

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITÉ ABOU BEKR BELKAID DE TLEMCEN
FACULTÉ DE TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MÉMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

OPTION : Structures

**ETUDE D'UNE CONSTRUCTION PRÉFABRIQUÉE
EN BETON ARMÉ**

Présenté par :

BENACHOUR Alaa Eddine

BELLAHOUEL Abou Tahar

Soutenu le 29 Septembre 2020 devant le jury :

Dr. BOUCIF.N

UABB Tlemcen

Présidente

Mme MEDJAHED.A

UABB Tlemcen

Examinatrice

Dr. BENADLA.Z

UABB Tlemcen

Encadrante

Mr BENKRALED.M.I

UABB Tlemcen

Co-encadrant

Année universitaire : 2019-2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

Au terme de ce travail nous remercions avant tous, Dieu qui nous a donné la santé, la force, la volonté, la patience et le courage pour entamer et atteindre notre objectif.

La plus grande reconnaissance s'adresse à nos parents qui nous ont encouragés et soutenus sans relâche tout au long de nos études.

Nous tenons à adresser nos plus sincères remerciements à notre encadrante **Dr. BENADLA Zahira** pour son encadrement exemplaire, son dévouement et sa disponibilité, nous tenons également à exprimer notre gratitude envers notre deuxième encadrant, Mr. **BENKRALED Mohammed Ilyes** de nous avoir également suivis, guidés et orientés jusqu'à l'aboutissement de ce travail.

Nous adressons aussi nos remerciements aux membres du jury **Dr. BOUCIF Nesrine**, ainsi que **Mme MEDJAHED Amina** qui nous ont fait l'honneur d'évaluer notre travail, et d'y apporter leur regard d'expert.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude, qu'ils trouvent ici, l'expression de nos sincères remerciements.

DEDICACES

A mes très chers parents ; aucune dédicace, aucun mot ne pourrait exprimer la valeur de gratitude et l'amour que je vous porte. Je mets entre vos mains, le fruit de longues années d'études, de longs jours de distance de votre amour et de votre tendresse, longs jours d'apprentissage.

Ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, votre soutien et votre encouragement m'ont toujours donné de la force pour préserver et pour prospérer dans la vie.

Chaque ligne de ce mémoire, chaque mot et chaque lettre vous exprime la reconnaissance, le respect, l'estime et le merci d'être mes parents, puisse Dieu vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.

A mes chers frères : MILOUD, ABDELWAHED et ma belle sœur AMEL.

A la mémoire de mes grands-pères et grands-mères, que Dieu leur accorde miséricorde.

A ma chère tante AMARIA et ses enfants spécialement « YANISS » et mon oncle MAHMOUD.

A celle qui a été toujours avec moi durant mon parcours universitaire, que dieu la préserve pour moi.

A mes chers amis, surtout : Ahmed, Abdelhafid, Kheddar, Mhamed, Alae, Mourad et les autres

A mon cher binôme et sa famille BENACHOUR qui ont été derrière nous.

A mes amis de la promotion de génie civil 2019-2020 ; Benamar, Ahmed , Bonouar , Oussama

A tous ceux qui par leur sourire, leur gentillesse et leur espoir m'ont encouragé à poursuivre mes études.

BELLAHOUEL ABOU TAHAR

DEDICACES

« Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur
qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime. »

Mes premiers remerciements vont pour le bon dieu, le tout puissant, qui nous a donné la santé, la force, la patience et la sagesse d'arriver à ce stade dans nos études.

A la mémoire de mon cher père (رحمه الله), qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis. A ma chère mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, votre soutien et votre encouragement m'ont toujours donné de la force pour préserver et pour prospérer dans la vie.

A mon cher frère HOUSSEM et ma petite sœur SOULEF.

A mes cousins RAYANE, ISSAM, AYOUB, IMAD et mes cousines RADJAA, RAWIDA, FATIMA, AMINA, AYA, FATIHA, MALEK

A mes chers amis ; IMAD, RIAD, SALIM, AHMED et les autres

A la famille de mon binôme BELLAHOUEL qui ont été derrière nous.

A mes amis de la promotion de génie civil 2019-2020 ; Benamar, Ahmed, Bounouar, Oussama

A tous ceux qui par leur sourire, leur gentillesse et leur espoir m'ont encouragé à poursuivre mes études.

BENACHOUR ALAA EDDINE

RESUME

La construction en béton préfabriqué connaît une grande utilisation dans le monde entier à cause des avantages qu'elle offre. En effet, ce sont des constructions rapides en termes de réalisation, et surtout que le produit fini est d'une qualité exceptionnelle vis-à-vis des constructions en béton armé ordinaire. Aussi, elles sont solides, stables et résistent très bien au temps.

En revanche, leur utilisation en Algérie reste limitée aux constructions industrielles et administratives. Ceci est dû probablement à la non-maitrise de ce procédé d'une part. D'autre part, le béton armé construit sur chantier a occupé tout le marché de la construction, et par peur de l'inconnu, les personnes ne s'aventurent pas à essayer de nouvelles méthodes de construction.

Dans ce projet, nous avons tenté de mettre en lumière les méthodes de calcul d'une construction préfabriquée en béton armé en étudiant une construction en (R+1) à usage d'administration. Celle-ci est implantée dans la wilaya de Tlemcen. Le but principal de cette étude est de déterminer les principales différences entre le calcul des constructions préfabriquées et le calcul classique du béton armé coulé sur place, en se basant, en premier lieu, sur la réglementation algérienne ; notamment le (RPA 99, V2003) et combler les manques par les notes de calcul proposées à l'échelle internationale.

Mots clés : béton préfabriqué, fûts d'encuvement, corbeau, assemblage, ferrailage, logiciel ROBOT.

ABSTRACT

Prefabricated concrete construction is used extensively around the world because of its advantages. Indeed, they are fast constructions in terms of realization, and especially that the final product is of an exceptional quality compared to ordinary reinforced concrete constructions. Also, they are solid, stable and very resistant .

However, their use in Algeria remains limited to industrial and administrative construction This is probably due to the no mastery of this process on the one hand. On the other hand, reinforced concrete built on site has occupied the entire construction market, and for fear of the unknown, people do not venture to try new construction methods.

In this project, we tried to highlight the methods of calculating a prefabricated construction of reinforced concrete by studying a construction in (R+1) for administration use. It is located in the wilaya of Tlemcen. The main purpose of this study is to determine the main differences between the calculation of prefabricated constructions and the classical calculation of the reinforced concrete poured on the construction site, based, in the first place, on the Algerian regulations; notably the (RPA99, V2003) and fill gaps with internationally proposed calculation scores.!

Keywords : Prefabricated concrete, drums, raven, assembly, reinforcement, robots software

ملخص

يستخدم البناء الخرساني السابق الصب على نطاق واسع في جميع أنحاء العالم بسبب المزايا التي يوفرها. في الواقع ، إنها عمليات بناء سريعة من حيث الانجاز ، و خاصة أن المنتج النهائي ذو جودة استثنائية مقارنة بالمنشآت العادية من الخرسانة المسلحة. كما أنها صلبة ومستقرة ومقاومة جيداً بمرور الوقت.

من ناحية أخرى ، يظل استخدامها في الجزائر مقصوراً على الإنشاءات الصناعية والإدارية. ربما يرجع هذا إلى عدم التمكن من هذه العملية من ناحية أخرى ، احتلت الخرسانة المسلحة المبنية في الموقع سوق البناء بأكمله ، وخوفاً من المجهول ، لا يجروُ الناس على تجربة طرق بناء جديدة.

في هذا المشروع ، حاولنا تسليط الضوء على طرق حساب البناء الخرساني المسلح الجاهز من خلال دراسة بناء من طابق واحد للاستخدام الإداري. تقع في ولاية تلمسان الهدف الرئيسي من هذه الدراسة هو تحديد الاختلافات الرئيسية بين حساب الإنشاءات المسبقة الصنع والحساب الكلاسيكي للخرسانة المسلحة المصبوبة في المكان ، بناءً على اللوائح الجزائرية أولاً وقبل كل شيء ؛ على وجه الخصوص وسد الفجوات بملاحظات الحساب المقترحة على المستوى الدولي.

الكلمات المفتاحية: الخرسانة سابقة الصب ، كوربيل ، التجميع ، التعزيز ، برنامج الروبوت

SOMMAIRE

Introduction Générale	01
------------------------------------	----

Chapitre 01 : Notion sur la préfabrication dans la construction

I. Introduction	04
II. La préfabrication dans la construction	04
1. Définition	04
2. Produits préfabriqués	04
3. Principaux intérêts et avantages	05
4. Différentes classes de la préfabrication	06
III. Systèmes et assemblages des structures préfabriqués en béton armé	07
1. Systèmes	07
2. Assemblages	07
IV. Mise en œuvre des éléments préfabriqués	11
1. Les panneaux et voiles verticaux.....	11
2. Les éléments de structure.....	11
3. Les éléments de la toiture.....	12
4. Les escaliers	12
5. Les parois et murs de soutènement.....	13
6. Les éléments d'ouvrage d'art.....	13
V. Conclusion	14

Chapitre 02 : Méthode de calcul des éléments préfabriqués

I.	Introduction	16
II.	Corbeaux	16
	1. Méthode de calcul	16
	2. Exemple	18
III.	Fondation (Fut d'encuvement)	21
	1. Généralités	21
	2. Méthode de calcul	22
	3. Exemple	24
IV.	Conclusion	27

Chapitre 03 : Descentes des charges et prédimensionnement

I.	Introduction	29
II.	Présentation de l'ouvrage	29
	1. Implantation de l'ouvrage	29
	2. Caractéristiques géométriques.....	30
	3. Description de l'ossature	30
III.	Evaluation des charges	30
	1. Introduction	30
	2. Les planchers	31
	3. Les escaliers	32
IV.	Prédimensionnement	33
	1. Poutres	33
	2. Poteaux	34
	3. Escaliers	35
	4. Planchers	36
	5. Voiles.....	38

V.	Modélisation des éléments structuraux	39
1.	Présentation du logiciel ROBOT.....	39
2.	Insertion des sections sur le logiciel.....	39
3.	Les voiles préfabriqués	41
VI.	Conclusion	42

Chapitre 04 : Etude sismique

I.	Etude sismique	44
1.	Introduction.....	44
2.	Choix de la méthode de calcul.....	44
3.	Classification du site.....	46
4.	Détermination de la force sismique de chaque niveau.....	48
5.	Période fondamentale	49
6.	Vérification de le résultante des forces sismiques.....	49
7.	Vérification de l'effet P-Delta.....	50

Chapitre 05 : Ferrailages des éléments

I.	Introduction	52
II.	Ferrailage des poutres	52
1.	Détermination des moments.....	52
2.	Calcul de ferrailage.....	54
III.	Ferrailage des poteaux	60
1.	Ferrailage du poteau.....	61
2.	Corbeaux.....	64
IV.	Planchers	67
V.	Ferrailage des Voiles	68

VI. Ferrailage des escaliers	73
VII. Conclusion.....	79

Chapitre 06 : Etude d'infrastructure

I. Etude de l'infrastructure.....	81
1. Introduction	81
2. Semelles isolées	82
3. Semelle filante	85
4. Fût d'encuvement de la semelle isolée	88
5. Fût d'encuvement de la semelle filante.....	92
II. Conclusion.....	96

Conclusion générale et perspectives.....	97
---	-----------

Bibliographie.....	99
---------------------------	-----------

ANNEXE A

ANNEXE B

Listes des figures

Chapitre 01 : Notions sur la préfabrication dans la construction

Figure I-1: joints de mortier continus	8
Figure I-2: liaisons continues bétonnées sans armature en attente.....	8
Figure I-3: liaisons continues bétonnées avec armatures en attente.....	9
Figure I-4: liaisons ponctuelles	10

Chapitre 02 : Méthode de calcul des éléments préfabriqués

Figure II-1: Résultante des forces appliquées sur le corbeau.....	17
Figure II-2: Résultante des forces appliquées sur le corbeau.....	18
Figure II-3: Schéma du ferrailage du Corbeau.....	21
Figure II-4: Schéma descriptif du fut d'encuvement.....	23
Figure II-5: Forces et moments agissants sur le fut d'encuvement.....	24

Chapitre 03 : Descentes des charges et prédimensionnement

Figure III-1: Poteau le plus sollicité.....	34
Figure III-2: Section réduite du voile.....	38
Figure III-3: Définition des éléments dans le logiciel ROBOT.....	41
Figure III-4: types de voile	42

Chapitre 05 : Ferrailages des éléments

Figure V-1: Ferrailages longitudinal et transversal des poutres PO01/PO03.....	56
Figure V-2: Ferrailages longitudinal et transversal des poutres PO02/PO04.....	58
Figure V-3: Ferrailages longitudinal et transversal des poteaux.....	64
Figure V-4: Résultante des forces agissantes sur le corbeau.....	64
Figure V-5 : Répartition des armatures sur le corbeau.....	65
Figure V-6: Ferrailages longitudinal et transversal des corbeaux PT02.....	66
Figure V-7: Exemple de voile calculé.....	66
Figure V-8: Ferrailages longitudinal et transversal des voiles.....	64
Figure V-9: Diagramme des sollicitations (ELU).....	72
Figure V-10: : Diagramme des sollicitations (ELS).....	73
Figure V-11: Ferrailages longitudinal et transversal des escaliers.....	73

Chapitre 06 : Etude d'infrastructure

Figure VI-1 : Schéma descriptif des semelles.....	82
Figure VI-2 : Schéma descriptif du fut d'encuvement.....	88
Figure VI-3 : Dessin de ferrailage de semelle isolée et le fut d'encuvement.....	95
Figure VI-4 : Dessin de ferrailage de semelle filante et le fut d'encuvement.....	95

Listes des tableaux

Chapitre 03 : Descentes des charges et prédimensionnement

Tableau III-1: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.....	31
Tableau III-2: Evaluation des charges permanentes du plancher étage courant.....	31
Tableau III-3: Evaluation des charges permanentes du palier de repos.....	32
Tableau III-4: Evaluation des charges permanentes du paillasse.....	32
Tableau III-5: Prédimensionnement des poutres.....	33
Tableau III-6: Calcul des charges appliquées sur le poteau.....	34
Tableau III-7: Prédimensionnement des poteaux.....	35
Tableau III-8: Prédimensionnement des escaliers.....	36

Chapitre 04 : Etude sismique

Tableau IV-1 : Pénalité P_q en fonction du critère de qualité.....	48
Tableau IV-2 : La force sismique de chaque niveau.....	49
Tableau IV-3 : Vérification de la résultante des forces.....	50
Tableau IV-4 : Justification de l'effet P-Delta.....	50

Chapitre 05 : Ferrailages des éléments

Tableau V-1 : Les moments agissants sur chaque type de poutre.....	53
Tableau V-2 : Ferrailage transversale des poutres.....	59
Tableau V-3 : Ferrailage longitudinale des poutres.....	60
Tableau V-4 : les résultats des coefficients V (combinaisons sismiques).....	61
Tableau V-5 : Ferrailages des poteaux.....	65
Tableau V-6 : Ferrailages des corbeaux.....	65
Tableau V-7 : Ferrailages des planchers.....	67

NOTATIONS

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

E : Action accidentelle.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton.

