has been abandoned even in France since 2010.

Keywords: structures, reinforced concrete, calculation standards, technical performance, economic advantage.

LISTE DES FIGURES

Figure I-1: Liens entre les différentes normes des Eurocodes.....	10
Figure I-2: Diagramme parabole-rectangle théorique	17
Figure I-3: Diagramme rectangulaire simplifié selon le BAEL91 mod 99	18
Figure I-4: Diagramme bilinéaire du béton selon Eurocode 2	18
Figure I-5: Diagramme contraintes-déformations de l'acier au BAEL91 mod 99	20
Figure I-6: Diagramme contraintes-déformations à palier incliné de l'acier à l'EC2	21
Figure I-7: Définition de l'ancrage normal des barres	24
Figure I-8: Méthodes d'ancrage autres que le scellement droit	24
Figure I-9: Diagramme des trois pivots.....	26
Figure I-10: Paramètres de calcul de l'élançement d'un élément vertical.....	31
Figure II-1: Carte administrative de la ville de Goma	39
Figure II-2: Largeur d'un escalier droit pour 3 personnes	43
Figure II-3: Espace nécessaire entre deux armoires dans une salle d'archives.....	44
Figure II-4: Portée de calcul à l'EC2	48
Figure II-5: Définition poteau	49
Figure II-6: Modélisation de la structure dans le logiciel RSA.....	54

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1: Valeurs de déformations des aciers suivant les classes de ductilité.....	20
Tableau I-2: Diamètre maximal des barres pour la limitation de l'ouverture des fissures.....	37
Tableau I-3: Espacement maximal des barres pour la limitation de l'ouverture de fissures.....	37
Tableau II-1: Valeurs des contraintes admises normalisées pour le sol.....	42
Tableau II-2: Caractéristiques des sols.....	42
Tableau II-3: Charges d'exploitations pour les catégories d'usages allant de A à I.....	58
Tableau II-4: Combinaisons fondamentales d'action pour un bâtiment bureau.....	59
Tableau II-5: Combinaisons d'action à l'ELS pour un bâtiment bureau.....	59
Tableau III-1: Récapitulation des résultats de calcul de plancher suivant le BAEL91 modifié 99 et EC2.....	68
Tableau III-2: Comparaison de résultats de calcul de la poutre suivant le BAEL 91 modifié 99 et l'Eurocode 2 à l'ELU.....	76
Tableau III-3: Comparaison de résultats de calcul du poteau le plus chargé suivant le BAEL 91 modifié 99 et EC2.....	81
Tableau III-4: Comparaison de résultats de calcul du voile le plus chargé suivant le BAEL91 modifié 99 et EC2.....	87
Tableau III-5: Comparaisons des résultats obtenus pour la fondation/radier général entre le BAEL91 modifié 99 et l'EC2.....	93
Tableau III-6: Devis d'aciers d'armatures des éléments principaux du bâtiment suivant les deux normes.....	94
Tableau 0-1: Coefficients Ψ_{0i} , Ψ_{1i} , Ψ_{2i} selon les règles BAEL.....	99
Tableau 0-2: Coefficients Ψ_0 , Ψ_1 , Ψ_2 selon les règles EC2.....	99
Tableau 0-3: Grandeurs caractéristiques suivant les classes de résistances du béton.....	100
Tableau 0-4: Limite d'ouvertures des fissures suivant EC2.....	101
Tableau 0-5: Les classes d'expositions suivant EC2.....	102
Tableau 0-6: Section des armatures selon leur diamètre (norme EN 10080).....	104

SOMMAIRE

EPIGRAPHE.....	i
DEDICACE.....	ii
REMERCIEMENTS	iii
RESUME.....	iv
ABSTRACT	v
LISTE DES FIGURES.....	vi
LISTE DES TABLEAUX	vii
SIGLES ET ABREVIATIONS	xi
INTRODUCTION GENERALE.....	1
Chapitre I. GENERALITES SUR LES REGLES DE CALCUL DES STRUCTURES EN BA.....	3
I.1 Généralités sur le béton armé	3
I.1.1 Béton	3
I.1.2 Aciers d’armatures	3
I.1.3 Béton armé	4
I.2 Généralités sur la réglementation des constructions en béton armé.....	5
I.2.1 Évolution des méthodes de calcul en béton armé.....	5
I.2.2 Méthode de calcul semi-probabiliste avec coefficients partiels de sécurité (états limites)	7
I.2.3 Présentation générale des Eurocodes.....	8
I.3 Généralités sur les prescriptions règlementaires du le BAEL 91 modifié 99 et de l’Eurocode 2	12
I.3.1 Prescriptions relatives à l’évaluation et combinaisons des charges.....	12
I.3.2 Prescriptions règlementaires sur les propriétés des matériaux	15
I.3.3 Prescriptions règlementaires relatives à la protection des armatures.....	22
I.3.4 Prescriptions règlementaires relatives à l’association acier – béton.....	23
I.3.5 Prescriptions règlementaires relatives au calcul des sollicitations aux états limites	25
I.4 Conclusion partielle I	38
Chapitre II. MATERIELS ET METHODOLOGIE DU TRAVAIL.....	39

II.1	Présentation du milieu d'étude	39
II.1.1	Aperçu général sur le milieu d'étude.....	39
II.1.2	Nature et caractéristique du sol	40
II.1.3	Caractéristiques dynamiques	42
II.2	Conception du projet	42
II.2.1	Choix des dimensions des pièces de l'immeuble	43
II.3	Normes utilisées dans le calcul du dimensionnement	45
II.3.1	Règles B.A.E.L.....	45
II.3.2	Eurocodes	45
II.4	Présentation des hypothèses de calcul du projet.....	45
II.4.1	Prédimensionnement des éléments de structure	45
II.4.2	Descente des charges.....	54
II.4.3	Détermination des charges à prendre en compte	55
II.4.4	Combinaisons des charges à prendre en compte	58
II.4.5	Autres hypothèses.....	59
II.5	Présentation du logiciel RSAP	60
II.5.1	Caractéristiques principales du logiciel robot	60
II.6	Présentation de la méthode des éléments finis	60
II.6.1	Concept de base la M.E.F.....	61
II.7	Méthodologie de l'analyse économique.....	61
II.8	Conclusion partielle 2.....	62
Chapitre III.	PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS	63
III.1	Superstructure.....	63
III.1.1	Résultats et analyse de calcul des planchers/dalles	63
III.1.2	Résultats et analyse de calcul de la poutre la plus chargée.....	68
III.1.3	Résultats de calcul des poteaux	77
III.2	Infrastructure	82
III.2.1	Résultats de calcul des voiles périphériques.....	82
III.2.2	Résultats de calcul de la fondation	87

III.3 Résultats de l'étude économique.....	93
III.4 Conclusion partielle 3.....	94
CONCLUSION GENERALE	95
Bibliographie.....	96
ANNEXES	99

SIGLES, ABREVIATIONS ET NOTATIONS

- AFNOR** : Association Française de Normalisation
- BAEL** : Béton Armé aux Etats Limites
- CEN** : Comité Européenne de Normalisation
- DTU** : Documents Techniques Unifiés
- EC2** : Eurocode 2
- ELS** : État-limite de service
- ELU** : État-limite ultime
- EN** : Norme Européenne
- NF** : Norme Française
- $E_{c,eff}$: Module d'élasticité effectif du béton
- E_{cd} : Valeur de calcul du module d'élasticité du béton
- E_{cm} : Module d'élasticité sécant du béton
- $E_{c(t)}$: Module d'élasticité tangent à l'origine
- E_s : Valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier de béton armé
- EI** : Rigidité en flexion
- EQU** : Équilibre statique
- E** : Action
- F_d : Valeur de calcul d'une action
- F_k : Valeur caractéristique d'une action
- G_k : Valeur caractéristique d'une action permanente
- I** : Moment d'inertie de la section de béton
- ISO** : Organisation Internationale pour la Normalisation (International Organization for Standardization)
- L** : Longueur
- M** : Moment fléchissant
- M_{Ed} : Valeur de calcul du moment fléchissant agissant
- M.E.F** : Méthode des Eléments Finis
- N** : Effort normal
- N_{Ed} : Valeur de calcul de l'effort normal agissant (traction ou compression)
- Q_k : Valeur caractéristique d'une action variable
- R** : Résistance
- R.S.A.P** : Robot Structural Analysis Professional
- S** : Efforts et moments internes (solicitations)
- S** : Moment statique
- UE** : Union Européenne
- V** : Effort tranchant
- V_{Ed} : Valeur de calcul de l'effort tranchant agissant

INTRODUCTION GENERALE

Le domaine de construction est l'un des plus grands facteurs pour le développement socio-économique d'un pays ou d'une région. Avec la découverte de la technique du béton armé qui est le matériau le plus utilisé au monde dans la construction, on peut désormais construire plus grand et plus haut des ouvrages supportant de grandes charges. Des routes aux bâtiments en passant par des ponts et des ouvrages hydrauliques, la conception et la réalisation des ouvrages font intervenir plusieurs normes de construction. De ce fait, une série des réglementations basées sur des principes a été élaboré comme un langage universel dans le but d'uniformiser les calculs de dimensionnement des ouvrages. Au fil des temps, ces principes ont évolué grâce aux découvertes scientifiques et se sont regroupés en des codes de calcul des structures possédant des variantes adaptées à chaque région.

Il est évident que le choix de la norme de calcul lors de l'étude d'un projet impacte considérablement sur plusieurs aspects de l'ouvrage. Dans la plupart des pays d'Afrique francophone, les ingénieurs utilisent très couramment depuis plusieurs années **la norme BAEL 91 modifiée 99** dans les calculs du dimensionnement des structures en béton armé. En mars 2010 un nouveau règlement intéressant a vu le jour dans le domaine du béton armé, **L'Eurocode 2** [1]. Ce dernier a été mis en application dans les pays membres de l'UE et dans 40 autres pays en dehors de cette union. En France, l'Eurocode 2 a remplacé le BAEL et le BPEL.

L'Eurocode 2 est encore très peu utilisé dans notre région dû à certaines raisons, notamment : le manque d'information et de formation à ce sujet dans les universités et écoles de génie civil.

Il est donc important de pouvoir comparer ces deux règlements tant du point de vue technique qu'économique. En effet, les ingénieurs sont appelés à faire un choix judicieux de la méthode la plus performante et avantageuse dans leurs calculs (principe d'efficacité à faible coût). C'est dans cette optique que le présent travail porte sur l'étude de la comparaison technico-économique entre ces deux normes de calcul des structures en béton armé, le BAEL91 modifié 99 et l'Eurocode 2.

De ce qui précède, pour bien mener ce travail, les préoccupations suivantes ont été soulevées :

- Par comparaison, quelle serait la norme de calcul des ouvrages en BA entre le BAEL 91 modifié 99 et l'Eurocode 2 qui présenterait les meilleurs résultats sur le plan technique ?
- En comparant le BAEL91 modifié 99 et l'Eurocode 2, quelle norme présenterait les meilleurs résultats sur plan économique ?

A ces préoccupations, les réponses anticipatives suivantes ont été formulées :

- L'Eurocode 2 offrirait des résultats plus intéressants sur le plan technique, comparativement à la norme BAEL91 modifié 99.
- L'utilisation de la norme Eurocode 2 dans le calcul des ouvrages en béton armé serait plus économique comparativement à l'utilisation de la norme BAEL91 modifié 99.

L'objectif principal poursuivi par le présent travail est de proposer après l'étude, la norme présentant les meilleurs résultats sur le plan technique et économique entre le BAEL91 modifié 99 et l'Eurocode 2 pour le calcul de structure d'un bâtiment en BA.

Les objectifs spécifiques poursuivis sont les suivants :

- i. Effectuer le calcul de dimensionnement du bâtiment suivant le BAEL91mod.99 et suivant l'Eurocode 2, puis comparer les résultats des calculs obtenus ;
- ii. Effectuer une étude économique en fonction des résultats quantitatifs obtenus après calcul de dimensionnement suivant les deux normes, puis comparer les résultats obtenus.

Concernant la méthodologie appliquée, l'application a été faite sur un immeuble R+10 avec parking souterrain, sur lequel sont appliqués les calculs de dimensionnement des éléments structuraux principaux suivant les deux normes : BAEL 91 modifié 99 et Eurocode 2 à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis Professionnel (RSAP) qui utilise la méthode des éléments finis. Grâce aux résultats de dimensionnement, le calcul du coût des matériaux des éléments structuraux a été effectué suivant les deux normes.

Hormis l'introduction et la conclusion, ce travail est constitué de trois chapitres à savoir :

- **Chapitre I : Généralités sur les règles de calcul des structures en BA** : ce chapitre présente les idées de recherche relatives à notre sujet ;
- **Chapitre II : Matériels et méthodologie du travail** : ce chapitre présente les méthodes et les matériels pour la réalisation de ce travail.
- **Chapitre III : Présentation et analyse des résultats** : dans ce chapitre nous relatons les différents résultats obtenus suivi d'une analyse.

Chapitre I. GENERALITES SUR LES REGLES DE CALCUL DES STRUCTURES EN BA

L'étude d'un ouvrage de génie civil nécessite d'avoir des connaissances de base. Ces dernières peuvent être relatives aux matériaux constitutifs de l'ouvrage, aux principes de calcul ou aux sollicitations éventuelles. Ce présent chapitre passe en revue toutes ces notions.

I.1 Généralités sur le béton armé

Le béton armé est un matériaux composite constitué de deux éléments : le béton et les aciers d'armatures.

I.1.1 Béton

Le béton est un matériau de construction usuelle, qui s'apparente à une pierre artificielle. Ses constituants essentiels sont [2] :

- Un mélange granulaire de sable et des graviers formant le squelette du matériau ;
- Un liant hydraulique, le ciment, assurant la cohésion entre les différents grains du squelette ;
- L'eau est le réactif chimique provoquant la prise du ciment (hydratation) ;
- Éventuellement, et en faible quantité, des produits d'addition, les adjuvants, influençant certaines propriétés ou comportements du matériau béton.

Le béton durci présente un excellent comportement face à la sollicitation de compression, par contre, il résiste mal à la traction.

Il existe quatre catégories de béton selon l'usage ou l'application structurale auquel il est destiné :

- Le Béton non armé,
- Le béton mixte (avec des aciers de construction appelés : « profilés »),
- Le Béton précontraint (avec des câbles de précontrainte),
- Le Béton armé (avec des aciers d'armatures appelés : « fer à béton »).

Dans cette étude, nous allons aborder le béton armé.

I.1.2 Aciers d'armatures

L'acier est un alliage fer + carbone en faible pourcentage : 0,12% à 2% [3]. Le carbone augmente la dureté du métal. Contrairement au béton, l'acier travaille mieux à la fois en traction et en compression.

Les produits sidérurgiques les plus utilisés pour constituer les armatures des constructions en béton armé sont [4] :

- **Les ronds lisses** (diamètres de 6 à 40 mm). Ce sont des aciers doux de surface lisse, ne présentant aucune aspérité.

Ils peuvent provenir :

- Soit de ronds laminés à chaud (comprimer à hautes températures pour donner la forme).
 - Soit de fil machine redressé (sous forme de rouleaux).
- **Les barres à haute adhérence (barres HA).** Elles sont obtenues par laminage à chaud d'un acier naturellement dur. Ces armatures ont leur surface marquée par des crénelures de formes diverses de façon à assurer une meilleure adhérence avec le béton.
- **Les treillis soudés.** Ils sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leur croisement. Si les autres types se présentent en barres, ces derniers sont soit en rouleaux, soit en panneaux de dimensions normalisées. Leur largeur standard est de 2,40 m, la longueur des rouleaux est de 50 m et celle des panneaux est de 4,80 m ou 6 m.

On distingue les treillis soudés :

- Tréfilés à partir de fil machine (TSL) ;
- Des barres à haute adhérence (TSHA).

I.1.3 Béton armé

Le béton armé est défini comme l'association judicieuse de deux matériaux, le béton et l'acier. Ces aciers sont appelés armatures. On distingue les armatures longitudinales disposées suivant l'axe longitudinal de la pièce et les armatures transversales disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe de la pièce.

I.1.3.1 Historique du béton armé

En 1824, Joseph Aspdin, Inventeur anglais, invente le ciment Portland (Brevet anglais). Ce liant hydraulique joue un rôle important dans le béton « moderne » [5].

C'est en 1848 que LAMBOT, un français, imagina d'associer des barres d'acier et du béton de ciment pour réaliser une barque. Quelques années plus tard, MONIER, un jardinier de VERSAILLES utilisera un procédé analogue pour fabriquer des bacs à fleurs. On lui attribue l'invention du BA qui a ensuite été exploité en Allemagne par l'entreprise MONIER BETON BRAU (brevet déposé en 1868).

Ensuite HENNEBIQUE met au point les bases du calcul pour son utilisation rationnelle mais il faudra attendre 1897 pour que RABUT professe le premier cours de BA à l'ENPC (Ecole Nationale des Ponts et Chaussées).

Les premières réalisations de grande envergure sont les suivantes [5] :

- Auparavant, en 1891, COIGNET utilisa des poutres BA préfabriquées pour la construction d'un immeuble.
- En 1899, **Simon Boussiron** réalise le pont routier en arc.
- En 1910, **Paul Séjourné** réalise un tablier de pont.
- etc.

I.1.3.2 Principes du béton armé

Le but principal est de créer un matériau composite qui possèdera les caractéristiques nécessaires (durabilité, résistance et performance) permettant de réaliser les différentes structures [4].

Il est important de noter qu'il ne suffit pas de faire un mélange de béton durci et de barres d'acier pour former le matériau composite qu'est le béton armé. Pour y arriver, il faut le réaliser en mettant sur pied une certaine organisation structurale notamment sur l'agencement (dispositions constructives), la quantité ainsi que la qualité des armatures nécessaires.

I.1.3.3 Avantages et inconvénients du béton armé [2]

✚ Avantages

Ce matériau présente de nombreux avantages. Nous pouvons citer entre autres : la liberté dans la réalisation des formes ; le caractère monolithique de ces structures ; la bonne durabilité ; la résistance au feu ; l'économie réalisée grâce à l'utilisation de matières premières que sont l'eau, le ciment et les granulats ; l'économie d'entretien par rapport aux constructions métalliques qui nécessitent l'apport de nombreuses couches de peinture régulières.

✚ Inconvénients

Comme tout matériau, celui-ci présente des inconvénients tels que : les constructions en béton armé sont très lourdes du fait de leur poids propre considérable ; l'isolation thermique du matériau en béton armé est faible ; la difficulté de modifier un ouvrage réalisé en béton armé.

I.2 Généralités sur la réglementation des constructions en béton armé

Le béton armé ne repose pas toujours sur des théories scientifiques (démonstrations mathématiques). Les formules de calcul et les nombreux coefficients utilisés ont souvent un caractère empirique mais il est essentiel qu'ils aient été fixés à la suite de nombreux essais et que les résultats de calcul soient conformes à l'expérience.

I.2.1 Évolution des méthodes de calcul en béton armé

Après avoir connu une période relativement stable, jusqu'aux années 1945, les méthodes de calcul en béton armé ont subi une évolution continue qui ont abouti à des concepts, qui se sont développés au cours de ces dernières années, jusqu'à aboutir à un consensus des principes sur lesquelles reposent ces méthodes de nos jours. Les changements successifs sont dus à l'acquisition de nouvelles connaissances sur la science [6].

Plusieurs considérations sont à prendre en compte. Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter dans toute sa durée d'exploitation des paramètres de sécurité appropriés vis-à-vis :

- ✓ De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments ;

- ✓ D'un comportement en service susceptible d'affecter sa durabilité, son aspect ou le confort de ses usagers.

Or un certain nombre de facteurs sont susceptibles par leur intervention combinée ou isolée, d'influer sur la sécurité d'une structure et de la compromettre. On peut citer entre autres :

- La définition des actions appliquées à l'ouvrage ;
- Les propriétés constitutives des matériaux ;
- La détermination des sollicitations ;
- Les méthodes de calcul des sections ;
- Les règles de contrôle ;
- La qualité de mise en œuvre.

Tous ces facteurs cités ci-dessus sont soumis à de nombreuses incertitudes, il faut prendre en compte des marges de sécurité, sous la forme de coefficients de pondération à introduire dans les calculs.

Voici l'évolution des méthodes de calcul au fil du temps :

I.2.1.1 Méthode de calcul aux contraintes admissibles ou classique

La méthode dite classique ou aux contraintes admissibles est la première méthode de calcul de caractère scientifique qu'étaient les circulaires ministérielles de 1906 et de 1934 en France [1]. Elle est pratiquement restée en vigueur jusqu'en 1945.

Dans cette méthode, le modèle de calcul est le modèle élastique. Les matériaux (acier et béton) sont supposés obéir à la loi de **Hooke**.

I.2.1.2 Méthode de calcul à la rupture

Les méthodes de « **calcul à la rupture** » sont celles dont les coefficients de sécurité sont appliqués uniquement aux actions qui sont le plus souvent des charges.

À partir de l'interprétation de l'ensemble des résultats obtenus dans les essais systématiques effectués dans des conditions sérieuses en divers pays, on a pu échafauder des théories permettant de déterminer les sollicitations probables de rupture d'une pièce (par exemple, le moment fléchissant probable de rupture d'une poutre) en fonction des caractères géométriques de la pièce (dimensions du béton, position et section des armatures) et des caractères mécaniques du béton et de l'acier.

À partir d'une sollicitation de service donnée et d'un coefficient de sécurité fixé, on peut déterminer une sollicitation de rupture et en déduire le dimensionnement des sections. Le but idéal de toute analyse de résistance est de prévoir par le calcul le danger de la rupture.

Le coefficient de sécurité pris sur le béton est longtemps resté égal à 28 % de la limite de rupture à 90 jours et le coefficient de sécurité de l'acier à 60 % de sa limite élastique.

Il suffisait ensuite de calculer les contraintes dans l'acier et le béton sous l'effet le plus défavorable des

charges et de vérifier que l'on ne dépassait pas ces contraintes admissibles.

I.2.2 Méthode de calcul semi-probabiliste avec coefficients partiels de sécurité (états limites)

Les méthodes de calcul à la rupture permettent d'estimer de façon précise la sécurité des pièces en béton armé et d'obtenir des coefficients sensiblement homogènes. Malgré tout, ces méthodes s'avèrent incomplètes car, une structure qui présente un bon comportement vis-à-vis de la rupture n'a pas un comportement forcément convenable en service car, les critères sont absolument indépendants et la réciprocité est possible dans certains cas particuliers [1].

On cherche aujourd'hui, à prendre en compte tous les facteurs d'insécurité séparément :

- La résistance intrinsèque des matériaux,
- La valeur la plus probable des charges permanentes et des charges variables,
- L'aspect favorable ou défavorable des actions,
- Les défauts géométriques des matériaux et de leur position,
- La fissuration.

D'où la mise au point d'une extension et d'une généralisation des méthodes de calcul : **ce sont les méthodes aux Etats Limites.**

I.2.2.1 Définition des états- limites

Tout état au-delà duquel une structure ou une partie de cette structure cesserait de remplir ses fonctions, ou ne satisferait plus aux conditions pour lesquelles elle a été conçue, est appelé état- limite.

Les divers états- limites que l'on peut envisager peuvent être classés en deux catégories :

- ❑ **Les états- limites ultimes** : correspondant à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement, etc.
- ❑ **Les états- limites de service** : au-delà desquels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouverture excessive des fissures, déformations excessives des éléments porteurs, vibrations inconfortables pour les usagers, etc.).

I.2.2.2 Origine des méthodes de calcul aux états- limites

Les méthodes de calcul aux états- limites ont leur origine [7] :

- D'une part, dans les recherches théoriques dans le domaine du probabilisme concernant la sécurité des constructions.

Cette approche repose sur le fait que la probabilité de ruine ou de dommage présentant un risque calculé, puisse être acceptée.

- D'autre part, dans le développement continu des recherches théoriques et expérimentales sur le comportement des matériaux et des structures.

I.2.2.3 Idée du probabilisme

Les recherches dans le domaine du probabilisme ont donné naissance à des principes de sécurité exposés pour la première fois en 1957 dans un rapport du Conseil international du bâtiment, et adoptés par la suite par le Comité européen du béton (1964), la Fédération internationale de la précontrainte (1966), l'Organisation internationale de normalisation (norme internationale ISO 2394, 1972) et par la Convention européenne de la construction métallique.

Les règles CCBA 68 ont été abrogées le 1^{er} janvier 1985 après une période de coexistence avec les règles BAEL 80 puis BAEL 83.

Ces règles BAEL 83 ont révélé certaines imperfections qui ont nécessité quelques modifications qui ont conduit au règlement actuel le BAEL 91.

Un état limite pourrait être atteint par intervention combinée de plusieurs facteurs aléatoires d'insécurité. Le but du probabilisme est d'empêcher d'atteindre l'un des états limites.

I.2.2.4 Recours au semi-probabilisme

La situation exposée ci-dessus est théoriquement solvable. Il en est très loin dans la pratique car, tous les facteurs de sécurité ne sont pas probabilisables. Pour ceux qui le sont, les lois de probabilité ne sont pas toujours connues. Par conséquent dans la pratique, il est utilisé le Semi-Probabilisme qui permet une bonne approche des problèmes sans complication excessive des calculs.

I.2.3 Présentation générale des Eurocodes

I.2.3.1 Généralités

Les Eurocodes sont des règles communes de dimensionnement, de conception et de vérification des ouvrages de construction établies à l'échelle européenne. Le principal objectif d'une telle harmonisation est de supprimer, pour les états membres, tout obstacle au libre accès des entreprises de travaux ou des bureaux d'études techniques au marché unique européen de la construction, dû essentiellement à la disparité des règles. Ces normes sont écrites dans plus de 10 langues [8].

Les Eurocodes de première génération ont été rédigés dans les années 80. Celles-ci ont été reprises en normes provisoires, ENV, dans les années 90. Les ENV ont été transformées en EN (normes européennes à partir de 1998) [5].

Ils ont une importance essentielle à la fois pour le secteur de la conception des ouvrages et pour l'industrie du bâtiment et des travaux Publics.

Les Eurocodes n'imposent pas totalement et rigoureusement toutes les modalités de calcul des structures. Ils permettent de faire recours à d'autres textes permettant :

- Certains choix au niveau national (Annexe Nationale).
- Certains autres choix au niveau de chaque projet.

I.2.3.2 Bref historique des Eurocodes [1]

Le 25 mars 1957 était signé à Rome le traité instituant la Communauté économique européenne (CEE), qui fut au cœur de l'unification européenne et dont l'un des objectifs était de favoriser la libre circulation des personnes et des biens à l'intérieur de la Communauté.

La première directive européenne sur les marchés publics de travaux fut publiée en 1971 ; et il s'agissait d'ouvrir le marché européen à tous les entrepreneurs et bureaux d'études de la Communauté européenne. Vis-à-vis des disparités de règles de conception en usage dans les divers Etats, la directive avait une réponse simple : le principe de la reconnaissance mutuelle, Selon le Traité de Rome, ce qui est jugé satisfaisant dans un Etat (sur le plan des exigences réglementaires) doit être considéré satisfaisant dans les autres Etats. Mais sa mise en application en ce qui concerne les règles de calcul se révéla pratiquement impossible, en particulier à cause d'une disposition irréaliste interdisant, lors d'un appel d'offres, d'écarter une proposition pour le simple motif qu'elle aurait été basée sur une méthode de calcul admise dans la réglementation d'un pays différent de celui dans lequel se déroulait l'appel d'offres.

C'est pourquoi, en 1975, la Commission européenne a décidé de lancer un programme d'actions visant notamment à l'harmonisation des spécifications techniques dans le domaine de la construction, afin d'éliminer dans ce domaine les obstacles techniques au libre-échange à l'intérieur du Marché commun. Au début des années 1980, après quelques années de travail d'experts européens rassemblés pour cette tâche et s'inspirant des travaux des associations scientifiques internationales, une première version des Eurocodes fut diffusée au sein de la communauté technique. Ces textes furent ensuite l'objet de longues enquêtes qui arrivèrent à leur terme pratiquement en 1986. La nature des directives communautaires évolua : elles ne s'attachèrent plus qu'à définir des Exigences Essentielles (directives dites « Nouvelle approche »), en laissant le soin à des organismes reconnus d'établir des normes en conformité avec lesdites exigences.

Une de ces directives, publiée en 1989, à laquelle furent rattachés les Eurocodes, concernait directement le secteur du BTP (directives produites de construction) et comportait les exigences suivantes :

- La première étant l'exigence de résistance mécanique et de stabilité ;
- La seconde traitant de la sécurité au feu.

En conséquence, en 1989, la Commission décida de transférer le travail de développement des Eurocodes au CEN (Comité européen de normalisation), afin de les transformer à terme en normes européennes (EN). Au sein du CEN, le comité technique TC250 a été créé pour établir l'ensemble des Eurocodes.

Par ailleurs, chaque ENV était édité dans les états membres accompagné d'un « Document d'application nationale » (DAN) permettant en fait, outre la fixation des valeurs des paramètres relatives à des choix

de sécurité, de fonctionnalité ou de durabilité sont transformées en paramètres ou classes à fixer nationalement. Les valeurs des autres paramètres doivent être fixées dans le corps du texte.

Le processus de transformation en normes EN a commencé en 1998 et a pris fin vers 2006 en déclenchant parallèlement celui de retrait des textes nationaux. L'application effective des Eurocodes est intervenue en Mars 2010. Sur le long terme, le processus de révision des Eurocodes devrait aller dans le sens de la convergence par la réduction du nombre des choix nationaux [5].

I.2.3.3 Contenu des Eurocodes

Il existe dix Eurocodes en tout récapitulés ci-dessous :

- NF EN 1990 (Eurocode 0) : Bases de calcul des structures
- NF EN 1991 (Eurocode 1) : Actions sur les structures
- **NF EN 1992 (Eurocode 2) : Calcul des structures en béton**
- NF EN 1993 (Eurocode 3) : Calcul des structures en acier
- NF EN 1994 (Eurocode 4) : Calcul des structures mixtes acier-béton
- NF EN 1995 (Eurocode 5) : Calcul des structures en bois
- NF EN 1996 (Eurocode 6) : Calcul des structures en maçonnerie
- NF EN 1997 (Eurocode 7) : Calcul géotechnique
- NF EN 1998 (Eurocode 8) : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes.
- NF EN 1999 (Eurocode 9) : Calcul des structures en alliage d'aluminium.

I.2.3.3.1 Structures des Eurocodes

Avant toute utilisation de ces normes, il est important de savoir qu'il existe un lien entre chacune des dix normes qui joue un rôle primordial. La figure I.1 l'illustre parfaitement.

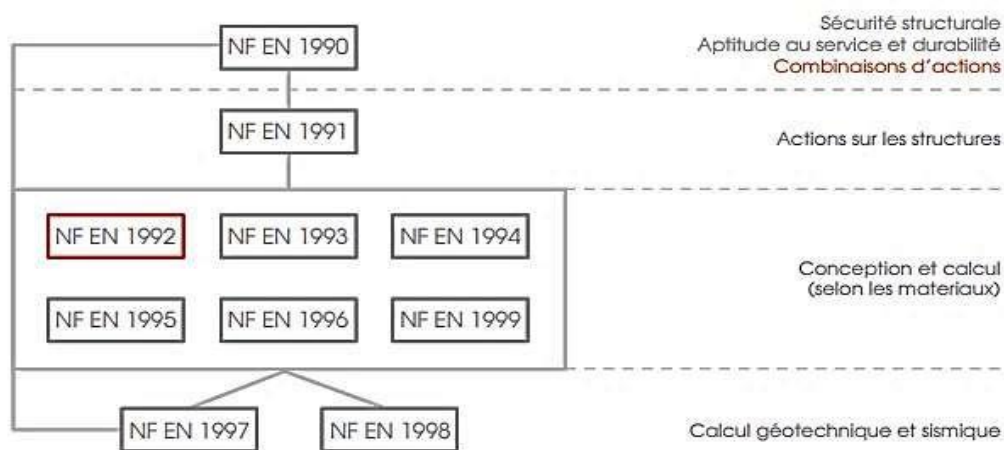


Figure I-1: Liens entre les différentes normes des Eurocodes [1]

Chaque Eurocode (sauf l'Eurocode 0) est divisé en plusieurs parties. Les dix Eurocodes constituent un ensemble de 59 normes (soit environ 5000 pages) [8].

I.2.3.4 Du BAEL vers l'Eurocode 2 - NF EN 1992 : le calcul des structures en béton

Au niveau français, l'Eurocode 2 est appelé à remplacer les règles **BAEL** (Béton Armé aux Etats Limites) et **BPEL** (Béton Précontraint aux Etats Limites) qui constituaient, les règles de conception et de calcul aux états limites des ouvrages en béton [1].

I.2.3.5 L'Eurocode 2 - NF EN 1992

I.2.3.5.1 Domaines d'application [1]

Les domaines d'application de l'Eurocode 2 sont divers. On peut citer entre autres : Bâtiment ; Génie-civil, Béton armé, non armé, précontraint ; Travaux neufs (Structures entières ou composants) ; Structures traditionnelles ou novatrices ; Résistance mécanique, aptitude au service, durabilité, résistance au feu. Ils existent bien sur des exclusions que sont : Formes ou conceptions inhabituelles ; Isolation thermique ou acoustique ; Utilisation d'armatures lisses.

La structure de notre étude est un bâtiment en béton armé et donc on peut très bien appliquer l'Eurocode 2 pour sa conception et son dimensionnement.

I.2.3.5.2 Subdivision de l'Eurocode 2

L'Eurocode 2 définit les principes généraux de calcul des structures en béton à savoir :

- ❑ EN 1992-1-1 : règles générales pour les bâtiments
- ❑ EN 1992-1-2 : calcul du comportement au feu

Dans le cadre de notre étude, nous allons uniquement aborder la première partie celle relative aux règles générales pour les bâtiments.

Concernant l'organisation de la norme NF EN 1992-1-1(octobre 2005) Structures en béton : Règles Générales et Règles pour les bâtiments, Il existe douze sections qui sont [1]:

Section 1 : Généralités

Section 2 : Bases de calcul

Section 3 : Matériaux

Section 4 : Durabilité et enrobage des armatures

Section 5 : Analyse structurale

Section 6 : Etats Limites Ultimes

Section 7 : Etats Limites de Service

Section 8 : Dispositions constructives des armatures

Section 9 : Dispositions constructives des éléments

Section 10 : Eléments préfabriqués

Section 11 : Béton de granulats légers

Section 12 : Béton non ou peu armé

Nous n'allons pas aborder les trois dernières sections dans ce travail d'étude.

I.3 Généralités sur les prescriptions règlementaires du le BAEL 91 modifié 99 et de l'Eurocode 2

Nous allons ici exposer quelques principes de base du béton armé qui seront utilisés pour le calcul de dimensionnement. Une brève description de chaque paramètre sera suivie d'une présentation des expressions et les variantes relatives aux deux normes précitées.

I.3.1 Prescriptions relatives à l'évaluation et combinaisons des charges

La détermination des charges appliquées et la définition des combinaisons d'actions sont des étapes primordiales dans le calcul de dimensionnement d'une structure.

I.3.1.1 Définition des actions

La détermination des charges constitue la première étape dans le dimensionnement de la structure. Les actions sont définies selon les règles **BAEL 91 modifiées 99** et la norme **NF-EN 1990** pour le compte de l'Eurocode, comme étant l'ensemble des forces appliquées à une construction soit directement (charges permanentes, d'exploitation, climatiques, etc.), soit indirectement, dans ce cas résultant alors de déformations imposées (retrait, fluage, variations de température, tassements, etc.).

Le BAEL et l'Eurocode classent principalement ces actions selon leur variation dans le temps. On considère trois grands types d'actions entre autres :

I.3.1.1.1 Les actions permanentes : notées G

Sont des actions dont la durée d'application est égale à la durée de vie de la structure et dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou encore varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite comme, par exemple, les actions dues aux déformations différées du béton (retrait, fluage).

C'est le cas de : Poids propre de la structure (poids des éléments structuraux : les poteaux, poutres, planchers, etc. Pour le béton armé, son poids volumique est : 25KN/m^3) ; Poids des éléments non-structuraux de l'ouvrage : (poids des cloisons, revêtements du sol, etc.).

On note par :

- G_{\max} ; G_{ksup} : ensemble des actions permanentes défavorables.
- G_{\min} ; G_{kinf} : ensemble des actions permanentes favorables.

I.3.1.1.2 Les actions variables : notées Q

Sont celles dont la variation dans le temps n'est ni négligeable, ni monotone. C'est le cas des : charges naturelles (vent, neige), charges non-permanentes appliquées en cours d'exécution (équipements de chantier, engins, dépôts de matériaux), efforts (poussées, pressions) qui sont fournies par des solides et liquides dont le niveau est variable, charges dites d'exploitation (poids des personnes, des objets, forces de freinage, force centrifuge, effets dynamiques).

Les valeurs de ces charges sont fixées par chaque règlement, en fonction des conditions d'exploitation de la construction.

I.3.1.1.3 Les actions accidentelles : notes F_a

Qui sont de courte durée, mais dont la probabilité d'occurrence sur une structure tout au long du cycle de vie de cette dernière est très faible. Généralement on ne les considère pas dans les calculs sauf si elles sont exigées par le marché. C'est le cas des : chocs, séismes, cyclones tropicaux, glissements de terrain, explosions.