σ_{bc} : Contrainte du béton.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'acier.

σ_{st} : Contrainte d'acier.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte admissible de cisaillement.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : Contrainte de calcul.

f_{cj} : Résistance à la compression.

f_{tj} : Résistance à la traction.

f_{c28} : Résistance caractéristique a 28jours.

E_{ij} : Déformations instantanées.

E_{vj} : Déformations différées.

ν : Coefficient de poisson.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible de sol

A_{st} : Section d'armature.

A_r : Armature de répartition.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier.

θ : Coefficient d'application.

η : Facteur de correction d'amortissement.

I_x, I_y : Moment d'inertie.

i_y, i_x : Rayon de giration.

μ_u : Moment ultime réduite

α : Position relative de la fibre neutre

z : Bras de levier

d : Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre

C_p : Facteur de force horizontal

E_s : Module d'élasticité longitudinal.

λ : L'élancement mécanique des poteaux.

B_r : Section réduite
 M_u : Moment fléchissant à l'état limite ultime
 M_s : Moment fléchissant à l'état limite service
 M_t : Moment en travée
 M_a : Moment en appuis
 $Hed = T$: Effort tranchant
 $Fed = N$: Effort normal
 A : Coefficient d'accélération de zone
 D : Facteur d'amplification dynamique
 R : Coefficient de comportement global de la structure
 Q : Facteur de qualité
 W : Poids total de la structure
 W_i : Poids sismique au niveau « i »
 C_T : Coefficient de période
 β : Coefficient de pondération
 f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 L_f : Longueur de flambement.
 f : Flèche admissible.
 f : Flèche.
 \emptyset_l : Diamètre d'une barre d'acier longitudinal
 \emptyset_t : Diamètre d'une barre d'acier transversale
 S_t : Espacement.
ELU : Etat limite ultime.
ELS : Etat limite service.
 K : Coefficient de raideur du sol.

$d(\text{corbeau})$ = hauteur utile des armatures les plus proches de la face supérieure de la console,
 $a_H(\text{corbeau})$: distance de la face supérieure du dispositif d'appui à la ligne moyenne des armatures les plus proches de la face supérieure de la console.

$z_0(\text{corbeau})$: distance du pied de la bielle à l'axe horizontal des aciers supérieurs tendus

$h_c(\text{corbeau})$: hauteur de la console au niveau de son encastrement dans le poteau

$d(\text{fût})$: la hauteur utile du débord de la semelle

$C(\text{fût})$: Épaisseur C en tête du fût de l'encuvement

$L(\text{fût})$: Profondeur minimale du fût de l'encuvement

INTRODUCTION GENERALE

En Algérie il y a une crise du logement à cause de la croissance démographique importante ces dernières années ; donc l'état algérien a programmé de construire des bâtiments pour résoudre ce problème. Vu la durée de construction atteinte des années des travaux c'est toujours insuffisant donc la préfabrication peut être une solution.

Les progrès connus par les différentes industries : mécanisation, possibilités de transport et de manutention, apparition de nouveaux matériaux tels que le béton armé et précontraint, le besoin de construire un grand nombre de logements dans des délais brefs et des aires de plus en plus réduites. Toutes ces raisons ont conduit les spécialistes à industrialiser le domaine de la construction civile et à penser au développement d'une nouvelle technologie appelée : la préfabrication.

Le projet qui nous a été confié, porte sur l'étude une construction préfabriquée en béton armé et voir les avantages et les inconvénients de cette nouvelle technologie.

Notre structure est une construction (R+1) préfabriquée en béton armé dédiée pour l'usage d'administration du Groupe KHERBOUCHE (GK) située à Tizi dans la wilaya de Tlemcen classée dans la zone I par le règlement parasismique algérien (**RPA99 V2003**), c'est une zone de faible sismicité.

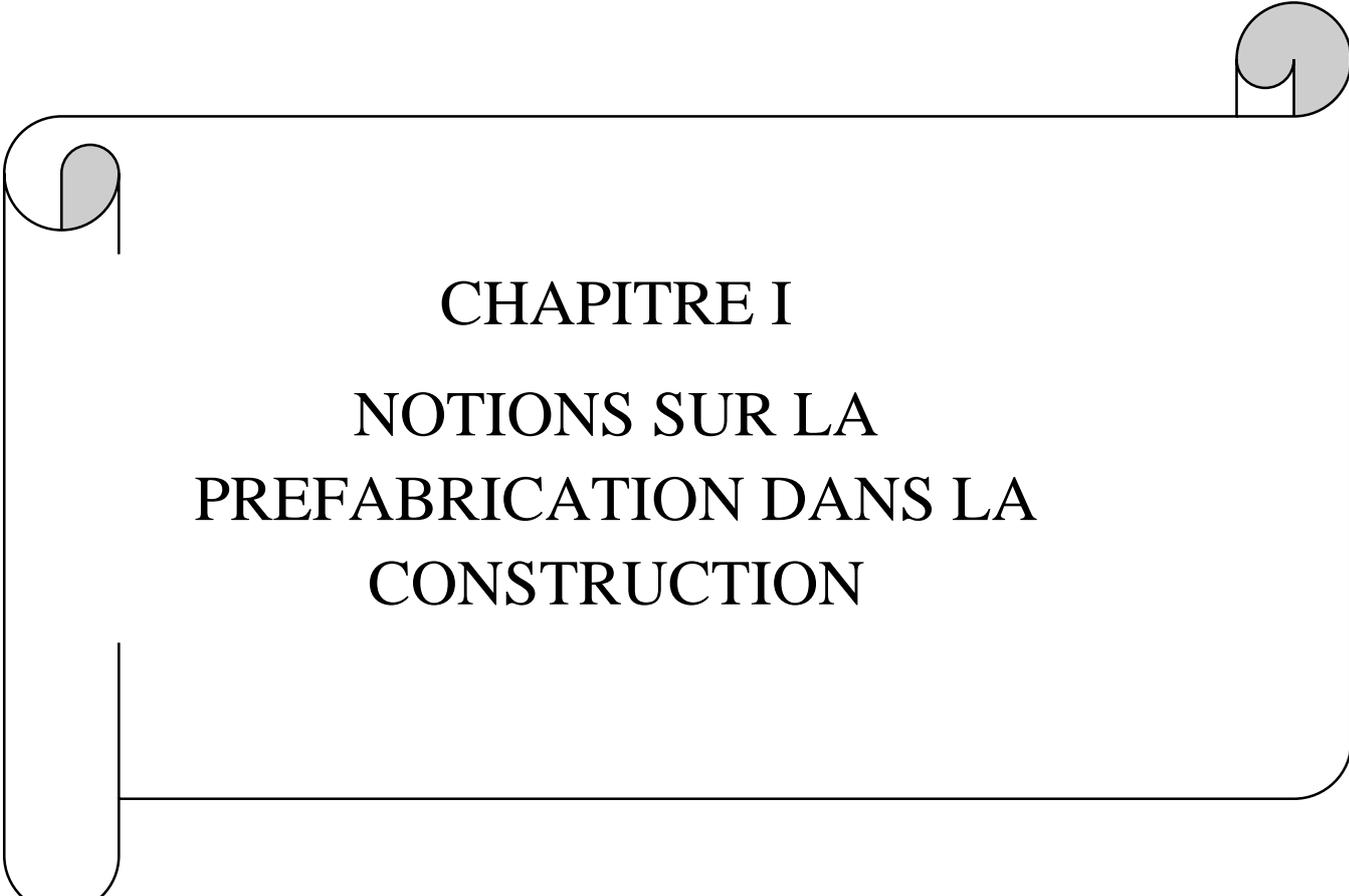
L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec d'autres avantages :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Comme moyen, nous avons utilisé les logiciels **Autodesk Robot Structural Analysis Professional** pour l'analyse dynamique et **l'AUTO CAD** pour la réalisation des plans de ferrailages. Ces outils informatiques sont très nécessaires pour le traitement des études de bâtiments.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en cinq chapitres précédés par une introduction générale à savoir :

- Le premier chapitre consiste à donner des notions et généralités sur la préfabrication,
- Le deuxième chapitre traite la méthode de calcul pour les différents éléments préfabriqués,
- Le troisième chapitre est consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux, ainsi que la descente des charges,
- Le quatrième chapitre contient le ferrailage des éléments préfabriqués,
- Le cinquième chapitre est réservé à l'étude dynamique de la structure, ainsi qu'à l'étude de l'infrastructure,
- Finalement, on termine par une conclusion générale.

A decorative graphic of a scroll, oriented vertically. The scroll is white with a black outline and features two grey circular elements at the top corners, representing the ends of the scroll. The text is centered within the scroll.

CHAPITRE I
NOTIONS SUR LA
PREFABRICATION DANS LA
CONSTRUCTION

I. INTRODUCTION

La préfabrication, mode constructif né après la seconde guerre mondiale, est apparue en son temps dans un contexte de pénurie de logements et de profusion d'innovations industrielles.

Aujourd'hui, c'est une option proposée aux architectes dans le cadre de leurs choix pour élaborer leurs projets et aux entreprises pour l'optimisation de leurs chantiers.

II. LA PREFABRICATION DANS LA CONSTRUCTION

II-1 Définition

La préfabrication est une solution technique qui consiste à fabriquer à l'avance des produits (éléments de construction) généralement en grand nombre répétitif soit en usine ou sur chantier pour être montés sur place par la suite.

Exemples : poutrelles, prédalles, panneaux...

II-2 Produits préfabriqués

Les produits préfabriqués en béton se différencient par l'usage d'armatures (ex. : poutrelles, panneaux, escaliers) ou non (ex. : blocs, entrevous, tuiles).

a. Les produits moulés

Sont plutôt des produits de grandes dimensions. Ils nécessitent un coffrage de type table (ex. : panneaux de façade) ou un moule adapté une géométrie particulière (escaliers). Ils sont fabriqués en démoulage différé.

b. Les produits filés

Sont fabriqués (ex. : poutrelles) à l'aide d'une machine qui se déplace sur un banc de grande longueur (80 à 120 m) à une vitesse de l'ordre de 2 m/min. Le filage permet de fabriquer plusieurs lignes de produits en parallèle (8 à 22 rangées).

Toutes les techniques précédentes font appel à la mise en vibration calibrée du béton qui garantit une répartition homogène des constituants dans le volume du produit.

Dans la dernière étape de la fabrication, il est nécessaire de maintenir les produits dans des conditions thermo hygrométriques maîtrisées pour que l'hydratation du ciment se fasse en totalité. C'est ce que l'on appelle la cure du béton.

Dans la plupart des cas, les produits préfabriqués présentent un béton durci compact et faiblement poreux. L'ajustement des paramètres de fabrication et de formulation des bétons permet d'adapter les produits à des exigences physico-chimiques et mécaniques pour atteindre les performances recherchées de solidité, de durabilité et d'esthétique.

II-3 Principaux intérêts et avantages

La méthode de construction à l'aide d'éléments préfabriqués :

a. Permet :

- D'obtenir une maîtrise de la qualité de fabrication ;
- De gérer plus facilement les contraintes climatiques ;
- D'offrir et de choisir une grande variété de parements à partir d'échantillons prédéfinis ;
- De proposer des prototypes permettant de visualiser l'aspect final ;
- De réaliser des composants de forme et de finition complexes ;
- D'introduire un droit à l'erreur dans le cycle de production ;
- D'adapter dans une certaine limite la cadence de livraison des produits au planning d'avancement du chantier (meilleure gestion des délais de réalisation) ;

- De construire plus rapidement, à un rythme préétabli ;
- De contrôler directement en usine la qualité des éléments.

b. Nécessite :

- Une préparation en amont du chantier pour définir précisément les éléments architecturaux et choisir les assemblages et les joints répondant aux spécifications du projet ;
- Une étude du transport des éléments sur le chantier ;
- La livraison impérative des éléments à des dates précises, en fonction du planning d'avancement du chantier, avec la possibilité de remplacer un élément non conforme dans un délai acceptable.

c. Implique :

Une réalisation rigoureuse des assemblages et des joints, ce qui nécessite un personnel qualifié.

II-4 Différentes classes de la préfabrication

On distingue essentiellement deux grandes classes de préfabrication de la construction : la préfabrication légère et la préfabrication lourde.

a. La préfabrication légère

Elle fait appel à des éléments d'un poids maximal de l'ordre d'une tonne ; éléments d'ossature tels que poutrelles, panneaux de façade, prédalles de petites dimensions, cloisons de séparation...etc.

b. La préfabrication lourde

Elle met en jeu des éléments de construction dont les dimensions sont beaucoup plus importantes : planchers complets de pièces d'habitation, façade de la hauteur d'étage, éléments de couverture de grande portée et dont le poids peut atteindre actuellement une quinzaine de tonnes, le matériau utilisé est généralement le béton armé ou précontraint.

III. SYSTEMES ET ASSEMBLAGES DES STRUCTURES DE BATIMENTS PREFABRIQUES EN BETON ARME

III-1 Systèmes

a. Structures à ossature

Elles sont généralement constituées de poteaux, poutres, poutrelles et éléments de planchers préfabriqués. Les poteaux et les poutres peuvent être associés pour former les portiques.

b. Structures en panneaux préfabriqués

Elles sont essentiellement constituées de panneaux préfabriqués verticaux de la hauteur de l'étage formant les murs, les panneaux de planchers horizontaux en dalles pleines ou évidées. C'est la solution la plus employée dans la construction de logements, on distingue deux formes :

Structures unidirectionnelles : les planchers portent dans une seule direction. *Structures bidirectionnelles*: ou à murs croisés ; les cloisons sont des éléments porteurs.

c. Structures en cellules

Composées de cellules en béton complètement préfabriquées. L'emploi des éléments volumiques peut être limité à la réalisation des blocs sanitaires ou des blocs gaines autour desquels sont montés des structures en panneaux.

III-2 Assemblages

En référence à la norme P 10-210 (DTU 22.1), les assemblages sont classés selon Quatre types.

a. Type 1 : joints de mortier continus

Ils sont utilisés pour réaliser des appuis simples. Leur emploi est limité à des montages ne nécessitant pas la reprise d'efforts de cisaillement importants.

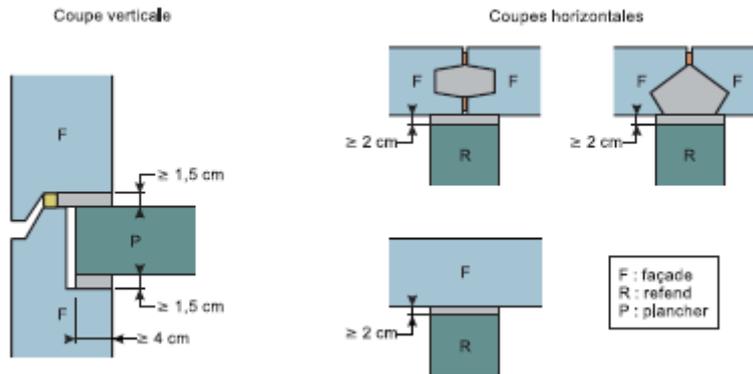


Figure I-1: joints de mortier continus

Source : Architecture : Construire en béton préfabriqué

b. Type 2 : liaisons continues bétonnées sans armature en attente

Elles permettent de reprendre les efforts de cisaillement se développant orthogonalement à deux éléments juxtaposés ;

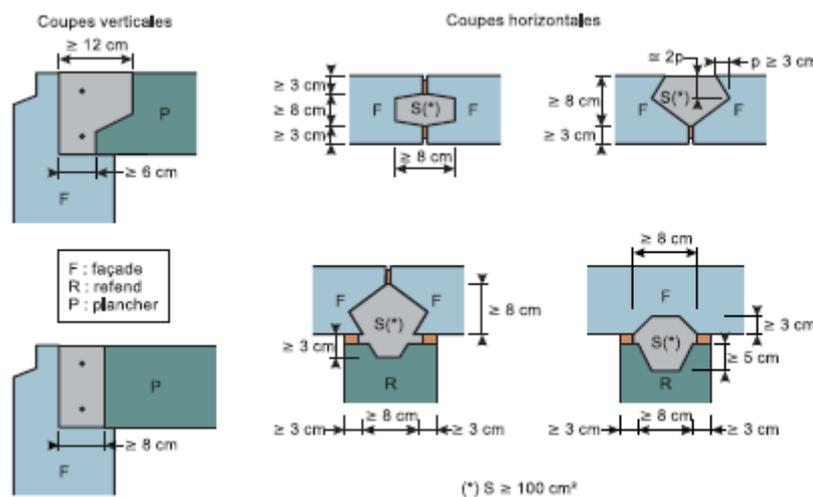


Figure I-2: liaisons continues bétonnées sans armature en attente

Source : Architecture : Construire en béton préfabriqué

c. Type 3 : liaisons continues bétonnées avec armatures en attente

Elles assurent la transmission d'efforts d'un élément à l'autre et sont aussi employées pour réaliser les chaînages. Leur section transversale peut être utilisée comme verrou de cisaillement positionné entre deux séquences mitoyennes de murs. Des dispositifs tels que des crantages ou des boucles de liaisons métalliques permettent de renforcer la résistance au cisaillement.

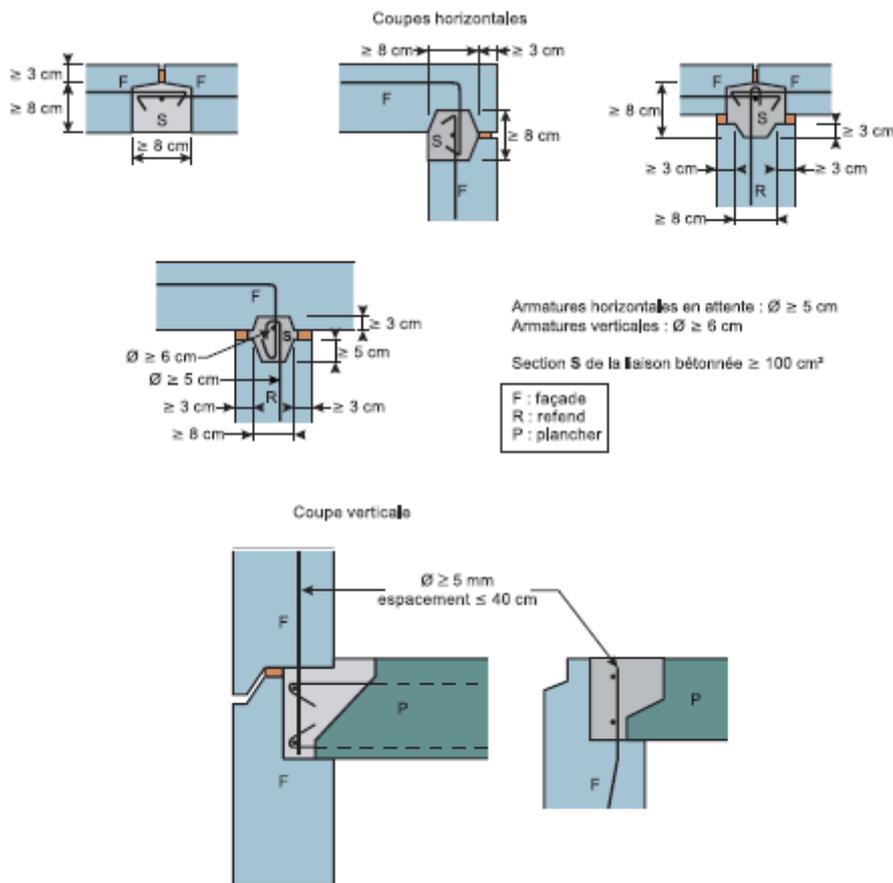


Figure I-3: liaisons continues bétonnées avec armatures en attente

Source : Architecture : Construire en béton préfabriqué

d. Type 4 : liaisons ponctuelles

Ce sont des liaisons bétonnées, boulonnées, brochées ou soudées qui permettent de réaliser le montage à sec des éléments (c'est-à-dire sans, ou avec peu de coulage de béton). Elles sont fréquemment employées du fait de leur simplicité de mise en œuvre. Selon leur constitution, elles peuvent reprendre un cisaillement.

Les liaisons ponctuelles bétonnées sont également employées pour réaliser des continuités de chaînage.

Les éléments non porteurs utilisent le plus souvent des liaisons ponctuelles spécifiques (suspentes) pour se fixer à la structure de l'édifice.

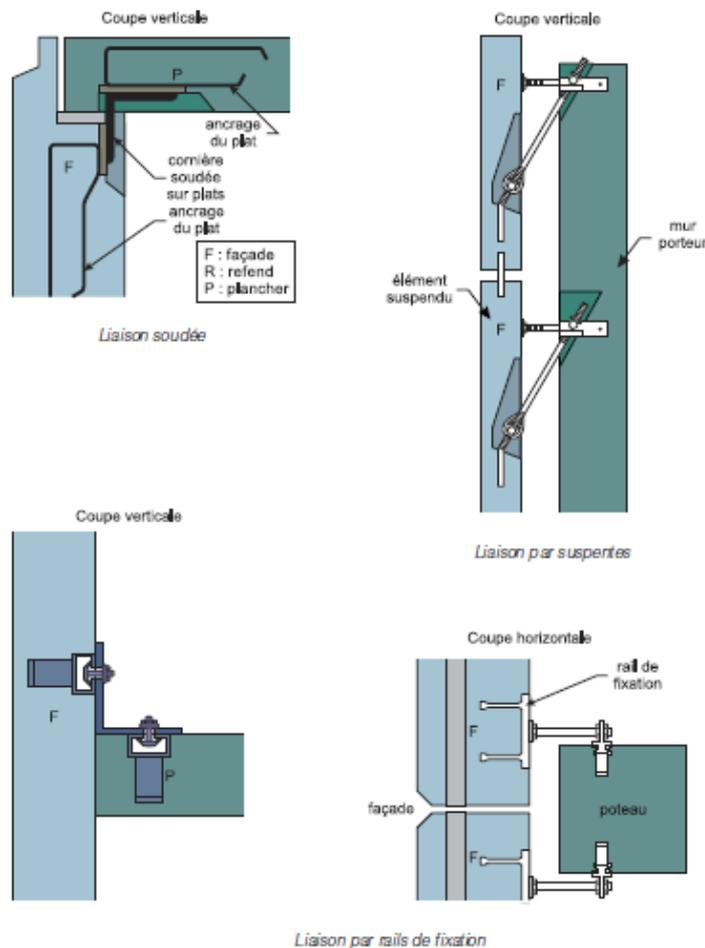


Figure I-4: liaisons ponctuelles

Source : Architecture : Construire en béton préfabriqué

IV. MISE EN ŒUVRE DES ELEMENTS PREFABRIQUES

IV-1 Les panneaux et voiles verticaux

Ils constituent la plus importante famille d'éléments architecturaux utilisés.

Les panneaux sont classés en quatre sous-familles selon leur constitution interne :

- panneaux pleins ;
- panneaux nervurés ;
- panneaux sandwichs à voiles solidaires ;
- panneaux sandwichs à voile extérieur librement dilatable.

Ils peuvent être porteurs, autoporteurs, portés ou suspendus.

IV-2 Les éléments de structure

Les éléments linéaires de structures (poteaux et poutres) ainsi que les éléments de type dalles permettent de constituer l'ossature de la construction.

a. Principaux types d'assemblage

- Appuis simples.
- Appuis simples avec transfert d'efforts de cisaillement.
- Assemblages de continuité.
- Articulations utilisées généralement entre poteaux et poutres.
- Encastremets (avec transfert d'un moment) utilisés principalement en fondation.

b. Marquage CE et certification

La norme NF EN 13225 relative aux éléments linéaires de structure en béton a été publiée en février 2005 et révisée en 2007.

IV-3 Les éléments de la toiture

- Ce sont des éléments porteurs assurant à eux seuls, ou par l'adjonction d'autres matériaux, les fonctions suivantes :
- résistance et stabilité ;
- sécurité en cas d'incendie ;
- étanchéité.

a. Assemblages

Ce sont en général des appuis simples brochés de manière à permettre la libre dilatation de ces éléments soumis à des écarts de température entre leur face supérieure et leur face inférieure.

b. Marquage CE et certification

La norme NF EN 13693 relative aux éléments spéciaux de toiture en béton a été publiée en février 2005.

IV-4 Les escaliers

Ils sont classés en deux grandes sous-familles :

- les escaliers monoblocs constitués d'une volée ou d'une fraction de volée (un quart, un tiers, un demi) ;
- les escaliers à marches indépendantes assemblées entre elles ou sur une ossature assurant la stabilité de l'ensemble.

a. Principaux types d'assemblages

- Appuis simples.
- Assemblages bétonnés avec armatures en attente.
- Assemblages brochés.
- Assemblages spéciaux de désolidarisation antibruit.

b. Normalisation et certification

- NF EN 14843 – Escaliers en béton ;
- NF Escaliers.
- La norme NF EN 14843 relative aux escaliers en béton a été publiée en juillet 2007.

IV-5 Les parois et murs de soutènement

En soutènement, deux types d'éléments en béton armé sont généralement utilisés :

- les parois de soutènement : elles peuvent être constituées de plaques ou « écailles » associées à des tirants ou enfichées directement dans le sol sur une hauteur d'ancrage permettant d'équilibrer les efforts de poussée ;

a. Marquage CE et certification

- Qualif-IB produits d'environnement.
- La norme NF EN 15258 « Produits préfabriqués en béton – Éléments de murs de soutènement » a été publiée en janvier 2009.

IV-6 Les éléments d'ouvrage d'art

Beaucoup d'éléments architecturaux sont employés lors de la finition de la construction de ponts (corniches, parapets) ou utilisés comme parois de coffrage pour la réalisation de piles de pont et de viaduc, ou bien encore de voiles de soutènement.

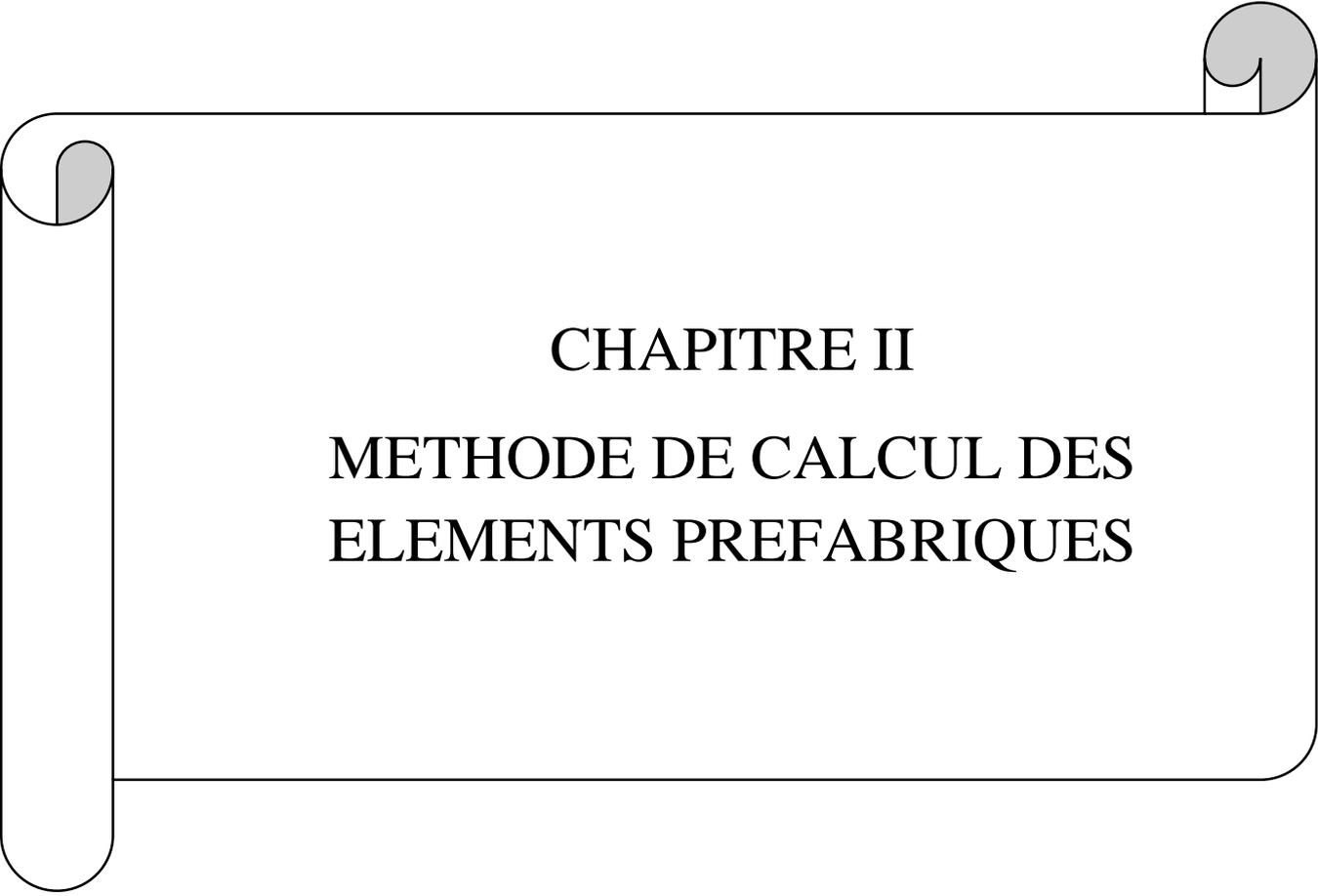
a. Conception

Les éléments doivent satisfaire aux règles de calcul applicables : Eurocode 2 ou règles BAEL 91 révisées 99 (jusqu'en 2010), ainsi qu'aux normes produits lorsqu'elles existent.