I.3.1.2 Combinaisons d'actions

Le but principal du concepteur est de réaliser des ouvrages capables de résister aux différentes actions auxquelles ces derniers sont soumis. Mais il est dans l'impossibilité de prendre en compte toutes les actions, car celles-ci peuvent agir simultanément et de manière aléatoire ou pas avec plusieurs niveaux d'intensités variables. C'est pourquoi, au travers chaque norme de calcul il est amené à n'étudier qu'un nombre limité de combinaisons en ne considérant que : celles qui sont dangereuses ; celles qui sont physiquement possibles d'apparaître dans le cycle de vie de l'édifice ; celles qui ont une probabilité d'occurrence favorable. La logique est telle que, la sécurité une fois assurée pour celles-ci, le sera pour toutes les autres. Les combinaisons d'actions permettent de regrouper dans un même cas de charge, plusieurs actions différentes.

L'annexe A1 de l'Eurocode 0-NF EN1990 [9] fournit les règles de formation des combinaisons d'actions pour les bâtiments, Les valeurs à employer peuvent être fixées dans l'annexe nationale. Quant au BAEL91, les combinaisons d'actions sont données par les paragraphes : A.3.3 et D.2.2 [7].

Trois types de combinaisons sont à envisager :

- Combinaisons fondamentales (ELU).
- Combinaisons accidentelles (ELU).
- Combinaisons rares (ELS).

Dans le cadre de ce travail, nous n'allons pas aborder les combinaisons accidentelles.

Récapitulons les notions relatives à chaque règlement :

I.3.1.2.1 Pour le BAEL 91mod99

a. Combinaisons de calcul vis à vis des états limites ultimes : ELU

□ Combinaisons fondamentales :

La combinaison fondamentale fait intervenir une charge permanente et une action variable dominante et s'il y a lieu avec une ou plusieurs actions d'accompagnement. Dans les conditions normales, pour les bâtiments, l'expression de la combinaison des charges est donnée par l'expression I.1 [7] :

$$1,35G + 1,5Q \quad (I.1)$$

1,5 et 1,35 : sont des coefficients de pondération (sécurité).

b. Combinaisons de calcul vis à vis des états limites de service : ELS

Ce sont les combinaisons dites « rares ». Elles comprennent les actions permanentes, une action variable dominante avec sa valeur caractéristique et s'il y a lieu avec une ou plusieurs actions d'accompagnement avec leurs valeurs de combinaison.

Dans les conditions normales, pour les bâtiments, l'expression de la combinaison des charges est donnée par l'expression I.2 :

$$G + Q \quad (I.2)$$

I.3.1.2.2 Pour l'Eurocode 0

a. Combinaisons de calcul vis à vis des états limites ultimes : ELU

Il existe plusieurs types des combinaisons à l'états limites ultimes dans l'Eurocode 0 mais nous présentons la principale [10] :

□ Combinaisons fondamentales :

Dans les conditions normales, pour les bâtiments, l'expression de la combinaison des charges est identique à celle proposée par le BAEL qui est donnée par l'expression I.1.

L'Eurocode 0 dans son annexe, donne d'autres types des combinaisons des charges à considérer lors de l'étude d'un ouvrage en fonction de leurs conditions.

b. Sollicitations de calcul vis à vis des états limites de service : ELS

Trois types de combinaisons sont présentées entres autres [10] :

□ Combinaison Caractéristique

Elle est à considérer normalement pour les états limites à court terme, liés à une seule atteinte d'une certaine valeur par l'effet étudié. Elle est appliquée généralement pour la vérification des contraintes. Elle est donnée par l'expression I.3:

$$\sum G_{kj} + Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{0i} Q_{ki} \quad (I.3)$$

Par simplification pour les bâtiments, la combinaison d'action caractéristique peut s'écrire :

- Lorsque l'on ne considère que les actions variables les plus défavorables, elle est donnée par l'expression I.4:

$$\sum G_{kj} + \sum Q_{kj} \quad (I.4)$$

- Lorsque l'on considère toutes les actions variables, elle donnée par l'expression I.5:

$$\sum G_{kj} + \sum \psi_{0i} Q_{ki} \quad (I.5)$$

□ Combinaison Fréquente :

Elle est à considérer pour des états limites à moyen terme, liés à l'atteinte par l'effet étudié d'une certaine valeur soit pendant une petite partie de la durée de référence soit pendant un certain nombre de fois. Elle est donnée par l'expression I.6 :

$$\sum G_{kj} + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (I.6)$$

□ Combinaison Quasi-Permanente :

Elle est à considérer pour l'étude des effets à long terme des actions liées à l'atteinte d'une certaine valeur pendant une longue durée, par exemple le fluage du béton. Elle est appliquée pour la vérification des flèches et l'ouverture des fissures. Elle est donnée par l'expression I.7 :

$$\sum G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (I.7)$$

I.3.2 Prescriptions réglementaires sur les propriétés des matériaux

I.3.2.1 Béton

Les propriétés mécaniques et physiques du béton interviennent lors du calcul de dimensionnement et leurs différentes variables se distinguent d'une norme à une autre. Voici le résumé suivant les deux normes :

I.3.2.1.1 Résistance caractéristique en compression

a. Pour le BAEL 91 modifié 99

La résistance à la compression du béton est mesurée par compression axiale au moyen d'une presse hydraulique de cylindres droits de révolution de 200 cm² de section et d'une hauteur double de leur diamètre (16×32). L'effort axial est constamment croissant en attendant la valeur à laquelle ces dernières se rompent [11].

Elle est notée f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à l'âge de 28 jours (l'âge de maturité du béton).

- A plus de 28 jours, $f_{cj} = f_{c28}$
- A moins de 28 jours, la loi donnée par la relation I.8 est admise :

$$f_{cj} = \frac{j}{a+bj} f_{c28} \quad (I.8)$$

Avec :

$$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} ; a = 4,76 \text{ et } b = 0,83$$

$$f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} ; a = 1,40 \text{ et } b = 0,95$$

Le domaine d'application des règles **BAEL 91 modifiées 99** s'applique à des bétons allant jusqu'à 80 MPa.

b. Pour l'Eurocode 2

A l'Eurocode 2, la résistance caractéristique à la compression du béton est déterminée soit sur éprouvettes cylindriques ou cubiques conformément à la norme EN 206-1.

La résistance moyenne à la compression à j jours à un âge t et une température moyenne de 20° et avec une cure effectuée selon l'EN 1997. Elle calculée par l'expression I.9 [12] :

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (I.9)$$

Avec : f_{cm} : qui est la résistance moyenne à 28 jours.

Le paramètre $\beta_{cc}(t)$ est donné par l'expression I.10 :

$$\beta_{cc}(t) = \exp (S (1- (28/t)^{0,5})) \quad (I.10)$$

Avec : S qui prend les valeurs suivantes :

S = 0,20 pour les ciments CEM 42,5 R, CEM 52,5 N, CEM52,5 R ;

S = 0,25 pour les ciments CEM 32,5 R, CEM 42,5 N ;

S=0,38 pour les ciments CEM 32,5 N.

La résistance caractéristique à la compression $f_{ck}(t)$ à l'âge de t jours se déduit de la résistance moyenne du béton au même âge.

- Pour $3 < t < 28$ jours :

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ MPa} \quad (I.11)$$

Pour $t \geq 28$ jours :

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \quad (I.12)$$

Le projet doit être élaboré à partir d'une classe de résistance du béton correspondant à une valeur spécifiée de résistance caractéristique à la compression.

« Voir en annexe, le Tableau 0-3 : grandeurs caractéristiques suivant les classes de résistances du béton. »

I.3.2.1.2 Résistance à la traction

Le **BAEL** tout comme l'**Eurocode 2** ne donnent aucune méthode de mesure directe pour la résistance à la traction du béton. La valeur caractéristique est définie à partir de la résistance à la compression.

a. BAEL91 modifié 99

La résistance à la traction selon l'article **A 2.1,12** à 28 jours est notée f_{t28} . Elle est définie pour des bétons ≤ 60 MPa par l'expression I.13:

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} \quad (I.13)$$

b. Eurocode 2

La résistance à la traction axiale notée ($f_{ct,ax}$) est la résistance considérée et selon la norme **NF 206-1**.

Elle est déduite de l'essai essai brésilien ou de fendage diamétral dite « Splitting » [13].

A défaut des données plus précises, la résistance à la traction axiale vaut [12] :

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (I.14)$$

I.3.2.1.3 Diagrammes contraintes -déformations

Comme tous les autres matériaux, le béton se déforme sous une certaine contrainte.

a. BAEL91 modifié 99

Selon le BAEL, il existe deux types de diagrammes contraintes- déformations pour le béton à savoir [11] :

❖ Le diagramme parabole-rectangle

Il est le diagramme contrainte-déformation du béton à utiliser. Il est composé d'un arc de parabole du second degré et d'une droite tangente à cette dernière à son sommet.

La valeur maximale au niveau des contraintes du béton est donnée par la relation I.15 :

$$\sigma_{bc} = \frac{(0,85 \times f_{cj})}{(\theta \times \gamma_b)} \quad (I.15)$$

Avec :

- θ qui prend les valeurs suivantes :
 - 1, si la durée d'application de la combinaison d'actions considérées est de 24 h
 - 0,9, si elle est comprise entre 1 h et 24 h
 - 0,85, si elle est inférieure à 1 h
- γ_b qui prend les valeurs suivantes :
 - 1,5 pour les combinaisons fondamentales
 - 1,15 pour les combinaisons accidentelles

Cette valeur est aussi la résistance de calcul du béton à la compression utilisée souvent dans les calculs de béton armé. Elle est notée f_{bu} .

La figure I-2 présente le diagramme parabole-rectangle où les déformations sont de deux valeurs entre autres :

$\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ comme limite élastique et $\epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$ qui est la valeur maximale des déformations (limite plastique).

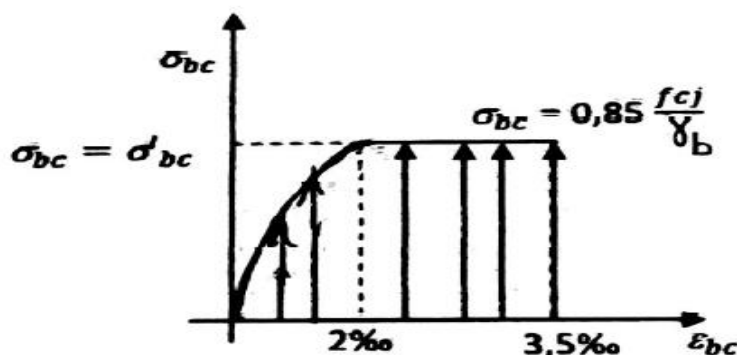


Figure I-2: Diagramme parabole-rectangle théorique [4]

❖ **Diagramme rectangulaire simplifié** : en simplification du diagramme parabole-rectangle.

Comme le montre la figure I-3 :

- Sur une distance de $0,2 y_u$, la contrainte vaut zéro
- Sur une distance de $0,8 y_u$, la contrainte vaut :

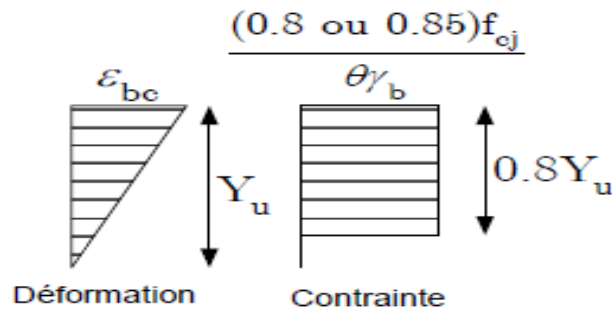


Figure I-3: Diagramme rectangulaire simplifié selon le BAEL91mod 99 [4]

b. Eurocode 2

Selon l'Eurocode 2, il existe trois types de diagrammes contraintes- déformations pour le béton [14] :

- Le diagramme parabole-rectangle : identique à celui proposé le BAEL.
- Le diagramme rectangulaire simplifié : qui était utilisé au BAEL 91 modifiée 99
- Diagramme bilinéaire : Il est composé d'un triangle composé d'un segment qui représente une plasticité limitée à $1,75‰$ [8].

Il s'agit d'une nouveauté de l'EC2. La figure I-4, présente le diagramme bilinéaire.

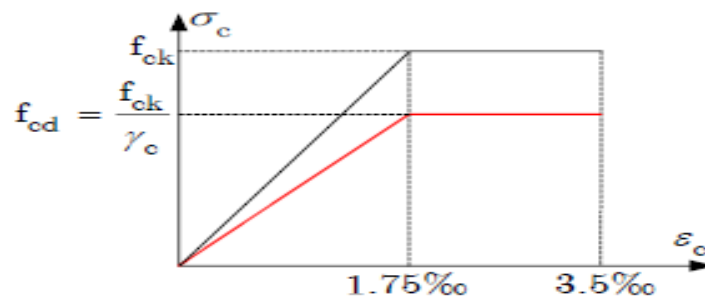


Figure I-4: Diagramme bilinéaire du béton selon Eurocode 2

En pratique, il est préférable d'utiliser le diagramme rectangulaire simplifié pour le calcul de section en flexion simple car il simple et très pratique.

I.3.2.2 Acier d'armature

Le comportement des armatures de béton armé est défini par les propriétés ci-après [15] :

- **Caractères géométriques** : dimensions, formes, etc.
- **Caractères mécaniques** : limite d'élasticité, résistance en traction, diagramme contraintes-déformations et ductilité.
- **Caractères technologiques** : aptitude au pliage, caractéristiques d'adhérence et soudabilité.

Décrivons certaines propriétés de base de l'acier suivant les deux règlements de calcul.

I.3.2.2.1 Limite d'élasticité garantie

L'acier est supposé se comporter de manière identique en traction et en compression. Il n'y a donc pas de distinction entre la résistance à la traction et à la compression.

On définit donc la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa **limite élastique garantie** notée FE (**F**=Fer ; **E**=Elasticité).

a. BAEL91 modifié 99

Les aciers utilisés dans le cadre des constructions vont de **400 MPa** à **500 Mpa**. Généralement, l'emploi des aciers à haute adhérence de **500 Mpa** est plus conseillé. Dans notre région, les aciers couramment utilisés dans la construction ont une limite d'élasticité de **400 Mpa** [15].

b. Eurocode 2

La **limite d'élasticité** est notée **fyk** (ou la limite d'élasticité conventionnelle) [13] : est définie comme étant la valeur caractéristique de la charge à la limite d'élasticité divisée par l'aire nominale de la section.

Elle est comprise dans un intervalle fermé de **400 Mpa à 600 Mpa**.

Les ronds lisses de limite d'élasticité **215 Mpa et 235 Mpa** ne sont plus utilisés dans le calcul avec l'EC2.

I.3.2.2.2 Ductilité

La ductilité désigne la capacité d'un matériau à se déformer plastiquement sans se rompre.

a. BAEL91mod99

Pour le BAEL, cette caractéristique est désignée par l'allongement maximal pris par une éprouvette au cours d'un essai de traction, avant que n'apparaisse l'amorçage d'un phénomène de striction en une section quelconque de celle-ci. Les Règles BAEL 91, fixent la valeur garantie de l'allongement A_{gt} à [7] :

- **5 %** pour les barres **HA** ;
- **2 %** pour les treillis soudés.

b. Eurocode 2

Seules les classes de ductilité minimale possédées par les aciers de béton armé sont mentionnées dans l'Eurocode 2. La ductilité est fonction du mode de fabrication de l'acier.

Il existe trois classes de ductilité pour les armatures :

- **Les aciers à ductilité normale A** : correspondant aux laminés à froid (plus économiques)
- **Les aciers à haute ductilité B** : correspondant aux laminés à chaud
- **Les aciers à très haute ductilité C** : réservés aux usages spéciaux (constructions spéciales et parasismiques).

Les valeurs de déformations des aciers suivant les classes de ductilité sont données au tableau I-1.

Tableau I-1: Valeurs de déformations des aciers suivant les classes de ductilité [16]

Classe	f_{yd} (Mpa)	f_{ud} (MPa)	ϵ_{ud}
A	435	458	22,5‰
B	435	471	45‰
C	435	503	67,5‰

Dans le cas d'ouvrages spéciaux comme des ponts, les aciers à utiliser doivent être de classe de ductilité B ou C.

I.3.2.2.3 Diagrammes contraintes-déformations de calcul de l'Acier

Ces diagrammes présentent l'évolution de la déformation de l'acier en fonction de la contrainte.

a. Pour le BAEL91modifié 99

Le BAEL propose un seul diagramme. Il s'agit d'un diagramme idéalisé caractérisé par la droite de **Hooke** avec une pente $E_s = 200000$ Mpa et du palier horizontal ayant pour ordonnée f_e et ayant pour abscisse déformation limite de l'acier qui est fixée à 10 ‰.

Le diagramme de contraintes - déformations de l'acier qui est couramment utilisé dans les calculs de béton armé appelé : *diagramme élasto-plastique parfait*.

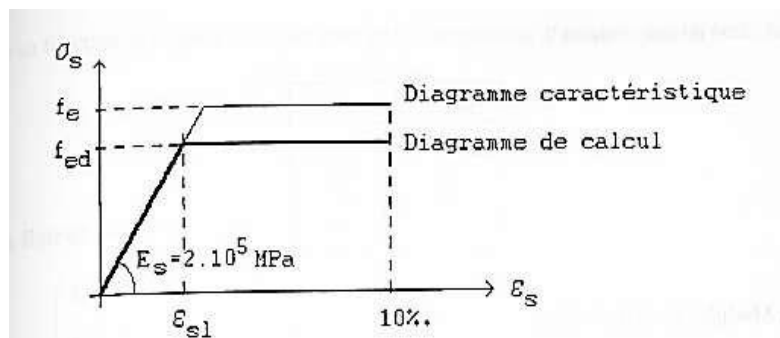


Figure I-5: Diagramme contraintes-déformations de l'acier au BAEL91 mod 99 [4]

b. Pour l'Eurocode 2

Il existe deux diagrammes de contraintes-déformations proposés par la norme européenne. Il s'agit du :

- **Diagramme à palier horizontal** identique à celui des règles **BAEL 91modifiées 99**.
- **Diagramme à palier incliné** (branche supérieure inclinée) avec la limite de déformation égale à ϵ_{ud} et une contrainte maximale kf_{yk}/γ_s pour ϵ_{uk} .

Le diagramme à palier incliné est une nouveauté de l'Eurocode 2. Il est présenté à la figure I-6.

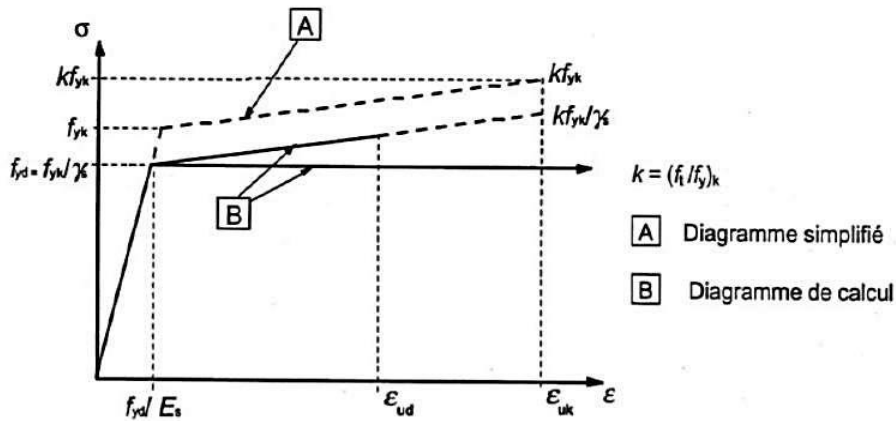


Figure I-6: Diagramme contraintes-déformations à palier incliné de l'acier à l'EC2 [17]

I.3.2.2.4 Module d'élasticité de l'acier

On l'appelle aussi le module d'Young ou encore module de traction, c'est la constante qui relie la contrainte de traction et le début de la déformation d'un matériau élastique homogène isotrope (i.e. mêmes propriétés) [15]. Il est défini par la relation I.16 :

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (\text{I.16})$$

Ce coefficient caractérise la raideur de la matière. À contrainte égale, un matériau ayant un module d'élasticité élevé subira une déformation plus faible qu'un matériau ayant un module d'élasticité petit.

a. BAEL91mod99

Pour les vérifications à l'état limite de service, le module d'élasticité longitudinal E_s de l'acier est pris égal à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

b. Eurocode 2

La valeur de calcul du module d'élasticité E_s peut-être supposée égale à **200 GPa**. La valeur moyenne de la masse volumique peut être supposée égale à **7850 Kg /m³**.

I.3.2.2.5 Coefficient de sécurité de l'acier

a. BAEL91mod99

Coefficient de sécurité $\gamma_s=1,15$: Conditions fondamentales et 1 : Conditions accidentelles

b. Eurocode 2

- Situation du projet à l'ELU :

Coefficient de sécurité $\gamma_s=1,15$: Durable ou transitoire et 1 : Conditions accidentelles

- À l'ELS $\gamma_s = 1$

I.3.3 Prescriptions réglementaires relatives à la protection des armatures

I.3.3.1 Généralités

Les structures en béton armé sont conçues et réalisées pour une durée de service qui est définie par le concepteur et maîtrisée par le constructeur. Pendant cette durée, la structure ne doit pas se dégrader. La dégradation du béton armé est surtout due à la **corrosion des armatures**. Les armatures se corrodent lorsqu'elles sont en contact avec une forte quantité d'agents agressifs. C'est pourquoi, la prévention de la corrosion de ces armatures, dans des structures à construire est assurée par une couche de béton appelée : « **enrobage** ». Ce dernier se fait principalement en maîtrisant l'épaisseur et la qualité du béton [18].

Un enrobage minimal est imposé pour assurer :

- Une bonne transmission des forces d'adhérence ;
- Une résistance au feu ;
- Et bien évidemment, la protection des aciers contre la corrosion.

Dans la section 4 de l'Eurocode 2, sont représentés les enrobages des armatures, qu'on va essayer de comparer à ceux donnés par le BAEL 91.

I.3.3.1.1 Protection des armatures

a. BAEL 91mod99

L'enrobage de toute armature est au moins égal à [19] :

- **5cm** : ouvrages à la mer, exposés à des atmosphères agressives ;
- **3cm** : pour les ouvrages et parements exposés aux intempéries, ou condensations ;
- **1cm** : parois situées dans des locaux couverts et clos.

b. Eurocode 2

L'Eurocode 2 ne reconduit plus les conditions sur les enrobages en fonction de l'agressivité du milieu, comme le BAEL.

Il définit la notion d'enrobage nominal C_{nom} comme suit [20] :

$$C_{nom} = C_{min} + C_{dev} \quad (I.17)$$

Avec :

C_{dev} : la tolérance d'exécution. Elle est estimée à 10 mm par la norme européenne mais elle peut être réduite en fonction du système d'assurance qualité mis en place ou de mesures très précises de l'enrobage.

C_{min} : l'enrobage minimal. Elle est définie par :

$$C_{min} = \max [C_{min,b}; C_{min,dur}; 10 \text{ mm}] \quad (I.18)$$

Avec :

- $C_{min,b}$: diamètre des barres

- $C_{\min, \text{dur}}$: enrobage minimal. Le tableau 7.4 en annexe A présente les valeurs de $C_{\min, \text{dur}}$ en fonction des classes d'exposition et des classes structurales.
- 10 mm : enrobage minimal dans l'absolu.

I.3.3.1.2 Classe d'environnement ou d'exposition

Un ouvrage doit donc résister aux effets des conditions d'environnement, actions chimiques et physiques, définies dans la norme NF EN 1991 1-1 §4-2. L'action chimique peut provenir de divers facteurs : stockage de liquides, environnement agressif (par exemple le contact avec des gaz ou solutions chimiques), etc.

La norme **NF EN 206-1** d'avril 2004 retient 6 grandes classes qui donnent au total 18 classes d'environnement [1]. C'est au maître d'ouvrage, assisté de son maître d'œuvre, de définir les classes d'exposition de l'ouvrage ou éléments d'ouvrage en fonction de la destination qu'il entend leur donner.

« Pour plus de détails sur les classes d'exposition, voir le tableau 4-4 en annexe A. »

La norme BAEL ne donne pas des informations spécifiques au sujet de classes d'exposition.

I.3.4 Prescriptions réglementaires relatives à l'association acier – béton

I.3.4.1 Généralités

L'association acier-béton est efficace pour certaines raisons notamment [21] :

- Le béton résiste aux efforts de compression et l'acier résiste aux efforts de traction ce qui fait que ces deux matériaux s'épaulent entre eux.
- L'acier adhère au béton, ce qui permet une transmission des efforts d'un matériau à un autre ;
- Il n'y a pas des réactions chimiques entre le béton et l'acier et plus encore, le béton protège l'acier contre la corrosion ;

La résistance d'un élément en béton armé et la maîtrise de la fissuration supposent que l'acier ne puisse pas glisser à l'intérieur du béton, c'est-à-dire qu'il y ait association parfaite entre les deux matériaux.

Voici en bref, la présentation de différents paramètres permettant la bonne association béton-acier suivant les règles BEAL et EC2.

I.3.4.2 Adhérence

L'adhérence désigne l'action des forces de liaisons qui s'opposent au glissement des armatures par rapport au béton qui les enrobe. L'adhérence des armatures est fonction de leur forme, de leur surface (une surface rugueuse augmente le frottement entre le béton et l'acier et donc l'adhérence) et de la résistance du béton. Il est caractérisé par une contrainte d'adhérence.

Cette notion est abordée de manière quasiment identique dans le BAEL 91 modifié 99 et l'EC2.

I.3.4.3 Ancrage

Une barre est dite ancrée : lorsque l'effort de traction exercé sur cette barre est entièrement équilibré par l'adhérence entre le béton et l'acier dans la zone d'ancrage.

L'encrage est appelé encore « le scellement ». La longueur d'encrage est la longueur nécessaire pour équilibrer l'effort axial exercé sur la barre.

a. Pour le BAEL 91 modifié 99

- *Crochet normal :*

Le BAEL propose d'adopter le crochet normal à 180° (A.6.1,253) de la longueur d'encombrement de l'encrage suivante pour des barres d'aciers [11] :

- Si les aciers sont des **RL** :

$$L_a = 0.6 l_s \quad (I.19)$$

- Si les aciers sont des **HA** :

$$L_a = 0.4 l_s \quad (I.20)$$

l_s : longueur d'encombrement

La figure I-7 illustre les valeurs forfaitaires d'encrage.

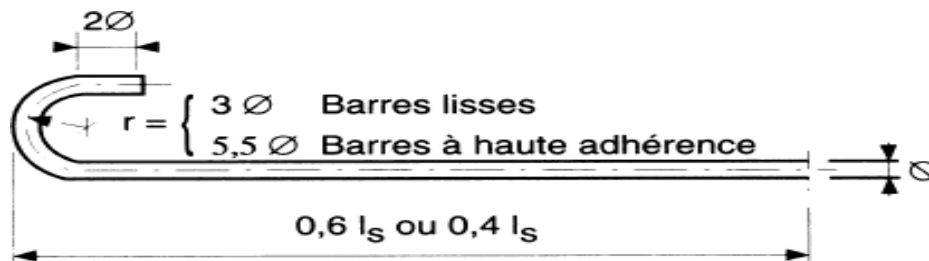


Figure I-7: Définition de l'encrage normal des barres [21]

b. Pour l'Eurocode 2

- *Coude normal, crochet normal, boucle normale :*

La figure I-8 présente les différents modes d'encrage que propose l'Eurocode 2.

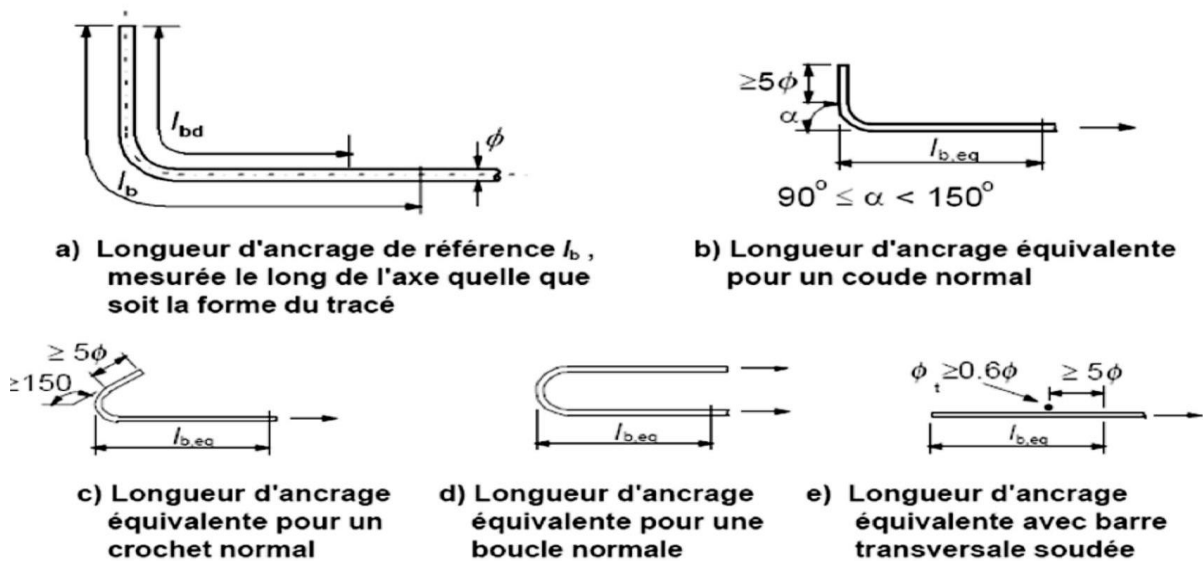


Figure I-8: Méthodes d'encrage autres que le scellement droit [18]

I.3.4.4 Recouvrement des barres

En ce qui concerne le **recouvrement**, les armatures du commerce ont une longueur limitée, il est parfois nécessaire d'utiliser plusieurs barres pour les éléments de grande longueur. Pour établir la continuité des barres, il est recommandé d'effectuer un recouvrement. Cette longueur sera donc la longueur nécessaire pour assurer la transmission des efforts qui sollicitent l'armature.

Pour la jonction de barres ; la longueur de recouvrement est prise forfaitairement égale à [21]:

$$L_r = 0,6L_s \quad (I.21)$$

I.3.5 Prescriptions réglementaires relatives au calcul des sollicitations aux états limites

Dans cette partie nous allons passer en revue les différentes notions relatives au calcul des sollicitations suivants les deux états limites : ultime et service.

I.3.5.1 État limite ultime (E.L.U)

Dans cet état, la résistance des matériaux béton et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer. Il est caractérisé par : état limite de l'équilibre statique, état limite de résistance de l'un des matériaux, état limite de stabilité de forme (flambement).

I.3.5.1.1 État limite ultime de résistance sous sollicitations normales : flexion simple

a. Les hypothèses de calcul à l'E.L.U. R [18]:

- Hypothèse de Navier Bernoulli : les sections planes, normales à la fibre moyenne avant déformation restent planes après déformation.
- Non-glissement relatif entre armatures et béton en raison de l'association béton-acier par adhérence mutuelle.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le raccourcissement du béton est limité à 3.5‰ en flexion simple et à 2‰ en compression simple.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰.
- Hypothèse supplémentaire : Pour le dimensionnement des armatures en flexion simple à l'ELU, on suppose que le diagramme des déformations passe par l'un des pivots A ou B.

b. Diagramme des trois pivots

Le diagramme des déformations limites d'une section fait l'objet de la règle dite des trois pivots. Il définit les différentes déformations limites possibles des matériaux constitutifs du béton armé que sont le béton et l'acier selon la nature de la sollicitation dans une section qui correspond à un état limite si cette dernière passe par l'un des trois pivots A, B et C définissant trois domaines dont les frontières sont obtenues par la définition particulière de droites [4].

Cette notion est abordée de manière identique dans les règles **BAEL 91 modifiées 99** tout comme dans l'Eurocode 2. La figure I-9 présente le diagramme de trois pivots, proposé par les deux normes.

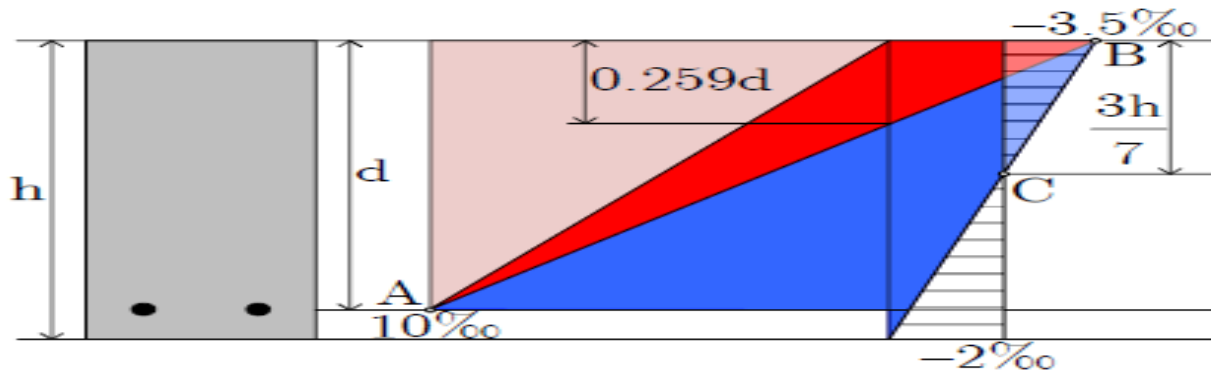


Figure I-9: Diagramme des trois pivots [16]

Légende :

	Traction excentrée	}	PIVOT A
	Flexion simple ou composée		
	Flexion simple ou composée		PIVOT B
	Compression excentrée		PIVOT C

L'EC2 ne retient plus le pivot A à une déformation limite $\epsilon_s = 10\text{‰}$ mais à ϵ_{ud} qui est en tout cas plus grand que 10‰ . La déformation limite augmente suivant la classe de ductibilité comme le montre le tableau I-1 [20].

Pour déterminer à quel pivot on se trouve, il suffit de comparer le moment réduit ultime et le moment réduit de référence [22].

Trois cas sont possible :

- ✓ Si $\mu_u < \mu_{AB} = 0,186$, alors on est au pivot A.

Avec : μ_u : moment réduit ultime. Il est déterminé par la relation I.22:

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad (I.22)$$

Avec :

M_u : moment fléchissant. Pour une charge concentrée, M_u est donné par l'expression I.23 :

$$M_u = \frac{P \cdot l^2}{8} \quad (I.23)$$

b : largeur de la poutre et d : hauteur utile

μ_{AB} : moment réduit ultime de référence est défini par l'expression I.24 :

$$\mu_{AB} = 0,8 \alpha_{AB} (1 - 0,4 \alpha_{AB}) \quad (I.24)$$

$$\alpha_{AB} = \frac{\epsilon_{bc}}{\epsilon_{bc} + \epsilon_{st}} = \frac{3,5}{3,5 + 10} = 0,259 \quad (I.25)$$

Dans ce cas, la contrainte de l'acier tendu de calcul est déterminée par la relation I.26:

$$\sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{I.26})$$

- ✓ Si $\mu_u = \mu_{AB}$, alors on est au pivot A et B (cas rare)
- ✓ Si $\mu_u > \mu_{AB}$, alors on est au pivot B et alors la déformation limite est calculée par la relation I.27 :

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} \quad (\text{I.27})$$

Ensuite, on distingue deux cas :

- Si $\varepsilon_{st} \leq \varepsilon_l$, alors la contrainte de calcul de l'acier est donnée par l'expression I.28:

$$\sigma_{sc} = E_s * \varepsilon_{st} \quad (\text{I.28})$$

- Si $\varepsilon_{st} \geq \varepsilon_l$; alors la contrainte de calcul de l'acier est donnée par la relation I.29:

$$\sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{I.29})$$

Avec:

$$\varepsilon_{st} = 3,5 \left(\frac{1 - \alpha_u}{\alpha_u} \right) \quad (\text{I.30})$$

α_u : position relative à l'axe neutre. Elle est donnée par l'expression I.31 :

$$\alpha_u = 1,25(1 - (1 - 2\mu_u)^{0,5}) \quad (\text{I.31})$$

Rappelons que le paramètre σ_{sc} intervient dans le calcul de la section d'armatures donnée par :

$$A = \frac{M_u}{Z_u \cdot \sigma_{sc}} \quad (\text{I.32})$$

Avec : Z_u : le bras de levier donné par :

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) \quad (\text{I.33})$$

Il peut arriver qu'il soit nécessaire de placer des aciers comprimés (à la membrure supérieure), pour cela il faut vérifier la condition I.34 :

$$\text{Si } \mu_u < \mu_c \quad (\text{I.34})$$

Avec : μ_c : moment réduit critique (limite). Il est fonction du type (nuance) d'armatures. Pour les HA400, $\mu_c = 0,392$

Dans le cas contraire, les aciers comprimés ne sont plus nécessaires, une armature minimale est due.