V. CONCLUSION

Le béton préfabriqué permet des améliorations singulières par rapport à la pratique standard, que ce soit au niveau de la performance du produit final, de la versatilité des possibilités offertes, ou de la logistique de mise en œuvre. À l'échelle du cycle de vie d'un bâtiment, il s'agit d'un choix profitable économiquement et écologiquement.

Le chapitre suivant sera consacré aux méthodes utilisées pour dimensionner les éléments préfabriqués, à savoir : les corbeaux et les fondations selon les codes de calcul tel que l'EUROCODE 8.



CHAPITRE II
METHODE DE CALCUL DES
ELEMENTS PREFABRIQUES

I. INTRODUCTION

Il existe plusieurs éléments préfabriqués dans le domaine de la construction. Dans notre structure on a deux éléments intéressants qui ne font pas partie des constructions ordinaires en béton armé (Corbeaux, Fût d'encuvement), les règlements algériens ne contiennent aucune note de calcul de ces éléments, donc on a opté pour les règlements européens (Eurocode).

II. CORBEAUX

Les corbeaux sont utilisés en charpentes industrielles pour porter les poutres en béton précontraintes ou d'autres matériaux (bois lamellé collé, acier...). Etant en débord par rapport au nus du poteau ils créent une forme en contre dépouille sur un coffrage de poteau coulé en place.

II-1 Méthode de calcul

On désigne par

F_{Ed} = effort vertical ultime,

H_{Ed} = effort horizontal ultime,

h_c = hauteur de la console au niveau de son encastrement dans le poteau,

d = hauteur utile des armatures les plus proches de la face supérieure de la console,

a_H = distance de la face supérieure du dispositif d'appui à la ligne moyenne des armatures les plus proches de la face supérieure de la console.

Les consoles courtes peuvent être étudiées au moyen d'un modèle de « bielle – tirant » défini comme suit :

- tirant = armatures les plus proches de la face supérieure de la console ;
- bielle = élément de béton comprimé incliné d'un angle θ par rapport à l'horizontale, partant de l'intersection de l'axe de l'effort vertical avec l'axe horizontal des aciers supérieurs tendus et coupant le plan de la face verticale du poteau ;

z_0 = distance du pied de la bielle à l'axe horizontal des aciers supérieurs tendus. Un corbeau ou console courte est une console telle que :

$$A_c \leq z_0$$

et

$$1 \leq \text{tg}\theta \leq 2,5$$

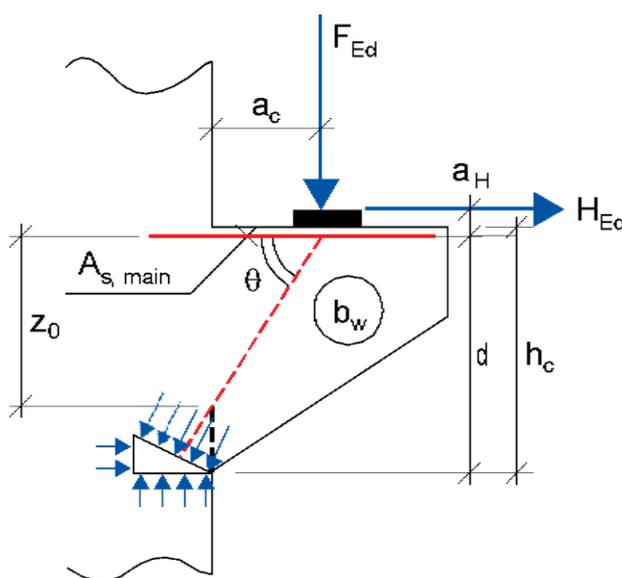


Figure II-1: Résultante des forces appliquées sur le corbeau

Source : EC2. Matrise de l'Eurocode 2, Jean ROUX [Eyrolles](1)

La hauteur du corbeau peut être constante ou variable le long de sa portée. L'équilibre des moments au droit de la face du poteau s'écrit :

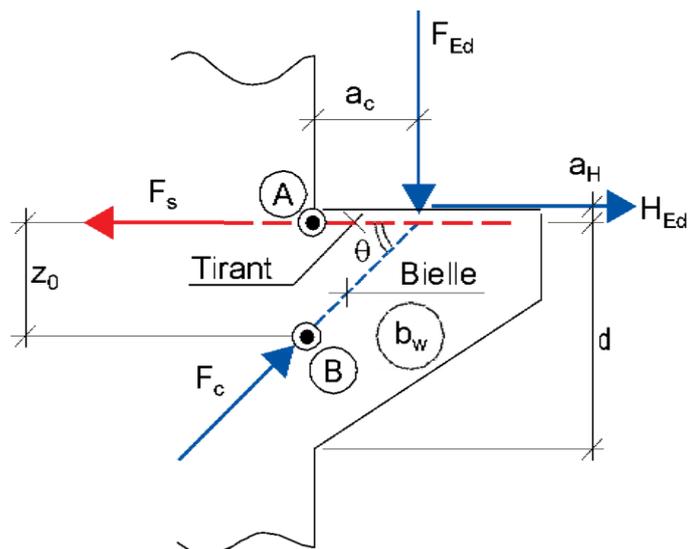


Figure II-2: Résultante des forces appliquées sur le corbeau

Source : EC2. Matrise de l'Eurocode 2, Jean ROUX [Eyrolles](1)

$$M^t_B = F_{ED} \times a_c + H_{ED} (a_H + Z_0) = F_s \cdot Z_0$$

$$M^t_A = F_{ED} \times a_c + H_{ED} (a_H) = F_c \cdot a_c \cdot \sin\theta$$

Nous en déduisons :

$$F_s = F_{ED} \frac{a_c}{Z_0} + H_{ED} \left(1 + \frac{a_H}{Z_0} \right)$$

$$F_c = \frac{F_{ED} + H_{ED} \frac{a_H}{a_c}}{\sin \theta}$$

II-2 Exemple :

Le calcul est effectué selon l'EUROCODE 2

Les données :

$$F_{ED} = 140\text{KN}$$

$$H_{ED} = 200\text{KN}$$

$$a_c = 150\text{mm}$$

$$h_c = 450\text{mm}$$

$$Z_0 = 200\text{mm}$$

$$b_{pot} = 300\text{mm}$$

$$L_c = 300\text{mm}$$

$$l_{\text{pot}} = 400\text{mm}$$

$$a_H = 50\text{mm}$$

$$F_{c28} = 25\text{MPa}$$

$$F_S = F_{ED} \frac{a_c}{z_0} + H_{ED} \left(1 + \frac{a_h}{z_0}\right) = 140 \frac{150}{200} + 200 \left(1 + \frac{50}{200}\right) \implies F_S = 355 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de la compression des bielles des béton :**

$$d = 0.9h_c \rightarrow d = 0.9 \times 450 \rightarrow d = 405\text{mm}$$

$$f_c \leq \sigma_{Rd,max}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{Rd,max} = a_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1. \frac{25}{1.2} = 20.86 \text{ MPa}$$

$$f_c = a_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1. \frac{25}{1.2} = 20.86 \text{ MPa}$$

$$\sin\theta > \frac{F_{ED} + H_{ED} \frac{a_H}{a_c}}{b_w(d - a_c) \cdot \sigma_{Rd,max}} = \frac{140 + 200 \frac{50}{150}}{300(405 - 150) \times 20.86} = 0.1295$$

$$\theta = \text{Arcsin}(0.1295) = 7.41 \implies \text{On prend } \theta = 45^\circ$$

$$F_c = \frac{F_{ED} + H_{ED} \frac{a_H}{a_c}}{\sin\theta} = \frac{140 + 200 \frac{50}{150}}{\sin(45)} \implies F_c = 292.25\text{KN}$$

$$f_c = \frac{F_c}{b_w \cdot a} = \frac{292.25}{300 \times 300} = 3.24 < \sigma_{Rd,max} = 20.86 \text{ Mpa} \implies \text{CV}$$

$$a \geq \frac{F_c}{b_w \cdot a \cdot \sigma_{Rd,max}} = 46.7 < 300$$

$$a_H = a \cdot \sin\theta = 46.7 \times \sin 45 \implies a_H = 33.06\text{mm} < t = 220\text{mm} \implies \text{CV}$$

$$z_0 = d - \frac{a}{2 \cos 45} = 405 - \frac{150}{\cos 45} = 192.86 > a_c = 150\text{mm}$$

➤ **contraintes sur le prisme à base triangulaire en pied de la bielle de béton comprimé**

a. Sur la facette verticale

$$f_c = \frac{F_c \cdot \cos\theta}{bp \cdot a_v} \text{ avec } a_v = a \cdot \cos\theta$$

$$f_c = 14.73 \text{ MPa} < \sigma_{Rd,max} = 20.83 \text{ MPa} \text{ C.V}$$

b. Sur la facette horizontale

$$f_c = \frac{F_c \cdot \cos\theta}{bp \cdot a_H}$$

$$f_c = 19.01 \text{ MPa} < \sigma_{Rd,max} = 20.83 \text{ MPa} \text{ C.V}$$

➤ **Armatures**

a. Armatures supérieures tendues

$$f_s \leq f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{s,min} = \frac{F_s}{f_{yd}} = \frac{355 \times 10^{-3}}{435} \implies A_{s,min} = 8.17 \text{ cm}^2$$

$$\implies 3 \text{ boucle HA14} = 9.24 \text{ cm}^2$$

b. Armatures horizontales de répartition

$a_c < 0.5h_c$ donc elles sont constituées de cadres fermés horizontaux ou inclinés, de section donnée par :

$$\sum A_{s,ink} = K_1 \cdot A_{s,main} = 0.25 \times 9.24 = 2.31 \text{ cm}^2$$

$$\implies 2 \text{ Boucles HA10} = 3.16 \text{ cm}^2$$

c. Armatures verticales

Dans notre cas $a_c \leq 0.5 h_c$ Donc aucune armature verticale n'est requise

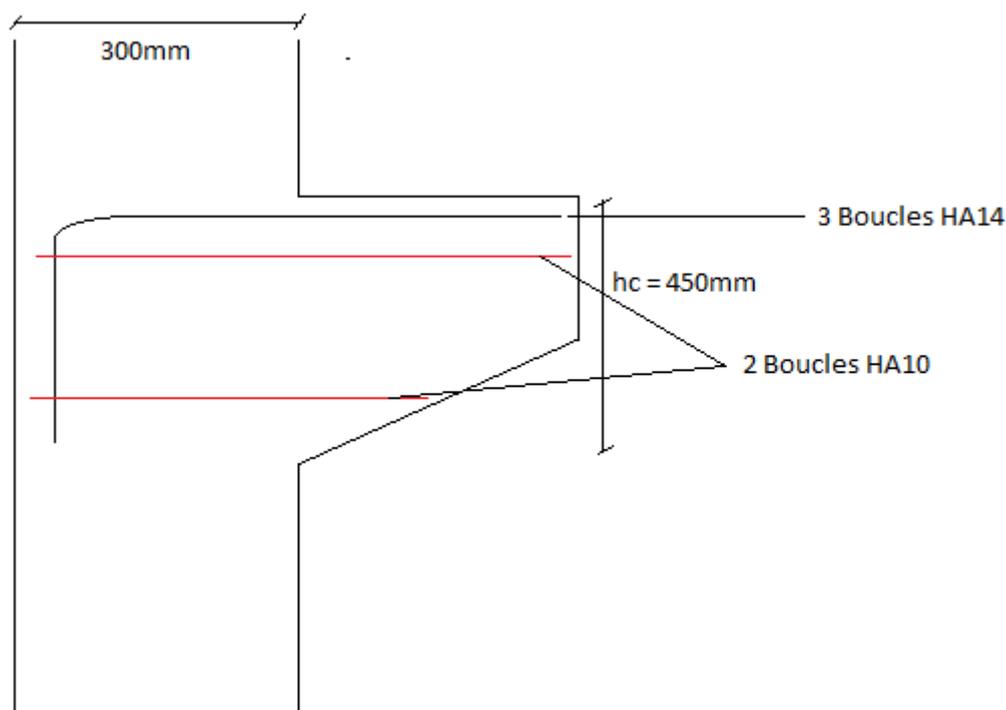


Figure II-3: Schéma du ferrailage du Corbeau

III. FONDATIONS (FÛTS À ENCUVEMENT)

III-1 Généralités

La conception doit être réalisée en tenant compte du mode de mise en œuvre.

Les dimensions doivent être définies à partir des dimensions minimales spécifiées dans la norme NF DTU 23.3 P1-1, en considérant les tolérances d'exécution.

La transmission des efforts du poteau au plot se fait soit par l'intermédiaire de clés de cisaillement (encuvement à parois nervurées) soit par butée contre butée (encuvement à parois lisses ou rugueuses).

Le calcul est réalisé conformément à 10.9.6 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son annexe nationale française (NF EN 1992-1-1/NA). Il est rappelé que dans le cas d'encuvement à parois lisses ou rugueuses, il faut assurer la couture de la bielle entre butée et contre butée dans le poteau.

La hauteur d'encuvement doit être étudiée de façon à assurer l'encastrement du poteau et le bon comportement de ce dernier à la sortie du fût (ancrage des armatures).

L'attention est attirée sur l'obligation de tenir compte de la souplesse des fondations pour la détermination des sollicitations en tête de fût des encuvements

III-2 Méthode de calcul

➤ Dimensionnement des encuvements à parois lisses ou rugueuses

- Profondeur minimale du fût de l'encuvement : $L \geq 1,2 H$

-La profondeur du fût L est compatible avec la longueur d'ancrage des armatures longitudinales du poteau et en aucun cas inférieure à $1,2 H$.

- Dans le cas des poteaux en béton précontraint sans renfort d'armatures longitudinales passives, la profondeur L est supérieure ou égale à 1 mètre.

- la hauteur utile du débord de la semelle, d :

$$d > \frac{B - H}{4}$$

- Vide E : Une valeur voisine de $L/10$ est recommandée en tête d'encuvement.

- Épaisseur C en tête du fût de l'encuvement :

La valeur minimale recommandée est $C \geq 15 \text{ cm}$.