I.3.5.1.2 États-limites ultimes de résistance sous sollicitations tangentes (l'effort tranchant)

L'effort tranchant est une force qui tend à cisailer la section d'un élément. Cette déformation se remarque par la présence des fissures. Il est généralement max aux appuis [23].

Dans les sections suivantes, nous présentons une comparaison de la vérification à l'effort tranchant suivant les deux règlements.

a. Pour le BAEL 91 modifié 99

1. Contrainte tangentielle

On définit la contrainte conventionnelle de cisaillement τ_{ELU} par la relation I.35 :

$$\tau_{ELU} = \frac{Vu}{b \cdot d} \quad (I.35)$$

Avec :

- ✓ V_u : La valeur maximale à l'ELU de l'effort tranchant. Il est défini par la relation I.36:

$$V_u = \frac{Pu.L}{2} \quad (I.36)$$

- ✓ b_0 : désigne la largeur de l'âme
- ✓ d : la hauteur utile de la poutre

2. Condition à vérifier

Pour empêcher que le béton soumis au cisaillement ne se fissure, on doit placer des armatures transversales (étriers, épingles, cadre, etc.).

On doit vérifier les conditions suivantes :

□ Pour la contrainte conventionnelle de cisaillement τ_{ELU} :

- ✓ *En fissuration peu préjudiciable* : la contrainte de cisaillement doit vérifier la condition I.37 :

$$\tau_{ELU} \leq \tau_{ELUmax} = \min \left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] \quad (I.37)$$

- ✓ *En fissuration préjudiciable ou très préjudiciable* : la contrainte de cisaillement doit vérifier la condition I.38 :

$$\tau_{ELU} \leq \tau_{ELUmax} = \min \left[\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right] \quad (I.38)$$

N. B:

- Si : $\tau_{ELU} \leq \tau_{ELU-max}$: on peut continuer le calcul
- Si : $\tau_{ELU} > \tau_{ELU-max}$: on change α , ce qui donne un nouveau $\tau_{ELU-max}$ ou on change d et/ou b_0 (attention à l'augmentation du poids propre) et reprendre le calcul.

□ Le pourcentage des armatures transversales doit vérifier :

$$\frac{A_t}{b \cdot s_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3 f_{tj.k})}{0,9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad (I.39)$$

Avec :

- ✓ A_t : section d'armature d'âme
- ✓ s_t : l'espacement de deux cours successifs
- ✓ α : l'angle d'inclinaison des armatures d'âme avec l'axe de la poutre
- ✓ Le coefficient $k = 1$: en flexion simple ;

□ L'espacement maximal des cours d'armatures transversales successives :

$$s_{tmax} \leq \min \left[0,9d; 0,40m; \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} \right] \quad (I.40)$$

Avec : A_t : section d'un cours d'armatures transversale en m^2 ; f_e : en MPa ; b , d : en m

- Le diamètre des armatures transversales ϕ_t : doit vérifier l'inéquation I.41:

$$\sigma_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \sigma_1; \frac{h}{10}\right] \quad (\text{I.41})$$

Où :

σ_1 : le diamètre des armatures longitudinales.

b. Pour l'Eurocode 2

1. Contrainte tangentielle

Pour la vérification de la résistance à l'effort tranchant, l'EC2 définit les paramètres suivants [20]:

V_{Ed} : l'effort tranchant agissant de calcul dans la section considérée, résultant des charges extérieures appliquées. Il est défini à l'expression I.36.

2. Condition à vérifier

Pour empêcher que le béton soumis au cisaillement ne se fissure, on doit donc utiliser des armatures transversales. Toutefois, l'EC2 précise que les armatures transversales ne sont pas nécessaires *si le cisaillement est assez faible* [20].

Pour cela, on vérifie que l'effort tranchant V_{Ed} reste inférieur à $VR_{d,c}$.

La formule donnant $VR_{d,c}$ est empirique. Elle est définie par l'expression I.42:

$$VR_{d,c} = [CR_{d,c}.k.(100.\rho_1.f_{ck})^{1/3} + k_1.\sigma_{cp}].b_w.d \quad (\text{I.42})$$

Où :

$$\bullet \quad CR_{d,c} = 0,18/\gamma_c \quad (\text{I.43})$$

$$\bullet \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad (\text{I.44})$$

$$\bullet \quad \rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w.d} \leq 0,02 \quad (\text{I.45})$$

Avec : A_{s1} : l'aire de la section des armatures tendues ; b_w : la plus petite largeur de la section droite dans la zone tendue, en mm ; d : la hauteur utile de la section.

$$\bullet \quad \sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \text{ en MPa} \quad (\text{I.46})$$

Avec : N_{Ed} : l'effort normal agissant dans la section droite, dû aux charges extérieures appliquées ; A_c : l'aire de la section droite du béton, en mm^2 .

$$\bullet \quad k_1 = 0,15$$

Même si aucune armature d'effort tranchant n'est prévue, un ferrailage transversal minimum est dû.

□ L'espaceur maximal

- ✓ Il convient que l'espaceur longitudinal maximal entre les cours d'armatures d'effort tranchant ne soit pas supérieur à $Sl_{,max}$ donné par I.47:

$$Sl_{,max} = 0.75d(1 + \cot \alpha) \quad (\text{I.47})$$

Où : α est l'inclinaison des armatures d'effort tranchant par rapport à l'axe longitudinal de la poutre.

- ✓ Il convient que l'espaceur transversal des brins verticaux dans une série de cadres, étriers ou épingles d'effort tranchant ne soit pas supérieur à $st_{,max}$ donné par I.48 :

$$St, \max = 0.75d \leq 600\text{mm} \quad (\text{I.48})$$

❑ **Pourcentage minimum d'armature transversales :**

Même si l'effort tranchant vérifie $V_{Ed} \leq V_{Rdc}$, l'Eurocode 2 impose d'utiliser un pourcentage minimum d'armatures transversales, défini par l'expression I.49 :

$$\rho_{w,min} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot S} \cdot \frac{1}{\sin \alpha} = 0,08 \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}}} \quad (\text{I.49})$$

Avec : S : espacement des cadres, A_{sw} : section des armatures d'effort tranchant sur la longueur S,

b_w : largeur de l'âme, α : angle avec les aciers principaux (généralement 90°).

❑ **Pourcentage maximum d'armatures transversales :**

Armature maximale d'effort tranchant est donnée par :

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{cd}}{b_w \cdot S} \leq \frac{1}{2} \cdot \frac{\alpha_c \cdot v \cdot f_{cd}}{\sin \alpha} \quad (\text{I.50})$$

Avec :

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (\text{I.51})$$

❑ **Le diamètre des armatures transversales \emptyset_t**

Eviter les armatures de diamètre supérieur à 12 mm.

I.3.5.1.3 Compression centrée : poteau

Les poteaux sont des poutres droites verticales de la structure, soumises à des efforts normaux de compression engendrés par la descente des charges. Il assure la transmission des charges soit à un autre élément porteur, soit à une fondation. Un élément est considéré comme un poteau si sa longueur horizontale est au plus égale à quatre fois son épaisseur. Dans le cas contraire, il est considéré comme un voile.

La charge permanente sur le poteau est déterminée en faisant l'évaluation de la surface d'influence reprise par le poteau, transmises par les poutres formant un nœud sur le poteau. A cela s'ajoute la charge transmise au poteau par celui du dessus après descente de charge.

Le dimensionnement et la détermination des armatures doivent se justifier uniquement vis à vis de l'état limite ultime.

a. Pour le BAEL99 mod. 99

i. Vérifications du poteau

Un poteau est soumis à une compression centrée si [24] :

- **L'excentricité** de l'effort normal est petite (de l'ordre de grandeur de la moitié de la dimension du noyau central) ;

- L'élancement λ est inférieur à 70.

Le calcul de l'élancement est présenté à la figure I-10 :

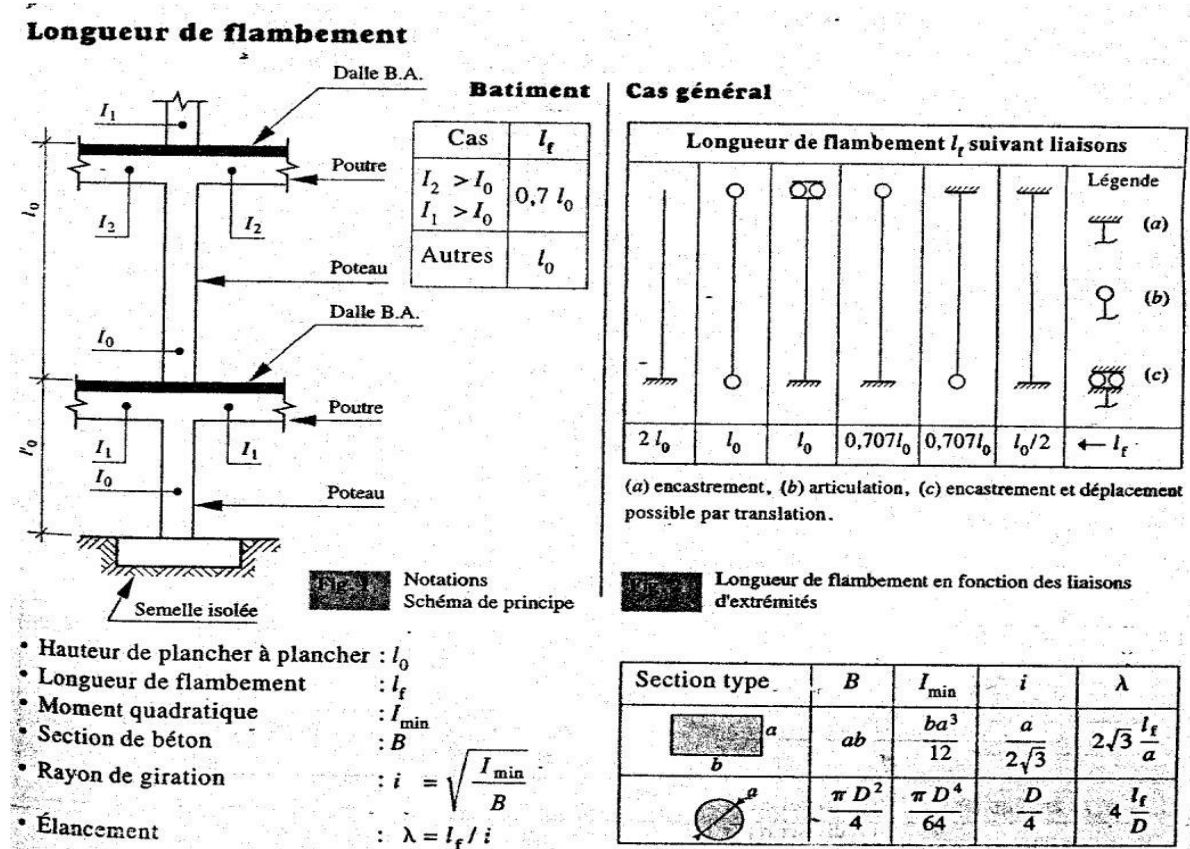


Figure I-10: Paramètres de calcul de l'élancement d'un élément vertical [22]

- ii. **Section théorique d'acier** : est donnée par l'expression I.52 [24]:

$$A_{th} = [(Nu / \alpha) - ((Br \times Fc28) / 1.35)] \times (1.15 / Fe) \quad (I.52)$$

Avec:

- α : Coefficient d'élancement donné par:

- Si $\lambda > 50$:

$$\alpha = (0.6 (50 / \lambda)^2) / K \quad (I.53)$$

- Si $\lambda < 50$:

$$\alpha = (0.85 / (1 + 0.2 (\lambda / 35)^2)) / K \quad (I.54)$$

K : est le coefficient réducteur

$K = 1,2$ si la moitié de la charge ($Nu/2$) est appliquée avant 28 jours

$K = 1,1$, si la moitié de la charge est appliquée avant 90 jours,

$K = 1$; si la moitié de la charge est appliquée après 90 jours

- Br : aire de la section - 2 cm périphérique (section réduite) donnée par I.55:

$$Br = (a - 0.02) \times (b - 0.02) \quad (I.55)$$

- iii. **Section maximale d'acier** : est donnée par l'expression I.56 [24]:

$$A_{\max} = (5 \% B) \quad (I.56)$$

iv. **Section de calcul minimale** : est donnée par l'expression I.57 [24].

$$A_{\min} = \max(0.2 \% B; 4 \times u; Ath) \quad (I.57)$$

b. Pour l'Eurocode 2

i. Vérification de l'élanement

La vérification la condition du non flambement est donnée par l'expression I.58 [13]:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \leq \lambda_{lim} = \frac{20A.B.C}{\sqrt{n}} \quad (I.58)$$

Avec :

l_0 : longueur de flambement ou efficace qui dépend des conditions d'extrémités (conditions d'encastrement).

i : rayon de giration minimale. Il est identique à celui du BAEL.

A : est un coefficient calculé suivant l'expression I.59 :

$$A = \frac{1}{1 + 0,2\varphi_{ef}} ; \quad (I.59)$$

Où : φ_{ef} : le moment non pondéré sous action quasi permanente à l'ELS. S'il est inconnu, alors : $A=0,7$

B : est un coefficient donné par l'expression I.60:

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega} ; \quad (I.60)$$

Où : ω : est le rapport $A_s.f_{yd}/A_c.f_{cd}$. Avec A_c la section droite du poteau. Si ω est inconnu, alors : $B=1,1$.

C : est un coefficient calculé suivant l'expression I.61 :

$$C = 1,7 - r_m \quad (I.61)$$

Si $r_m = M_{o1}/M_{o2}$ (rapport des moments d'extrémité). S'il est inconnu, alors : $C= 0,7$

D'où on retient : $\lambda_{lim} = \frac{10,78}{\sqrt{n}}$ (dans les cas normaux)

Avec : n : effort normal réduit ou relatif. Il est donné par la relation I.62 :

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c.f_{cd}} \quad (I.62)$$

Où :

N_{Ed} : effort normal de calcul ou force de compression axiale de calcul donné à l'expression I-63.

En admettant que les poteaux travaillent en compression centrée et que l'effort normal est pris uniquement par le béton. Elle est déterminée après combinaisons de charge à l'ELU.

$$N_{Ed} = n' \cdot q \cdot A' \quad (I.63)$$

Avec : n' : le nombre de niveau supporté par le poteau ;

q : la charge supportée par le plancher d'étage ;

A' : la plus grande surface d'influence d'un niveau supporté par le poteau.

N.B : si la condition de non flambement d'un poteau n'est pas vérifiée, soit on ajuste les dimensions du poteau et recommencer les calculs, soit on tient compte des effets du second ordre.

L'EC2 propose 3 méthodes principales de vérification des poteaux au flambement lorsque la condition de non flambement n'est pas respectée et que l'on tient compte des effets du second ordre [12].

- Méthode générale (de FAESSEL) ;
- Analyse de la rigidité nominale ;
- Évaluation de la courbure du poteau ;

Ces méthodes nécessitent quand même d'assez longs calculs et conduisent à faire une vérification en flexion composée.

Le but de l'analyse au second ordre est d'apporter une correction à l'élançement, sans recourir aux modifications des dimension du poteau.

ii. Calcul la section théorique d'acier en fonction de l'effort normal

→ Dans le cas où la condition de non flambement est respectée (cas simple), le calcul de la section d'armatures longitudinales se fait comme suit [25]:

- Le béton équilibre :

$$F_c = A_c \times f_{cd} \quad (I.64)$$

A_c : section du poteau

f_{cd} : contrainte caractéristique du béton

- Les aciers équilibrent :

$$F_s = N_{Ed} - F_c \quad (I.65)$$

- Section d'armatures est donnée par la relation I.66:

$$A_s = \frac{F_s}{\sigma_s} \quad (I.66)$$

Avec : σ_s = contrainte de l'acier

$$\sigma_s = \begin{cases} f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \text{ si } \dots \varepsilon_{c2} > \frac{f_{yd}}{E_s} \\ E_s \cdot \varepsilon_{c2} \text{ si non} \end{cases} \quad (I.67)$$

Avec :

ε_{c2} : raccourcissement limite du béton qui est fonction de sa classe de résistance. Elle de 2‰ pour le béton courant.

f_{yk} : valeur caractéristique à la traction de l'acier.

f_{yd} : limite élastique de calcul de l'armature.

E_s : module d'élasticité de l'acier.

Il peut arriver que l'on retrouve une section d'acier négative, cela signifie que le béton est surabondant. Par conséquent, il suffit de mettre la section d'armatures minimales dans ce poteau.

iii. Calculer la section d'acier minimale

Le règlement impose des pourcentages minimaux et maximaux d'armatures longitudinales [26]:

La section minimale d'armatures longitudinale, $A_{s,min}$, se déduit de la condition I.68 :

$$A_{s,min} = \max \left[\frac{0,1N_{Ed}}{f_{yd}}; \frac{0,2}{100} \cdot Ac \right] \quad (I.68)$$

Pour le cas où le béton suffit à lui tout seul pour reprendre les charges, d'où : **As = As, min**

iv. Calculer la section d'acier maximale

- La section maximale des armatures en dehors des zones de recouvrement :

$$A_{s,max} = \frac{4Ac}{100} \quad (I.69)$$

- Dans les zones de recouvrement :

$$A_{s,max} = \frac{8Ac}{100} \quad (I.70)$$

I.3.5.2 États limites de service (E.L.S)

Les vérifications vis-à-vis des conditions de service sont définies en référence à [27] :

- Une limitation des contraintes en service : compression de béton et traction de l'acier
- Des états limites d'ouverture des fissures
- Des états limites de déformation due à la flexion.

L'état limite de service atteint, remet en cause l'aptitude au service de la structure (fissures, fuites, désordres divers). En revanche, la sécurité (c.à.d. sa résistance) n'est pas forcément remise en cause.

Les points suivants donnent plus d'explications en relation avec les vérifications effectuées aux ELS.

I.3.5.2.1 Limitation des contraintes en service

La contrainte de compression dans le béton et la contrainte de traction de l'acier doivent être limitée afin d'éviter les fissures longitudinales, les microfissures ou encore des niveaux élevés de fluage, lorsque ceux-ci pourraient avoir des effets inacceptables pour le fonctionnement de la structure.

a. Pour le BAEL91 modifié 99

- **Etat limite de compression du béton**

Les Règles BAEL limitent la contrainte de compression du béton en service à [28] :

$$0,6 f_{c28} \quad (I.71)$$

f_{c28} : Résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre à 28 jours.

- **Etat limite de traction des armatures**

La limitation des contrainte de traction dans les armatures dépend du cas de fissuration considéré comme étant : peu préjudiciable, préjudiciable, très préjudiciable.

b. Eurocode 2

Les valeurs limites dépendent de la classe d'exposition de l'ouvrage. Plus l'ouvrage est exposé à un environnement agressif, plus les vérifications seront contraignantes [29].

▪ **Etat limite de compression du béton**

L'EC2 limitent la contrainte de compression du béton en service à [18]:

$$\sigma_c \leq k_1 f_{ck} = 0,6 f_{ck} \quad (I.72)$$

f_{ck} : Résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre à 28 jours ;

$k_1=0,6$: est fixé par l'annexe national, en fonction de classe d'exposition.

▪ **Etat limite de traction des armatures**

$$\sigma_t \leq k_3 f_{yk} = 0,8 f_{yk} \quad (I.73)$$

f_{yk} : Limite caractéristique d'élasticité de l'acier

NB : En cas de déformation imposé $k_3=1$

I.3.5.2.2 Maîtrise de la fissuration

La fissuration du béton armé étant un phénomène inévitable et aléatoire, les règles exposées ci-après tendent seulement à limiter la probabilité d'apparition de fissures d'une ouverture supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation de l'ouvrage [28].

a. BAEL91

▪ **Etat limite d'ouverture de fissures**

Pour maîtriser l'ouverture des fissures du béton, il est nécessaire de vérifier les conditions suivantes [19] :

- ▶ *Cas de fissuration peu préjudiciable* : $\sigma_{st} \leq f_e$
- ▶ *Cas de fissuration préjudiciable* :

Pour limiter la fissuration du béton, il convient de vérifier les conditions suivantes :

- ✓ La contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur (MPa) donnée par l'expression :

$$\xi = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \quad (I.74)$$

Avec :

f_e : la limite d'élasticité de l'acier ; $\eta = 1$ pour acier lisse et $\eta = 1.6$ pour HA.

- ✓ $\emptyset \geq 6\text{mm}$
- ✓ Cas poutre si $\emptyset > 20\text{mm}$ → écartement des armatures :

$$e_H \leq 4\emptyset$$

- ✓ Densité d'armature de peau égale à $3\text{cm}^2/\text{m}$
- ✓ Cas dalle → $e_H \leq \text{min} (25\text{cm} ; 2h)$

▶ *Cas de fissuration très préjudiciable*

- ✓ La contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur (MPa) donnée par l'expression I.75 :

$$\leq \text{Min} \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \quad (I.75)$$

✓ $\emptyset \geq 8\text{mm}$

✓ Cas poutre si $\emptyset > 20\text{mm} \rightarrow e_H \leq 3\emptyset$

✓ Densité d'armature de peau égale à $5\text{cm}^2/\text{m}$

Cas dalle $\rightarrow e_H \leq \min(20\text{cm}; 1.5h)$

b. Eurocode 2

▪ Etat limite d'ouverture de fissures

Valeurs recommandées de la fissuration maximales de $w_{\max}(\text{mm})$ est fonction des classes d'expositions [1]:

« Voir tableau 7.1N : valeur de W_{\max} pour les classes d'expositions en annexe. »

Pour limite la fissuration, il faut vérifie la condition I.76 [8] :

$$W_k = S_{r,\max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) < W_{\max} \quad (\text{I.76})$$

- W_k : ouverture de la fissure calculée.
- $S_{r,\max}$: espacement maximal des fissures.
- ϵ_{sm} : élongation moyenne de l'armature sous la combinaison de charges appliquées compte-tenu de la rigidité du béton tendu, du retrait, etc.
- ϵ_{cm} : déformation moyenne du béton entre les fissures.

En dehors de la condition mentionnée à la relation (I.76), l'ouverture des fissures peut être limiter en suivant certaines dispositions constructives notamment :

- **En prévoyant un pourcentage minimal d'armatures** passives donné par I.77 [18] :

$$A_{s,\min} \cdot \sigma_s = K_c \cdot K_{fct,eff} \cdot A_{ct} \quad (\text{I.77})$$

Avec:

- **$A_{s,\min}$** : la section minimale d'armatures de béton armé dans la zone tendue ;
 - **A_{ct}** : l'aire de la section droite de béton tendu.
 - **σ_s** : la valeur absolue de la contrainte maximale admise ; dans l'armature immédiatement après la formation de la fissure.
 - **$f_{ct,eff}$** : la valeur moyenne de la résistance en traction du béton au moment où les premières fissures sont supposées apparaître **$f_{ct,eff} = f_{ctm}$** ;
 - **$k = 1$** pour les âmes telles que **$h \leq 300 \text{ mm}$** ; **$k = 0,65$** pour les âmes telles que **$h \geq 800 \text{ mm}$** .
 - **k_c** : prise en compte de la répartition des contraintes dans la section immédiatement avant la fissuration et de la modification du bras de levier. Traction pure : $k_c = 1,0$. Flexion simple pour une section rectangulaire, $k_c = 0,4$.
- **En limitant les diamètres des barres**. Le tableau I-2 donne les valeurs des diamètres max en fonction de la contrainte de l'acier et la valeur recommandée de l'ouverture de fissuration.

Tableau I-2: Diamètre maximal des barres pour la limitation de l'ouverture des fissures [13]

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	-

- **En limitant la distance entre les barres.** Le tableau I-3 donne les valeurs d'espacement max en fonction de la contrainte de l'acier et la valeur recommandée de l'ouverture de fissuration.

Tableau I-3: Espacement maximal des barres pour la limitation de l'ouverture de fissures [13]

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	-

I.3.5.2.3 Limitation des Flèches

a. BAEL91

▪ Calcul des flèches

Les déformations (y) dues à la flexion sont obtenues par une double intégration des courbures le long des pièces x [13] :

1) Calcul de courbure :

Lorsque $M \leq M_f$, l'expression de la courbure est celle fournie par la Résistance des Matériaux :

$$\frac{1}{r} = \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M(x)}{E_b I_0} \quad (I.78)$$

Avec :

E_b : module de déformation longitudinale du béton (selon le cas, $E_b = E_i$ ou $E_b = E_v$).

I_0 : moment d'inertie de la section totale rendue homogène (avec $n = 15$),

$M(x)$: moment fléchissant dans la section d'abscisse x .

▪ Flèche admissible :

- La flèche limite d'un élément support reposant sur deux appuis est égale à :

- Si $L \leq 5m$

$$L/500 \quad (I.79)$$

- Si $L > 5m$

$$0.5cm + L/1000 \quad (I.80)$$

➤ La flèche calculée d'un élément support en console ne doit pas dépasser la valeur suivante :
 $L/250$ si $L \leq 2m$

b. Eurocode 2

▪ Calcul des flèches

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche d'une poutre si l'égalité I.81 est vérifiée :

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad \text{si } \rho \leq \rho_0$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{si } \rho > \rho_0 \quad (I.81)$$

Avec :

ρ_0 : le pourcentage d'armatures de référence = $\sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3}$

l/d : la valeur limite du rapport portée/hauteur ;

K : un coefficient qui tient compte des différents systèmes structuraux ;

ρ : le pourcentage d'armatures de traction nécessaire à mi-portée (ou sur appui dans le cas des consoles) pour reprendre le moment engendré par les charges de calcul ;

ρ' : le pourcentage d'armatures de compression nécessaire à mi-portée (ou sur appui dans le cas des consoles) pour reprendre le moment engendré par les charges de calcul ;

f_{ck} en MPa.

▪ Flèche admissible :

Comme pour l'ouverture des fissures, les flèches limites sont à définir avec le client, en fonction de la nature et de la destination de l'ouvrage, des finitions, cloisons et fixations, et du coût résultant de cette limitation.

- Pour les poutres, dalles ou consoles sous combinaison quasi-permanente la flèche limite est la suivante : **$L/250$**
- Lorsque les flèches sont susceptibles de générer des désordres dans les éléments à proximité de l'élément considéré soumis à des charges quasi permanentes, la flèche après construction ne doit pas excéder : **$L/500$**

I.4 Conclusion partielle I

Dans ce chapitre nous avons exposé les notions relatives au béton armé notamment : ses constituants, le principe le régissant, ses avantages et inconvénients par rapport aux autres matériaux de construction et son évolution au cours de l'histoire. De ce fait, nous avons présenté les prescriptions réglementaires de base relatives aux normes BAEL99mod99 et l'Eurocode 2 qui font l'objet de notre étude.

Chapitre II. MATERIELS ET METHODOLOGIE DU TRAVAIL

Faire une étude d'une structure de bâtiment nécessite la connaissance et la maîtrise : du milieu d'étude, d'expressions(formules) fondamentales, des méthodes et des logiciels permettant de concevoir et de dimensionner les éléments constitutifs de la structure. Le présent chapitre fait une présentation de tous ces points.

II.1 Présentation du milieu d'étude

Cette section présente la géographie, la démographie, la nature et les caractéristiques du sol ainsi que les caractéristiques dynamiques de notre milieu d'étude.

II.1.1 Aperçu général sur le milieu d'étude

Goma est une ville de la R.D Congo, située à 1500m d'altitude dans la vallée du Rift Est Africain (cassure inter plaque tectonique Africain). Il est le chef-lieu de la province du Nord-Kivu et s'étend sur une superficie de 66,45 km² [30]. Goma est bâtie sur les anciennes coulées de laves issues de la chaîne de montagnes volcaniques de Virunga et précisément sur celle du volcan Nyiragongo. Il se situe au bord du lac Kivu à son Sud.

II.1.1.1 Limitation géographique et administrative

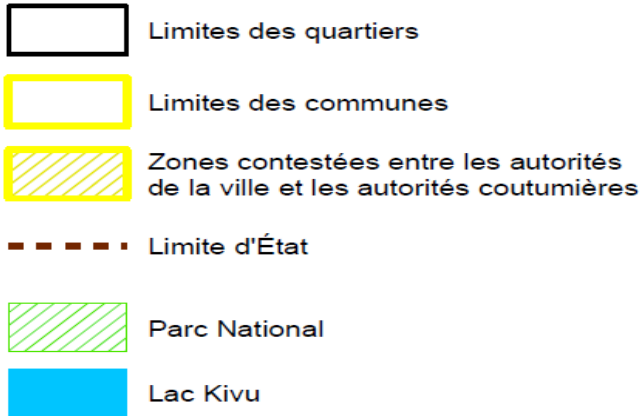
La figure II-1 présente la carte de la limitation des différents quartiers de la ville de Goma.



Figure II-1: Carte administrative de la ville de Goma [30]

LEGENDE

Limites administratives:



Comme la figure I-1, la ville de Goma est limitée :

- Au Nord par le territoire de Nyiragongo
- Au Sud par le lac Kivu
- A l'Est par la République du Rwanda
- A l'Ouest par le territoire de Masisi

La ville de Goma est subdivisée en deux communes : commune de Goma et commune de Karisimbi. Les deux communes sont formées de 18 quartiers dont 7 pour la commune de Goma et 11 pour celle de Karisimbi.

II.1.1.2 Démographie

La population de Goma est estimée à environ 2 millions d'habitants [30].

II.1.2 Nature et caractéristique du sol

Tout ouvrage de génie civil, ouvrage d'art ou bâtiment prend assise sur le sol. Ce dernier doit être étudié afin de connaître sa nature, son tassement et sa capacité portante. Ces données sont déterminées par des essais géotechniques au laboratoire et in situ.

II.1.2.1 Etude géotechnique du sol

Voici en bref les paramètres principaux recherchés dans une étude géotechnique au laboratoire et in situ [31] :

- Les caractéristiques géotechniques de la zone d'implantation du projet en se basant sur plusieurs campagnes d'investigation comme le carottage pour déterminer la structuration de couches des sols.
- Les caractéristiques physico-mécaniques des sols en place ainsi que les analyses chimiques si nécessaire. C'est le cas de :
 - Poids volumiques de chaque couche
 - L'angle de frottement
 - La cohésion
 - L'indice du vide

- Le coefficient de consolidation
- Le coefficient de poisson de chaque couche du sol
- Le comportement des sols en place à partir des essais in-situ et essais au laboratoire ;
- La portance du sol,
- Le tassement du sol

Après ces études, un rapport doit être élaboré pour fournir les recommandations nécessaires pour la bonne conduite de la réalisation du projet quant au :

- Mode de fondation ;
- Niveau d'ancrage des fondations ;
- Réalisation des travaux de terrassement ;
- Etc.

II.1.2.2 Calcul de la résistance du sol

Les fondations répartissent les charges de l'ouvrage sur le sol de façon à ce que la charge totale sur le sol soit inférieure ou égale à sa contrainte admissible, comme le montre l'expression II.1.

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol} \quad (\text{II.1})$$

Avec : $\bar{\sigma}_{sol}$: contrainte limite admissible du sol, σ_{sol} : contrainte effectivement appliquée.

- Contrainte admissible du sol en ELU en MPA est donnée par la relation II.2 :

$$\bar{\sigma}_{sol\ u} = \frac{q_u}{2} \quad (\text{II.2})$$

- Contrainte admissible du sol en ELS en MPA est donnée par la relation II.3 :

$$\bar{\sigma}_{sol\ ser} = \frac{q_u}{3} \quad (\text{II.3})$$

Où :

q_u : capacité portante du sol sous la semelle de fondation.

Dans le présent travail, nous n'avons pas pu effectuer des études géotechniques. Nous nous sommes référés sur les résultats des travaux des recherches antérieurs et également sur l'observation de notre zone d'étude.

À défaut du manque des valeurs précises sur sol de Goma par le fait que les études géotechniques n'ont pas pu être effectuées dans le cadre de ce travail, les données suivantes recueillies dans les travaux antérieurs ont été adoptées :

- **La valeur de la contrainte admissible** du sol de : 1,5Mpa sachant que pour le sol de Goma, la contrainte admissible varie selon les endroits entre 0,2 à 4,5Mpa [32].

Le tableau II-1 donne, à titre indicatif, les fourchettes dans lesquelles se situent les contraintes limites σ_{sol} généralement admis, en l'absence de tout problème particulier.

Tableau II-1: Valeurs des contraintes admises normalisées pour le sol [33]

NATURE DU SOL	$\bar{\sigma}_{sol}$ (MPa)
Roches peu fissurée saines	0.75 à 4.5
Terrains non cohérents à bonne compacité	0.35 à 0.75
Terrains non cohérent à compacité moyenne	0.20 à 0.40
Argiles	0.10 à 0.30

- Pour ce qui est des caractéristiques du sol :

Il a été considéré la liste de données proposées par le logiciel Robot relatives aux différents sols. D'après les observations sur terrain, le sol de Goma est constitué des graves et des roches basaltiques altérées. Le tableau II.2 présente les différentes caractéristiques du sol constitué de roches altérées fournit par le logiciel Robot.

Tableau II-2: Caractéristiques des sols

	Nom	Niveau (m)	Epaisseur (m)	Couleur	Poids volumique (kG/m ³)	Angle de frottement (Deg)	Cohésion (MPa)	v	Eo (MPa)	Coeff. de consolidation	qmax (MPa)
1	Sables et graves compacts	0,00	2,00		1937,46	35,0	0,00	0,30	100,00	1,00	4,50
2	Roches altérées	-2,00			2957,18	10,0	0,00	0,25	30000,00	1,00	0,00

Ces données sont très utiles pour calculer le coefficient d'élasticité (réaction du sol sur la fondation dans le cas de fondation sur radier) et le tassement du sol.

II.1.3 Caractéristiques dynamiques

Le vent et les actions sismiques sont des charges dynamiques les plus courantes sollicitant les structures de la ville de Goma.

Cependant, dans le présent travail, aucune vérification des effets des actions dynamiques sur la structure n'a été effectuée car cela nécessite de faire recours aux normes des calculs sismiques et parasismiques (RPA, RPS ou Eurocode 8) et à la norme de calcul du vent (NV65) ce qui ne cadre pas avec notre objectif principal.

II.2 Conception du projet

L'aménagement d'un bâtiment se fait suivant certaines règles de conception respectant les conditions environnementales, la protection des personnes et cela dans le strict respect des normes architecturales.

Ce travail s'est servi des recommandations architecturales du livre « *les éléments des projets de construction* » d'Ernst NEFERT.

Le projet utilisé pour effectuer l'étude comparative est celui d'un immeuble R+10 à usage de bureaux. Il est battu sur une surface totale de 601,42 m² et une hauteur cumulée de 30m au-dessus du sol. Il contient aussi un sous-sol.

II.2.1 Choix des dimensions des pièces de l'immeuble

Le choix des dimensions de pièces d'un bâtiment doit se faire suivant les recommandations architecturales selon l'usage de chaque espace pour un bon fonctionnement de l'immeuble.

II.2.1.1 Sous-sol

Le sous-sol de l'immeuble sert comme parking des véhicules légers. Selon les recommandations, on doit assurer une circulation aisée des véhicules en prévoyant une surface nécessaire pour effectuer les manœuvres sans heurter les poteaux, les murs ou autres éléments du bâtiment mais aussi permettre l'ouverture des portes du véhicule sans toucher celui d'à côté. C'est pourquoi, l'espace de stationnement réservée pour chaque véhicule est en moyenne de : (2,5 x 4) m² et la hauteur d'un moins 2m.

En dehors de l'espace réservée pour le parking de véhicules, le sous-sol est constitué d'une salle de vision-surveillance de l'immeuble, une pièce servant de cabine électrique et une cage d'escaliers pour accéder aux niveaux supérieurs.

II.2.1.2 Escalier

Le nombre et la largeur des escaliers dans un bâtiments recevant du public se calcul en fonction du temps d'évacuation et de l'effectif total admissible. Pour un escalier droit, chaque individu doit occuper au moins 60cm. Pour notre cas, nous avons estimé que, comme l'immeuble est censé recevoir un grand public, nous avons pris une largeur de 180cm pour 3 personnes comme le démontre la figure II-2.

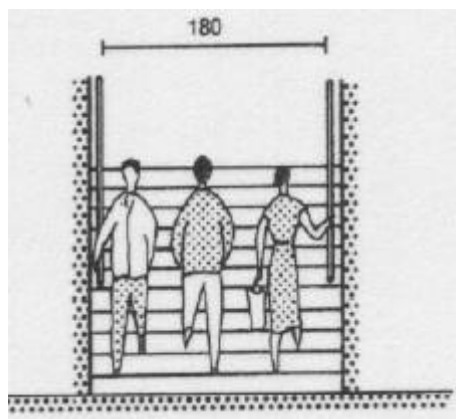


Figure II-2: Largeur d'un escalier droit pour 3 personnes [34]

La hauteur jusqu'au niveau du palier de repos a été pris à mi-hauteur du mur.

II.2.1.3 Rez-de-chaussée et les étages : R+1 à R+9

Le plan Rez-de-Chaussée et de neuf étages supérieurs sont identiques, constituant des bureaux. Chaque niveau est constitué d'un bureau du directeur et d'un bureau du chef de service, 5 autres pièces de

bureaux, une salle d'archive pour les documents, réception, d'une salle d'attente, d'une salle de réunion, toilettes hommes et femmes.