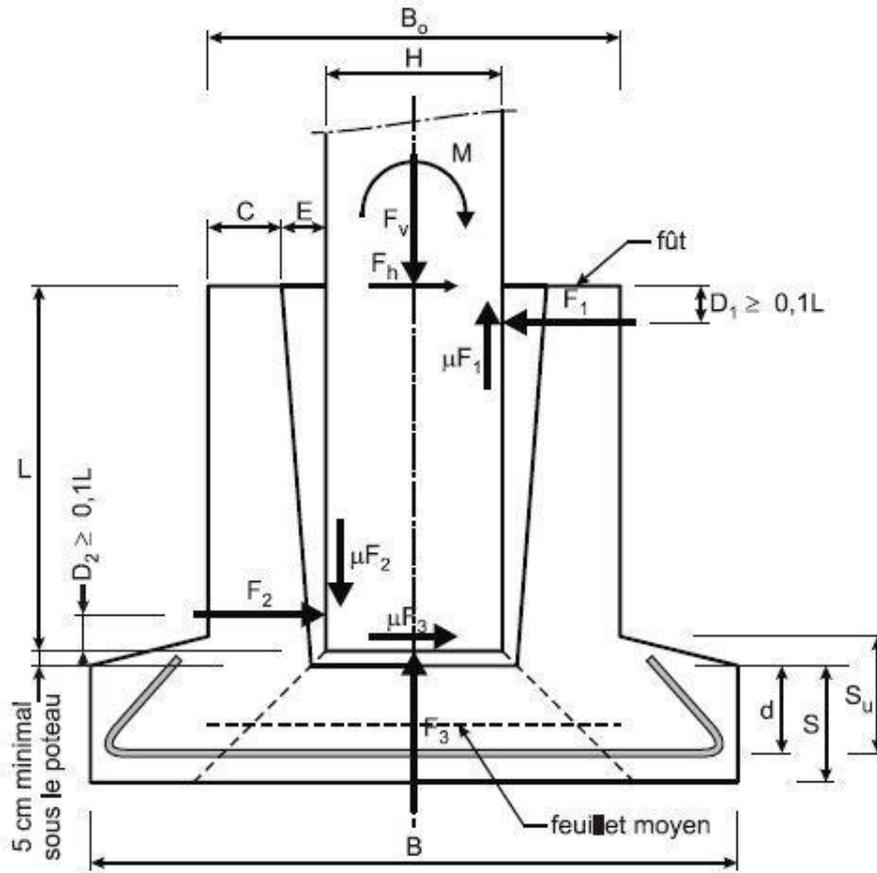


Figure II-4: Schéma descriptif du fut d'encuvement

Source : NF EN 1992-1-1 - Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 1-1

➤ **Détermination des efforts**

Le système de forces du schéma précédent se résout en écrivant :

$$\left. \begin{matrix} F_v \\ F_h \\ M \end{matrix} \right\} = \left\{ \begin{matrix} \mu & -\mu & 1 \\ 1 & -1 & -\mu \\ \mu H/2-D_1 & \mu H/2-(D_2 - L) & \mu L \end{matrix} \right\} \times \left\{ \begin{matrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \end{matrix} \right.$$

Si on prend la valeur de coefficient de frottement $\mu = 0,3$, on obtient pour $D_1 = D_2 = 0,1 L$:

$$\left\{ \begin{array}{l} F1 = \frac{[(0.99L+0.15H)Fh - (0.03L-0.045H)Fv + 1.09M]}{[1.09(0.8L+0.3H)]} \\ F2 = \frac{[(0.99L-0.15H)Fh - (0.27L+0.045H)Fv + 1.09M]}{[1.09(0.8L+0.3H)]} \\ F3 = \frac{[0.3Fh - Fv]}{1.09} \end{array} \right.$$

III-3 Exemple

➤ Dimensionnement

- $H=0.4m$ $L \geq 1,2 (0.4)$ $L=0.6 m$
- On prend : $(A \times B) = 1.5 \times 1.5$
- On prend la section portée par le poteau le plus sollicité : $s = 14m^2$
- On suppose que la structure est R+2
- $Fv = 14 \times 1 \times 10 \times 2 = 280KN$
- $d = \frac{B-B_0}{4}$ on prend $d = 27cm$
- $L/10 = 0.6$ on prend $E = 5cm$
- $C = 22.5 cm$

➤ Calcul des forces

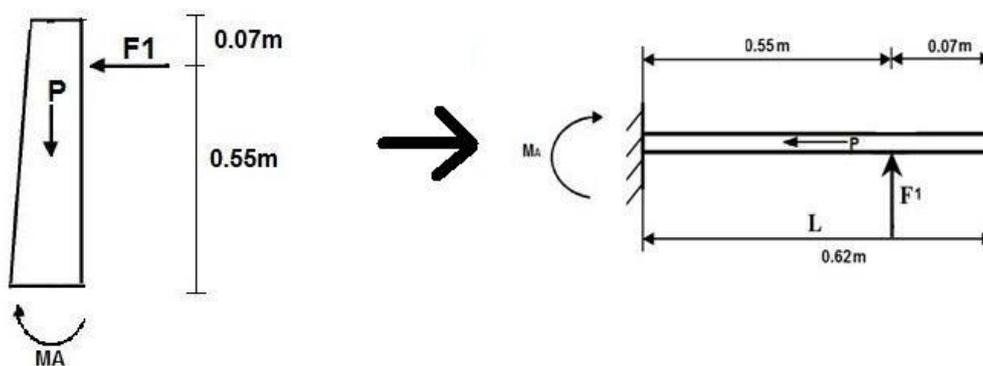


Figure II-5: Forces et moments agissants sur le fut d'encuvement

$$\sum F_x \Rightarrow HA = P \qquad \sum F_y \Rightarrow RA = -F$$

$$\sum M/A = MA - 0.55 F1 \qquad MA = 0.55F1$$

On prend

$$\left\{ \begin{array}{l} F_h = 30 \text{ KN} \\ M = 20 \text{ KN.m} \\ F_v = 280 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{et on a} \quad \left\{ \begin{array}{l} F1 = 62.32 \text{ KN} \\ F2 = -42.26 \text{ KN} \\ F3 = -248.62 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Détermination des sollicitations

Charge d'exploitation : $F1 = 62.32 \text{ KN}$

Charge permanente $G = P = S \times \gamma_b = 3.75 \text{ KN.m}$

Combinaisons des charges

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 3.75 = 5.06 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 M_A = 34.27 \times 1.5 = 51.4 \text{ KN.m}$$

Ferraillage de fût

On considère la section soumise à la flexion composée :

$$N_u = 5.06 \text{ KN}$$

$$M_u = 51.4 \text{ KN.m}$$

$$b = 95 \text{ cm} \qquad c \text{ (enrobage)} = c' = 2 \text{ cm}$$

$$h = 22.5 \text{ cm}$$

$$d = 20.5 \text{ cm}$$

$$d' = 2.25 \text{ cm}$$

Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{51.4}{5.06} \Rightarrow e = 10.15 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.092\text{m}$$

Centre de pression à l'extérieur de la section

$$e_a = 10.24 \text{ m}$$

Moment fictive M_a

$$M_a = e_a \times N_u \Rightarrow M_a = 51.86 \text{ KN.m}$$

Vérifications des conditions

$$N_u(d - d') - M_a > \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}\right) b \times d^2 \times f_{bc}$$

La section est partiellement comprimée

Moment réduit

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$u_u = 0.093 < u_R = 0.392 \quad A_2 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_u}) \quad \alpha = 0.122$$

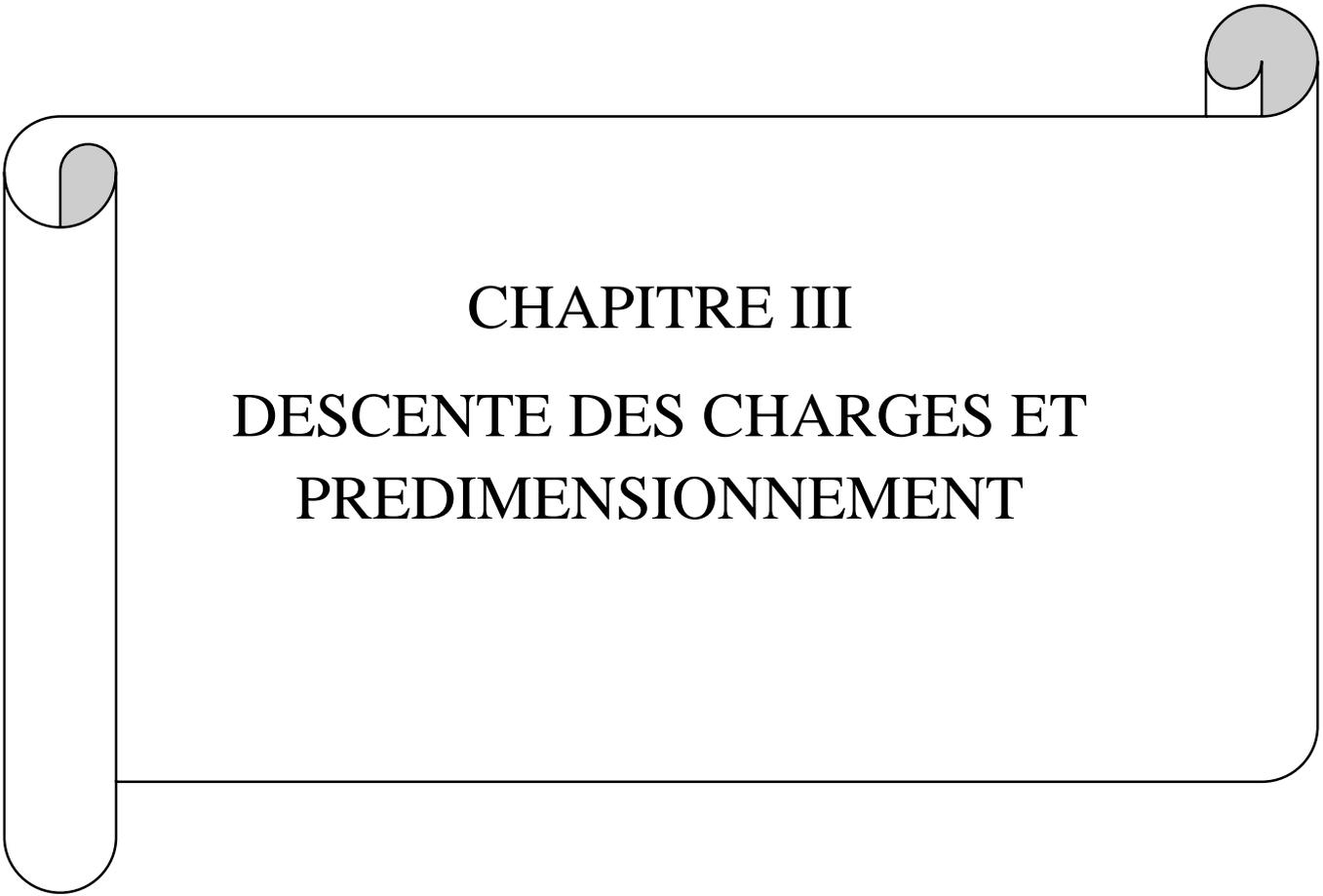
$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad z = 0.192 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{sc}} \left(\frac{M_a}{z} - N_u \right) = 7.62 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

IV. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons vu comment calculer les corbeaux ainsi que les fûts d'encuvement utilisés dans les fondations des structures préfabriquées. Ces deux éléments dont leurs calcul est assez particulier ont été dimensionnés en utilisant le code réglementaire européen EUROCODE, vu que les règlements algériens ne portent pas de notes de calcul pour ces éléments, peut-être parce que le domaine de la préfabrication en béton armé n'est pas un domaine très répondu dans notre pays. On attache plus d'importance sur les constructions par le béton armé ordinaire.

Le chapitre qui suit est dédié à la descente des charges ainsi qu'au pré dimensionnement des éléments nécessaires dans les constructions préfabriquées.



CHAPITRE III
DESCENTE DES CHARGES ET
PREDIMENSIONNEMENT

I. INTRODUCTION

Dans le but de pré dimensionnement des éléments Résistants de la structure « Section minimale qui reprend les efforts sollicitant » nous sommes obligés de respecter les recommandations du calcul : RPA 99 version 2003, Règles CBA 93. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales :**

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation du plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- **Sollicitations horizontales :**

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitués par les portiques.

Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges)

Nous allons tout d'abord faire une description de la construction à étudier afin de définir les éléments à pré-dimensionner.

II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II-1 Implantation de l'ouvrage

Le présent projet consiste à étudier une construction (**R+1**) à usage d'administration pour le groupe KHERBOUCHE (GK). L'ouvrage sera implanté à Tizi, un village dans la wilaya de TLEMCEM, zone déclarée de faible sismicité (Zone I) selon le règlement parasismique algérien [**RPA99/version2003**]. Celle-ci est du groupe 2 : ouvrage courants ou d'importance moyenne (RPA chapitre III critères de classification). Le site est de classe (S3), site meuble.

II-2 Caractéristiques géométriques

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan, de dimensions suivantes :

- Hauteur de l'étage courant 2.80m.
- Hauteur du rez-de-chaussée 2.80m.
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère... 5.60 m.
- Longueur totale du bâtiment en plan..... 38m.
- Largeur totale du bâtiment en plan 7m.

II-3 Description de l'ossature

Nous avons opté pour une structure complètement en béton armé préfabriqué afin de maîtriser la procédure de tel calcul et de le comparer au calcul classique d'une construction en béton armé. Nous avons choisi une construction simple (R+1) afin de voir les différentes étapes nécessaires pour un calcul préfabriqué. Ce procédé qui semble facile à réaliser et rapide en temps d'exécution.

III. EVALUATION DES CHARGES

III-1 Introduction

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont : Les charges permanentes(**G**) et les surcharges d'exploitation(**Q**).

III-2 Les planchers

a. Plancher terrasse (inaccessible)

La terrasse est inaccessible est réalisée en plancher préfabriqué en béton armé surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Tableau III-1: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

Matériaux	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Étanchéité multicouche	2	600	12
Forme de pente	5	2200	110
Isolation liège	4	400	16
Dalle en BA	15	2500	375
Enduit plâtre	2	1000	20
G= 533 kg/m ²		Q = 100 kg/m ²	

b. Plancher de l'étage courant

L'étage courant est réalisé en plancher préfabriqué en béton armé

Tableau III-2: Evaluation des charges permanentes du plancher étage courant.

Matériaux	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	15	2500	375
Enduit plâtre	2	1000	40
G= 535 kg/m ²		Q = 150 kg/m ²	

III-3 Les escaliers**a. Palier de repos***Tableau III-3: Evaluation des charges permanentes du palier de repos*

N°		E(cm)	G (kg/m ²)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.03	2200	66
2	Enduitenplâtre	0.015	1800	27
3	Mortier de pose	0.02	2200	44
4	Dallepleine	0.15	2500	27
Σ	G		512	

Q=250kg/m²

b. Volée (paillasse)*Tableau III-4: Evaluation des charges permanentes du paillasse*

Désignation	E(m)	G(kg/m ²)	G(kn/m ²)
Carrelage	0.03	2200	66
Mortier horizontal	0.02	2200	44
Carrelagecontremarche	0.03	2200	$0.03*2200*(20/30)=44$
Mortier vertical	0.02	2200	$0.02*2200*(20/30)=29.33$
Paillasse en B.A	0.15	2500	576.23
Enduitenplâtre	0.015	1800	41.4
Marche en B.A	0.17	2500	$(0,20/2)*2500=250$
G=			1050.96

Q=250 kg/m²

IV. PRE DIMENSIONNEMENT

IV-1 Poutres (Exemple PO01)

D'après les règles de **CBA 93**, les dimensions des poutres sont données par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{lll} \frac{316}{15} \leq h_{(PO001)} \leq \frac{316}{10} & 21 \leq h_{(PO001)} \leq 31 & h_{(PO001)} = 30 \text{ cm} \\ 0.3 \times 30 \leq b_{(PO001)} \leq 0.7 \times 30 & 9 \leq b_{(PO001)} \leq 21 & b_{(PO001)} = 30 \text{ cm} \\ \frac{30}{30} = 1 < 3 & & \text{C.V} \end{array} \right.$$

Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7.5.1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_{(PO001)} = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h_{(PO001)} = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_{(PO001)}}{b_{(PO001)}} = 1 < 4 \end{array} \right. \text{C.V}$$

Tableau III-5:Prédimensionnement des poutres

N° Poutres	L (cm)	Dimensions (b×h)
PO01	316	30×30
PO02	548	30×40
PO03	313	30×30
PO04	550	30×40
PO05	388	30×30

IV-2 Poteaux

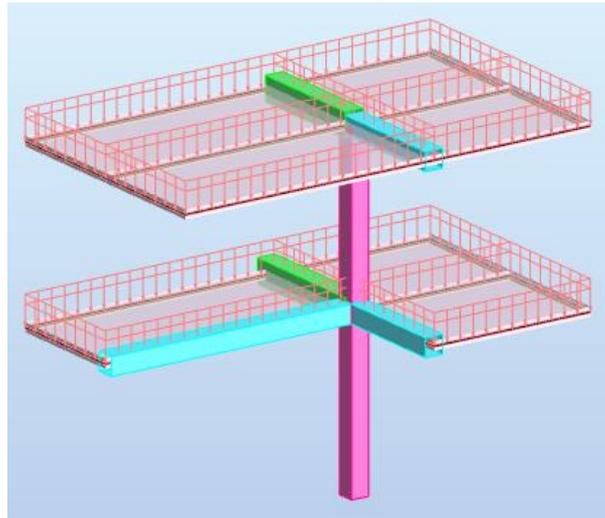


Figure III-1: Poteau le plus sollicité

a. Calcul des charges appliquées sur le poteau

Tableau III-6: Calcul des charges appliquées sur le poteau

Eléments	Définition	Etage courant	Terrasse
Dalle	Surface de dalle (S_d)	$S_{d1} = 11.12 \text{ m}^2$	$S_{d2} = 14.82 \text{ m}^2$
	Poids de la dalle (P_d)	$P_{d1} = 41.69 \text{ kN}$	$P_{d2} = 55.56 \text{ kN}$
Poutres	Poids des poutres supporté par le poteau	$P_{p1} = (25 \times 0.4 \times 0.3 \times 2.93) + (25 \times 0.3 \times 0.3 \times 1.7) + (25 \times 0.3 \times 0.3 \times 2)$ $P_{p1} = 17.12 \text{ kN}$	$P_{p2} = (25 \times 0.4 \times 0.3 \times 2.93) + (25 \times 0.3 \times 0.3 \times 1.7)$ $P_{p2} = 12.62 \text{ kN}$
	$P_{p1} = 25 \times (b \times h) \times L / 2$		
Revêtement	Surface totale (S_t)	$G_{r1} = 160 \text{ kg/m}^2$	$G_{r2} = 160 \text{ kg/m}^2$
	Poids de Revêtement (P_r)	$S_{t1} = 13.11 \text{ m}^2$ $P_{r1} = 20.97 \text{ kN}$	$S_{t2} = 16.21 \text{ m}^2$ $P_{r2} = 57.20 \text{ kN}$
Poteaux	Poids de poteau (P_{PT})	$P_{PT1} = 0.3 \times 0.3 \times 2.8 \times 25$ $P_{PT1} = 6.3 \text{ kN}$	$P_{PT2} = 0.3 \times 0.3 \times 2.8 \times 25$ $P_{PT2} = 6.3 \text{ kN}$
	$P_{PT} = a \times b \times H \times 25$		
		$N_u = 1.35G + 1.5Q$	$N_u = 0.387 \text{ MN}$

Tableau III-7:Prédimensionnement des poteaux

Prédimensionnement selon BAEL	Prédimensionnement selon RPA99/V2003
$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \frac{A_s \times F_e}{B_r \times \gamma_s}}$	$B_c = \frac{N_d}{0.3 \times f_{c28}}$
$B_r \geq 0.012 \text{ m}^2$	$B_c \geq 0.05 \text{ m}^2$
$a=b \geq 0.012 \text{ m}^2$	$a=b \geq 0.23 \text{ m}^2$
$a = b = 30 \text{ cm}$	

b. Vérification des conditions du RPA 99 version 2003 (Art 7.4.1)

$$\text{Zone I} \quad \begin{cases} \text{Min}(b ; h) \geq 25 \text{ cm} & \text{CV} \\ \text{Min}(b ; h) \geq \frac{h_e}{20} & \text{CV} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases}$$

IV-3 Escalier

Concevoir un escalier n'est pas chose simple, cela implique une succession de choix que nous devons procéder. L'espace dont nous nous disposons nous permettra de décider de l'implantation de notre escalier. Aussi, le calcul de notre escalier se fait en relevant les paramètres suivants :

- La hauteur à monter.
- Le nombre de marches.
- Les dimensions de la marche (giron et hauteur).
- La pente.

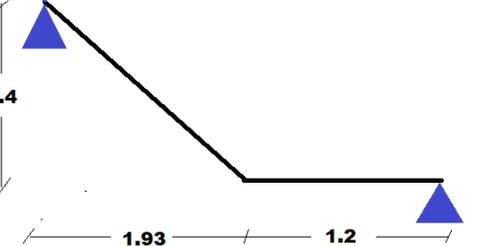
a. Escalier a deux volées et à un palier intermédiaire

Pour déterminer « g et h » on n'a pas une méthode mathématique, mais on les dimensionne à notre choix tout en respectant certaines exigences :

$$H_{RDC} = 280 \text{ cm} \quad \text{et} \quad 17 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

Si on choisit $h = 20 \text{ cm}$ Donc $n = \frac{H_{RDC}}{h} = 14$ $n = (7 + 7)$

Tableau III-8:Prédimensionnement des escaliers

Dessin descriptif	Calculs
	$\tan \alpha = \frac{1.40}{1.93} = 0.72$ $\alpha = 35.75^\circ$ $L_0 = \frac{1.93}{\cos 35.75} = 2.37 \text{ m}$ $L = 1.2 + 2.37 = 3.57 \text{ m}$
	$\tan \alpha = \frac{1.40}{1.93} = 0.72$ $\alpha = 35.75$ $L_0 = \frac{1.93}{\cos 35.75} = 2.37 \text{ m}$ $L = 1.2 + 2.37 = 3.57 \text{ m}$

b. L'épaisseur de pailasse

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad \frac{357}{30} \leq e_p \leq \frac{357}{20} \quad \text{On prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

c. L'épaisseur du palier

$$\frac{L}{20} \leq e_{pl} \leq \frac{L}{15} \quad \frac{120}{20} \leq e_{pl} \leq \frac{120}{15} \quad \text{On prend } e_{pl} = 15 \text{ cm}$$

IV-4 Planchers

Les planchers de notre structure sont en dalles pleines. Ils présentent la caractéristique de donner un plafond parfaitement plan en sous-face, ce qui les prédestine essentiellement à la réalisation des bâtiments d'habitation.

Par la méthode B.A.E.L :

Soit une dalle de dimension l_x et l_y avec $l_x \leq l_y$, on appelle le coefficient α le rapport $\alpha = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$.

On appelle un panneau de dalle, la surface de plancher inscrite dans un réseau d'éléments support (poutres ou voiles) en x et y .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \frac{l_x}{l_y} \leq 0.4 \rightarrow \text{Dalle travaille dans 1 seul sens} \\ \text{Si } \frac{l_x}{l_y} \geq 0.4 \rightarrow \text{Dalle travaille dans 2 seul sens} \end{array} \right\} \quad \begin{array}{l} L_x = 3.88\text{m} \\ L_y = 5.48 \end{array}$$

$$\frac{3.88}{5.48} = 0.7 \geq 0.4 \Rightarrow \text{dalle travaille dans 2 sens}$$

$$\frac{l_x}{40} = 0.097 \leq h \text{ avec } h_{\min} = 15\text{cm} \Rightarrow \text{On prend } h = 15\text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \quad \alpha = 0.7 \quad v = 0 \Rightarrow \mu_x = 0.0683 \quad \mu_y = 0.436 \\ \text{ELS} \quad \alpha = 0.7 \quad v = 0.2 \Rightarrow \mu_x = 0.0743 \quad \mu_y = 0.585 \end{array} \right.$$

$$M_x = \mu_x \cdot P \cdot l_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot P \cdot l_y$$

$$P = 1.35(5.33) + 1.5(2.5) \rightarrow P = 10.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{ELU} \quad M_x &= 0.0683 \times 10.95 \times 3.88 \Rightarrow M_x = 2.901 \text{ KN.m} \\ M_y &= 2.901 \times 0.436 \Rightarrow M_y = 1.265 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ELS} \quad M_x &= 0.0743 \times 10.95 \times 3.88 \Rightarrow M_x = 3.156 \text{ KN.m} \\ M_y &= 3.156 \times 0.585 \Rightarrow M_y = 1.846 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

IV-5 Voiles

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

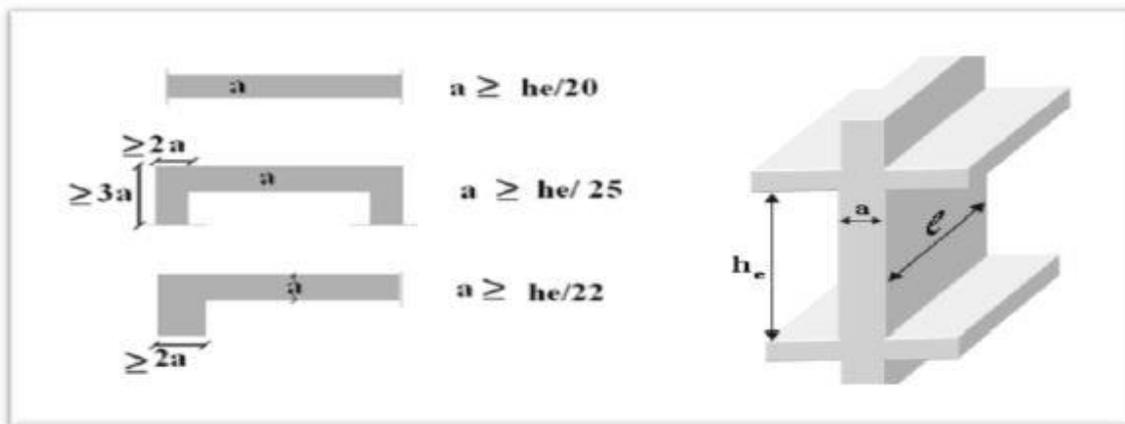


Figure III-2: Section réduite du voile

Pour soutenir le sol et avoir une bonne sécurité, le **R.P.A 99(version 2003)** considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$h_e = h_0 - h_p$: hauteur de l'étage

$a \geq \frac{h_e}{20} a$: épaisseur des voiles ($a_{\min} = 15 \text{ cm}$)

$$l \geq 4 \times a$$

L : longueur des voiles

$$a \geq \frac{2.8 - 0.15}{20} \geq 13.25 \text{ cm} \quad a = 15 \text{ cm}$$

$$h_0 = 2.8 \text{ m}$$

$$l \geq 4 \times 15 \quad l \geq 60 \text{ cm}$$

V. MODELISATION DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V-1 Présentation du logiciel ROBOT

Le Logiciel **ROBOT** permet de modéliser tous types des structures en 2D ou 3D composées d'éléments barres, poutres et des éléments surfaciques. Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique.

L'intégration est totale entre le module de calcul et les modules métiers tels que le dimensionnement en béton armé, ou en charpente métallique.

-Saisie graphique 2D et 3D

-Calcul de structure (RDM)

-Neige et vent, combinaisons automatique

-Dimensionnement : optimisation des structures selon les normes nationales et européennes en béton armé, bois, acier, aluminium.....

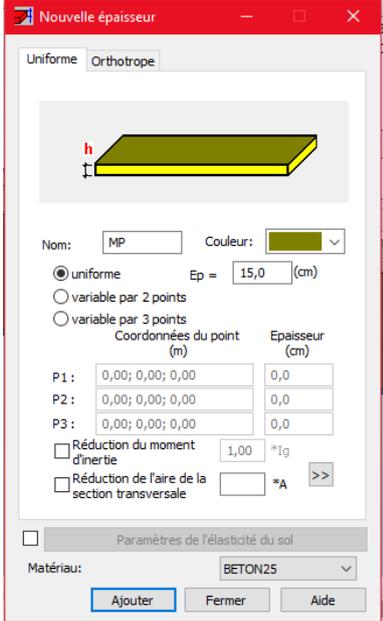
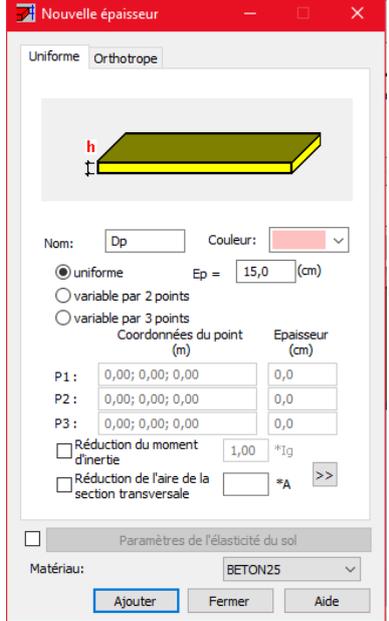
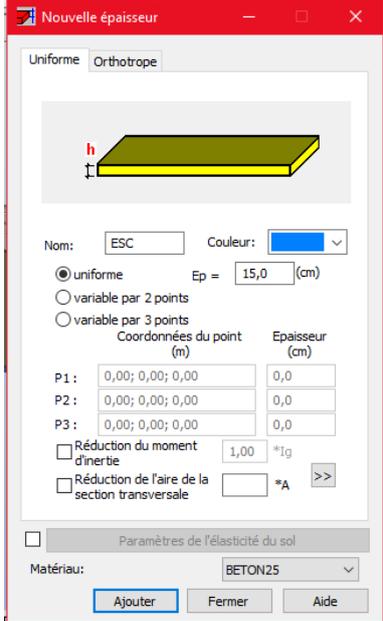
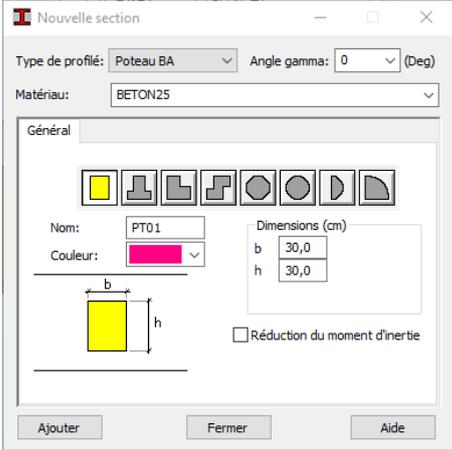
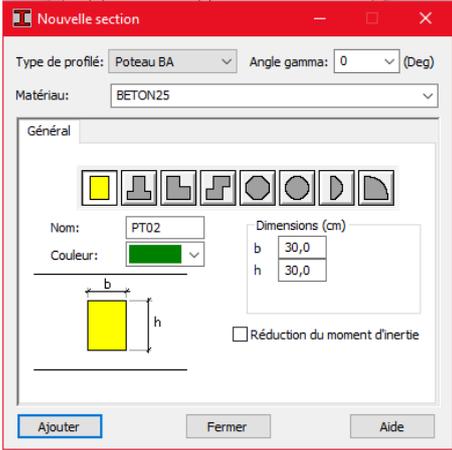
V-2 Insertion des sections sur le logiciel

Pour définir les sections de l'ouvrage (poteaux, poutres), on clique sur l'icône profilé ensuite le bouton A pour introduire des nouvelles sections, finalement on clique sur ajouter pour chaque section.