Il est recommandé que chaque pièce de bureau ait un accès à la lumière du jour pour garantir un bon climat de travail grâce à une ou plusieurs fenêtres selon l'importance de la pièce.

La surface de travail nécessaire de base pour chaque pièce de bureau est fonction de dimensions des meubles, de nombres d'employés qu'occupe chaque pièce et du type d'audience.

La législation n'impose pas une surface nécessaire minimale déterminée pour un poste de travail de bureau. D'après les enquêtes américaines (*cons. Life Ins.*) voici les surfaces de travail proposées pour un bureau :

- Employé de bureau : 4,5 m²
- Secrétaire : 6,70m
- Chef de service : 9,30m
- Directeur : 13,40m

Concernant la pièce d'archive, malgré l'utilisation de nouvelles technologies bureautiques, la consommation de papier en tant que support de stockage reste incontournable. En effet, les informations dites non codées (lettres, textes, revues) auront toujours leur place sous forme de volume de papier.

L'emplacement de la salle de classement doit être central pour permettre l'accès rapide à tous. La hauteur de la pièce en générale doit être d'au moins 2,10 m. Il est important de signaler que le dimensionnement de ces installations n'est pas normalisé mais doit être adapté à tous les besoins possibles. Il y a lieu de respecter la surcharge maximale du sol par mètre carré.

L'aménagement doit permettre à au moins deux personnes de circuler aisément entre les armoires en respectant les dimensions représentées à la figure II-3.

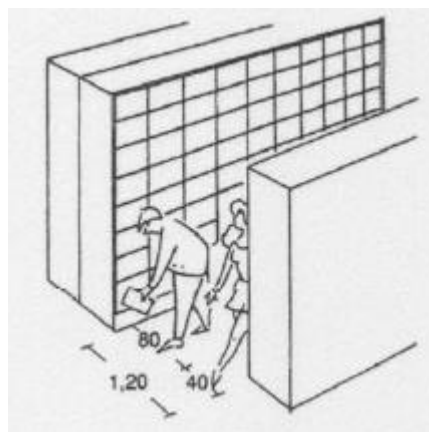


Figure II-3: Espace nécessaire entre deux armoires dans une salle d'archives

Les superficies des différentes pièces composant chaque étage sont disponibles sur les plans architecturaux se trouvant en annexe B.

II.3 Normes utilisées dans le calcul du dimensionnement

Les principaux règlements utilisés dans le calcul du dimensionnement de l'ouvrage sont les suivants :

II.3.1 Règles B.A.E.L

Ce sont des règles de calcul Françaises qui sont applicables aux ouvrages et constructions en béton armé. Elles reposent sur le principe des états limites.

II.3.2 Eurocodes

Ce sont des normes européennes de conception et de calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Dans ce travail nous sommes principalement intéressés à l'Eurocode 2 qui aborde les ouvrages en béton non armé, en béton armé ou en béton précontraint, qui repose également sur le principe des états limites [1].

L'annexe nationale utilisée dans le présent travail est celle de la France, à défaut de l'absence de l'annexe nationale pour notre pays.

II.4 Présentation des hypothèses de calcul du projet

Les hypothèses ont été fixées et introduites dans le logiciel RSAP pour la modélisation et le calcul de la structure.

II.4.1 Prédimensionnement des éléments de structure

Une fois la conception est faite, c'est-à-dire la disposition géométrique des éléments porteurs verticaux et horizontaux étant choisie, il faut fixer les dimensions des différentes sections d'éléments. Le prédimensionnement a pour but le pré-calcul des différents éléments structuraux en utilisant les règlements. La connaissance de ces dimensions permet de déterminer les poids propres des éléments. Ces données sont utiles dans le calcul de la descente de charges. Il est important de noter que les résultats obtenus « *ne sont pas définitifs* », ils peuvent subir des modifications (généralement une augmentation) après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.4.1.1 Planchers- dalles

Les planchers sont des parties horizontales de la construction dont deux dimensions sont supérieures au troisième, séparant deux niveaux d'un bâtiment. Ils sont généralement de forme rectangulaire dont une dimension (épaisseur e) est petite par rapport aux deux autres (les portées : L_x = petite portée et L_y = grande portée). Ils jouent le rôle de plateforme porteuse pour l'étage considéré. Ils appartiennent à la structure porteuse et reprennent les charges permanentes et variables. Ils participent aussi au contreventement du bâtiment. En outre, ils ont un rôle d'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

Il existe deux types de planchers : en dalle pleine et en corps creux.

Dans le cadre de cette étude, le type de plancher qui a été adopté est celui en dalle pleine.

Le prédimensionnement des dalles pleines est fait en tenant compte des conditions les plus pénalisantes, qui sont [24]:

✓ **Résistance au feu**

- $e = 7 \text{ cm}$: pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$: pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$: pour quatre heures de coupe-feu.

✓ **Résistance à la flexion**

Après vérification de la structure :

L_x : longueur entre nus d'appui selon la petite portée du panneau de la dalle la plus chargée (plus grand panneau), $L_x = 5,46\text{m} = 546\text{cm}$. (*le panneau le plus chargé est représenté au plan structural en Annexe B*).

L_y : longueur entre nus d'appui selon la grande portée du panneau le plus chargé. Pour notre cas :

$L_y = 7,35\text{m}$.

- Si le rapport des portées : $\frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$; la dalle repose sur deux appuis
- Si le rapport des portées : $\frac{L_x}{L_y} > 0,4$; la dalle repose sur quatre appuis

Les résultats ont démontré que le rapport vaut : $0,74 > 0,4$

Le panneau repose sur quatre appuis (porte dans deux sens).

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Pour une dalle sur un seul appui (console), la condition est II.4:

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad (\text{II.4})$$

- Dalle reposant sur deux appuis, la condition est donnée par II.5 :

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30} \quad (\text{II.5})$$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis, la condition est donnée par II.6 :

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40} \quad (\text{II.6})$$

Alors : $0,109\text{m} = 10,9\text{cm} < e < 0,13\text{m} = 13\text{cm}$

Nous avons opté pour une épaisseur de 12cm pour les deux cas (BAEL et EC2)

II.4.1.2 Poutres

II.4.1.2.1 Prédimensionnement selon BAEL91mod. 99

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. Les poutres seront pré-dimensionnées par la condition de la flèche suivante :

- **Hauteur de la poutre** est donnée par II.7 [35] :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10} \quad (\text{II.7})$$

Avec :

ht : hauteur de la poutre.

Lmax : distance maximale entre nus d'appui

Les resultats ont démontré que : $36,4cm \leq ht \leq 54,6cm$

Nous avons opté pour ht= 50cm

- **Largeur de la poutre** est donnée par l'expression II.8:

$$0,4ht \leq b \leq 0,7ht \quad (\text{II.8})$$

Avec :

ht : hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre

$$18cm \leq b \leq 31,5cm$$

On doit aussi vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) [36] qui sont les suivantes :

- ✓ $b \geq 20cm$
- ✓ $ht \geq 30cm$
- ✓ Le rapport : $\frac{ht}{b} = 1,8 \leq 4$

Nous avons opté pour la largeur b=20cm (pour des raisons architecturales et de mise en œuvre, nous supposons que l'épaisseur d'un mur en maçonnerie ne peut pas dépasser 20cm).

II.4.1.2.2 Prédimensionnement selon Eurocode 2 y compris les annexes nationales françaises

Le prédimensionnement de la poutre à l'EC2 est tiré du livre intitulé : « *Le projet de Béton armé* » de Henry Thonier [37].

Pour une poutre isostatique avec $L \leq 8$ m pour faible portée et le cas des faibles charges ($Ped \leq 70$ KN/ml hors poids propre de la retombée de la poutre), la valeur de la hauteur de la poutre se trouve dans l'intervalle donnée par la relation II.9 :

$$\frac{L_{eff}}{14} \leq h \leq \frac{L_{eff}}{8} \quad (\text{II.9})$$

Les longueurs sont considérées d'axe en axe des appuis.

a. Calcul de la portée (longueur) effective

La norme NF EN 1992-1-1 (5.3.2.2) de l'Eurocode 2 permet d'avoir la portée effective de calcul donnée par l'expression II.10 [38] :

$$L_{eff} = l_n + a_1 + a_2 \quad (\text{II.10})$$

Avec :

l_n : portée entre nu d'appui ;

a_1 et a_2 : distances définie ci-dessous.

$$a_1 = a_2 = \min\left(\frac{h}{2}; \frac{t}{2}\right) \quad (\text{II.11})$$

Où :

t : profondeur de l'appui et h : la hauteur de la poutre.

La figure II-4 présente le schéma pour le calcul de la portée effective selon la norme EC2.

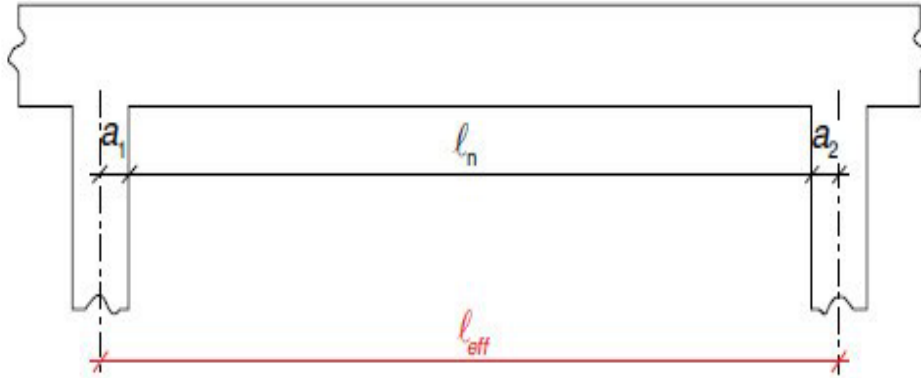


Figure II-4: Portée de calcul à l'EC2

Pour le cas de cet étude, L_n : la portée entre nu d'appui de la poutre la plus chargée est :

$$L_n = 5,46\text{m} = 546\text{cm}.$$

b. Calcul de « a » (Art 5.3.2.2139)

La poutre est supportée par deux poteaux de **40 x 40 cm²**. La poutre étant isostatique, la valeur de « a » est :

$$a = \text{Min} (0,5 t ; 0,5 h) \quad (\text{II.12})$$

Les résultats ont donné :

$$a = 20\text{cm} = 0,2\text{m}$$

$$\text{Alors : } L_{\text{eff}} = 5,46 + (0,2 \times 2) = 5,86\text{m}$$

c. Détermination de la hauteur « h » de la poutre

La hauteur de la poutre est donc dans l'intervalle donné par II.13 :

$$\frac{L_{\text{eff}}}{14} \leq h \leq \frac{L_{\text{eff}}}{8} \quad (\text{II.13})$$

$$0,418\text{m} = 41,8\text{cm} \leq h \leq 0,732\text{m} = 73,2\text{cm}$$

Nous avons adopté : $h = 50\text{cm}$

d. Détermination de la largeur « b » de la poutre

Pour une poutre à section rectangulaire, nous avons la relation :

$$0,3 h \leq b \leq 0,6 h$$

$$15\text{cm} \leq b \leq 30\text{cm}$$

Nous adoptons 20 cm

Finalement nous avons opté pour une section de la poutre : $20 \times 50\text{ cm}^2$

II.4.1.3 Poteaux et voiles

II.4.1.3.1 Prédimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU. Cependant, voici les conditions minimales que doivent vérifier les poteaux et les voiles :

Selon l'Eurocode 8, les dimensions de la section transversale des éléments soumis à la compression simple doivent satisfaire les conditions données à la figure II-5 [39] :

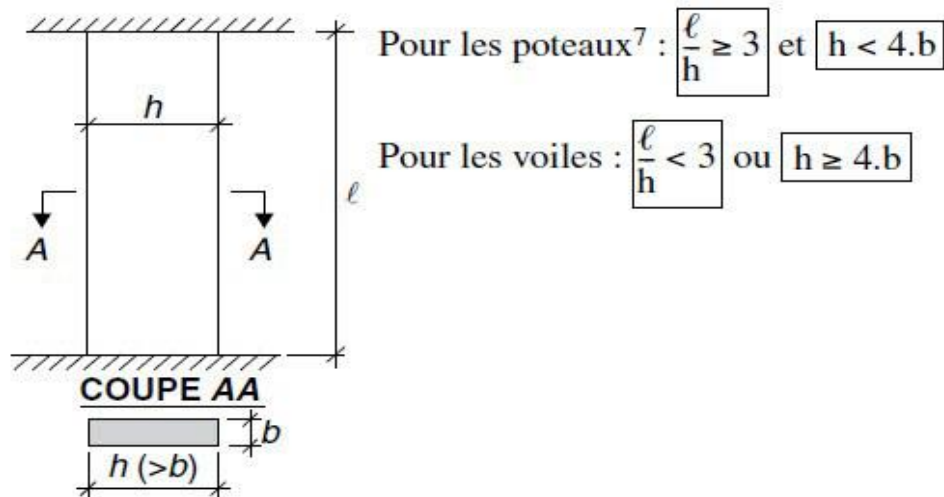


Figure II-5: Définition poteau

Selon le RPA99, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions de l'expression II-14 [36] :

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 0,3m \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} cm \\ 0,25 \leq \frac{b}{a} \leq 4 \end{cases} \quad (\text{II.14})$$

Avec : a : largeur ; b : longueur ; h_e : hauteur entre nu d'étage.

En principe on fixe les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations parasismiques (RPA99/version 2003 et Eurocode 8) citées ci-dessus.

Mais qu'à cela ne tienne, les dimensions des poteaux ont été fixées pour permettre d'effectuer la modélisation de la structure :

- Sous-sol et RDC : Poteaux (45, 45) cm.
- 1^{er} au 9^{eme} étage : Poteaux (40, 40) cm
- 10^{ème} étage : Poteaux (35, 35) cm

II.4.1.3.2 Prédimensionnement de voiles

D'après l'article 10.1.2 du RPA2003 [36], l'épaisseur minimale du voile est de 15cm, et d'après l'article 7.7.1 du RPA2003, l'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre du sous-sol et des conditions de rigidité aux extrémités données par l'expression II.15:

$$a \geq \max (h_e/25, h_e/22, h_e/20) \quad (\text{II.15})$$

Pour le cas de cette étude, la hauteur libre « h_e » du sous-sol est de 3m. Il a été trouvé :

$$a \geq \max (0,12\text{m}, 0,13\text{m}, 0,15\text{m})$$

Nous avons opté pour une épaisseur de 15 cm.

II.4.1.4 Étude de la fondation

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet de la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Les fondations sont classées suivant leur profondeur d'assise notée D . Cette dernière dépend du mode d'exécution et de la résistance aux sollicitations extérieures. On distingue deux types de fondation [40]:

- **Fondations superficielles :** Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante.

Elles permettent la transmission directe des efforts au sol. Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

- **Fondations profondes :**

Ce type de fondation est généralement utilisé pour des sols ayant une faible capacité portante ou lorsque le bon sol est assez profond. Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

II.4.1.4.1 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants [40] :

- La Nature ou type de l'ouvrage à fonder,
- La nature du terrain et sa résistance,
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol,
- Les raisons économiques,
- La facilité de réalisation.

Chaque situation mérite une attention particulière.

Dans le cas de projets de grande envergure ou des grands bâtiments, les données nécessaires au choix du type de fondation et à leur conception doivent provenir des études géotechniques.

La réglementation relative aux études géotechniques sont contenues dans l'Eurocode 7 et les DTR.

Compte tenu que le sol de Goma qui constitue notre milieu d'étude présente un bon sol à faible profondeur, nous avons opté pour une *fondation superficielle*.

II.4.1.4.2 Fondations superficielles [33]

Ce sont des fondations dont le rapport est donné par II.16:

$$\frac{D}{B} < 4 \quad (\text{II.16})$$

Avec : D= hauteur d'encastrement ou l'épaisseur minimale des terres au-dessus du niveau de fondation ;

B : la largeur de la semelle.

On distingue :

- *Les fondations fonctionnelles* : constituées par des semelles isolées sous poteau.
- *Les fondations linéaires* : constituées par des semelles continues ou filantes sous poteau ou sous mur ;
- *Les fondations surfaciques* : constituées par des radiers sous poteau ou sous mur.

Remarque : On recourt à la variante radier lorsque :

- ✓ La surface des semelles isolées ou continues est très importante (supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment). Ce qui ressort lorsque :
 - Le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
 - Les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
 - L'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
 - La profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante ;
 - Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- ✓ Eventuellement, dans le cas de sous-sols utilisables (parking, garages, caves...) ou en vue d'obtenir un sous-sol étanche (cuvelage)
- ✓ Le terrain est inondable d'une façon permanente, périodique ou accidentelle et qu'il faut protéger des infiltrations d'eau dans les étages inférieurs de la construction : le radier doit être étanche et s'opposer aux surpressions hydrostatiques par son poids.

Compte tenu que l'immeuble est constitué d'un sous-sol utilisable (servant de parking), nous optons alors pour *un radier général*.

II.4.1.4.3 Radier général

Un **radier** est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels dont le plus dangereux est le tassement différentiel.

Il existe deux types principaux de radiers employés couramment :

- Le radier général épais
- Le radier général nervuré.

Le radier général épais est le plus simple à adopter. Toutefois, lorsque les travées deviennent trop importantes, il sera préférable d'adopter un radier nervuré qui est plus économiques au niveau de béton et des armatures. Il comporte parfois des débords (consoles extérieures).

Pour notre cas nous allons employer un radier épais parce qu'il est non seulement simple à modéliser mais aussi parce que notre bâtiment contient un sous-sol servant de parking qui nécessite une surface plate et uniforme.

Pour déterminer les dimensions du radier on suit les étapes suivantes :

II.4.1.4.4 Pré dimensionnement du radier

a. Selon les D.T.U 14.1 :

❖ Hauteur(épaisseur) du radier

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux Condition forfaitaire suivantes : [7]

- **Sous voile** : La dalle du radier doit satisfaire à la condition II.17 :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{max}}{5} \quad (\text{II.17})$$

Avec :

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux. Pour notre cas = 7,35 m

Nous avons obtenu les résultats suivants :

$$0,918m \leq hr \leq 1,47m$$

On prend : 1,2 m

- **Sous poteau** : La dalle du radier doit satisfaire à la condition II.18:

$$hr \geq \frac{L_{max}}{10} \quad (\text{II.18})$$

Nous avons trouvé : $hr \geq 0,735m$

Nous avons opté la dimension la plus élevée qui vérifient toutes ces conditions : **hr = 1,2 m**

❖ **Calcul de la surface de radier :**

➤ **Détermination des efforts**

Les charges appliquées sur le radier sont obtenues en faisant le cumul des charges transmis par les poteaux.

Le calcul de la sollicitation normale s'obtient par l'application de la combinaison d'actions de base suivante selon les états limites :

➔ ELU : $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$

➔ ELS : $N_{ser} = G + Q$

Alors :

$$S = A \cdot B \geq \max \left(\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol,ser}} ; \frac{N_u}{\sigma_{sol,u}} \right) \quad (\text{II.19})$$

N_{ser} : charge de service en MN

N_u : charge ultime en MN

A, B : largeur et longueur du radier en m.

Vu ce qui précèdent, il est évident qu'il est difficile de réaliser un prédimensionnement complet de la fondation sans avoir d'abord effectuer la descente de charge.

Si la surface du bâtiment est supérieure à la surface calculée de radier, à cet effet, il faut prévoir un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation. Le débord permet tout simplement que les poteaux d'extrémités transmettent convenablement leurs charges sur la fondation.

L'emprise totale avec un débordement (D) est donnée par l'expression II.20 :

$$S' = S + [D \times 2 \times (L_x + L_y)] \quad (\text{II.20})$$

S : surface du Bâtiment = $601,42m^2$

L_x : longueur en plan = 36,45m

L_y : largeur en plan = 16,64m

▪ **Calcul de débordement D :**

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{hr}{2} ; 30\text{cm} \right)$$

$$D \geq \text{Max} (60\text{cm} ; 30\text{cm})$$

Nous avons opté un débord de : 60cm

Partant de la relation (II.20), l'emprise théorique totale du radier est : $S' = 664,88m^2$

Avec les nouvelles coordonnées en plan :

Longueur : $L_x' = 37,45m + 2 \times 0,325(\text{moitié de la base du poteau d'extrémité}) = 38,1 m$

Largeur : $L_y' = 17,84m + 2 \times 0,325(\text{moitié de la base du poteau d'extrémité}) = 18,49 m$

Finalement, l'emprise totale du radier est : $L_x' \times L_y' = 704,46m^2$

N.B : Les valeurs ainsi obtenues après prédimensionnement ont été introduites dans le logiciel RSAP pour la modélisation et procéder ensuite à la descente des charges et aux vérifications de la structure.

La structure modélisée dans le logiciel RSAP est présentée à la figure II-6.

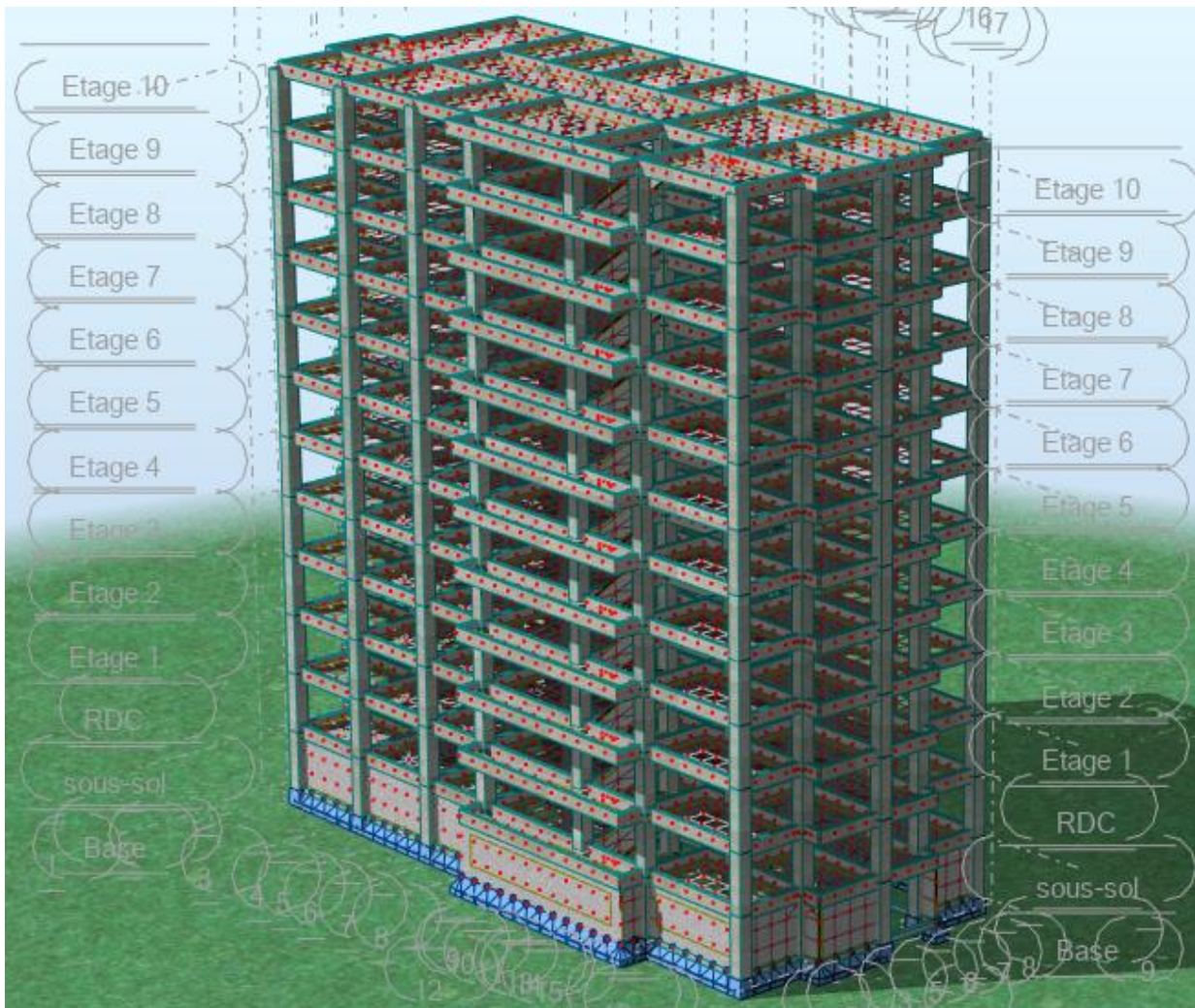


Figure II-6: Modélisation de la structure dans le logiciel RSA

II.4.2 Descente des charges

La descente des charges a pour but, l'évaluation des charges reprises pour chaque élément, à partir de la toiture puis de l'étage le plus haut et de les cumuler jusqu'aux fondations. La descente des charges est une phase essentielle de l'étude puisqu'elle permet par la suite, le dimensionnement de tous les éléments de la structure en passant par la détermination des différentes sollicitations respectives de ces éléments.

On en distingue deux cas :

- La descente des charges verticales (permanentes et exploitations) ;
- La descente des charges horizontales (effet du vent).

Dans le présent travail, la descente de charges a été effectuée automatiquement par le logiciel RSAP. Mais néanmoins, il est nécessaire de savoir les principes et les hypothèses régissant cette notion.

II.4.2.1 Principe de calcul [24]

- i. Pour commencer le calcul de la descente de charges, il est nécessaire d'établir un principe de structure niveau par niveau avec le sens de portée des planchers, des balcons, des poteaux, les poutres, etc...
- ii. Ensuite, on détermine les caractéristiques des éléments : type de plancher, revêtement de sol (épaisseur et nature), type de toiture (tuile, ardoise, etc...), cloisons, type et épaisseur de murs (briques, agglos, béton). Ce sont les charges permanentes (en daN/m ou daN/m²).
- iii. Puis on définit le type d'utilisation des pièces (logements, circulation, bureaux, ...) pour choisir les surcharges qui prennent en compte les mobiliers, des personnes et autres objets. On peut y inclure des cloisons qui peuvent être enlevées ou déplacées.

Une fois que tous ces renseignements réunis, on procède à la définition des charges en tenant compte des normes en vigueur pour le calcul des charges, le poids volumique ou surfacique des matériaux. Ensuite procéder à la définition de combinaisons des charges.

Dans le cas des bâtiments, les actions variables se réduisent aux charges d'exploitations. C'est ainsi que, Pour les bâtiments de plus de 5 niveaux, lorsqu'on fait la descente de charges, on n'additionne pas les charges d'une manière globale, on évalue les charges d'exploitations par un loi appelée : « *loi de dégression* ».

Loi de dégression :

La probabilité que tous les éléments de structure soient sollicités à une charge d'exploitation en même temps est quasiment nulle (inexistante), raison pour laquelle on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5 Q (Q : charge d'exploitation) [24].

- Sous la terrasse : Q₀
- Sous le premier étage à partir du sommet : Q₀ + Q₁
- Sous le deuxième étage : Q₀ + 0,95. (Q₁ + Q₂)
- Sous le troisième étage : Q₀ + 0,90. (Q₁+Q₂+Q₃)
- Pour n étage (n ≥ 5) : $Q_0 + \frac{3+n}{2.n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

II.4.3 Détermination des charges à prendre en compte

Il s'agit de l'inventaire des charges d'exploitation et permanentes appliquées à la structure.

II.4.3.1 Selon le BAEL 91 modifié 99

Les valeurs recommandées selon le règlement français doivent se référer à la norme **NF-P 06-004**.

Comme dans cet étude, les planchers de la terrasse inaccessible, des étages courants et du Rez-de-chaussée sont en dalle pleine, les charges permanentes et d'exploitation à considérer pour le dimensionnement de cette dernière sont [7] :

II.4.3.1.1 Cas de la toiture-terrasse :

▪ Charges Permanentes

D'après la norme NF P 06-004 (BAEL) on a :

- Forme de pente (5 cm) = $\gamma_{\text{béton non armé}} \times \text{épaisseur de pente} = 22 \times 0,050 = 1,1 \text{ KN/m}^2$
- Chape flottante en asphalte (2,5 cm) = **0,50 KN/m²**
- Enduit aux liants hydrauliques : (2 cm) = $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
- Dalle en BA = $\gamma_{\text{béton armé}} \times \text{épaisseur de la dalle} : 25 \text{ KN/m}^3 \times 0,15 \text{ m} = 3,75 \text{ KN/m}^2$
- **TOTAL : 5,71 KN/m²**

▪ Charges d'exploitation

Elles sont basées sur la norme **NF-P 06-004**. Dans le cas de la toiture-Terrasse Inaccessible, elle est de :

- Toiture- Terrasse = **1 KN/m²**

II.4.3.1.2 Cas des Planchers courants

▪ Charges Permanentes

- Dalle en BA = $\gamma_{\text{béton armé}} \times \text{épaisseur de la dalle}$
- Carrelage grès cérame y compris mortier de pose (2cm) = **0,60 KN/m²**
- Chape de mortier de ciment = **0,40 KN/m²**
- Enduit aux liants hydrauliques (2 cm) = $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
- Charge surfacique des murs en blocs ciment = **1,50 KN/ m²**
- **TOTAL : 2,86 KN/m²**

▪ Charges d'exploitation

Dans le cas des planchers courants la valeur de la charge d'exploitation est fonction de l'usage de la pièce. Nous avons :

- Bureaux : $2,5 \text{ KN /m}^2$
- Escalier : $2,5 \text{ KN /m}^2$
- Les logements d'habitation et pièces y comprises (Cuisine, salon, Toilettes) : $1,5 \text{ KN/m}^2$
- Balcons et terrasses : $3,5 \text{ KN/m}^2$
- Terrasse accessible : 4 KN/ m^2
- Parking : $2,5 \text{ KN/m}^2$
- Salle de Conférence : $4,0 \text{ KN/m}^2$
- Hall : 4 KN/m^2

II.4.3.1.3 Charges applique à l'infrastructure

a. Cas des voiles périphériques

Les voiles sont soumis aux contraintes suivantes :

- ❖ La contrainte due à la poussée des terres : $\sigma_g(z)$

- La contrainte verticale est donnée par II.21 :

$$\sigma_v = \gamma_h \cdot z \quad (\text{II.21})$$

- La contrainte horizontale est donnée par II.22 :

$$\sigma_h(z) = K_0 \cdot \sigma_v = K_0 \cdot \gamma_h \cdot z \quad (\text{II.22})$$

Avec : K_0 : Coefficient des terres au repos (dépend du type de sol du remblai).

Pour notre cas nous avons considéré un remblai en sol argileux).

γ_h : Poids volumique du remblai

Z : Profondeur considérée (calculer pour $z = 0$; $z =$ hauteur total)

- ❖ **Poussée due aux surcharges** : elle calculée suivant l'expression II.23 :

$$\sigma_q = k_0 \cdot q \quad (\text{II.23})$$

La charge éventuelle d'exploitation : $q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ (jardin périphérique du bâtiment)

- ❖ **Contrainte totale** : elle calculée suivant l'expression II.24 :

$$\sigma_{tot} = \sigma_h(z) + \sigma_q \quad (\text{II.24})$$

b. Cas du radier général :

✚ Poids total du radier :

P_{rad} = Poids de la dalle + poids de la nervure (s'il y en a) + poids de remblai (T.V.O) + poids + Poids du voile périphérique. (II.25)

✚ Charge permanente apportée sur le radier G_{tot} :

$$G_{tot} = P_1 \text{ (Superstructure)} + P_2 \text{ (Infrastructure)} \quad (\text{II.26})$$

✚ Surcharges d'exploitation totales Q_{tot} :

$$Q_{tot} = Q_1 \text{ (Superstructure)} + Q_2 \text{ (Infrastructure)} \quad (\text{II.27})$$

Pour le cas de cette étude, la surcharge d'exploitation de la superstructure est celle d'un bureau, alors que pour l'infrastructure est celle d'un parking (voir le point 2.4.3.1.2 ci-haut).

II.4.3.2 Selon l'Eurocode 2 y compris annexe nationale française

Les valeurs des charges permanentes et d'exploitation se retrouvent dans l'Eurocode 1 (NF-1991-1-1).

- **Charges Permanentes**

Dans le cas des charges permanentes, nous reprendrons les valeurs des poids utilisées dans la norme française (BAEL). Les charges au niveau des autres constituants sont relativement les mêmes. Cela s'explique par le fait qu'il s'agit du poids propre de matériaux qui ne change pas quel que soit la norme.

- **Charges d'exploitation**

Pour le choix des charges d'exploitation, l'Eurocode 1 précise de définir la catégorie d'utilisation qui est la classe d'usage des pièces le constituant.

Le choix des catégories doit se faire avec l'aide du maître d'ouvrage.

Nous avons considéré la répartition des charges d'exploitation suivant le tableau II-3 :

Tableau II-3: Charges d'exploitations pour les catégories d'usages allant de A à I [10]

Nature du locaux	Catégories	Catégories de la surface	qk (KN/m ²)
Habitation	A	Planchers	1,5
		Escaliers	2,5
		Balcons	3,5
Bureaux	B	Bureaux	2,5
Lieux de réunion	C1	Espaces avec tables (école, café...)	2,5
	C2	Espaces avec sièges fixes	4
	C3	Espaces sans obstacles à la circulation des personnes	4
	C4	Espaces avec activités physiques	5
	C5	Espaces avec foules importantes	5
Commerce	D1	Commerce de détails	5
	D2	Grands magasins	5
Aires de stockage et industrielles	E1	Surfaces susceptibles de recevoir une accumulation de marchandises, y compris aires d'accès	7,5
	E2	Usage industriel	7,5
Circulation et stationnement	F	Véhicules légers	2,5
	G	Véhicules moyens	5
Toitures	H	Toitures inaccessibles	1
	I	Toitures accessibles pour les usages des catégories A à D	Selon l'usage

II.4.4 Combinaisons des charges à prendre en compte

Comme notre ouvrage est un bâtiment servant de bureau, catégorie B : Coefficient : $\psi_0 = 0.7$, $\psi_1 = 0.5$, $\psi_2 = 0.3$.

Voici ci-dessous les combinaisons y afférant :

II.4.4.1 Combinaisons à l'ELU

Le tableau II-4 présente les combinaisons fondamentales à l'ELU suivants les deux normes en intégrant les coefficients de pondération. Q_B est la charge d'exploitation pour un bâtiment d'usage de bureau. Elle est égale à 2,5KN/m².

Tableau II-4: Combinaisons fondamentales d'action pour un bâtiment bureau

BAEL	EUROCODE 2	
	Combinaison fondamentale	Combinaison accidentelle
$1,35G + 1,5Q_B$	$1,35G + 1,5Q_B$	-

II.4.4.2 Combinaisons à l'ELS

Le tableau II-5 présente les combinaisons à l'ELS suivants les deux normes en intégrant les coefficients de pondération.

Tableau II-5: Combinaisons d'action à l'ELS pour un bâtiment bureau

BAEL	EUROCODE 2		
	Combinaison caractéristique	Combinaison fréquente	Combinaison quasi-permanente
$G + Q_B$	$G = Q_B$	$G + Q_B + 0,3Q_B$	$G + 0,3 Q_B$

II.4.5 Autres hypothèses

En dehors de ceux qui précèdent, voici d'autres hypothèses importantes :

II.4.5.1 Pour le BAEL91mod99 :

➤ **Matériaux :**

- Béton C25 : $f_{c28} = 25,00$ (MPa) ; Poids volumique = 2500 (kg/m³)
- Plus de 50% des charges appliquées : après 90 jours
- Armature longitudinale : type HA 400 ; $f_e = 400,00$ (MPa). Utiliser localement.
- Armature transversale : type HA 400 ; $f_e = 400,00$ (MPa)

➤ Tenue au feu : forfaitaire

➤ Fissuration : peu préjudiciable pour la superstructure alors qu'elle sera considérée préjudiciable pour l'infrastructure.

➤ Milieu : non agressif

➤ Type de bâtiment : bureau ; coefficient : $\psi_0 = 0.77$, $\psi_1 = 0.65$, $\psi_2 = 0,4$

II.4.5.2 Pour l'Eurocode 2 y compris les annexes nationales françaises :

➤ **Type du bâtiment :**

- Classe de structure : S4 (pour 50 ans)
- Classe d'exposition : XC1 pour la superstructure alors qu'elle sera XC2 pour l'infrastructure
- Bâtiment catégorie B : bureau ; Coefficient : $\psi_0 = 0.7$, $\psi_1 = 0.5$, $\psi_2 = 0,3$.

➤ **Matériaux :**

- ✓ Béton C25/30 : $f_{c28} = 25,00$ (MPa) ; Poids volumique = 2500 (kg/m³)

- ✓ Classe du ciment: N
 - ✓ Armature longitudinale : type HA 400 ; fe = 400,00 (MPa)
 - ✓ Armature transversale : type HA 400 ; fe = 400,00 (MPa)
 - ✓ Classe de ductilité: B
 - ✓ Plus de 50% des charges appliquées : après 90 jours
- Tenue au feu : forfaitaire

II.5 Présentation du logiciel RSAP

Il est de plus en plus courant d'avoir recours à une modélisation numérique pour la conception, le calcul et la vérification des ouvrages de génie civil.