Pour définir les voiles et les planchers on clique sur l'icône panneaux ensuite le bouton épaisseur on introduire les dimensions et à la fin on clique sur ajouter.

Les figures ci-dessous présentent les différentes étapes pour l'insertion des sections sur ROBOT

- MP : Voile
- ESC : Escalier
- PT : Poteau
- PO : Poutre

MP	Dalle	ESC
		
PT01		PT02
		
PO30x30		PO30x40

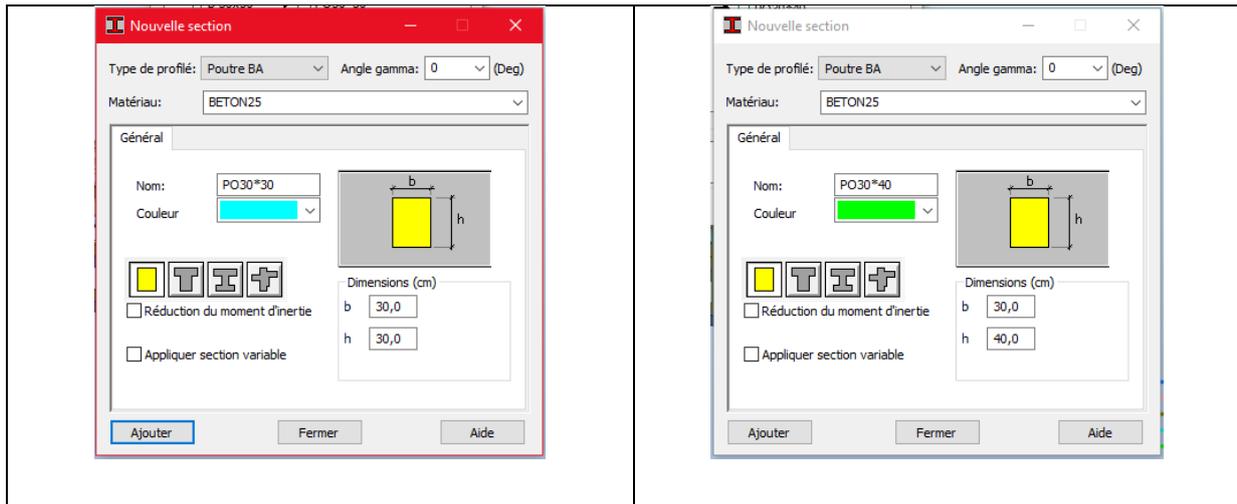


Figure III-3: Définition des éléments dans le logiciel ROBOT

V-3 Les voiles préfabriqués

Dans notre structure les voiles sont autour de tout l’entourage de la structure et on a plusieurs types de voiles (avec ouverture « porte, fenêtre », sans ouverture), les différents types de voiles sont présentés sur les figures ci-dessous

MP001	MP002	MP003	MP004	MP005	MP006
MP007	MP008	MP009	MP010	MP011	MP012

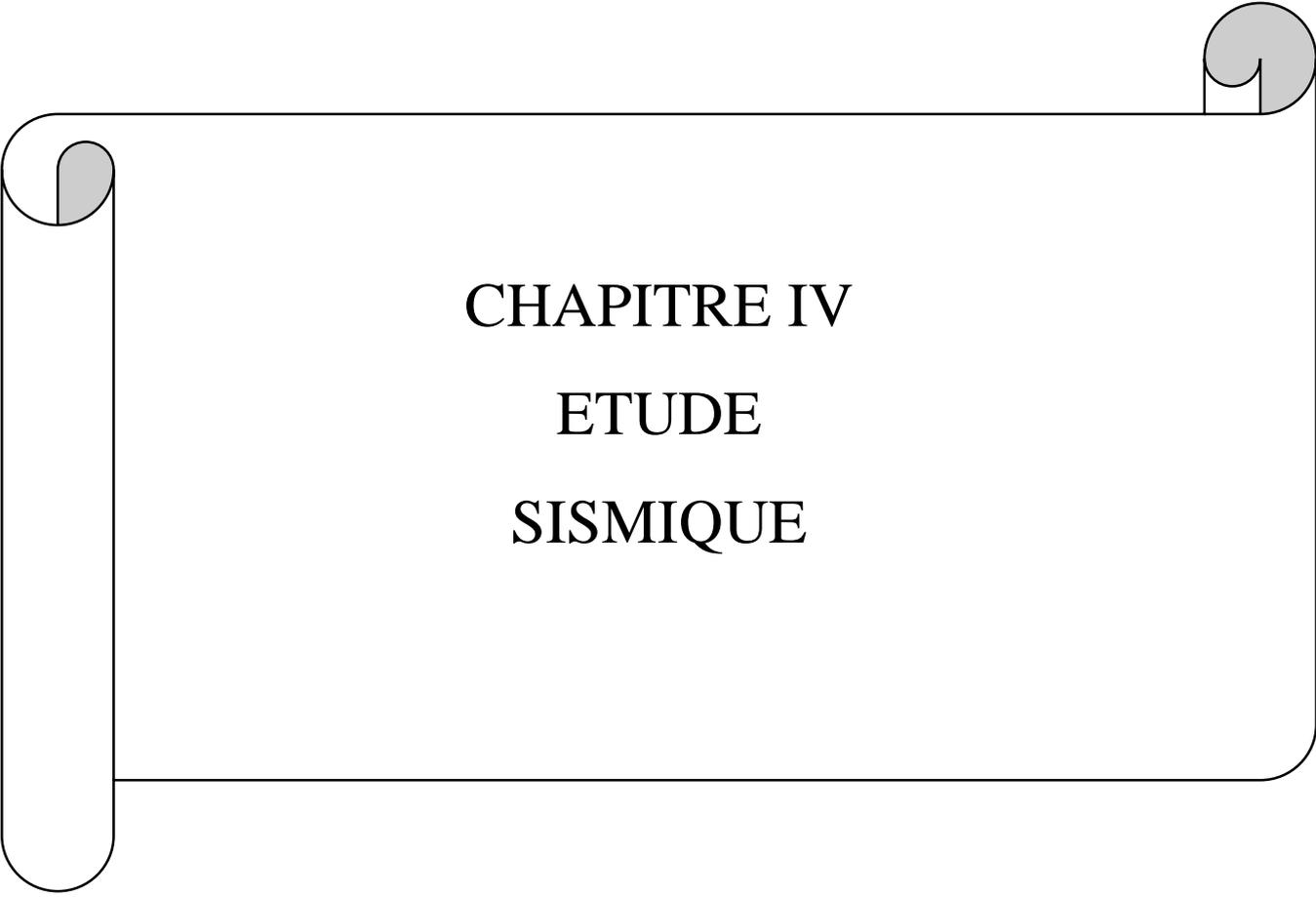


Figure III-4: types de voiles

VI. CONCLUSION

.Le pré dimensionnement des éléments préfabriqués se fait par les même méthodes de calcul pour les bâtiments ordinaires par contre dans la modélisation on doit changer le type d'appui des poutres et planchers de (encastré-encastré) à (articulé/articulé).

Nous allons par la suite aborder le ferrailage de ces différents éléments de la structure.



CHAPITRE IV
ETUDE
SISMIQUE

I. ETUDE SISMIQUE

I-1 Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci nous oblige à bien faire toute une étude afin de comprendre le comportement dynamique de l'ouvrage.

I-2 Choix de la méthode de calcul

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques. Elle peut être menée par trois méthodes, qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

a. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

- Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23..m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

b. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

c. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

d. Remarque

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

Notre ouvrage étant un bâtiment d'administration situé à TLEMCEN (**Zone I**), Il sera classé au **groupe d'usage 2**.

I-3 Classification du site

D'après l'article 3.3 (RPA99version2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- **Catégorie S1 (site rocheux).**
- **Catégorie S2 (site ferme).**
- **Catégorie S3 (site meuble).**
- **Catégorie S4 (site très meuble).**

Notre structure se situe dans **un site meuble (S3)**. $V = \frac{A.D.Q}{R} W$

A : coefficient d'accélération de zone (zone I groupe 2) : **A=0.10**

D : facteur d'amplification dynamique moyenne.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

Site 3 T1= 0.15s T2=0,5s

⇒ Estimation de la période de fondamentale de la structure :

$$T_0 = C_T h_N^{3/4} \quad \text{OU} \quad T_1 = 0.09h_N/\sqrt{D_X} \quad T_2 = 0.09h_N/\sqrt{D_Y}$$

$$T_0 = 0.05 \times 5.60^{3/4} \quad T_1 = 0.09 \times 5.60/\sqrt{38} \quad T_2 = 0.09 \times 5.60/\sqrt{7}$$

$$T_0 = 0.1820 \quad T_1 = 0.082 \quad T_2 = 0.19$$

$$\text{Selon } x_x : T_X = \min(T_0; T_1) \quad T_X = 0.082s$$

$$\text{Selon } y_y : T_Y = \min(T_0; T_2) \quad T_Y = 0.19s$$

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0.7$$

où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique qui est en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7\%$ pour les portiques en béton armé avec un remplissage dense

$$\text{Donc : } \Gamma = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,882$$

$$\text{Donc : } D = 2.5\Gamma$$

$$D = 2.21$$

- Coefficient de comportement : $R = 3.5$ pour les voiles porteurs (Cas 2) : Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, ou les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$\text{POIDS TOTAL UX (KN)} = 3715.7525$$

$$\text{POIDS TOTAL UY (KN)} = 3715.7525$$

Q : facteur de qualité

$$Q=1 + \sum_1^5 P_q$$

Tableau IV-1 : Pénalité P_q en fonction du critère de qualité

Critère q	P_q	
	sens longitudinal	sens transversal
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0
3. Régularité en élévation	0.05	0.05
4. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
5. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
$\sum P_q$	0.15	0.15

Sens x-x : $P=1+0.15=1.15$

Sens y-y : $P=1+0.15=1.15$

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

$$V = \frac{0,10 \times 2,21 \times 1,15}{3,5} 3715,7525 = 269,8167 \text{ kN}$$

I-4 Détermination de la force sismique de chaque niveau :

La force sismique total 'V' doit tre distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule (4-11 du RPA99V2003) :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_t : la force concentrée au sommet de la structure : $F_t = 0,07TV$ ($F_t=0$ si $T \leq 0,7s$)

Tableau IV-2 : La force sismique de chaque niveau

Niveau	FX(KN)	FY(KN)
RDC	144.11	144.11
ETAGE	125.7	125.7

I-5 Période fondamentale

$$\left[\begin{array}{l} T_{\text{num}} \leq 1,3 \times T_{x.\text{min}} = 0,11\text{s} \\ T_{\text{calculée par robot}} \leq T_{\text{num}} \\ T_{\text{calculée par robot}} = 0,10\text{s} \end{array} \right. \quad \text{CV}$$

$$\left[\begin{array}{l} T_{\text{num}} \leq 1,3 \times T_{x.\text{min}} = 0,24\text{s} \\ T_{\text{calculée par robot}} \leq T_{\text{num}} \\ T_{\text{calculée par robot}} = 0,10\text{s} \end{array} \right. \quad \text{CV}$$

I-6 Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à ce que stipule l'article 4-3-6 du RPA99V2003, la résultante des forces sismiques à la base V (dynamique), obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V (statique).

Tableau IV-3 : Vérification de la résultante des forces

Vstat	0.8Vstat	Vdyn	Vdyn > 0.8Vstat
269.8167	215.84	248.51	CV

I-7 Vérification de l'effet PI-Delta :

Les effets du deuxième ordre (ou effet P- Δ) sont les effets dues aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta(k) = \leq 0,10$$

Mais : Si $0,10 \leq \theta(K) \leq 0,20$ Amplifiant les effets de P-Delta de $1 / (1 - \theta K)$

Si $\theta(K) \geq 0,20$ Structure instable et doit être redimensionnée

P(K): Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k", $P(K) =$

$$\text{Avec : } W_i = W_{Gi} + (\times W_{Qi})$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes. (Déjà calculé).

W_{Qi} : Charge d'exploitation. (Déjà calculé).