Pour cette étude, nous avons opté pour l'usage du logiciel robot structural analysis.

Le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis** est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Il a été conçu spécialement pour le BIM par la marque Autodesk dans l'objectif de rester compétitif dans l'économie mondiale en fournissant un service rapide et polyvalent. Le logiciel **Robot** permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure et aussi la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée (production des notes de calcul).

II.5.1 Caractéristiques principales du logiciel robot

Selon le manuel d'utilisation de ce logiciel, les principales caractéristiques de ce dernier permettent d'effectuer plusieurs tâches, à savoir [41] :

- Possibilité d'ouvrir et d'importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO).
- Présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.) ;
- Calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread) ;
- Effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure ;
- Composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

Le logiciel robot est fondé sur la méthode des éléments finis (M.E.F).

II.6 Présentation de la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis constitue un outil puissant pour atteindre les solutions approchées pour le calcul de la structure suivant les deux normes. Elle repose sur des bases théoriques complexes et utilise une mathématique de niveau assez élevé.

II.6.1 Concept de base la M.E.F

Cette méthode est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. Ils sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds [41].

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds.

La MEF joue un rôle important dans l'analyse des structures tridimensionnelles à parois mince, puisqu'elle seule est capable de nos jours de résoudre le problème d'une structure en toute généralité.

Dans le cas d'une structure, cette méthode permet finalement de déterminer de manière efficace les déplacements (flexion, cisaillement, torsion, etc.) des différents éléments structuraux, qui ensuite sont utilisés pour dimensionner les éléments structuraux suivants les différentes normes de calcul de structures.

Ainsi, pour analyser notre structure, nous avons préféré utiliser le logiciel RSAP afin de réduire les risques de commettre d'erreurs, rapidité et plus de précision.

II.7 Méthodologie de l'analyse économique

Après le dimensionnement et la vérification des conditions de résistance et d'exploitabilité, une étude économique (devis estimatif) du projet a été effectuée. Dans le cadre de ce travail, l'attention a été focalisée uniquement sur le coût de matériaux des éléments porteurs principaux (planchers, poutres, poteaux, voiles, fondation).

Pour réaliser l'étude économique, on a besoin des éléments suivantes :

- **Quantité de matériaux** : pour ce cas, le logiciel RSA fournit les quantités de différentes éléments calculés. Pour le béton en termes de volume et pour les aciers d'armatures en termes de poids(tonnage) et de densité. Il fournit également la surface de coffrage.
- **Les prix unitaires (PU)** : en principe l'on doit se référer au mercurial de prix fournit par l'autorité publique en collaboration avec les opérateurs économiques notamment la FEC (Fédération des Entreprises du Congo). Le mercurial de prix varie d'une région à une autre et peut varier dans le temps.

A défaut de l'absence du mercurial de prix actualisé pour notre région, nous nous sommes référés aux prix locaux actualisés.

Les résultats de ces études a permis de ressortir la norme la plus économique.

II.8 Conclusion partielle 2

Dans ce chapitre, nous avons présenté les données servant comme « *entrées ou inputs* » qui vont être introduites dans le logiciel pour produire « *des sorties ou outputs* » que nous allons présenter, interpréter et analyser dans le chapitre suivant.

Chapitre III. PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS

Ce chapitre présente les résultats obtenus après un calcul numérique avec le logiciel Robot Structural Analysis de ces éléments porteurs principaux (plancher, poutre isostatique, poteau, voile périphérique, fondation) selon les deux règlements que sont le **BAEL 91 modifiée 99** et l'**Eurocode 2** y compris l'annexe nationale française et les documents techniques y afférents. Et enfin la présentation des résultats de l'étude économique du projet.

Dans les tableaux comparatifs présentés dans les sections suivantes, une comparaison de résultats du BAEL (référence) par rapport à ceux de l'EC2 a été effectuée. Le signe << - >> dans la colonne de différence signifie que l'EC2 est défavorable et le signe << + >> signifie que l'EC2 est favorable par rapport au BAEL.

III.1 Superstructure

III.1.1 Résultats et analyse de calcul des planchers/dalles

Nous présentons les résultats obtenus suivant la norme BAEL 91 modifiée 99 et suivant la norme Eurocode 2.

III.1.1.1 Résultats du logiciel RSAP : BAEL 91 modifié 99

III.1.1.1.1 Moments et efforts maximaux

	Ax (+)	Ax (-)	Ay (+)	Ay (-)
ELS				
Mxx (kN*m/m)	23,68	23,68	23,68	13,72
Myy (kN*m/m)	14,25	14,25	14,25	14,13
Mxy (kN*m/m)	5,59	5,59	5,59	4,79
Nxx (kN/m)	-15,38	-15,38	-15,38	-215,28
Nyy (kN/m)	32,94	32,94	32,94	-229,54
Nxy (kN/m)	-9,02	-9,02	-9,02	-139,51
ELU				
Mxx (kN*m/m)	32,57	32,57	32,57	18,88
Myy (kN*m/m)	19,53	19,53	19,53	19,46
Mxy (kN*m/m)	7,72	7,72	7,72	6,60
Nxx (kN/m)	-20,71	-20,71	-20,71	-294,44
Nyy (kN/m)	45,80	45,80	45,80	-313,75
Nxy (kN/m)	-12,06	-12,06	-12,06	-190,70
Coordonnées (m)	7,35 ;5,46	7,35 ;5,46	7,35 ;5,46	0,00 ;0,00

Avec : Ax (+) : armatures de la nappe supérieur suivant l'axe X

Ax (-) : armatures de la nappe inférieur suivant l'axe X

Ay (+) : armatures de la nappe supérieur suivant l'axe y

Ay (-) : armatures de la nappe inférieur suivant l'axe y

Mxx : moment fléchissant max suivant l'axe de X

Myy : moment fléchissant max suivant l'axe de Y

Mxy : moment de torsion sur le plan de la dalle

Nxx : effort normal à l'axe X

Nyy : effort normal à l'axe Y

Nxy : effort de cisaillement

III.1.1.1.2 Flèche

$$|f(+)| = 0,0 \text{ (cm)} \leq f_{dop(+)} = 3,0 \text{ (cm)}$$

$$|f(-)| = 2,0 \text{ (cm)} \leq f_{dop(-)} = 3,0 \text{ (cm)}$$

III.1.1.1.3 Résultats théoriques - disposition des armatures

Zones de ferrailage

a. Ferrailage inférieur

Nom	coordonnées				Armatures adoptées ϕ [mm] / [cm]	At [cm ² /m]	Ar [cm ² /m]
	x1	y1	x2	y2			
1/1-(1/4-) Ax Principal	6,25	4,37	7,35	5,46	16,0 / 4,0	34,45 <	50,27
1/2-(1/4-) Ax Principal	0,00	-0,00	1,10	1,09	16,0 / 8,0	15,87 <	25,13
1/3-(1/4-) Ax Principal	0,00	4,37	1,10	5,46	16,0 / 8,0	21,73 <	25,13
1/4- Ax Principal	0,00	-0,00	7,35	5,46	16,0 / 24,0	5,47 <	8,38
1/5-(1/6-) Ay Perpendiculaire	0,00	-0,00	1,10	1,09	16,0 / 7,0	22,50 <	28,72
1/6- Ay Perpendiculaire	0,00	-0,00	7,35	5,46	16,0 / 21,0	7,80 <	9,57

b. Ferrailage supérieur

Nom	coordonnées				Armatures adoptées ϕ [mm] / [cm]	At [cm ² /m]	Ar [cm ² /m]
	X1	y1	x2	y2			
1/1+(1/10+) Ax Principal	0,00	4,37	1,10	5,46	16,0 / 4,0	37,66 <	50,27
1/2+(1/10+) Ax Principal	6,25	-0,00	7,35	1,09	16,0 / 4,0	29,84 <	50,27
1/3+(1/10+) Ax Principal	6,25	4,37	7,35	5,46	16,0 / 4,0	43,13 <	50,27
1/4+(1/10+) Ax Principal	0,00	-0,00	1,10	5,46	16,0 / 16,0	8,88 <	12,57
1/5+(1/10+) Ax Principal	6,25	-0,00	7,35	5,46	16,0 / 16,0	4,46 <	12,57
1/6+(1/10+) Ax Principal	1,10	-0,00	7,35	1,09	16,0 / 16,0	1,37 <	12,57
1/7+(1/10+) Ax Principal	1,10	2,18	2,21	5,46	16,0 / 16,0	2,63 <	12,57
1/8+(1/10+) Ax Principal	2,21	4,37	7,35	5,46	16,0 / 16,0	2,16 <	12,57
1/9+(1/10+) Ax Principal	5,15	1,09	7,35	2,18	16,0 / 16,0	0,62 <	12,57
1/10+ Ax Principal	5,15	3,28	7,35	4,37	16,0 / 16,0	0,91 <	12,57
1/11+(1/21+) Ay Perpendiculaire	0,00	4,37	1,10	5,46	16,0 / 4,0	33,71 <	50,27

1/12+(1/21+) Ay Perpendiculaire	6,25	-0,00	7,35	1,09	16,0 / 8,0	21,16 <	25,13
1/13+(1/21+) Ay Perpendiculaire	6,25	4,37	7,35	5,46	16,0 / 4,0	36,44 <	50,27
1/14+(1/21+) Ay Perpendiculaire	0,00	-0,00	1,10	1,09	16,0 / 8,0	14,15 <	25,13
1/15+(1/21+) Ay Perpendiculaire	0,00	4,37	7,35	5,46	16,0 / 8,0	13,86 <	25,13
1/16+(1/21+) Ay Perpendiculaire	0,00	-0,00	1,10	5,46	16,0 / 24,0	0,00 <	8,38
1/17+(1/21+) Ay Perpendiculaire	1,10	-0,00	7,35	1,09	16,0 / 24,0	3,12 <	8,38
1/18+(1/21+) Ay Perpendiculaire	1,10	2,18	2,21	5,46	16,0 / 24,0	0,00 <	8,38
1/19+(1/21+) Ay Perpendiculaire	5,15	1,09	7,35	2,18	16,0 / 24,0	3,29 <	8,38
1/20+(1/21+) Ay Perpendiculaire	5,15	3,28	7,35	4,37	16,0 / 24,0	3,46 <	8,38
1/21+ Ay Perpendiculaire	6,25	2,18	7,35	3,28	16,0 / 24,0	0,67 <	8,38

III.1.1.1.4 4. Quantitatif

- **Volume de Béton** = 6,02 (m³)
- Surface de Coffrage = 40,13 (m²)
- Périmètre de la dalle = 25,62 (m)
- Superficie des réservations = 0,00 (m²)
- **Acier HA 400**
- Poids total = 1579,78 (kg)
- Densité = 262,44 (kg/m³)
- Diamètre moyen = 16,0 (mm)
- Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Nombre:
16	1,29	99
16	1,63	40
16	1,64	117
16	2,27	14
16	2,29	14
16	2,34	4
16	2,72	4
16	5,40	50
16	7,29	36

III.1.1.2 Resultats du logiciel RSAP EC2

III.1.1.2.1 Moments et efforts maximaux

	Ax (+)	Ax (-)	Ay (+)	Ay (-)
ELS				
Mxx (kN*m/m)	23,68	-11,80	24,10	-11,24
Myy (kN*m/m)	14,25	-10,63	16,77	-12,03
Mxy (kN*m/m)	5,59	-0,02	-2,45	0,35
Nxx (kN/m)	-15,38	-12,21	2,70	-26,83
Nyy (kN/m)	32,94	-20,79	-37,37	-13,74
Nxy (kN/m)	-9,02	-23,09	-3,77	-21,97
ELU				
Mxx (kN*m/m)	32,57	-16,30	33,16	-15,52
Myy (kN*m/m)	19,53	-14,72	23,04	-16,64
Mxy (kN*m/m)	7,72	-0,03	-3,37	0,49
Nxx (kN/m)	-20,71	-16,61	3,78	-36,63
Nyy (kN/m)	45,80	-28,36	-50,99	-18,74
Nxy (kN/m)	-12,06	-31,55	-5,21	-30,00
Coordonnées (m)	7,35 ;5,46	3,15 ;3,28	0,00 ;5,46	3,15 ;2,18

III.1.1.2.2 Flèche

$|f (+)| = 0,0 \text{ (cm)} \leq f_{dop}(+) = 3,0 \text{ (cm)}$

$|f (-)| = 0,0 \text{ (cm)} \leq f_{dop}(-) = 3,0 \text{ (cm)}$

III.1.1.2.3 Fissuration

Lit supérieur

$a_x = 0,00 \text{ (mm)} \leq a_{dop} = 0,40 \text{ (mm)}$

$a_y = 0,00 \text{ (mm)} \leq a_{dop} = 0,40 \text{ (mm)}$

Lit inférieur

$a_x = 0,00 \text{ (mm)} \leq a_{dop} = 0,40 \text{ (mm)}$

$a_y = 0,00 \text{ (mm)} \leq a_{dop} = 0,40 \text{ (mm)}$

III.1.1.2.4 Résultats théoriques - disposition des armatures

Zones de ferrailage

a. Ferrailage inférieur

Nom	coordonnées				Armatures adoptées ϕ [mm] / [cm]	At [cm ² /m]	Ar [cm ² /m]
	x1	y1	x2	y2			
1/1- Ax Principal	0,00	-0,00	7,35	5,46	16,0 / 32,0	5,19 <	6,28
1/2- Ay Perpendiculaire	0,00	-0,00	7,35	5,46	16,0 / 34,0	5,72 <	5,91

b. Ferrailage supérieur

Nom	coordonnées				Armatures adoptées ϕ [mm] / [cm]	At [cm ² /m]	Ar [cm ² /m]
	x1	y1	x2	y2			
1/1+(1/9+) Ax Principal	0,00	4,37	1,10	5,46	16,0 / 6,0	21,82 <	33,51
1/2+(1/9+) Ax Principal	6,25	4,37	7,35	5,46	16,0 / 6,0	32,85 <	33,51
1/3+(1/9+) Ax Principal	0,00	-0,00	1,10	5,46	16,0 / 24,0	7,01 <	8,38
1/4+(1/9+) Ax Principal	1,10	2,18	2,21	5,46	16,0 / 24,0	4,52 <	8,38
1/5+(1/9+) Ax Principal	5,15	3,28	7,35	5,46	16,0 / 24,0	4,52 <	8,38
1/6+(1/9+) Ax Principal	6,25	-0,00	7,35	3,28	16,0 / 24,0	8,16 <	8,38
1/7+(1/9+) Ax Principal	1,10	-0,00	7,35	1,09	16,0 / 24,0	0,63 <	8,38
1/8+(1/9+) Ax Principal	2,21	4,37	7,35	5,46	16,0 / 24,0	0,00 <	8,38
1/9+ Ax Principal	5,15	1,09	7,35	2,18	16,0 / 24,0	0,63 <	8,38
1/10+(1/16+) Ay Perpendiculaire	0,00	4,37	7,35	5,46	16,0 / 20,0	9,57 <	10,05
1/11+(1/16+) Ay Perpendiculaire	0,00	-0,00	1,10	5,46	16,0 / 20,0	4,52 <	10,05
1/12+(1/16+) Ay Perpendiculaire	1,10	-0,00	7,35	1,09	16,0 / 20,0	7,14 <	10,05
1/13+(1/16+) Ay Perpendiculaire	6,25	1,09	7,35	4,37	16,0 / 20,0	4,52 <	10,05
1/14+(1/16+) Ay Perpendiculaire	1,10	2,18	2,21	5,46	16,0 / 20,0	0,00 <	10,05
1/15+(1/16+) Ay Perpendiculaire	5,15	1,09	7,35	2,18	16,0 / 20,0	0,26 <	10,05
1/16+ Ay Perpendiculaire	5,15	3,28	7,35	4,37	16,0 / 20,0	0,00 <	10,05

III.1.1.2.5 4. Quantitatif

- **Volume de Béton** = 6,02 (m³)
- Surface de Coffrage = 40,13 (m²)
- Périmètre de la dalle = 25,62 (m)
- Superficie des réservations = 0,00 (m²)
- **Acier HA 400**
- Poids total = 932,81 (kg)
- Densité = 154,96 (kg/m³)
- Diamètre moyen = 16,0 (mm)
- Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Nombre :
16	1,39	15
16	1,80	15
16	1,81	37
16	2,57	19
16	5,40	44
16	7,29	26

Le tableau III.-1, recapitule les éléments importants des résultats pour les deux normes.

Tableau III-1: Récapitulation des résultats de calcul de plancher suivant le BEAL91 modifié 99 et EC2

		EC2			BAEL		Différence (%)	
Épaisseur(cm)		15			15		-	
Ferrailage	Nappe Inférieur (Cm ² /m)	Selon X	6,28		8,38		+ 25	
		Selon Y	5,91		9,57		+ 38,24	
	Nappe Supérieur (Cm ² /m)	Selon X	8,38		12,57		+ 33,33	
		Selon Y	10,05		8,38		-19,92	
	Dispositions de barres	Espacement		φ	Espacement		φ	-
		Nappe inf./x	32	16	21	16	+8cm	
		Nappe inf./y	34	16	24	16	+13cm	
		Nappe sup./x	24	16	16	16	+8	
Nappe inf./y		20	16	24	16	-4		

□ Interprétation de résultats

Pour les dalles portant dans deux directions, on retiendra que :

- Pour ce qui est du moment fléchissant, nous constatons qu'il est élevé à l'EC2. Le BAEL est favorable avec un écart d'environ 18%. Cela se justifie par le fait que la portée de calcul (portée effective) est élevée à l'EC2, elle se calcule entre axe d'appuis alors que, pour le BAEL, elle se calcule entre nu d'appuis.
- Pour ce qui est de calcul d'armatures, dans les mêmes conditions de chargement, l'EC2 est plus favorable que le BAEL. Cela représente un écart d'environ 22,79% pour les armatures longitudinales.

Par ce qui précède, nous pouvons affirmer que, techniquement pour un dimensionnement statique, l'EC2 est favorable par rapport au BAEL pour le calcul d'une dalle pleine portant dans deux sens.

III.1.2 Résultats et analyse de calcul de la poutre la plus chargée

Nous présentons les résultats obtenus suivant la norme BAEL 91 modifié 99 et suivant la norme Eurocode 2.

III.1.2.1 Resultats du logiciel RSAP BAEL

III.1.2.1.1 Sollicitations

a. Sollicitations ELU

Désignation	Mtmax.	Mtmin.	Mg	Md	Vg	Vd
	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN)	(kN)
P1	44,77	-10,29	44,77	19,00	-174,14	73,27

Avec :

Mtmax : moment en travée max

Mtmin : moment en travée min

Mg : moment gauche

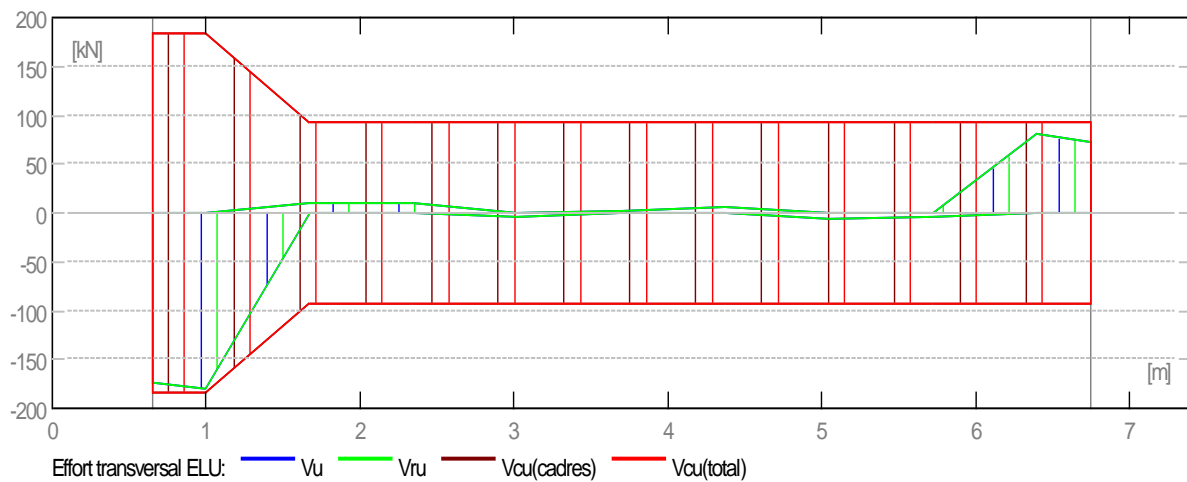
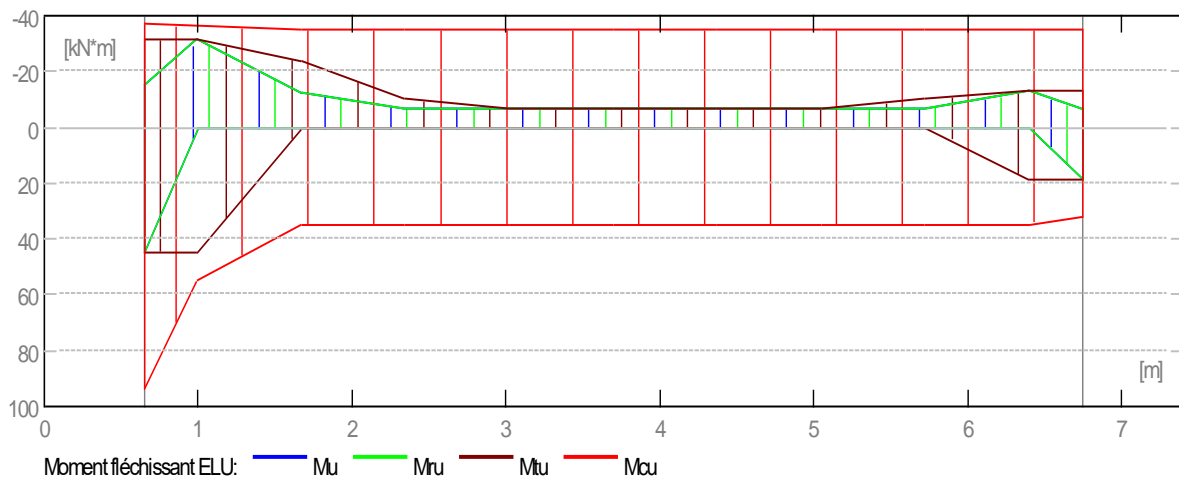
Md : moment droite

Vg : effort tranchant gauche

Vd : effort tranchant droite

☐ Diagrammes de l'évolution du moment et effort tranchant en fonction de la portée

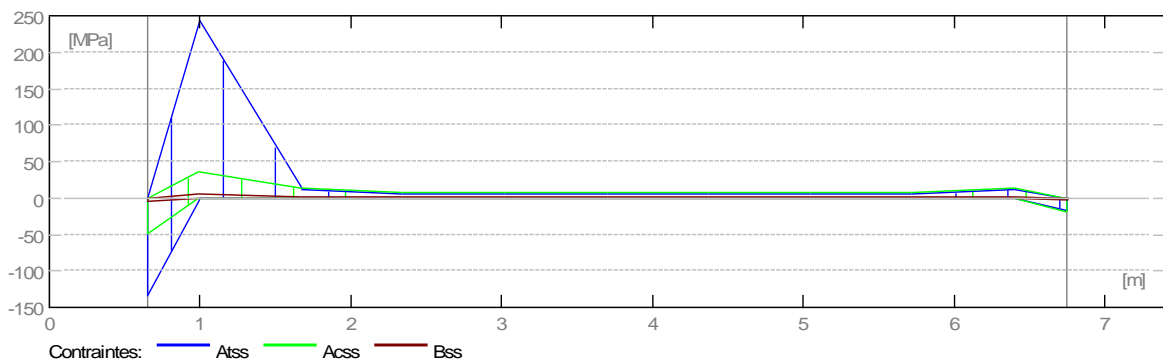
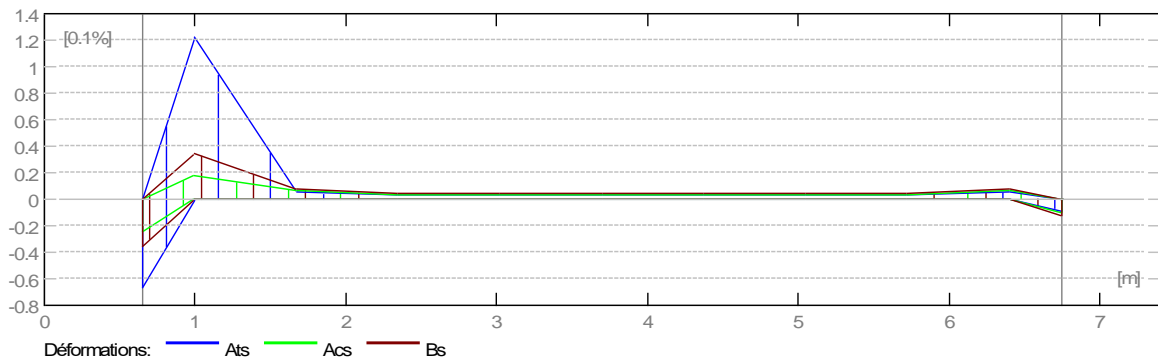
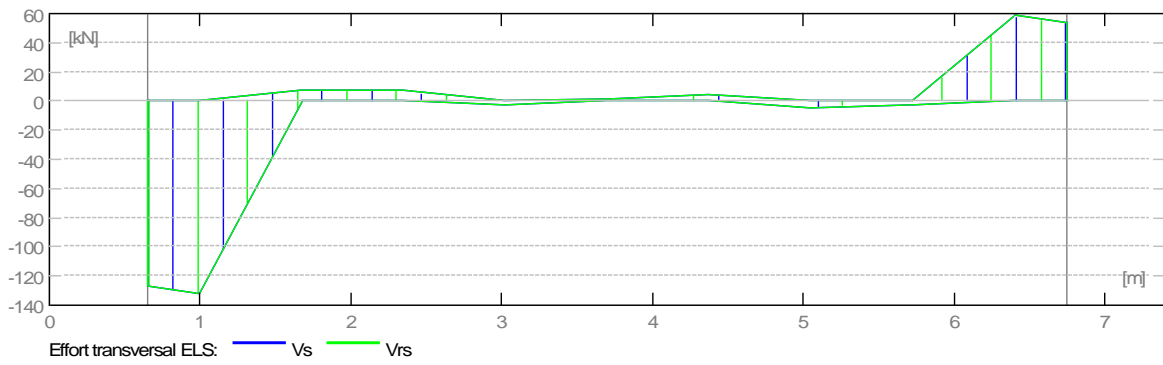
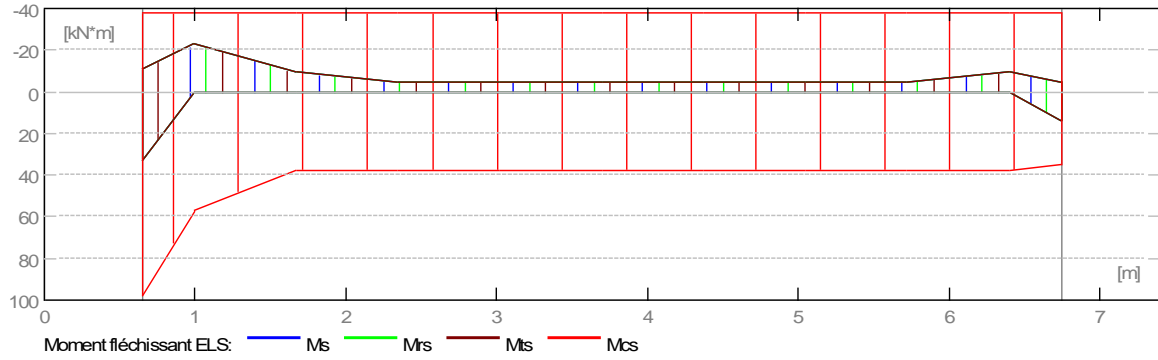
P1 : Travée de 0,65 à 6,75 (m)



b. Sollicitations ELS

Désignation	Mtmax.	Mtmin.	Mg	Md	Vg	Vd
	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN)	(kN)
P1	32,73	-4,91	32,73	13,94	-127,26	53,76

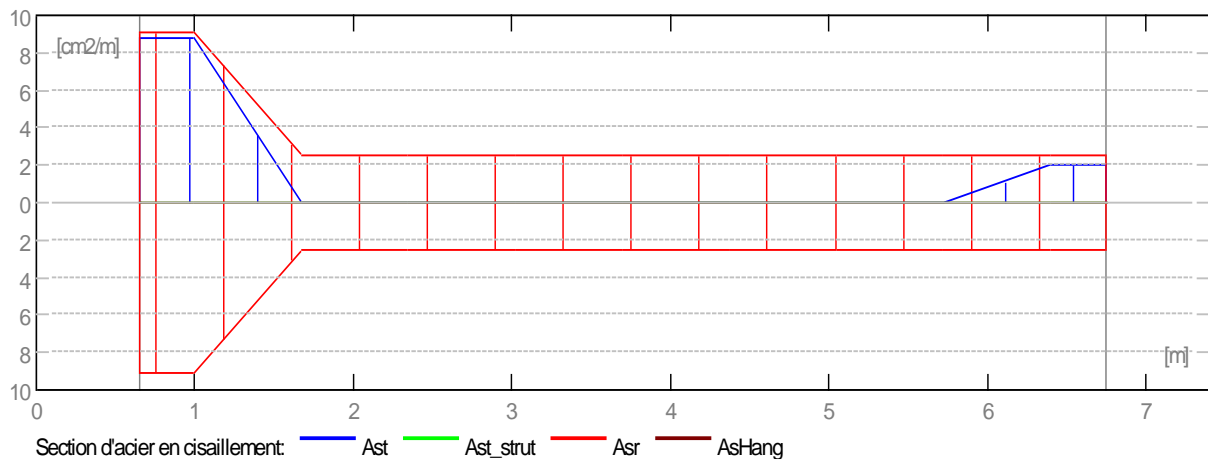
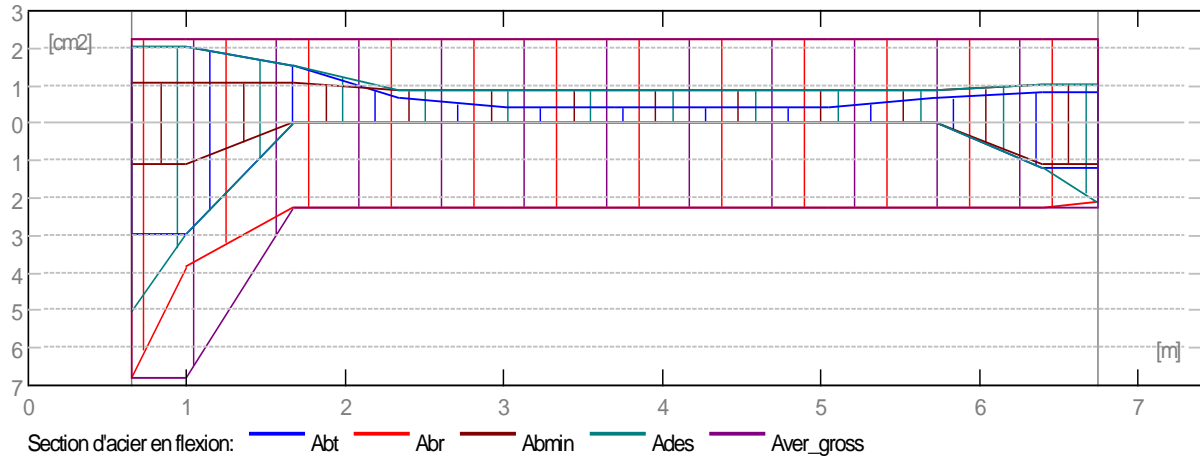
□ Diagrammes



III.1.2.1.2 Sections Théoriques d'Acier

Désignation	Travée (cm ²)		Appui gauche (cm ²)		Appui droit (cm ²)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	2,98	0,00	2,98	2,06	1,22	0,83

□ Diagrammes



III.1.2.1.3 Flèches

Fgi - flèche due aux charges permanentes totales

Fgv - flèche de longue durée due aux charges permanentes

Fji - flèche due aux charges permanentes à la pose des cloisons

Fpi - flèche due aux charges permanentes et d'exploitation

DFt - part de la flèche totale comparable à la flèche admissible

Fadm - flèche admissible

Travée	Fgi	Fgv	Fji	Fpi	DFt	Fadm
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
P1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1,2

III.1.2.1.4 Ferrailage :

P1 : Travée de 0,65 à 6,75 (m)

a. Armature longitudinale:

- Aciers inférieurs

2	HA 40012	1 = 6,92 de 0,23 à 7,14
2	HA 40012	1 = 1,06 de 0,23 à 1,29
2	HA 40012	1 = 0,85 de 0,23 à 1,08
- Chapeaux

2	HA 40012	1 = 6,95 de 0,23 à 7,17
---	----------	-------------------------

b. Armature transversale:

21	HA 4008	1 = 1,32
----	---------	----------

$e = 1*0,02 + 8*0,11 + 12*0,40$ (m)

III.1.2.1.5 Quantitatif:**a. Béton**

- Volume de Béton = 0,74 (m3)
- Surface de Coffrage = 8,82 (m2)

b. Acier HA 400

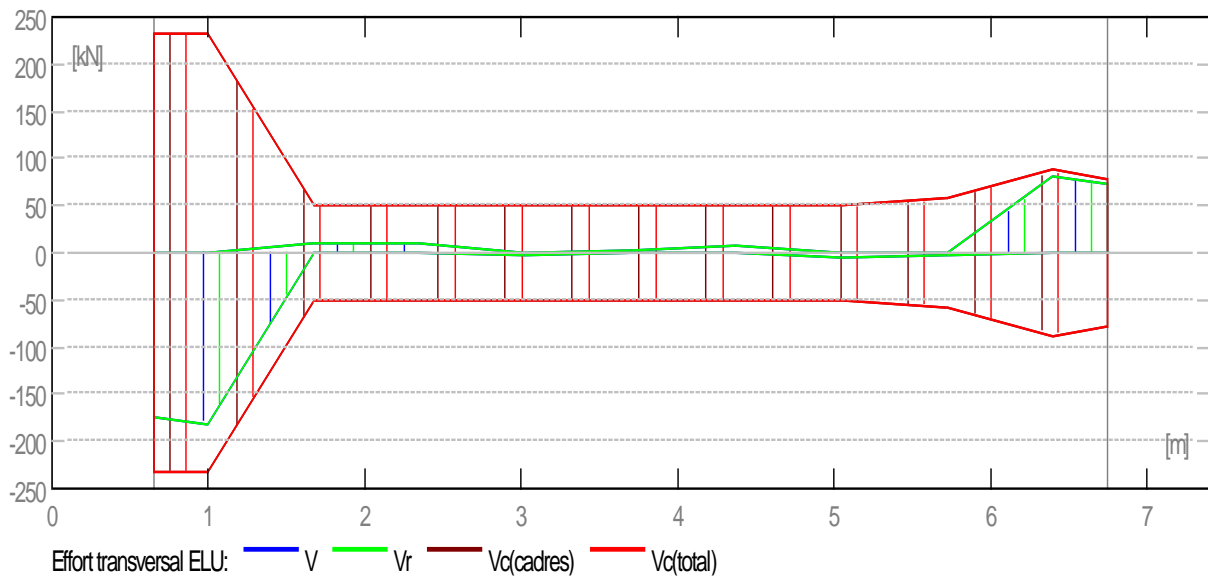
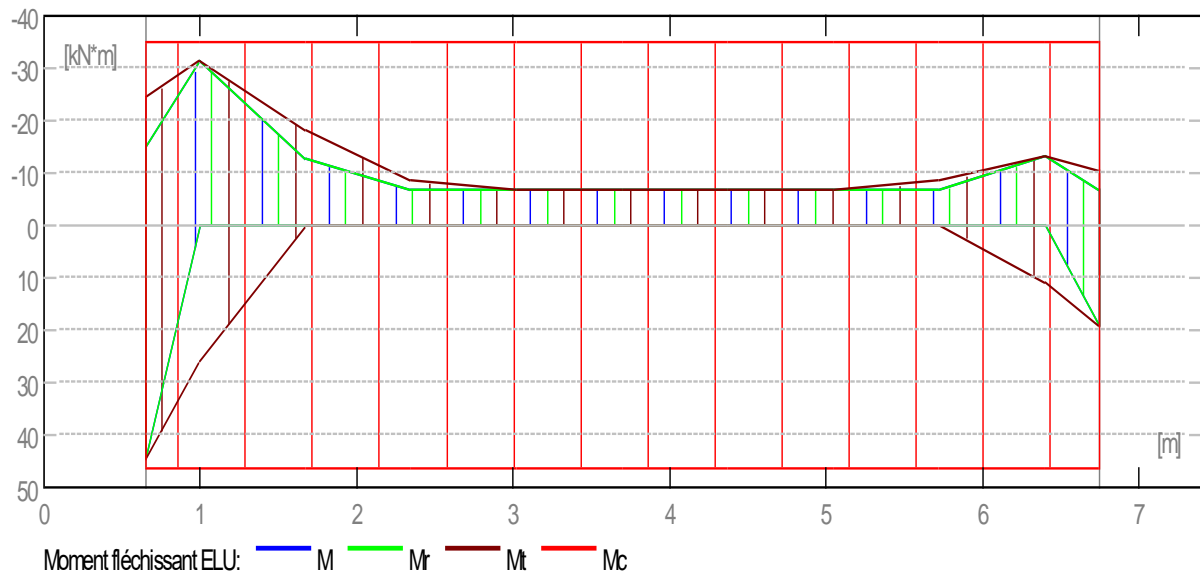
- Poids total = 38,93 (kg)
- Densité = 52,61 (kG/m3)
- Diamètre moyen = 10,1 (mm)
- Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur	Poids
	(m)	(kg)
8	27,62	10,90
12	31,56	28,03

III.1.2.2 Resultats du logiciel RSAP : Eurocode 2**III.1.2.2.1 Sollicitations ELU****a. Sollicitations ELU**

Travée	Mt max.	Mt min.	Mg	Md	Qg	Qd
	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN)	(kN)
P1	44,77	-8,52	44,77	19,00	-174,14	73,27

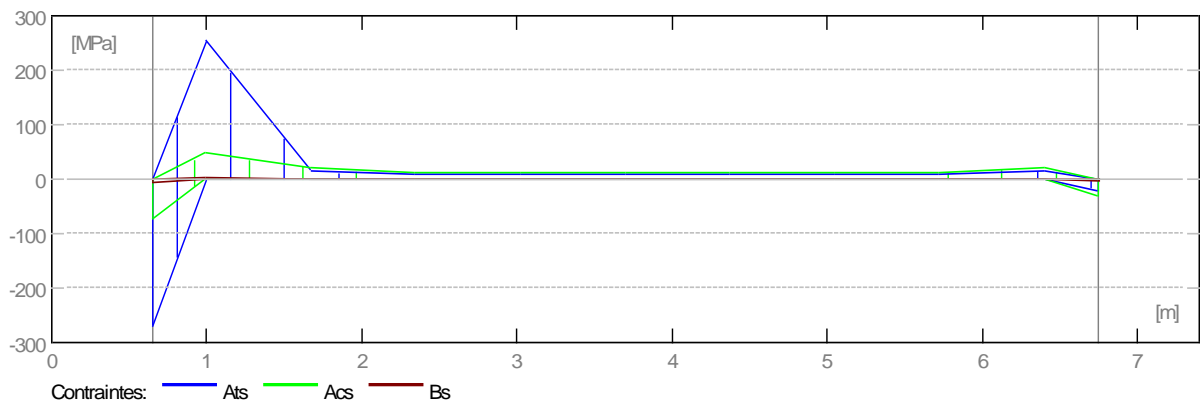
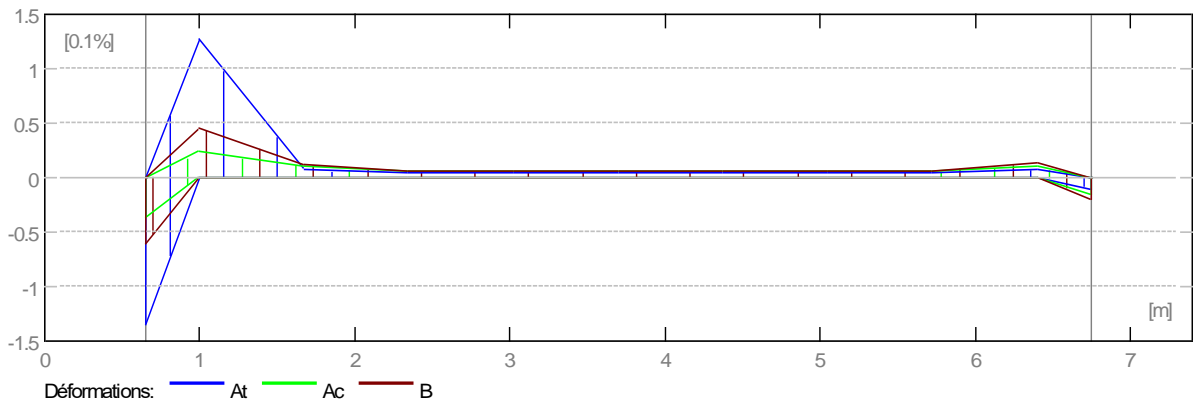
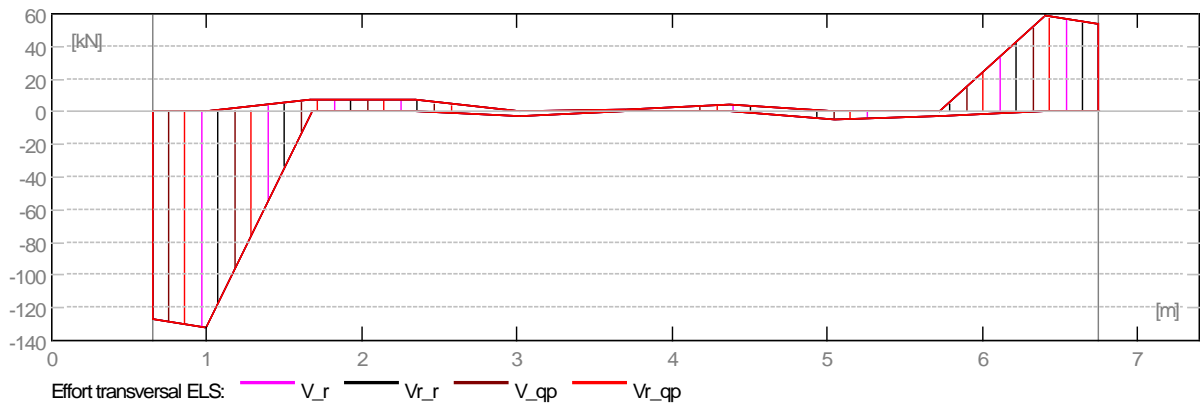
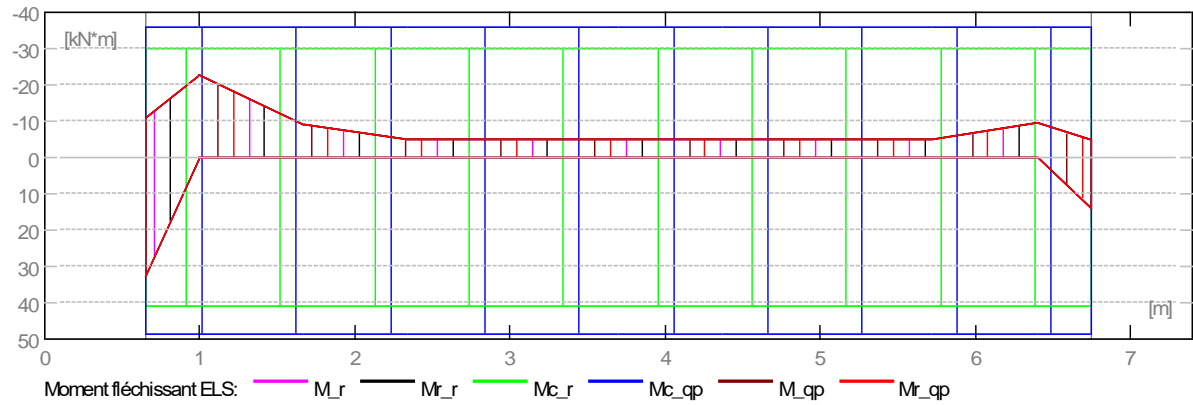
□ Diagrammes



b. Sollicitations ELS

Travée	Mt max. (kN*m)	Mt min. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Qg (kN)	Qd (kN)
P1	32,73	-4,91	32,73	13,94	-127,26	53,76

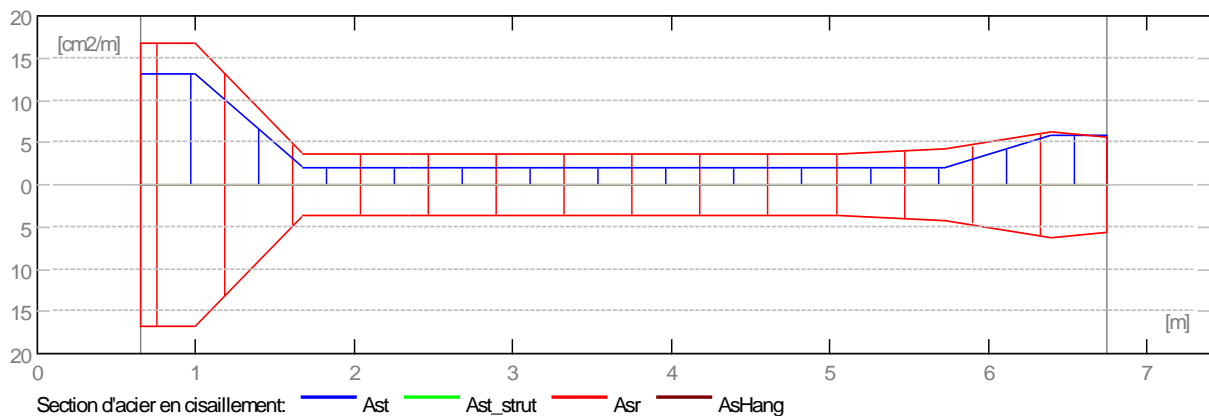
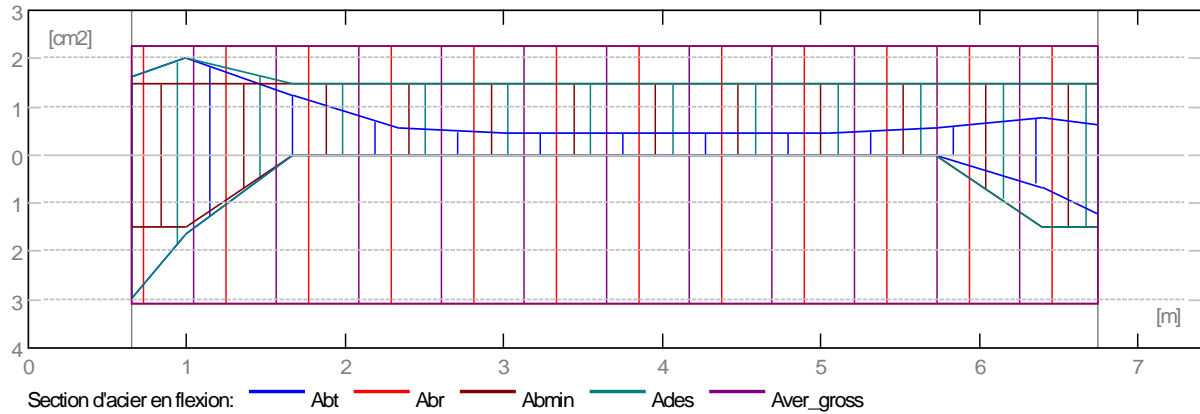
☐ Diagrammes



III.1.2.2.2 Sections Théoriques d'Acier

Travée	Travée (cm ²)		Appui gauche (cm ²)		Appui droit (cm ²)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	2,99	0,00	2,99	1,61	1,20	0,65

□ Diagrammes



III.1.2.2.3 Flèche et fissuration

$w_t(QP)$: totale due à la combinaison quasi-permanente.

$w_t(QP)dop$: admissible due à la combinaison quasi-permanente.

$Dwt(QP)$: incrément des flèches dû aux charges de la combinaison quasi-permanente après l'érection de la structure.

$Dwt(QP)dop$: incrément admissible des flèches dû aux charges de la combinaison quasi-permanente après l'érection de la structure.

w_k : largeur de la fissure perpendiculaire

Travée	$w_t(QP)$	$w_t(QP)dop$	$Dwt(QP)$	$Dwt(QP)dop$	w_k
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(mm)
P1	0,0	2,7	0,0	1,4	0,3

III.1.2.2.4 Ferrailage :

P1 : Travée de 0,65 à 6,75 (m)

a. Armature longitudinale :

- Aciers inférieurs (HA 400)
2 f14 l = 7,00 de 0,20 à 7,20
- Chapeaux (HA 400)
2 f12 l = 7,10 de 0,20 à 7,30

b. Armature transversale :

- Aciers principaux (HA 400)
Cadres 31 f8 l = 1,24

$$e = 7*0,06 + 5*0,12 + 14*0,28 + 3*0,24 + 1*0,16 + 1*0,18 \text{ (m)}$$

III.1.2.2.5 Quantitatif

❖ Béton

- Volume de Béton = 0,74 (m³)
- Surface de Coffrage = 8,82 (m²)

❖ Acier HA 400

- Poids total = 44,65 (kG)
- Densité = 60,34 (kG/m³)
- Diamètre moyen = 10,1 (mm)
- Liste par diamètres :

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Poids (kG)	Quantité (pièces)	Poids total (kG)
8	1,24	0,49	31	15,11
12	7,10	6,31	2	12,61
14	7,00	8,46	2	16,93

Dans le tableau III-2, nous présentons la comparaison des résultats de calcul de la poutre la plus chargée suivant les 2 normes.

Tableau III-2: Comparaison de résultats de calcul de la poutre suivant le BAEL 91 modifié 99 et l'Eurocode 2 à l'ELU.

		EUROCODE 2	BAEL91mod99	Diff. (%)
Dimensions(cm²)		20 x 50	20 x 50	-
Moments (KNm)	MELU ou MED	44,77	44,77	-
	MELS	32,73	32,73	-
Armatures longitudinales à l'ELU	Diagramme Acier	À palier horizontal	Elasto-plastique parfait	-
	Diagramme béton	Rectangulaire simplifié	Rectangulaire simplifié	-
	As (cm²)	2,99	2,98	-0,33

Efforts tranchants	Vrd ou τ_{du}	-180,76	-180,76	-
	Armatures transv.	31 HA 8	21 HA 8	-32,2
Flèches(cm)	Flèche admissible	1,4	1,2	+ 14,28

❑ Interprétation de resultats

Nous remarquons que :

- Comme pour la dalle, les définitions de la portée de calcul sont différentes. Elle est moins favorable pour l'Eurocode 2 ;
- Les sections d'armatures déterminées sont relativement proches avec un écart maximal entre le BAEL et l'Eurocode 2 de moins de 1%, le BAEL est très légèrement plus favorable. Cela s'explique par le fait que les méthodes de calcul sont pratiquement les mêmes et que nous avons considéré les mêmes types de diagrammes contraintes - déformations de matériaux pour les deux normes (palier horizontal ou élasto-plastique pour l'acier et rectangulaire simplifié pour le béton).
- Au niveau des armatures d'effort tranchant, les sections d'armatures sont équivalentes avec 31HA8 cm² pour l'EC2 et 21HA8 cm² pour le BAEL (BAEL plus favorable que l'EC2 avec un écart de 32,2%).
- Pour ce qui est de la flèche admissible, l'EC2 est plus favorable que le BAEL avec un écart de 14,28%.

III.1.3 Résultats de calcul des poteaux

Nous présentons les resultats obtenus suivant la norme BAEL 91 modifié 99 et suivant la norme Eurocode 2.

III.1.3.1 Resultats du logiciel RSAP : BAEL

III.1.3.1.1 Chargements

Cas	Nature	Groupe	N (KN)
ELU	de calcul (poids propre)	17	6562,52

III.1.3.1.2 Résultats théoriques

a. Analyse de l'Elancement

	Lu (m)	K	λ
Direction Y :	3,00	1,00	15,99

b. Analyse détaillée

$$\lambda = \max(\lambda_y ; \lambda_z)$$

$$\lambda = 15,99$$

$$\lambda < 50$$

$$\alpha = 0,85/(1+0,2*(\lambda/35)^2) = 0,82$$

$$Br = 0,40 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A = 24,13 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$N_{lim} = \alpha [Br * f_{c28} / (0,9 * \gamma_b) + A * f_{e} / \gamma_s] = 6681,97 \text{ (kN)}$$

c. Ferrailage :

Coefficients de sécurité

$$\text{Global (Rd/Sd)} = 0,99$$

$$\text{Section d'acier réelle } A = 24,13 \text{ (cm}^2\text{)}$$

III.1.3.1.3 Ferrailage :

a. Barres principales :

- 12 HA 40016 $l = 3,07 \text{ (m)}$

b. Armature transversale :

- 12 Cad HA 4006 $l = 2,48 \text{ (m)}$
 $e = 3 * 0,23 + 9 * 0,24 \text{ (m)}$
- 48 Ep HA 4006 $l = 0,71 \text{ (m)}$
 $e = 3 * 0,23 + 9 * 0,24 \text{ (m)}$

III.1.3.1.4 Quantitatif :

❖ Béton

- Volume de Béton = 1,10 (m³)
- Surface de Coffrage = 6,76 (m²)

❖ Acier HA 400

- Poids total = 72,34 (kG)
- Densité = 65,85 (kG/m³)
- Diamètre moyen = 9,7 (mm)
- Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur	Poids
	(m)	(kG)
6	63,84	14,17
16	36,84	58,17

III.1.3.2 Resultats du logiciel RSAP : EC2

III.1.3.2.1 Chargements:

Cas	Nature	Groupe	γ_f	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
ELU	de calcul (poids propre)	17	1,00	6804,50	-9,34	0,78	71,77	-17,02
ELS	cal.ELS()	17	1,00	4970,58	-6,80	0,57	52,26	-12,31
QPRM	cal.ELS(QPR)	17	1,00	4530,94	-6,04	0,56	46,54	-10,44

Avec: γ_f - coefficient partiel

N : effort normal

M(s) : moment suivant l'axe Y du nœud supérieur du poteau

M(i) : moment suivant l'axe Y du nœud inférieur du poteau

M(s) : moment suivant l'axe Z du nœud supérieur du poteau

M(i) : moment suivant l'axe Z du nœud inférieur du poteau

Notons que dans le logiciel RSAP, l'axe Y et Z forment le plan du système, alors que l'axe X constitue la profondeur du système différemment à d'autres systèmes habituels.

III.1.3.2.2 Résultats des calculs :

Coefficients de sécurité $R_d/E_d = 1,03 > 1.0$

a. Analyse ELU

- Combinaison défavorable : ELU (A)
- Type de combinaison : ELU
- Efforts sectionnels :

$$N_{sd} = 6804,50 \text{ (kN)} \quad M_{sdy} = -9,34 \text{ (kN*m)} \quad M_{sdz} = 71,77 \text{ (kN*m)}$$

a. Efforts de dimensionnement :

Nœud supérieur :

$$N = 6804,50 \text{ (kN)} \quad N^*_{etotz} = -9,34 \text{ (kN*m)} \quad N^*_{etoty} = 207,86 \text{ (kN*m)}$$

Excentrement:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
initial	e0:	-0,1 (cm)	1,1 (cm)
imperfection	ei:	0,0 (cm)	2,0 (cm)
I genre (e0 + ei)	e0Ed:	-0,1 (cm)	3,1 (cm)
II genre	e2 :	0,0 (cm)	0,0 (cm)
Total	eEd:	-0,1 (cm)	3,1 (cm)

b. Analyse détaillée-Direction Y :

b. Analyse de l'Elancement

Structure sans possibilité de translation

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
3,00	3,00	15,99	8,75	Poteau élancé

c. Analyse de flambement

$$MA = -9,34 \text{ (kN*m)} \quad MB = 0,78 \text{ (kN*m)}$$

Cas : section à l'extrémité du poteau (nœud supérieur), négliger l'influence de l'élançement

$$M0 = -9,34 \text{ (kN*m)}$$

$$ea = 0,0 \text{ (cm)}$$

$$Ma = N*ea = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

$$MEd = M0Ed + Ma = -9,34 \text{ (kN*m)}$$

c. Analyse détaillée-Direction Z:

$$MA = 71,77 \text{ (kN*m)} \quad MB = -17,02 \text{ (kN*m)}$$

Cas : section à l'extrémité du poteau (nœud supérieur), négliger l'influence de l'élançement

$$M0 = 71,77 \text{ (kN*m)}$$

$$ea = \theta_1 * l_0 / 2 = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$\theta_1 = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m = 0,01$$

$$\theta_0 = 0,01$$

$$\alpha_h = 1,00$$

$$\alpha_m = (0,5(1+1/m))^{0.5} = 1,00$$

$$m = 1,00$$

$$Ma = N*ea = 136,09 \text{ (kN*m)}$$

$$MEd = M0Ed + Ma = 207,86 \text{ (kN*m)}$$

d. Ferrailage :

section d'acier réelle

$$Asr = 20,11 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Ratio acier/béton:

$$\rho = 0,48 \%$$

III.1.3.2.3 Ferrailage :

❖ Barres principales (HA 400) :

- 10 $\phi 16$ $l = 3,06 \text{ (m)}$

❖ Armature transversale : (HA 400) :

Cadres : 13 $\phi 6$ $l = 2,40 \text{ (m)}$

Epingles 39 $\phi 6$ $l = 0,76 \text{ (m)}$

III.1.3.2.4 Quantitatif :

❖ Béton

- Volume de Béton = 1,10 (m³)
- Surface de Coffrage = 6,76 (m²)

❖ Acier HA 400

- Poids total = 61,83 (kg)
- Densité = 56,29 (kg/m³)
- Diamètre moyen = 9,3 (mm)

❖ **Spécification des armatures :**

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)	Quantité (pièces)	Poids total (kG)
6	0,76	0,17	39	6,60
6	2,40	0,53	13	6,92
16	3,06	4,83	10	48,31

Dans le tableau III-3 nous présentons les résultats obtenus en appliquant les prescriptions des deux normes sur le calcul d'un poteau. La particularité se situe sur les résultats de l'EC2 où nous présentons les résultats obtenu en appliquant deux méthodes de vérification de l'élançement du poteau proposées par la norme EC2 : méthode basée sur la raideur nominale et la méthode basée sur la courbure maximale.

Tableau III-3: Comparaison de résultats de calcul du poteau le plus chargé suivant le BAEL 91 modifié 99 et EC2

Méthodes d'analyse	EUROCODE 2		BAEL91mod99	Différences %
	Méthode basée sur la raideur nominale	Méthode basée sur la courbure maximale		
Dimensions (Cm ²)	65 x 65	65 x 65	65 x 65	-
Longueur de Flambement(m)	3	3	3	-
Elancement	15,99	15,99	15,99	-
Elancement limite	8,75	8,75	70	
Section d'armatures Définitives(cm ²)	20,11	20,11	24,13	+ 16,66

III.1.3.3 Interprétation des résultats

Nous remarquons que :

- Les méthodes de calcul sont différentes pour ce qui concerne la vérification de l'élançement du poteau. Pour le BAEL, l'élançement limite est pris pour une valeur forfaitaire égale à 70. Alors que pour l'EC2, il doit être calculé suivant la formule I.58. Pour l'EC2, nous avons effectué la vérification du flambement du poteau suivant deux méthodes : Raideur nominale et courbure maximale. Les résultats de ces deux méthodes que propose l'EC2 sont identiques.

- Pour ce qui du calcul de section d'armatures, l'EC2 est nettement plus favorable que le BAEL ; cela représente une diminution de 16,66% d'armatures.

III.2 Infrastructure

Dans cette partie nous présentons les résultats pour le plus grand voile périphérique pour aussi le radier général. Tous ces deux éléments constituent l'infrastructure du bâtiment.

III.2.1 Résultats de calcul des voiles périphériques

Nous présentons les résultats obtenus suivant la norme BAEL 91 modifié 99 et suivant la norme Eurocode 2.

III.2.1.1 Résultats du logiciel RSAP BAEL 91 mod 99

III.2.1.1.1 Résultats théoriques - détaillés :

a. Combinaisons

Sollicitations ELU

$$\text{ELU.1 - ELU/ 1.35 G +1.5 Q}$$

b. Longueur de flambement

$$L_f = 2,55 \text{ (m)}$$

$$L_{f_rnf} = 2,40 \text{ (m)}$$

$$L_f = 2,55 \text{ (m)}$$

$$L_{f_rnf} = 2,40 \text{ (m)}$$

c. Elancement

$$\lambda = 44,17$$

$$\lambda_{rnf} = 41,57$$

d. Coefficient α

$$\alpha/\alpha_1 = 1,1 \quad (\text{Age du béton au chargement :28})$$

$$\alpha = 0,41$$

$$\alpha_{rnf} = 0,60$$

e. Résistance du voile non armé

$$\sigma_{ulim} = 6,87 \text{ (MPa)}$$

f. Voile non armé

Combinaison dimensionnante: ELU 1

$$\sigma_{max} < \sigma_{ulim} \Rightarrow \text{Voile non armé}$$

$$3,99 < 6,87 \text{ (MPa)}$$

g. Armatures de bord

- Bord gauche

- Raidisseur en flexion composé

$$A_f L = 4,52 \text{ (cm}^2\text{)}$$

- Potelets minimaux

□ Largeur: d' :

$$d' = 0,20 \text{ (m)}$$

- **Bord droit**

- Raidisseur en flexion composé

$$A_f R = 4,52 \text{ (cm}^2\text{)}$$

- Potelets minimaux

□ Largeur: d' :

$$d' = 0,20 \text{ (m)}$$

h. Cisaillement (BAEL91 A5.1,23)

Armatures horizontales

Combinaison dimensionnante-ELU: ELU 1

$$V_u = 58,39 \text{ (kN)}$$

$$\tau = 0,05 \text{ (MPa)}$$

$$A_h = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

III.2.1.1.2 Ferrailage:

a. Armatures verticales:

Zone

X0	X1	Nombre:	Acier	Diamètre	Longueur	Espacement
(m)	(m)			(mm)	(m)	(m)
0,00	3,36	26	HA 400	12,0	3,39	0,25
3,38	6,74	26	HA 400	12,0	3,39	0,25

X0 - Début de la zone

X1 - Fin de la zone

b. Armatures horizontales:

Type	Nombre:	Acier	Diamètre	A	B	C	Espacement	Forme
			(mm)	(m)	(m)	(m)	(m)	
droit	24	HA 400	12,0	6,69	0,00	0,00	0,25	00

c. Epingles:

Nombre:	Acier	Diamètre	A	B	C	Forme
		(mm)	(m)	(m)	(m)	
288	HA 400	6,0	0,19	0,00	0,00	00

d. Armature de bord (Af):

	Nombre:	Acier	Diamètre	A	B	C	Forme
		(mm)	(m)	(m)	(m)		
Armatures longitudinales - gauche	4	HA 400	12,0	0,00	0,00	0,00	
Armatures longitudinales - droite	4	HA 400	12,0	0,00	0,00	0,00	
Armature transversale - gauche	12	HA 400	6,0	0,18	0,20	0,18	31
Armature transversale - droite	12	HA 400	6,0	0,18	0,20	0,18	31

III.2.1.1.3 Quantitatif**❖ Béton**

- Volume de Béton = 4,05 (m³)
- Surface de Coffrage = 41,70 (m²)

❖ Acier HA 400

- Poids total = 335,82 (kG)
- Densité = 82,92 (kG/m³)
- Diamètre moyen = 10,6 (mm)

❖ Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur	Poids
	(m)	(kG)
6	109,52	24,32
12	350,74	311,50

III.2.1.2 Resultats du logiciel RSAP : Eurocode 2**III.2.1.2.1 Résultats théoriques - détaillés :****a) Combinaisons**

ELU

ELU.1 - ELU/ 1.35 G +1.5 Q

b) Longueur de flambement

$$L_0 = \beta * L_w$$

$$L_0 = 2,55 \text{ (m)}$$

c) Elancement

$$\lambda = L_0 / i$$

$$\lambda = 44,17$$

d) Coefficient Φ

$$\Phi = \min(1,14 * (1 - 2 * e_i / h_w) - 0,02 * l_0 / h_w, (1 - 2 * e_i / h_w))$$

$$\Phi = 0,66$$

e) **Résistance du voile non armé**

$$\sigma_{ulim} = 8,76 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{moy} = 2,06 \text{ (MPa)}$$

- Combinaison dimensionnante: ELU 1

$$\sigma_{band,moy} = 3,57 \text{ (MPa)}$$

$$L_{band} = 1,50 \text{ (m)}$$

- Combinaison dimensionnante: ELU 1

$$f_{c,d} = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_{cp} = 0,00 \text{ (MPa)}$$

f) **Armatures réparties**

- Combinaison dimensionnante: ELU 1

$$N_{umax} = 2779,37 \text{ (kN)}$$

$$\sigma_{umax} = 2,06 \text{ (MPa)}$$

$$N_{ulim} = 11826,00 \text{ (kN)}$$

$$\sigma_{ulim} = 8,76 \text{ (MPa)}$$

$$N_{umax} < N_{ulim} \Rightarrow \text{Voile non armé}$$

$$2779,37 \text{ (kN)} < 11826,00 \text{ (kN)}$$

g) **Armatures de bord**

- **Bord gauche**

- Raidisseur en flexion composé

$$A_f L = 3,14 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Combinaison dimensionnante: ELU 1

- Potelets minimaux

Largeur: d':

$$d' = 0,20 \text{ (m)}$$

- **Bord droit**

- Raidisseur en flexion composé

$$A_f R = 3,14 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Combinaison dimensionnante: ELU 1

- Potelets minimaux

Largeur: d':

$$d' = 0,20 \text{ (m)}$$

h) Cisaillement

Armatures horizontales

$$\tau_{cp} < f_{c,d} \quad \Rightarrow \quad \text{Voile non armé}$$

$$f_{c,d} = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_{cp} = 0,00 \text{ (MPa)}$$

Combinaison dimensionnante: ELU 1

III.2.1.2.2 Ferrailage:**a) Armatures verticales:**

Zone

X0 (m)	X1 (m)	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Espacement (m)
0,20	6,55	52	HA 400	12,0	3,53	0,25

X0 - Début de la zone

X1 - Fin de la zone

b) Armatures horizontales:

Type	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Espacement (m)	Forme
droit	24	HA 400	12,0	6,71	0,00	0,00	0,25	

c) Epingles:

Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
156	HA 400	12,0	0,17	0,00	0,00	00

d) Armature de bord (Af):

	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
Armatures longitudinales - gauche	4	HA 400	12,0	3,53	0,00	0,00	
Armatures longitudinales - droite	4	HA 400	12,0	3,53	0,00	0,00	
Armature transversale - gauche	12	HA 400	12,0	0,15	0,15	0,15	31
Armature transversale - droite	12	HA 400	12,0	0,15	0,15	0,15	31

III.2.1.2.3 Quantitatif:

- **Volume de Béton** = 4,05 (m³)
- Surface de Coffrage = 41,70 (m²)
- **Acier HA 400**
 - Poids total = 406,23 (kG)
 - Densité = 100,30 (kG/m³)
 - Diamètre moyen = 12,0 (mm)

Le tableau III-4, recapitule les éléments importants des résultants de calculs de la voile la plus chargée suivants les deux normes.

Tableau III-4: Comparaison de résultats de calcul du voile le plus chargé suivant le BAEL91 modifié 99 et EC2

		EUROCODE 2	BAEL91mod99	Différences (%)
Dimensions (m)	Longueur:	6,75	6,75	-
	Epaisseur:	0,20	0,20	-
	Hauteur:	3	3	-
Ferrailage horizontales		24 HA 12 Espacement : 25cm	24 HA 12 Espacement : 25cm	-
Ferrailage verticales		52 HA 12 Espacement : 25cm	52 HA 12 Espacement : 25cm	-

❑ Interprétation des résultats

On remarque que :

Le schéma de ferrailage est pratiquement le même pour les deux normes. Le ferrailage horizontale et verticale est identique entre les deux règlements.

- La différence se situe sur les armatures épingles ou l'EC2 ne considère pas les RL de diamètre 6.

III.2.2 Résultats de calcul de la fondation

III.2.2.1 Géométrie de la dalle

a. Epaisseur 1,20 (m)

b. Contour :

Bord	début		fin		longueur (m)
	x1	y1	x2	y2	
1	0,00	-38,08	18,50	-38,08	18,50
2	18,50	-38,08	18,50	0,00	38,08
3	18,50	0,00	0,00	0,00	18,50
4	0,00	0,00	0,00	-38,08	38,08

III.2.2.2 Resultats des calculs du logiciel RSAP BAEL

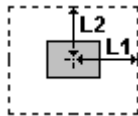
III.2.2.2.1 Poinçonnement

Appui N°/ Point	Chargements : (kN)		Périmètre critique (m)		Qadm / Q
	Q	Qadm	u		
S1	6727,68	7085,57	8,16		1,05 > 1

S2	5497,09	6280,99	7,23	1,14 > 1
S3	5794,53	6280,99	7,23	1,08 > 1
S4	3669,43	6280,99	7,23	1,71 > 1
S5	4612,88	6280,99	7,23	1,36 > 1
S6	4810,83	6280,99	7,23	1,31 > 1
S7	3725,29	6280,99	7,23	1,69 > 1
S8	3985,67	6280,99	7,23	1,58 > 1
S9	5299,56	6280,99	7,23	1,19 > 1
S10	4779,48	6280,99	7,23	1,31 > 1
S11	4554,61	6280,99	7,23	1,38 > 1
S12	5579,79	6280,99	7,23	1,13 > 1
S13	6044,55	6280,99	7,23	1,04 > 1
S14	5447,35	6280,99	7,23	1,15 > 1
S15	4136,96	6280,99	7,23	1,52 > 1

Paramètres de armatures:

- Classe des armatures de poinçonnement : HA 400 ; résistance caractéristique = 400,00 MPa
- Barres perpendiculaires



Points pour lesquels le ferrailage est nécessaire :

Appui N°/ Point	Etendue : (m)		A (cm ²)	n x φ (mm)
	L1	L2		
S1	1,02	1,02	94,47	335 φ 6,0

III.2.2.2.2 Flèche

$$|f(+)| = 0,0 \text{ (cm)} \leq f_{dop(+)} = 3,0 \text{ (cm)}$$

$$|f(-)| = 0,1 \text{ (cm)} \leq f_{dop(-)} = 3,0 \text{ (cm)}$$

III.2.2.2.3 Moments maximaux

	ELS			
M _{xx} (kN*m/m)	256,55	-1229,81	-19,55	-1229,81
M _{yy} (kN*m/m)	-5,12	-1189,52	246,89	-1189,52
M _{xy} (kN*m/m)	35,55	-5,22	40,40	-5,22
N _{xx} (kN/m)	0,36	-0,35	-0,21	-0,35
N _{yy} (kN/m)	0,14	-0,26	-0,48	-0,26
N _{xy} (kN/m)	-0,61	-2,55	0,88	-2,55

ELU

Mxx (kN*m/m):	352,26	-1681,93	-26,85	-1681,93
Myy (kN*m/m):	-7,06	-1628,26	339,03	-1628,26
Mxy (kN*m/m):	48,83	-7,23	55,49	-7,23
Nxx (kN/m)	0,49	-0,48	-0,28	-0,48
Nyy (kN/m)	0,19	-0,36	-0,66	-0,36
Nxy (kN/m)	-0,83	-3,54	1,20	-3,54
Coordonnées (m)	5,00 ; -31,08	15,97 ; -13,55	6,00 ; -32,08	15,97 ; -13,55

III.2.2.2.4 Résultats théoriques - disposition des armatures

❖ Zones de ferrailage

a. Ferrailage inférieur

Nom	coordonnées				Armatures adoptées	At	Ar
	x1	y1	x2	y2	φ [mm] / [cm]	[cm ² /m]	[cm ² /m]
1/1-(1/10-) Ax Principal	3,89	-14,65	5,84	-6,83	25,0 / 8,0	43,07 <	61,36
1/2-(1/10-) Ax Principal	4,87	-37,10	7,79	-17,58	25,0 / 8,0	45,47 <	61,36
1/3-(1/10-) Ax Principal	5,84	-14,65	17,53	-12,69	25,0 / 8,0	59,01 <	61,36
1/4-(1/10-) Ax Principal	6,82	-10,74	17,53	-5,86	25,0 / 8,0	31,21 <	61,36
1/5-(1/10-) Ax Principal	7,79	-38,08	9,74	-34,17	25,0 / 8,0	24,07 <	61,36
1/6-(1/10-) Ax Principal	9,74	-26,36	11,68	-19,53	25,0 / 8,0	53,64 <	61,36
1/7-(1/10-) Ax Principal	10,71	-32,22	13,63	-29,29	25,0 / 8,0	39,28 <	61,36
1/8-(1/10-) Ax Principal	14,61	-26,36	17,53	-19,53	25,0 / 8,0	34,81 <	61,36
1/9-(1/10-) Ax Principal	14,61	-12,69	17,53	-10,74	25,0 / 8,0	34,57 <	61,36
1/10- Ax Principal	0,00	-38,08	18,50	0,00	25,0 / 24,0	19,39 <	20,45
1/11-(1/19-) Ay Perpendiculaire	3,89	-14,65	5,84	-6,83	25,0 / 8,0	41,02 <	61,36
1/12-(1/19-) Ay Perpendiculaire	4,87	-37,10	7,79	-17,58	25,0 / 8,0	49,04 <	61,36
1/13-(1/19-) Ay Perpendiculaire	5,84	-14,65	17,53	-12,69	25,0 / 8,0	57,37 <	61,36
1/14-(1/19-) Ay Perpendiculaire	6,82	-10,74	17,53	-5,86	25,0 / 8,0	32,75 <	61,36
1/15-(1/19-) Ay Perpendiculaire	7,79	-38,08	9,74	-34,17	25,0 / 8,0	24,66 <	61,36
1/16-(1/19-) Ay Perpendiculaire	9,74	-26,36	11,68	-19,53	25,0 / 8,0	51,67 <	61,36
1/17-(1/19-) Ay Perpendiculaire	10,71	-32,22	13,63	-29,29	25,0 / 8,0	40,08 <	61,36
1/18-(1/19-) Ay Perpendiculaire	14,61	-22,46	17,53	-19,53	25,0 / 8,0	32,56 <	61,36
1/19- Ay Perpendiculaire	0,00	-38,08	18,50	0,00	25,0 / 24,0	20,26 <	20,45

b. Ferrailage supérieur

Nom	coordonnées				Armatures adoptées	At	Ar
	x1	y1	x2	y2	φ [mm] / [cm]	[cm ² /m]	[cm ² /m]
1/1+ Ax Principal	0,00	-38,08	18,50	0,00	20,0 / 16,0	13,27 <	19,63
1/2+ Ay Perpendiculaire	0,00	-38,08	18,50	0,00	20,0 / 17,0	12,84 <	18,48

III.2.2.2.5 Quantitatif

- **Volume de Béton** = 845,38 (m³)
- Surface de Coffrage = 704,48 (m²)
- Périmètre de la dalle = 113,16 (m)
- Superficie des réservations = 0,00 (m²)
- **Acier HA 400**
- Poids total = 63495,71 (kg)
- Densité = 75,11 (kg/m³)
- Diamètre moyen = 22,7 (mm)
- Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
20	8928,40	22026,30
25	10758,21	41469,42

III.2.2.3 Resultats des calculs du logiciel RSAP EC2

III.2.2.3.1 Poinçonnement

Appui N°/ Point	Chargements : (kN)		Périmètre critique (m) u	Qadm / Q
	Q	Qadm		
S1	6729,55	11255,05	8,58	1,67 > 1
S2	5523,70	22510,10	17,15	4,08 > 1
S3	5844,36	22510,10	17,15	3,85 > 1
S4	3715,58	22510,10	17,15	6,06 > 1
S5	4635,48	22510,10	17,15	4,86 > 1
S6	4828,47	22510,10	17,15	4,66 > 1
S7	3753,68	22510,10	17,15	6,00 > 1
S8	4010,32	22510,10	17,15	5,61 > 1
S9	5314,58	22510,10	17,15	4,24 > 1
S10	4787,24	22510,10	17,15	4,70 > 1
S11	4564,91	22510,10	17,15	4,93 > 1
S12	5594,19	22510,10	17,15	4,02 > 1
S13	6078,11	22510,10	17,15	3,70 > 1
S14	5463,81	22510,10	17,15	4,12 > 1
S15	4155,12	22510,10	17,15	5,42 > 1

III.2.2.3.2 Flèche

$$|f(+)| = 0,0 \text{ (cm)} \leq f_{dop}(+) = 3,0 \text{ (cm)}$$

$$|f(-)| = 0,1 \text{ (cm)} \leq f_{dop}(-) = 3,0 \text{ (cm)}$$

III.2.2.3.3 Fissuration

Lit supérieur

$$a_x = 0,00 \text{ (mm)} \leq a_{dop} = 0,40 \text{ (mm)}$$

$$a_y = 0,00 \text{ (mm)} \leq a_{dop} = 0,40 \text{ (mm)}$$

Lit inférieur

$$a_x = 0,21 \text{ (mm)} \leq a_{dop} = 0,40 \text{ (mm)}$$

$$a_y = 0,23 \text{ (mm)} \leq a_{dop} = 0,40 \text{ (mm)}$$

III.2.2.3.4 Moments et efforts maximaux

	ELS			
M _{xx} (kN*m/m)	13,05	-1229,81	-25,71	-1229,81
M _{yy} (kN*m/m)	-7,15	-1189,52	106,27	-1189,52
M _{xy} (kN*m/m)	10,77	-5,22	-46,98	-5,22
N _{xx} (kN/m)	0,13	-0,35	-0,38	-0,35
N _{yy} (kN/m)	-0,15	-0,26	0,38	-0,26
N _{xy} (kN/m)	-0,23	-2,55	2,01	-2,55
	ELU			
M _{xx} (kN*m/m)	17,75	-1681,93	-35,24	-1681,93
M _{yy} (kN*m/m)	-9,68	-1628,26	145,67	-1628,26
M _{xy} (kN*m/m)	14,67	-7,23	-64,40	-7,23
N _{xx} (kN/m)	0,18	-0,48	-0,52	-0,48
N _{yy} (kN/m)	-0,20	-0,36	0,52	-0,36
N _{xy} (kN/m)	-0,33	-3,54	2,77	-3,54
Coordonnées (m)	2,00 ; -35,08	15,97 ; -13,55	11,00 ; -15,08	15,97 ; -13,55

III.2.2.3.5 Résultats théoriques - disposition des armatures

Zones de ferrailage

a. Ferrailage inférieur

Nom	coordonnées				Armatures adoptées ϕ [mm] / [cm]	At [cm ² /m]	Ar [cm ² /m]
	x1	y1	x2	y2			
1/1-(1/8-) Ax Principal	3,89	-10,74	13,63	-5,86	25,0 / 11,0	32,21 <	44,62
1/2-(1/8-) Ax Principal	4,87	-32,22	7,79	-17,58	25,0 / 11,0	34,03 <	44,62
1/3-(1/8-) Ax Principal	9,74	-26,36	11,68	-19,53	25,0 / 11,0	40,10 <	44,62
1/4-(1/8-) Ax Principal	9,74	-14,65	17,53	-11,72	25,0 / 11,0	43,86 <	44,62
1/5-(1/8-) Ax Principal	10,71	-32,22	13,63	-29,29	25,0 / 11,0	29,44 <	44,62

1/6-(1/8-) Ax Principal	14,61	-22,46	17,53	-19,53	25,0 / 11,0	25,99 <	44,62
1/7-(1/8-) Ax Principal	15,58	-11,72	17,53	-10,74	25,0 / 11,0	24,70 <	44,62
1/8- Ax Principal	0,00	-38,08	18,50	0,00	25,0 / 22,0	21,63 <	22,31
1/9-(1/16-) Ay Perpendiculaire	3,89	-14,65	5,84	-6,83	25,0 / 11,0	30,70 <	44,62
1/10-(1/16-) Ay Perpendiculaire	4,87	-32,22	7,79	-17,58	25,0 / 11,0	36,67 <	44,62
1/11-(1/16-) Ay Perpendiculaire	5,84	-14,65	17,53	-12,69	25,0 / 11,0	42,70 <	44,62
1/12-(1/16-) Ay Perpendiculaire	6,82	-8,79	13,63	-5,86	25,0 / 11,0	24,61 <	44,62
1/13-(1/16-) Ay Perpendiculaire	9,74	-26,36	11,68	-19,53	25,0 / 11,0	38,64 <	44,62
1/14-(1/16-) Ay Perpendiculaire	10,71	-32,22	13,63	-29,29	25,0 / 11,0	30,04 <	44,62
1/15-(1/16-) Ay Perpendiculaire	14,61	-22,46	17,53	-19,53	25,0 / 11,0	24,32 <	44,62
1/16- Ay Perpendiculaire	0,00	-38,08	18,50	0,00	25,0 / 22,0	21,31 <	22,31

b. Ferrailage supérieur

Nom	coordonnées				Armatures adoptées f [mm] / [cm]	At [cm ² /m]	Ar [cm ² /m]
	x1	y1	x2	y2			
1/1+ Ax Principal	0,00	-38,08	18,50	0,00	20,0 / 16,0	19,50 <	19,63
1/2+(1/3+) Ay Perpendiculaire	10,71	-15,62	12,66	-13,67	20,0 / 8,0	20,45 <	39,27
1/3+ Ay Perpendiculaire	0,00	-38,08	18,50	0,00	20,0 / 16,0	19,30 <	19,63

III.2.2.3.6 Quantitatif

- Volume de Béton = 845,38 (m³)
- Surface de Coffrage = 704,48 (m²)
- Périmètre de la dalle = 113,16 (m)
- Superficie des réservations = 0,00 (m²)
- Acier HA 400
- Poids total = 55471,55 (kg)
- Densité = 65,62 (kg/m³)
- Diamètre moyen = 22,4 (mm)
- Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Nombre:
20	3,79	12
20	9,54	476
20	9,83	232
20	10,15	232
25	3,56	88
25	4,53	152
25	8,45	9

Dans le tableau III-5 nous présentons la comparaison des résultats obtenus suivant les deux normes pour la fondation où le choix a été porté sur le radier général.

Tableau III-5: Comparaisons des résultats obtenus pour la fondation/radier général entre le BAEL91 modifié 99 et l'EC2

			BAEL	EC2	Différence (%)		
Épaisseur(cm)			120	120	-		
Ferrailage	Armatures Inferieur (Cm²/m)	Selon X	22,31	20,45	-9		
		Selon Y	22,31	20,45	-9		
	Armatures Supérieur (Cm²/m)	Selon X	19,63	19,63	-		
		Selon Y	19,63	18,48	-6,22		
	Dispositions de barres	Espacement		ϕ	Espacement	ϕ	+
		Nappe inf./x	22	25	24	25	-2cm
		Nappe inf./y	22	25	24	25	-2cm
		Nappe sup./x	16	20	16	20	-
		Nappe sup./y	16	20	17	20	-1cm

❑ Interprétation des résultats du tableau

On retient que :

- Les deux règlements déterminent les mêmes dimensions du radier ;
- L'EC2 est légèrement plus favorable que le BAEL avec une diminution sur les armatures.
- L'EC2 est également favorable sur l'espacement des barres, où il est légèrement supérieur à celui du BAEL. Cela est avantageux sur le plan économique dans le sens où, plus d'espacement est synonyme de moins des barres.
- Le principe de ferrailage reste identique ;

III.3 Résultats de l'étude économique

Comme on peut le remarquer, les volumes du béton sont pratiquement les mêmes pour les deux cas, car nous sommes partis de l'hypothèse selon laquelle la comparaison se fera dans les mêmes conditions. Cela nécessite de considérer les mêmes sections du béton des éléments pour le calcul suivant les deux normes. Cependant, la différence se situe sur les quantités d'armatures calculées suivant les deux normes : BAEL et EC2.

Le tableau III-6 présente les résultats de calculs du cout de materiaux des éléments structuraux qui ont servi d'échantillons pour notre étude (éléments porteurs principaux les plus chargés).

Rappelons que la quantité d'armatures s'exprime en tonnes et 1 tonne = 1000 Kg.

Les résultats de calcul se trouve en annexe A.

Tableau III-6: Devis d'aciers d'armatures des éléments principaux du bâtiment suivant les deux normes.

	EC2			BAEL91 R 99			Diff. (%)
	Quantités(T)	P. U (\$)	P. T (\$)	Quantités(T)	P. U (\$)	P. T (\$)	
Plancher	0,93281	1250	1166,01	1,57944	1250	1974,3	+ 30,57
Poutre	0,04465	1250	55,812	0,03893	1250	48,66	-12,81
Poteau	0,06183	1250	77,28	0,07234	1250	90,42	+14,53
Voile périphérique	0,40623	1250	507,78	0,33582	1250	419,77	-17,33
Fondation(radier)	55,47155	1250	69 339,43	63,49571	1250	79 369,63	+12,63
TOTAL EC2			71 146,31	TOTAL BAEL		81 902,78	+ 13,13

❑ Interprétation de resultats

Conformément aux résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, nous constatons que :

- L'EC2 présente des meilleurs résultats économiques pour les panneaux en dalles pleines et les poteaux par rapport au BAEL ;
- Les résultats de l'EC2 sont par contre moins intéressants économiquement pour les poutres et voiles où le BAEL est légèrement favorable.
- Si l'on considère le projet en général, l'EC2 est favorable que le BAEL avec un écart d'environ 13,13%.

Nous pouvons alors conclure que la norme EC2 est plus économique que le BAEL91mod 99 et par ricochet permet d'être plus compétitif sur le marché de construction.

III.4 Conclusion partielle 3

Partant des résultats et conclusions d'analyses ci-haut, nous pouvons ressortir la conclusion ci-après :

- À conditions et à hypothèses identiques, pris d'une manière générale, le choix de la norme Eurocode 2 dans le calcul des éléments porteurs d'un bâtiment en béton armé est avantageuse sur le plan technique et économique par rapport au BAEL91mod99.
- Il est important de noter que le BAEL présente également des avantages dans certains domaines par rapport à l'EC2.

CONCLUSION GENERALE

Le projet qui a servi de base à notre étude est une structure d'un bâtiment R+10 en BA servant d'immeuble de bureaux administratifs dans la ville de Goma. Le présent travail avait pour objectif d'effectuer une étude comparative technique et économique entre l'application de la norme BAEL et l'Eurocode 2 dans le calcul de cet ouvrage.

Grace à cette étude nous avons pu constater qu'il y a des différences et des similitudes sur certains points entre les deux règlements. Se présentant en première vue comme un ensemble de règles relativement complexes et exigeants, notre étude a révélé que l'Eurocode 2 est toutefois, riche et complet.

Après calcul de dimensionnement des éléments structuraux principaux : dalles, poutres, poteaux, voiles périphériques, fondation suivant les deux règlements BAEL91 R 99 et Eurocode 2, notre étude a démontré que d'une manière générale, l'EC2 est à la fois performante techniquement et économiquement avantageuse que le BAEL91 modifié 99 avec un gain d'environ 13 % du coût d'aciers d'armatures en considérant la même section du béton pour les deux cas. En effet, en cherchant la satisfaction des aspects de qualité et de durabilité tout en assurant un bon niveau de sécurité, l'emploi de l'Eurocode 2 ne bouleverse pas l'économie du projet.

Concernant la complexité du modèle de calcul, nous avons pu constater que l'EC2 présente un modèle complexe et possède plusieurs paramètres de calcul à définir, tandis que, le BAEL fait usage dans plusieurs cas à des coefficients forfaitaires. Cela présente l'avantage de se rapprocher plus de la précision coté EC2, mais par contre augmente plus de chance de commettre d'erreurs dans le calcul. Mais cet obstacle a été relevé par l'application de la méthode des éléments finis au moyen des logiciels de calcul.

L'adoption de la norme EC2 dans le système d'enseignement technique en génie civil de notre pays nécessitera une étude approfondie suivi d'une évaluation pour savoir les limites des avantages que présente cette norme européenne. Pour y arriver, il faudra l'implication de tous les acteurs dans le domaine du génie civil, accompagné d'une volonté politique.

Face aux enjeux mondiaux et du développement durable auxquelles nous devons tous faire face, l'Afrique subsaharienne accuse un sérieux retard dans le domaine de la normalisation. C'est pourquoi un éveil de conscience collective s'impose dans tous les acteurs du génie civil en Afrique et tous les décideurs à œuvrer pour l'élaboration d'une norme spécifique africaine reconnue par tous les pays africains et même au-delà.

Bibliographie

- [1] AFNOR, Eurocode Fascicule 65. Syndicat du béton prêt à l'emploi, Paris, Janvier 2010.
- [2] A. Ali, Cours physique et technologie du béton, Goma: ULPGL/ FSTA, G3., 2019-2020..
- [3] W. MULAPI, «Elements de Technologie,» chez *ULPGL*, Goma, 2018-2019.
- [4] F. NGAPGUE, «cours de beton arme 1,» chez *ULPGL/FSTA*, GOMA, 2020-2021.
- [5] D. jean-francois, E. Bernard, H. Armande et P. Michel, Histoires de beton arme: patrimoine, dutrabilite et inovations, Bruxelles: DECOMO, 2013.
- [6] K. ATIAMPO et V. DOKO, «Etude Comparative entre le Bael 91 modifiée 99 et l'Eurocode 2 sur un projet existant : Cas de la Pharmacie Segbeya à Cotonou (Bénin),» Cotonou, 2017-2018.
- [7] Règles BAEL 91 modifiée 99. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Fascicule 62, titre 1er du CCTG – Travaux section 1 : Béton armé., Février 2000.
- [8] T. H et C. J. M, Eurocode 2 - Mode d'Emploi, Comprendre la nouvelle donne du calcul de structures en béton., Paris.
- [9] AFNOR, Eurocodes structuraux: base de calcul des structures, Paris, 2003.
- [10] AFNOR, Eurocode 1 — Actions sur les structures — Partie 1-1 : Actions générales -Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation pour les bâtiments., Paris, 2003.
- [11] J. R. .. Jean Perchat, Pratique du BAEL 91 Modifiée 99, Cours et Exercices corrigés, Paris: Editions Eyrolles, 2002.
- [12] J.-f. Cap et D. Jean-Francois, comment calculer avec Eurocode?, Bruxelles, 2015.
- [13] Jacqueline Saliba, «Béton armé :principe de base et dimensionnement avec Eurocode 2,» chez *Université de bordeaux*.
- [14] S. Yannick, Le Béton armé selon l'Eurocode 2, Cours et Exercices Corrigés., Editions Dunod.2ème Edition..
- [15] G. KASEREKA T, « étude comparative des barres à haute adhérence couramment utilisés dans le béton armé en ville de Goma pour le dimensionnement des ouvrables : application à une structure à R+4 en BA.,» ULPGL, 2016-2017.
- [16] Q. Huy Nguyen, «Du Passage du BAEL à l'Eurocode 2,» chez *Institut National des Sciences Appliquées de Rennes, Département GCU*.

- [17] NF EN 1992-1-1. Eurocode 2. Calcul des structures en béton Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments., Octobre 2005..
- [18] P. Guillemont, «Aide-Mémoire des Ouvrages en Béton Armé,» Editions Dunod. Quatrième Edition. , Paris.2013..
- [19] J. Perchat et j. Roux, Maitrise du BAEL et des DTU associés, Eyrolles.
- [20] Paillé Jean-Marie, Calcul des structures en Béton, Guide d'application., Editions Eyrolles-Afnor., 2009.
- [21] A. BARAKA, «béton armé I TEC185,» chez *Centre Universitaire de Béchar*, 2005-2006.
- [22] R. H. et L. J., *Precis de calcul beton arme, applications*, paris: Dunod, 1999.
- [23] C. ZIGABE, «Calcul de structure 1,» chez *ULPGL/FSTA*, Goma, 2019-2020.
- [24] A. MUHINDO, «Cours béton arme 2,» chez *ULPGL/ FSTA*, Goma, 2020-2021.
- [25] M. S., «Beton arme Eurocode 2,» chez *INSA*, Strasbourg, 2012.
- [26] c. Albouy, «Cours de Béton armé selon l'EC2, Eléments simples : Poutres, Poteaux, Dalles, Tirants, Semelles, Murs de Soutènement.,» chez *Lycée le Garros*.
- [27] J.-. P. Mougin, Béton armé BAEL91 modifiée 99 et DTU associés,, Edition Eyrolles.
- [28] D. H. H. R. Eddine, Calcul des éléments en béton Armé aux Etats Limites Cours & Applications - Partie 1, 2016/2017.
- [29] J. C. Jean Armand Calgaro, Application de l'Eurocode 2, Calcul de Structures de Bâtiment. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- [30] Institut Nationale de la statistique, «Goma et ses avenues,» Goma, 2015.
- [31] A. ALINABIBWE, «Cours de mecanique du sol,» chez *ULPGL/FSTA*, Goma, 2019-2020.
- [32] T. SEKABUHORO, « étude de l'influence des porte-à-faux dans le dimensionnement des immeubles en béton armé en zone à risques sismiques au Nord-Kivu,» *ULPGL*, Goma, 2015-2016..
- [33] «Les fondations superficielles et profondes,» 2013.
- [34] E. NEFERT, *Les elements de projets de constructions*, 7e edition Dunod.
- [35] T. H., *Conception et Calcul de structures de Bâtiment*, (Tome 1),. Paris. : Presses de l'Ecole Nationale de Ponts et Chaussées.
- [36] Regles parasismiques algeriennes RPA 99/version 2003.

- [37] H. Thonier, Notions de dimensionnement et d'Avant-Projet de L'Ecole Nationale de Ponts et Chaussées. Le projet de Béton armé, paris.
- [38] Afnor, Eurocode 2: calcul de structure en beton.
- [39] Afnor, Eurocode 8: conception et dimensionnement des structures pour leurs resistance aux seismes et document d'applications nationales, paris, 2000.
- [40] N. Francois, «cours de fondation et mur de soutènement,» chez *ULPGL/FSTA*, Goma, 2020-2021.
- [41] D. A. M'hamed, «Calcul assiste par ordinateur: AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS,» Alger, 2017-2018.
- [42] s. a. l. e. habitant, «cadre de gestion environnementale et sociale(CGES),» Kinshasa.
- [43] C. BISHWEKA, «COURS DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE CONSTRUCTION EN BOIS,» chez *ULPGL/FSTA*, 2019-2020..
- [44] P. KUBUYA, «Cours calcul de structures 2,» chez *ULPGL/FSTAA*, Goma, 2020-2021.
- [45] M. M. C. B. e. m. P. E. a. à. u. é. h. Rapport., Projet de Fin d'Etude de 5ème Année de Génie Civil. Insa Strasbourg..
- [46] «www.4geniecivil.com,» [En ligne].

ANNEXES

ANNEXE A : ABAQUES

Tableau 0-1: Coefficients Ψ_{0i} , Ψ_{1i} , Ψ_{2i} selon les règles BAEL [10]

NATURE DES CHARGES		CF	C.A	
		ELS	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}
Charges d'exploitation	Archives	0.90	0.90	0.80
	Parcs de stationnement	0.90	0.75	0.65
	Salles de réunions			
	- à places assises	0.77	0.65	0.4
	- à places debout	0.77	0.75	0.25
	Salles d'exposition – Halles divers	0.77	0.65	0.25
	Autres locaux	0.77	0.75	0.65
Charges climatiques	Vent (W)	0.77	0.20	0
	Neige (Sn)			
	- altitude \leq à 500 m	0.77	0.15	0
- altitude $>$ à 500m	0.77	0.30	0.1	
	Variation de températures	0.6	0.5	0

Tableau 0-2: Coefficients Ψ_0 , Ψ_1 , Ψ_2 selon les règles EC2 [10]

Action	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Charges d'exploitation des bâtiments, catégorie (voir EN 1991-1.1) :			
- Catégorie A : habitation, zones résidentielles	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
- Catégorie F : zone de trafic, véhicules de poids \leq 30 kN	0,7	0,7	0,6
- Catégorie G : zone de trafic, véhicules de poids compris entre 30 et 160 kN	0,7	0,5	0,3
- Catégorie H : toits	0	0	0
Charges dues à la neige sur les bâtiments (voir EN 1991-1-3) ^a :			
- Finlande, Islande, Norvège, Suède	0,70	0,50	0,20
- Autres Etats Membres CEN, pour lieux situés à une altitude $H >$ 1000 m a.n.m.	0,70	0,50	0,20
- Autres Etats Membres CEN, pour lieux situés à une altitude $H \leq$ 1000 m a.n.m.	0,50	0,20	0
Charges dues au vent sur les bâtiments (voir EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Température (hors incendie) dans les bâtiments (voir EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NOTE Les valeurs des coefficients ψ peuvent être données dans l'Annexe Nationale.			
a Pour des pays non mentionnés dans ce qui suit, se référer aux conditions locales appropriées.			

Tableau 0-3: Grandeurs caractéristiques suivant les classes de résistances du béton

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	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} < C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{ctm}/10)) > C50/60$
$f_{ctk,0,05}$ (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_{ct} (‰)	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 $\epsilon_{ct} (\%) = 0,7 f_{ctm}^{0,31} < 2,8$
ϵ_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	Voir figure 3.2 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu1} (\%) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ϵ_{cu2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	Voir Figure 3.3 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu2} (\%) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
ϵ_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Voir Figure 3.3 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu2} (\%) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
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_{cu3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	Voir Figure 3.4 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu3} (\%) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
ϵ_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Voir Figure 3.4 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu3} (\%) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

Tableau E.1.1 NF Classes de résistance minimales

Classes d'exposition selon le Tableau 4.1										
Corrosion										
	Corrosion induite par carbonatation				Corrosion induite par les chlorures			Corrosion induite par les chlorures de l'eau de mer		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Classe indicative de résistance	C20/25	C20/25	C25/30		C25/30	C30/37	C35/45	C30/37		C35/45
Dommages au béton										
	Aucun risque	Attaque par gel et dégel				Attaque chimique				
	X0	XF1	XF2	XF3	XA1	XA2	XA3			
Classe indicative de résistance	—	C25/30	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C40/50		

Tableau 7.4N : Valeurs de base du rapport portée/hauteur utile pour les éléments en béton armé, en l'absence d'effort normal de compression

Système structural	K	Béton fortement sollicité $\rho = 1,5\%$	Béton faiblement sollicité $\rho = 0,5\%$
Poutre sur appuis simples, dalle sur appuis simples portant dans une ou deux directions	1,0	14	20
Travée de rive d'une poutre continue, d'une dalle continue portant dans une direction ou d'une dalle continue le long d'un grand côté et portant dans deux directions	1,3	18	26
Travée intermédiaire d'une poutre ou d'une dalle portant dans une ou deux directions	1,5	20	30
Dalle sans nervures sur poteaux, (plancher-dalle) – pour la portée la plus longue	1,2	17	24
Console	0,4	6	8

Note 1 : Les valeurs indiquées ont été choisies de manière à placer généralement du côté de la sécurité et le calcul est susceptible de montrer fréquemment que des éléments plus minces peuvent convenir.
Note 2 : Dans le cas des dalles portant dans deux directions, il convient d'effectuer la vérification pour la plus petite portée. Dans le cas des planchers-dalles, il convient de prendre la plus grande portée.
Note 3 : Les limites indiquées pour les planchers-dalles correspondent à une limite moins sévère que la limite portée/250 pour la flèche à mi-portée. L'expérience a montré que ceci était satisfaisant.

Tableau 0-4: Limite d'ouvertures des fissures suivant EC2

$c_{min,dur}$: enrobage minimal requis vis-à-vis des conditions d'environnement (Tableau 4.4.N)

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

Tableau 0-5: Les classes d'expositions suivant EC2

Les exigences vis-à-vis de la fissuration se réfèrent aux six classes d'exposition définies ci-dessous en fonction de l'environnement¹⁶ :

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. Surfaces de béton protégées par une étanchéité (ponts) ¹⁾ .
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.

Fig. 3 : exemple de classement selon les deux normes

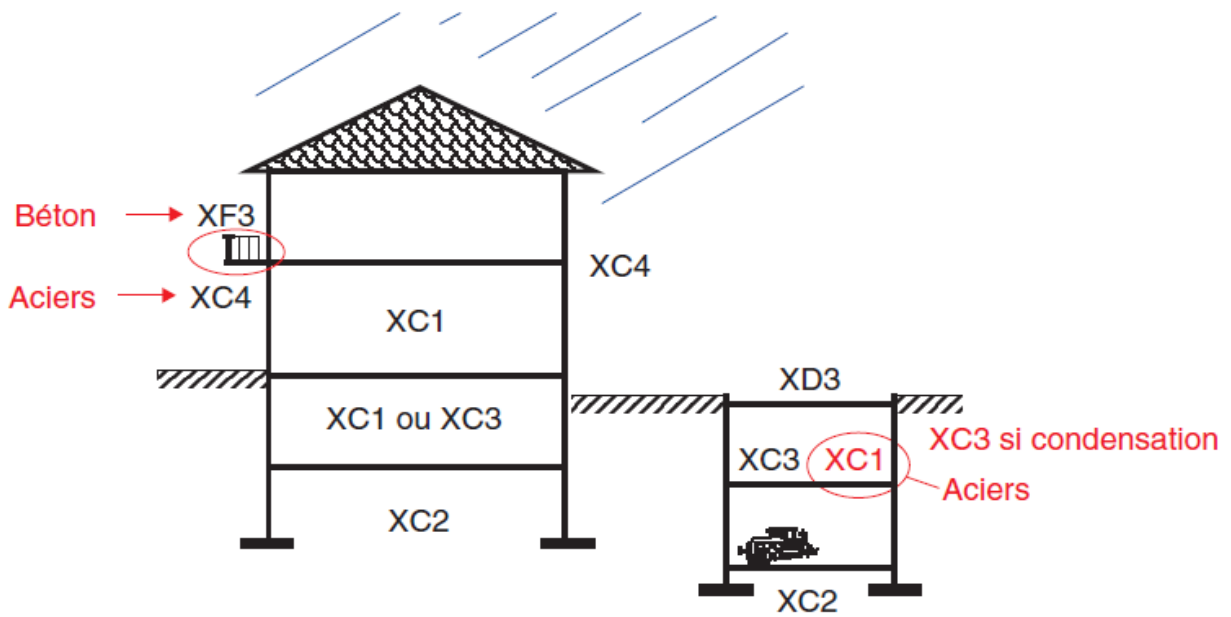


Tableau 6 : récapitulatif des types de classements

Destination du béton	Classes d'exposition NF- EN 206	Classes EC 2 tableau 4.1
Fondations, radiers, dallages	XC2, XC1 AN	XC2
Murs contre terre et parois moulées hors gel	XC2, XC1 AN	XC2
Murs contre terre et parois moulées exposés au gel	XF1	XF1
Structures immergées	XC1	XC1
Planchers intérieurs, parkings sans étanchéité	XD3	XC1 XC3 si condensation
Planchers parkings avec étanchéité/Terrasse	XC3, XF1 AN	XC1
Rampes de parking exposées au gel/Terrasse Parking sans étanchéité	XF4	XD3

Voiles et planchers dalles, poutres intérieures	XC1 XC3 si condensation	XC1 XC3 si condensation
Façades Pignons en zones de gel faible ou modéré selon carte NA2 de la norme NF EN 206-1 Acrotères (en Ile-de-France, par exemple)	XF1	XC4
Façades Pignons (en zones de gel sévère selon carte NA2) Acrotères	XF3	XC4
Balcons non étanchés Balcons situés à moins de 1 000 m de la côte ; parfois plus : jusqu'à 5 000 m si topologie particulière	XF3 XS1	XC4 XS1
Terrasse sous étanchéité	XC1	XC1

Tableau 7.1N : Valeurs recommandées de w_{max} (mm)

Classe d'exposition	Éléments en béton armé et éléments en béton précontraint à armatures non adhérentes	Éléments en béton précontraint à armatures adhérentes
	Combinaison quasi-permanente des charges	Combinaison fréquente des charges
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Décompression

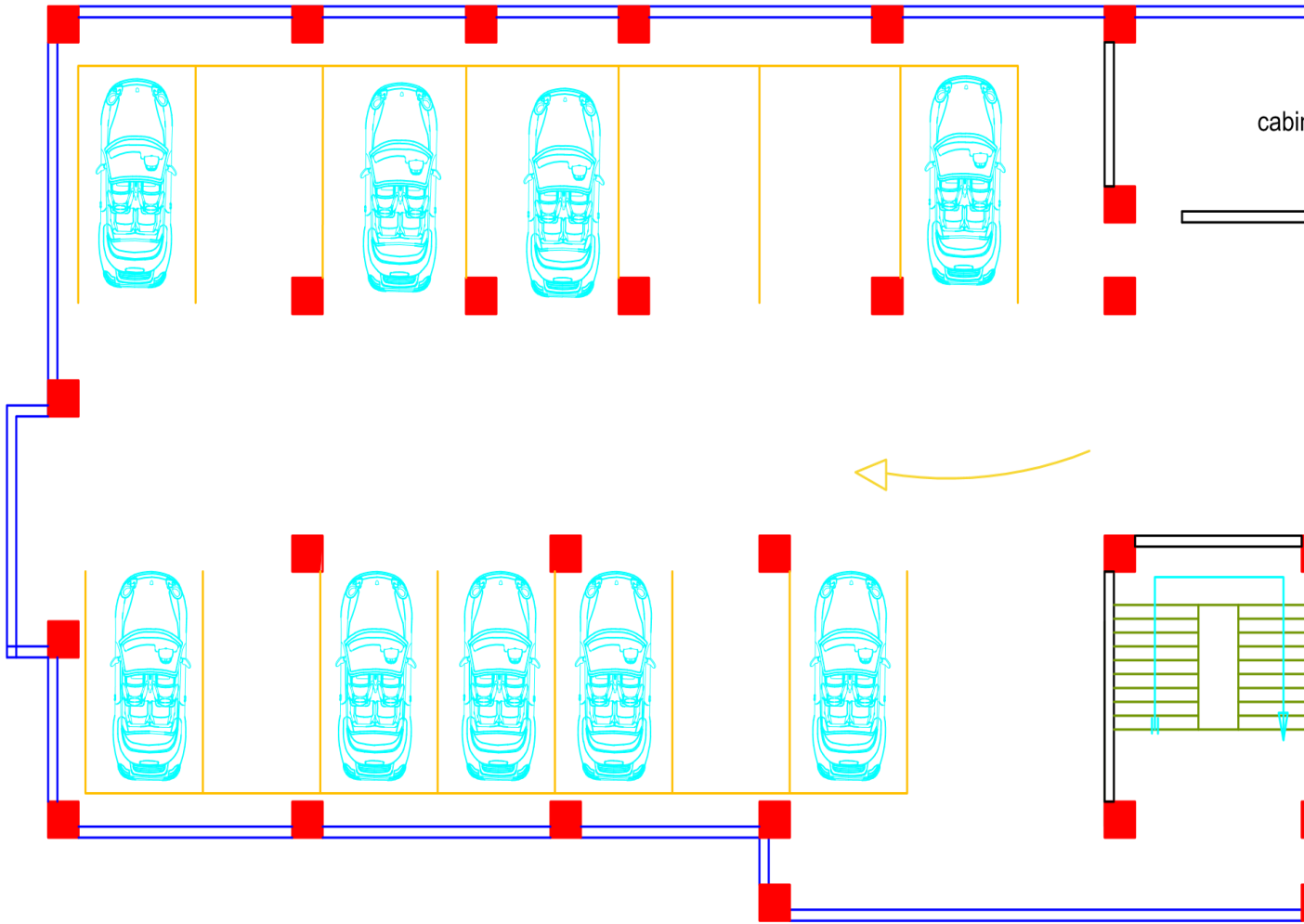
Note 1 : Pour les classes d'exposition X0 et XC1, l'ouverture des fissures n'a pas d'incidence sur la durabilité et cette limite est fixée pour garantir un aspect acceptable. En l'absence de conditions sur l'aspect, cette limite peut être traitée de manière moins stricte.

Note 2 : Pour ces classes d'exposition, en outre, il convient de vérifier la décompression sous la combinaison quasi-permanente des charges.

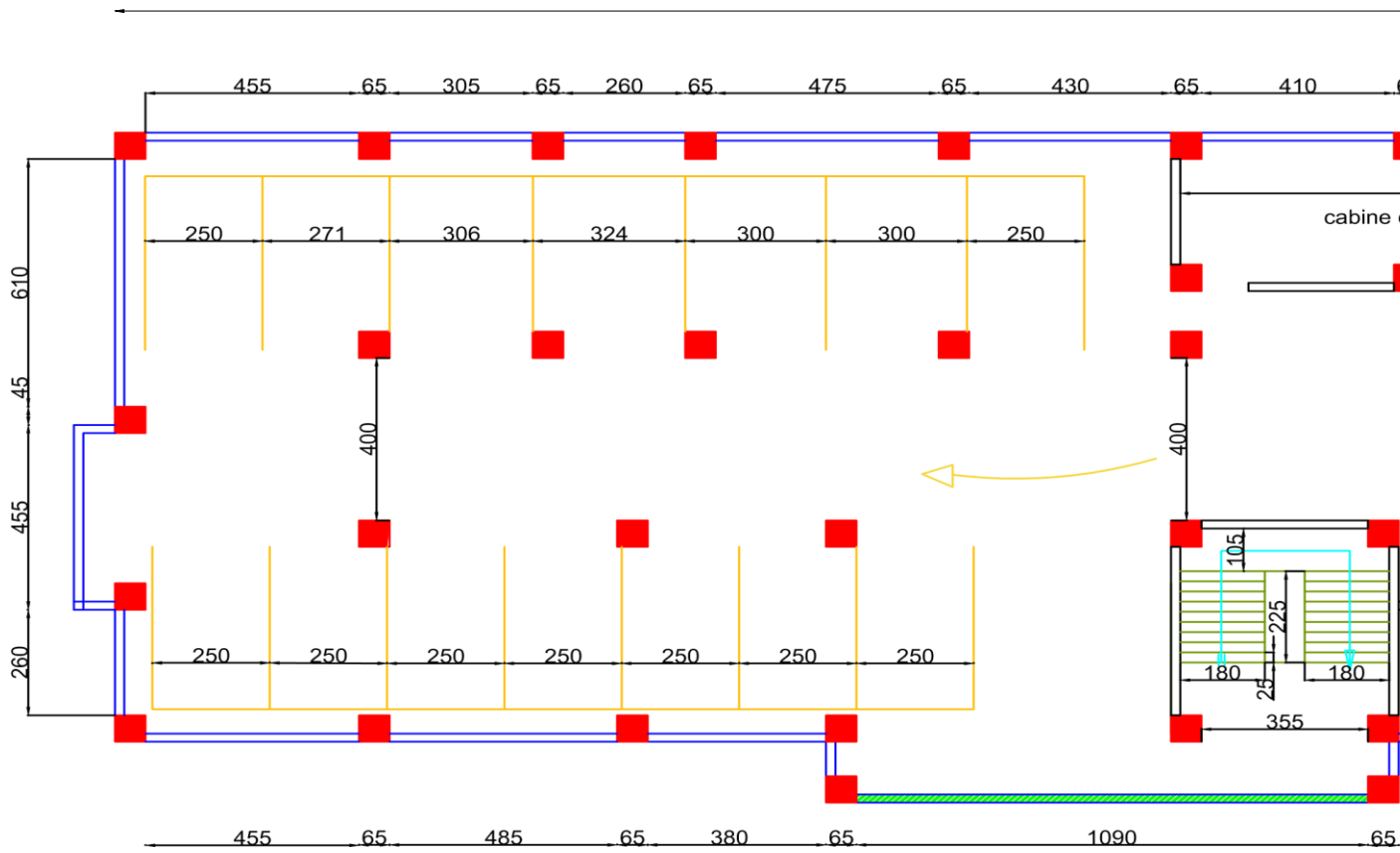
Tableau 0-6: Section des armatures selon leur diamètre (norme EN 10080)

diamètre (mm)	section (cm ²)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	4,91	9,82	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66

ANNEXE B : LES PLANS



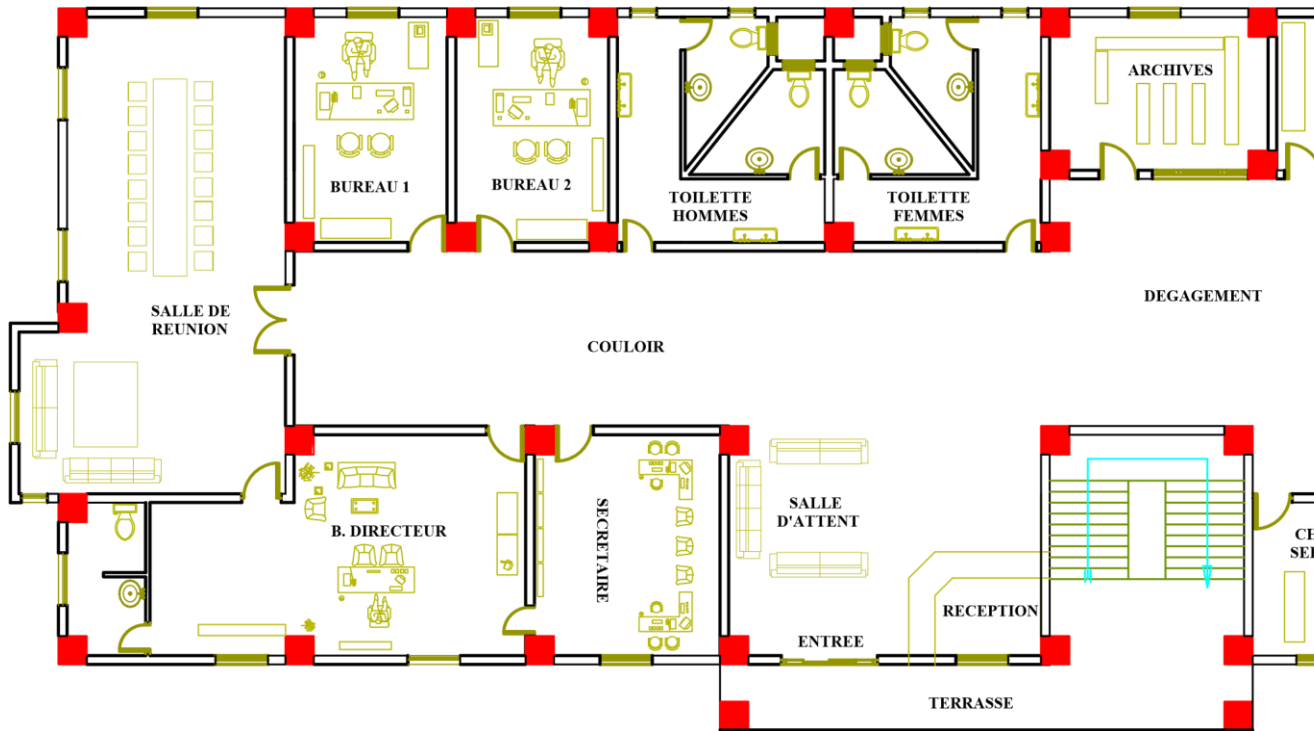
PLAN AMMENAGE SOUS-SOL



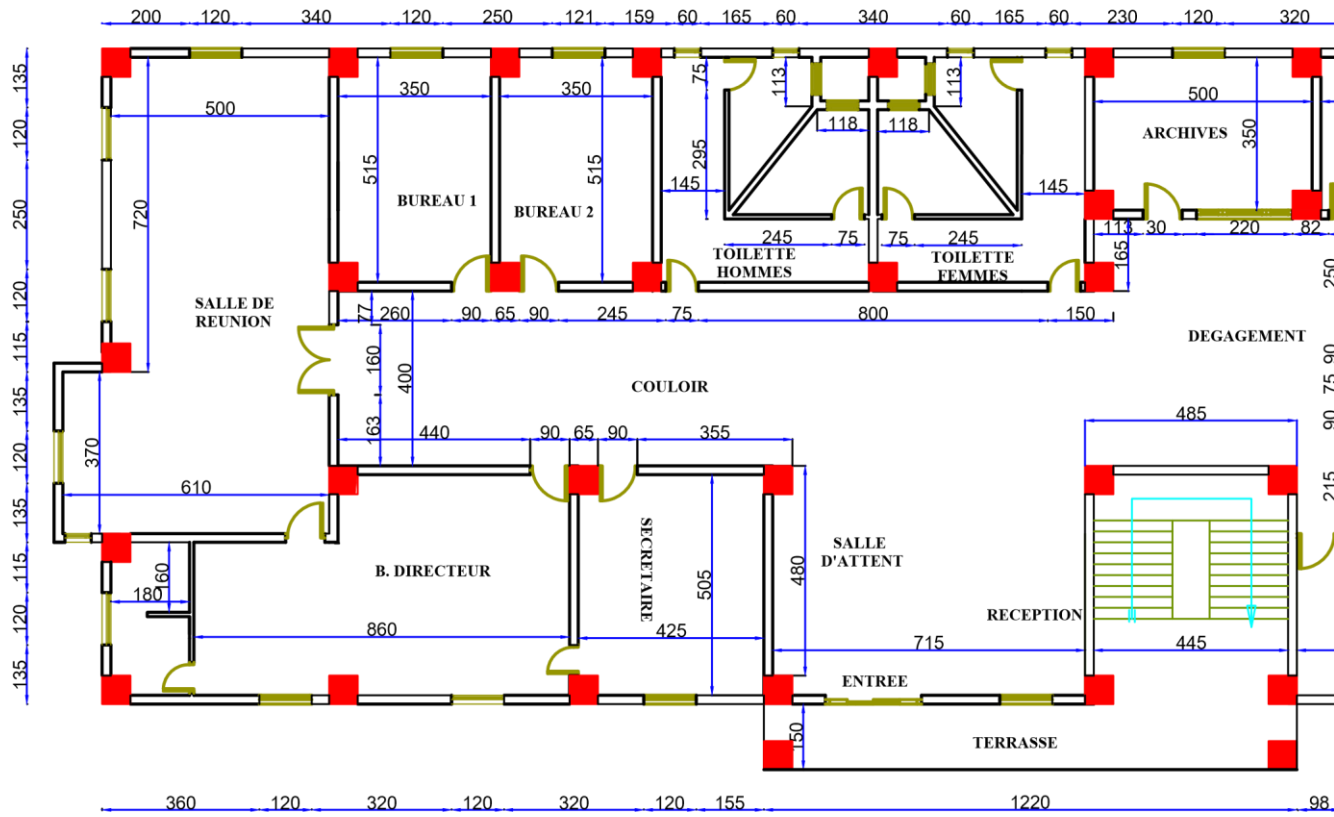
VUE EN PLAN COTEE SOUS-SOL

LEGENDE

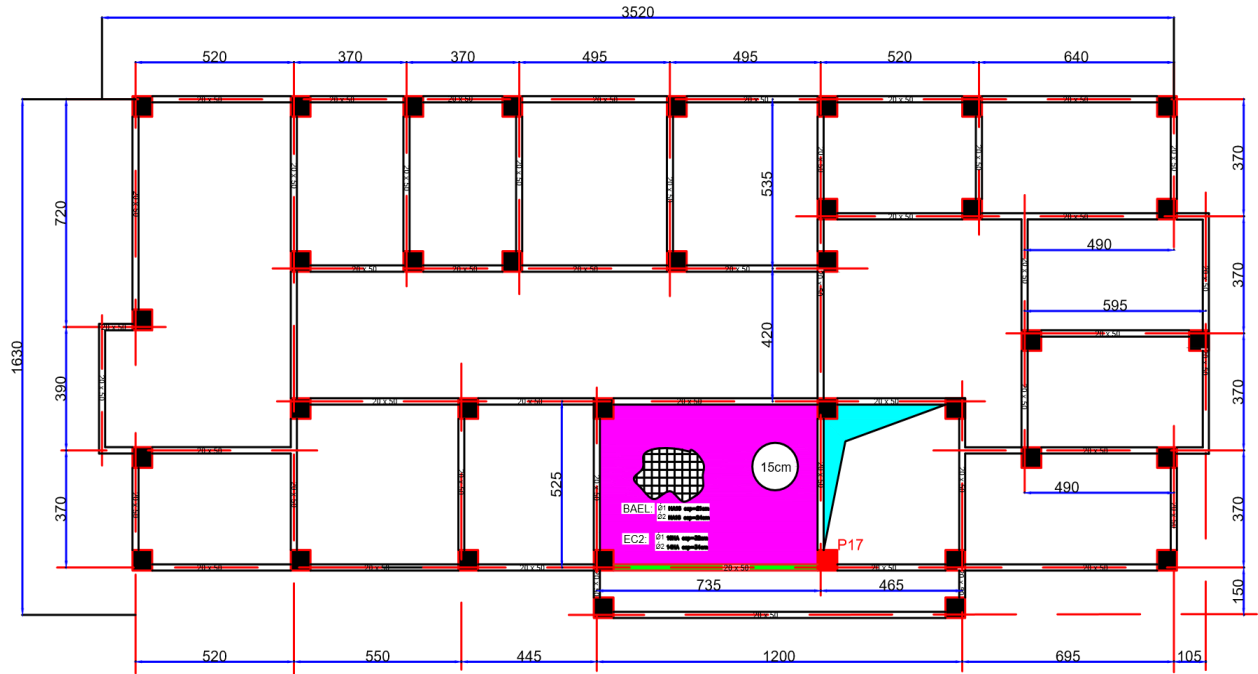
-Hachure verte : voile le plus chargée



VUE EN PLAN AMMENAGEE RDC

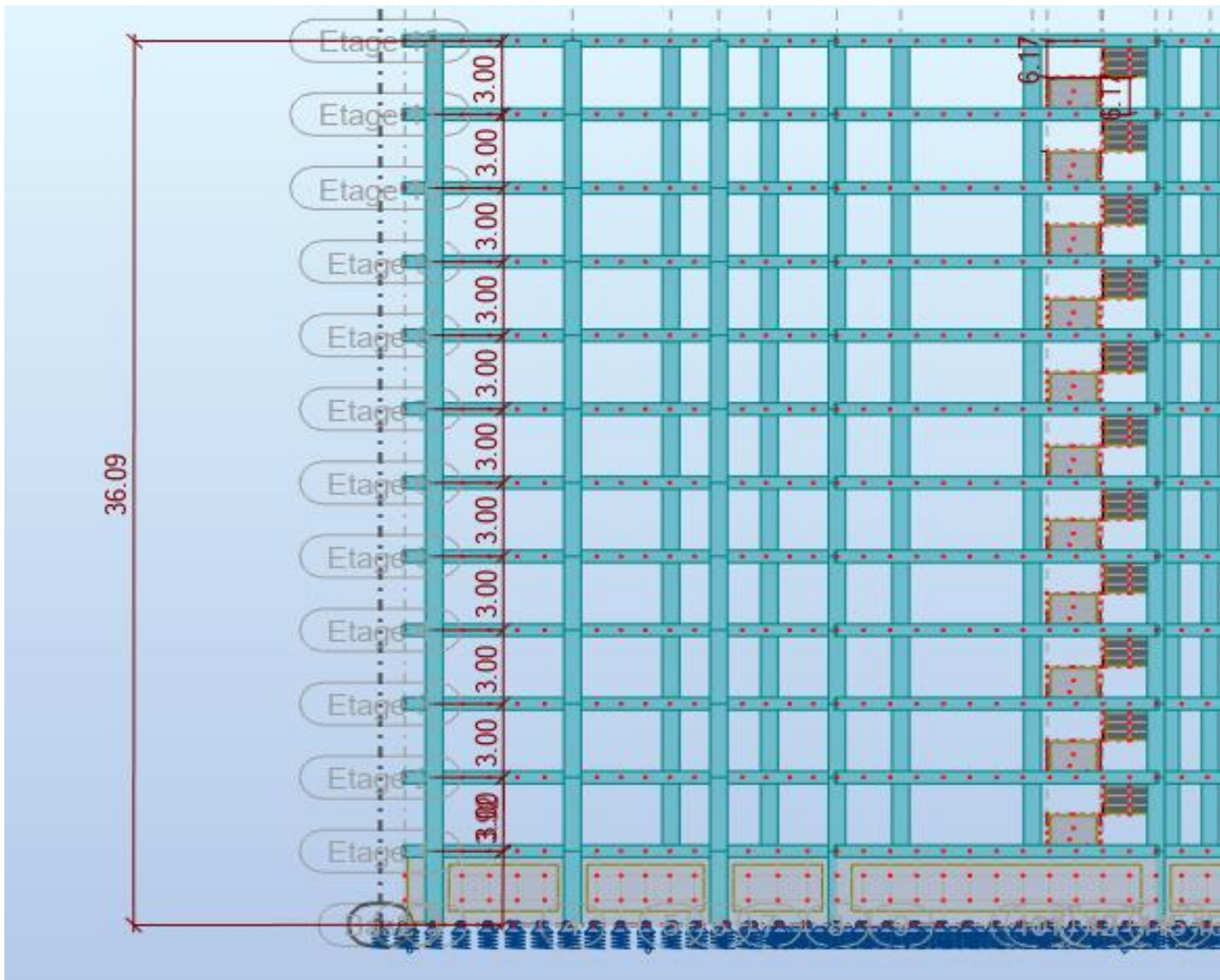


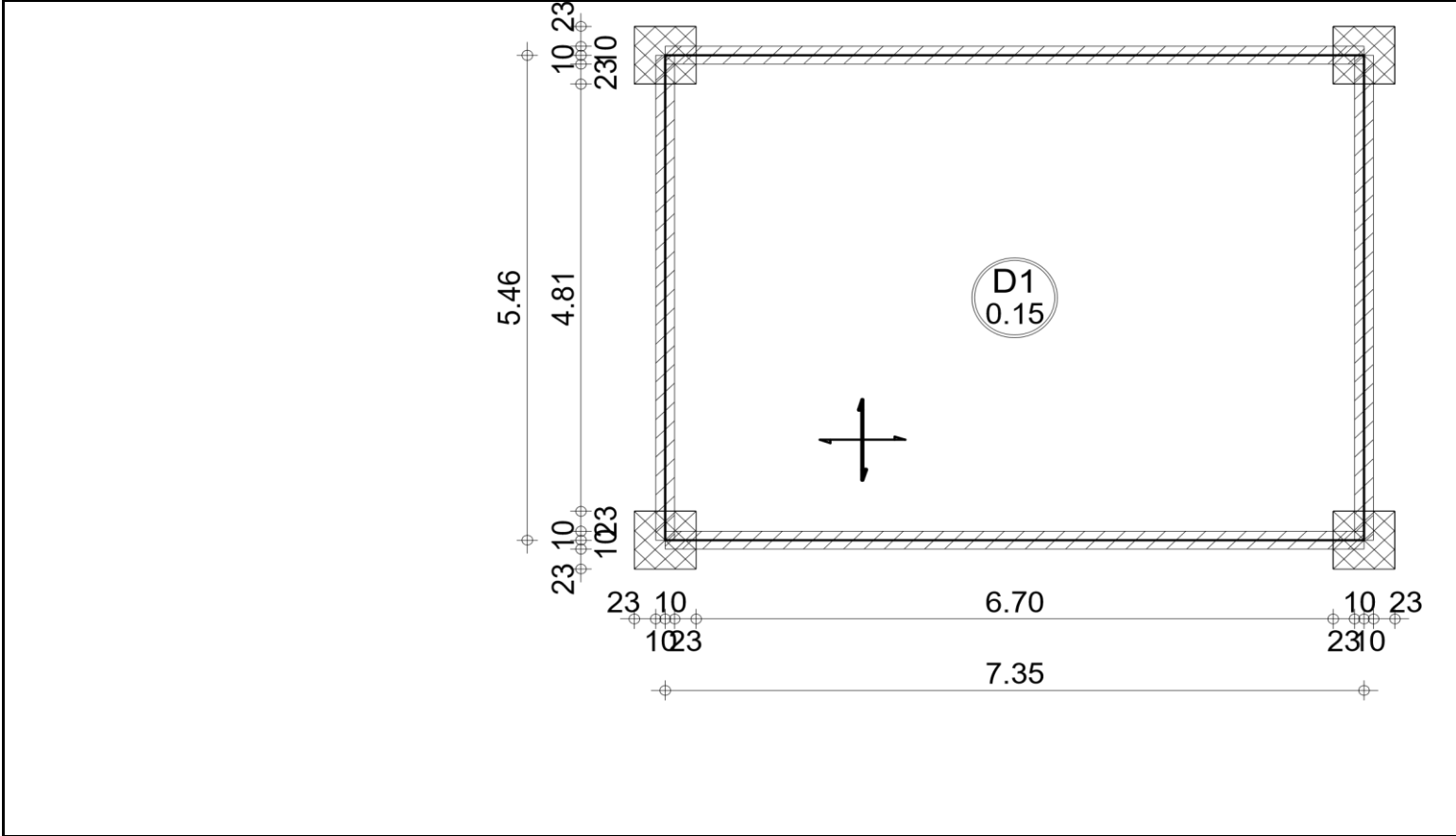
VUE EN PLAN COTEE RDC




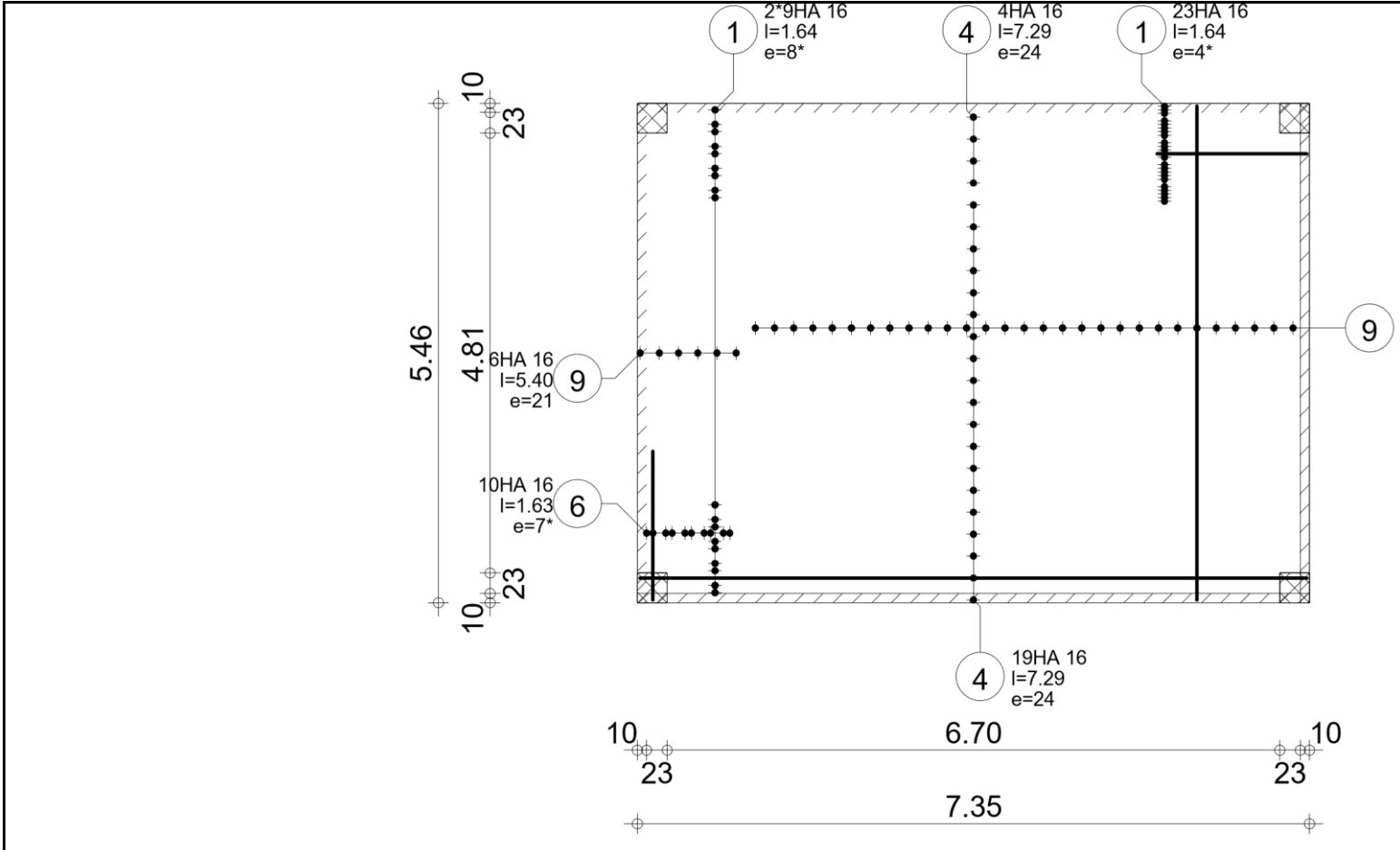
PLAN STRUCTURAL SOUS-SOL


ÉLEVATION DE LA STRUCTURE

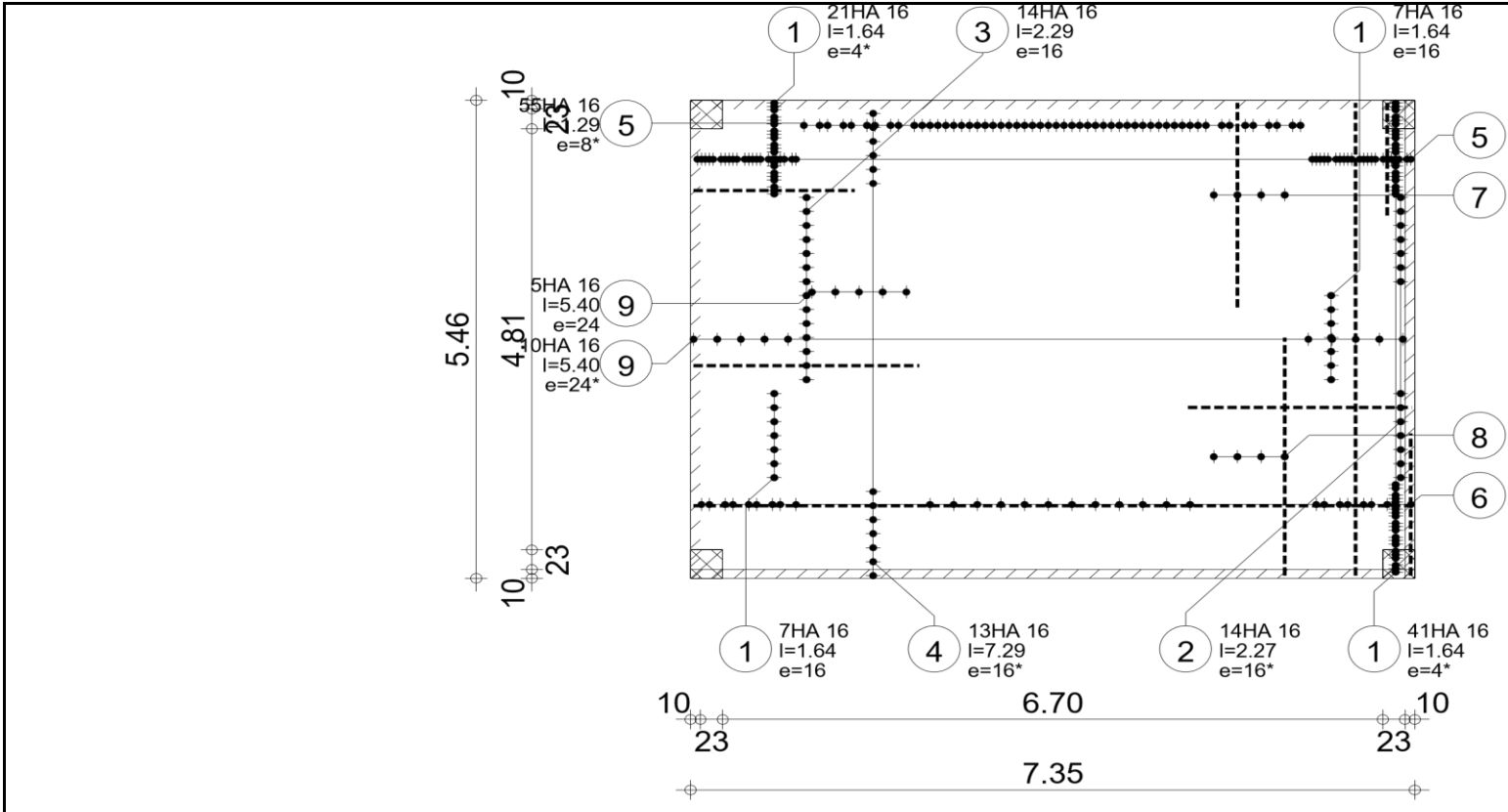





		Tél.	Fax	Béton : C20
	Niveau Etage 1	Elément: Dalle70		Surface de
	Sujet: TRAVAIL MEMOIRE	Dessin: COFFRAGE DE LA DALLE		m ²
				Echelle : 1/75



	Tél.	Fax	Béton : C25
	Niveau Etage 1	Elément: Dalle70	
	Sujet: TRAVAIL MEMOIRE	Dessin: FERRAILLAGE INFERIEUR	
			Echelle : 1/75

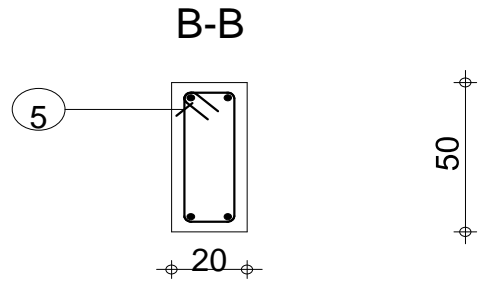
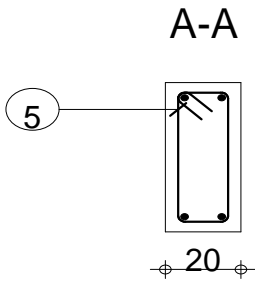
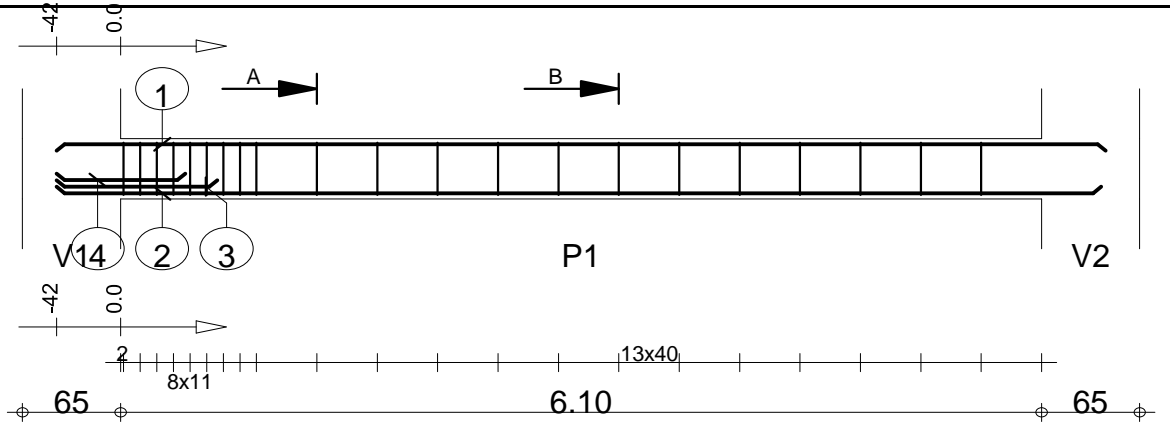


	Tél.	Fax	Béton : C
	Niveau Etage 1	Elément : Dalle70	
		Ferrailage : H	

Sujet : TRAVAIL MEMOIRE

Dessin: FERRAILLAGE SUPERIEUR


Echelle : 1/75

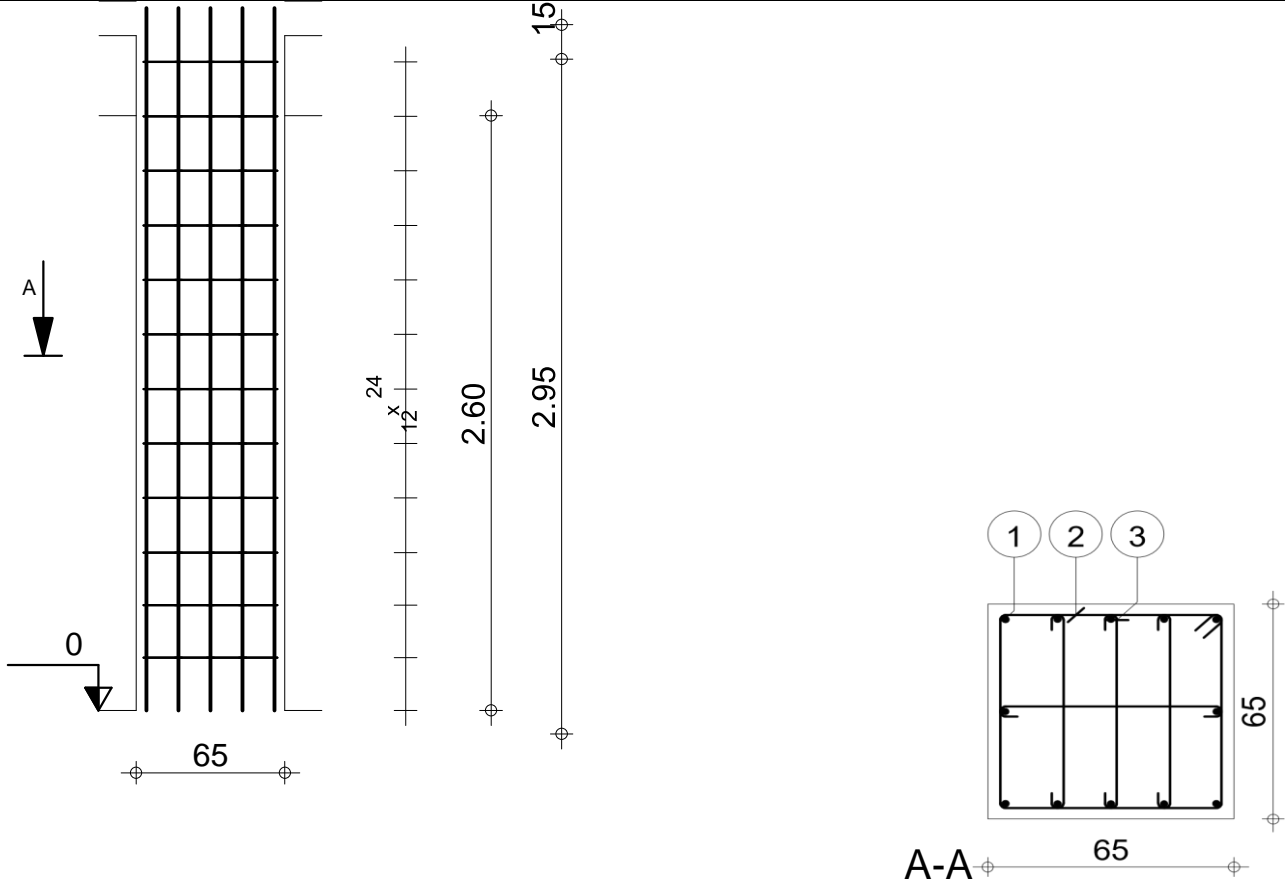



Tél.

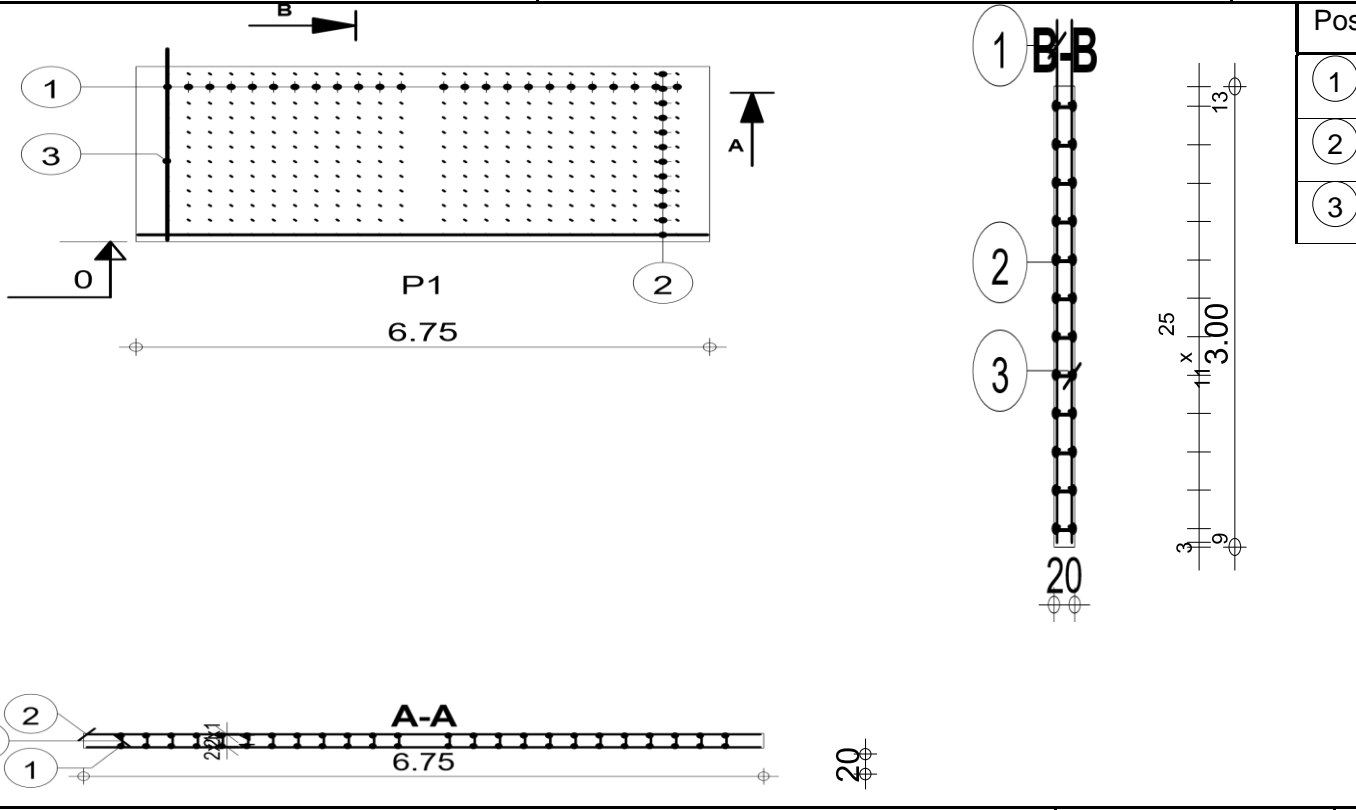
Fax


Béton : BETON25 = 0.

Tenue au feu 0h	Fissuration peu préjudiciable	Reprise de bétonnage : Non	
 TRAVAIL MEMOIRE TANZI	Poutre8 : P1 Section 20x50		Nombre 1 Surface du coffrage = 8 Densité = 52.57 kg/ m³ Diamètre moyen = 10.



 TRAVAIL MEMOIRE TANZI	Tél. Fax	Acier HA 4
	Poteau17 Section 65x65	
		Enrobage 3
		Echelle po
		Echelle po



Tél. Fax		
Tenue au feu 0h	Fissuration peu préjudiciable	Béton : BETON = 4.05 m3
 Sous-sol	Voile1495 : P1	Nombre 1 Surface du coffrage = 40.5 m2

TRAVAIL MEMOIRE TANZI	Section 20x300	Densité = 82.96 kg/ m ³ Diamètre moyen = 10.6mm
-----------------------	----------------	--