V(K) : Effort tranchant d'étage au niveau (k)

d(k) : Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) dans les deux sens (x,y). (Déjà calculé).

h(k) : La hauteur de chaque niveau.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau IV-4 : justification de l'effet P- Δ

Etage	Pk	dk	θ_k	hk	Vk	P- Δ
terasse	1128,37	0,002	0,005403616	2,8	125,7	cv
1	1857,87	0,001	0,002250276	2,8	269,81	cv



CHAPITRE V
FERRAILLAGE DES
ELEMENTS

I. INTRODUCTION

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**Auto desk Robot Structural Analysis Professional**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion composée

II. FERRAILAGE DES POUTRES

Les poutres sont articulées-articulées, donc le moment en appui est nul.

$$G = 5.35 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

II-1 Détermination des moments

a. PO01 :

ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35(G + PP_{\text{poutre}}) + 1.5Q \\ q_u = 1.35(5.35 + 25 \times 0.3 \times 0.15 \times 3.16) + 1.5(1.5) \\ q_u = 14.27 \text{ KN/m}^2 \\ M_u = \frac{q \cdot l^2}{8} \rightarrow M_u = 17.81 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} q_s = (G + PP_{\text{poutre}}) + Q \\ q_s = (5.35 + 25 \times 0.3 \times 0.15 \times 3.16) + 1.5 \\ q_s = 10.40 \text{ KN.m} \quad M_s = \frac{q \cdot l^2}{8} \rightarrow M_s = 12.98 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

b. PO02 :

$$\begin{array}{l}
 \text{ELU} \left\{ \begin{array}{l}
 q_u = 1.35(G + PP_{\text{poutre}}) + 1.5Q \\
 q_u = 1.35(5.35 + 25 \times 0.3 \times 0.25 \times 5.48) + 1.5(1.5) \\
 q_u = 23.34 \text{ KN/m}^2 \qquad M_u = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_u = 87.62 \text{ KN.m}
 \end{array} \right. \\
 \\
 \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l}
 q_s = (G + PP_{\text{poutre}}) + Q \\
 q_s = (5.35 + 25 \times 0.3 \times 0.25 \times 5.48) + 1.5 \\
 q_s = 17.12 \text{ KN.m} \qquad M_s = \frac{q_s l^2}{8} \rightarrow M_s = 64.28 \text{ KN.m}
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

Les combinaisons fondamentale CBA 93 :

$$1,35G + 1,50Q \dots \dots \dots (\text{ELU})$$

$$G + Q \dots \dots \dots (\text{ELS})$$

Les combinaisons accidentelles RPA 99 / version 2003 :

Pour les poutres dans l'axe X :

$$G + Q \pm Ex$$

$$0.8 G \pm Ex$$

Pour les poutres dans l'axe Y :

$$G + Q \pm Ey$$

$$0,8G \pm Ey$$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque poutre.

De la même façon, on termine les autres types de poutres, les résultats sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau V-1: Les moments agissants sur chaque type de poutre

Type	L(m)	M _u (KN.m)	M _s (KN.m)	M _{Acc} (KN.m)
PO01	3.16	17.81	12.98	6.82
PO02	5.48	87.62	64.28	34.62
PO03	3.13	17.42	13.61	6.93
PO04	5.50	88.44	64.88	35.48
PO05	4.00	78.22	52.70	18.39

II-2 Calcul de ferrailage

a. PO01 :

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 30 \text{ cm} \quad F_{C28} = 25 \text{ MPa}$$

$$M_u = 30.12 \text{ KN.m} \quad M_s = 22.10 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times F_{bc} \times d^2} \quad \text{avec} \quad F_{bc} = \frac{0.85 \times F_{C28}}{\gamma_b}; \quad d = 0.9h \text{ et } d' = 0.1h$$

$$\mu_u = \frac{17.81 \times 10^{-3}}{0.4 \times 14.16 \times 0.27^2} = 0.043 < \mu_r = 0.392 \rightarrow A_{sc} = 0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Position relative de la fibre neutre

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.043}) = 0.054$$

Bras de levier

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 0.36(1 - 0.4 \times 0.054) = 0.3522 \text{ m}$$

Section théorique des armatures

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \\ A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ Mpa} \\ A_{st} = \frac{17.81 \times 10^{-3}}{0.3522 \times 347.8} = 1.45 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

On adopte $A_{st} = 4T14 = 6.16 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} > \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.27 \times 2.1}{400} = 1.06 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6.16 \text{ cm}^2 > 1.06 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

Le R.P.A 99 V 2003 exige que

$$A_{\min} = \frac{0.5}{100} (b \times h) \text{ dans toute la section.}$$

$$\text{On a : } A_{\min} = \frac{0.5 \times 0.3 \times 0.3}{100} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6.16 > 4.5 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

ELS :

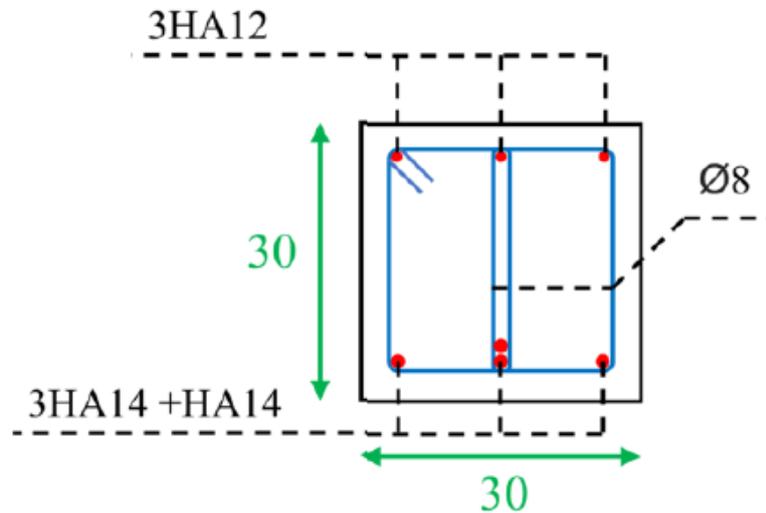
$$M_s = 43.45 \text{ KN.m}$$

$$X = n \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right) \rightarrow x = 10.17 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{x^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2 \rightarrow I = 0.00027 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.88 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 1 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{st} &= \frac{M_s \times n \times (d - x)}{I} = 121.363 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \\ &= 201.63 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée} \end{aligned}$$

Dessin de ferrailage**Figure V-1:** Ferrailages longitudinal et transversal des poutres PO01/PO03**b. PO02 :**

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm} \quad F_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$M_u = 87.62 \text{ KN.m} \quad M_s = 64.28 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times F_{bc} \times d^2} \quad \text{avec} \quad F_{bc} = \frac{0.85 \times F_{c28}}{\gamma_b}; \quad d = 0.9h \quad \text{et} \quad d' = 0.1h$$

$$\mu_u = \frac{87.62 \times 10^{-3}}{0.4 \times 14.16 \times 0.36^2} = 0.159 < \mu_r = 0.392 \rightarrow A_{sc} = 0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Position relative de la fibre neutre

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.043}) = 0.2177$$

Bras de levier

$$Z=d(1-0.4 \alpha)$$

$$Z=0.36(1-0.4 \times 0.054) = 0.3286 \text{ m}$$

Section théorique des armatures

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \\ A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ Mpa} \\ A_{st} = \frac{17.81 \times 10^{-3}}{0.3522 \times 347.8} = 7.66 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

On adopte $A_{st} = 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} > \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.27 \times 2.1}{400} = 1.06 \text{ cm}^2$$

$A_t = 9.24 \text{ cm}^2 > 1.06 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

Le R.P.A 99 V 2003 exige que

$$A_{\min} = \frac{0.5}{100} (b \times h) \text{ dans toute la section.}$$

$$\text{On a : } A_{\min} = \frac{0.5 \times 0.3 \times 0.3}{100} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$A_t = 9.24 > 4.5 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

ELS

$$M_s = 64.28 \text{ KN.m}$$

$$X = n \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right) \rightarrow x = 14.19 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{x^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2 \rightarrow I = 0.00094 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 9.70 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{st} &= \frac{Ms \times n \times (d - x)}{I} = 223.363 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \\ &= 201.63\text{MPa} \quad \text{condition non vérifiée} \end{aligned}$$

On augmente la section des armatures tendues. On adopte 8HA14 = 12.32cm²

ELS

$$X = 15.78 \text{ cm} \quad I = 0.0011 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 9.15 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 176.79 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63\text{MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Dessin de ferrailage

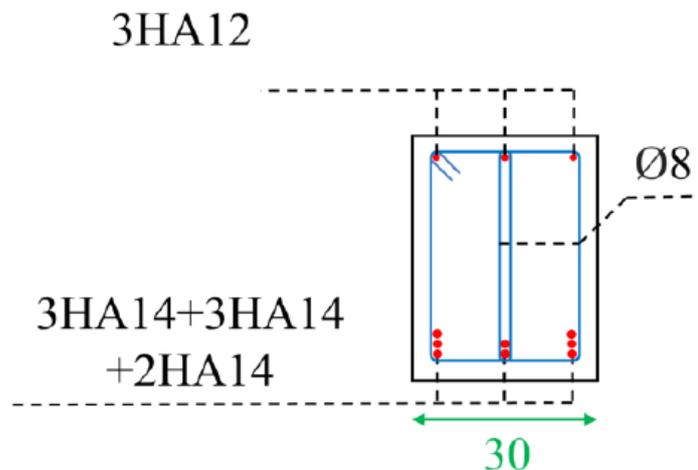


Figure V-2: Ferrailages longitudinal et transversal des poutres PO02/PO04

Calcul des armatures transversales**Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{u(\max)}}{b \times d} \tau_u = \frac{49.65 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36} = 0.45 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Diamètres des armatures transversales

$$\phi_t < \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t < \min(1.14 ; 14 ; 3) \phi_t < 1.14 \text{ cm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Calcul d'espacement des cadres

D'après le RPA 99/ version 2003(Art 7.4.2.2)on a :

$$\text{Zone nodale (ZN)} \quad S_t \leq \min(10; 16.8; 30) S_t \leq 10 \quad \text{on prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante (ZC)} \quad S_t \leq \frac{h}{2} S_t \leq 20 \quad \text{on prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Longueur de la zone nodale} \quad L = 2h = 80 \text{ cm}$$

Tableau V-2 : Ferrailage transversal des poutres

Poutres	Ferr transversal	Espacement ZN / ZC (cm)
PO01	$\phi_t = 8 \text{ mm}$	10 / 20
PO02	$\phi_t = 8 \text{ mm}$	7.5 / 15
PO03	$\phi_t = 8 \text{ mm}$	10 / 20
PO04	$\phi_t = 8 \text{ mm}$	7.5 / 15
PO05	$\phi_t = 8 \text{ mm}$	7.5 / 15

Tableau V-3 : Ferrailage longitudinal des poutres

Poutres	A _{calculé} (cm ²)	A _{choisi} (cm ²)	Armatures
PO01	1.45	6.16	4HA14
PO02	7.66	12.32	8HA14
PO03	1.42	6.16	4HA14
PO04	8.01	12.32	8HA14
PO05	6.78	9.24	6HA14

III. FERRAILLAGE DES POTEAUX

a. Combinaisons spécifiques de calcul

- ✚ Combinaisons fondamentales : « 1er genre » CBA 93.
 - $1,35 \times G + 1,5 \times Q$ (ELU)
 - $G + Q$ (ELS)
- ✚ Combinaisons accidentelles : « 2ème genre » RPA 99 / version 2003
 - $G + Q \pm 1,2E$ (ACC)
 - $0,8 G \pm E$ (ACC)

b. Vérification spécifique sous sollicitations normales

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.30$$

Tableau V-4: les résultats des coefficients V (combinaisons sismiques)

Poteaux	a (cm)	b (cm)	Nd _{max} (KN)	Bc (cm ²)	V	v > 0.3
PT01	30	30	328	900	0,01457777	CV
PT02	30	30	326	900	0,01448888	CV

III-1 Ferrailage du poteau

On calcul un exemple de ferrailage de poteau et on l'adopte pour les autres ;

a. PT02

ELU

$$N_u = 326 \text{ KN}$$

$$M_u (\text{max}) = 14.70 \text{ KN.m}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$d' = 0.1 \times 30 = 3 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{14.7}{326} \Rightarrow e = 0.045 \text{ m}$$

$$e_a = 0.165 \text{ m}$$

Moment fictive Ma

$$M_a = e_a \times N_u \Rightarrow M_a = 0.05379 \text{ MN.m}$$

Vérification des conditions

$$N_u(d - d') - M_a > \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}\right) b \times d^2 \times f_{bc}$$

0.02445 < 0.076 → section partiellement comprimée

Moment réduit

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$u_u = 0.173 < u_R = 0.392 \rightarrow A_2 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_u}) \rightarrow \alpha = 0.239$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow z = 0.244 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{sc}} \left(\frac{M_a}{z} - N_u \right) = 0.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{RPA: } A_{\min} = \frac{0.2}{100} \times b \times h = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{CBA : } A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA12 = 6.79 cm²

ELS

$$N_s = 235 \text{ KN}$$

$$M_s = 10.6 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{10.6}{235} = 0.045 \text{ m}$$

$$P = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6nA_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d'\right)^2 + \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)$$

$$P = -3\left(0.045 - \frac{0.30}{2}\right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 6.79 \times 10^{-4}}{0.30} \left(0.045 - \frac{0.30}{2} + 0.27\right) \Rightarrow P = 0.0005355$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6nA_2}{b}\left(e - \frac{h}{2} + d'\right)^2 - \frac{6nA_1}{b}\left(e - \frac{h}{2} + d\right)$$

$$q = 2\left(0.045 - \frac{0.30}{2}\right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 6.79 \times 10^{-4}}{0.30}\left(0.045 - \frac{0.30}{2} + 0.27\right) \Rightarrow$$

$$q = -0.03592$$

$$e_1 = \frac{-e_1^3 - q}{p} \quad e_1 = \sqrt[3]{-P \times e_1 - q} \rightarrow e_1 = 4.40 \text{ cm}$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e \Rightarrow x = 14.9 \text{ cm}$$

$$S = \frac{b \times x^2}{2} + nA_2(x - d') - nA_1(d - x)$$

$$S = \frac{30 \times 14.9^2}{2} - 15 \times 6.79(27 - 14.9) \Rightarrow S = 2097.765 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{S} = 13.4 \text{ MPa}; \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{N_s \times n \times (d - x)}{S} = 198.54 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

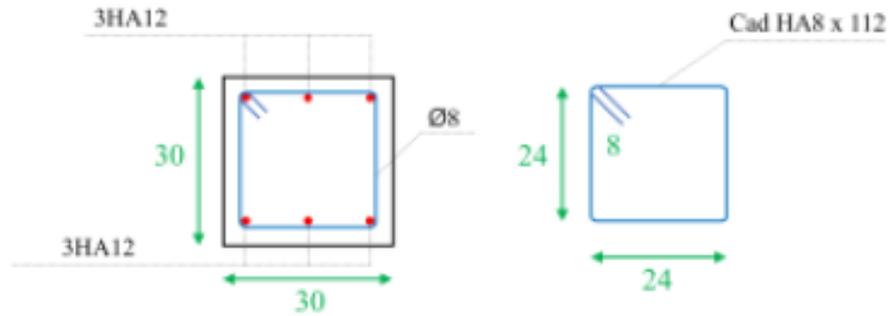
Dessin de ferrailage

Figure V-3: Ferrailages longitudinal et transversal des poteaux

III-2 Corbeaux

La méthode de calcul est démontrée en détails dans le chapitre II. On a réalisé un programme Excel qui nous permet de faciliter la tâche de calcul de ferrailage du corbeau.

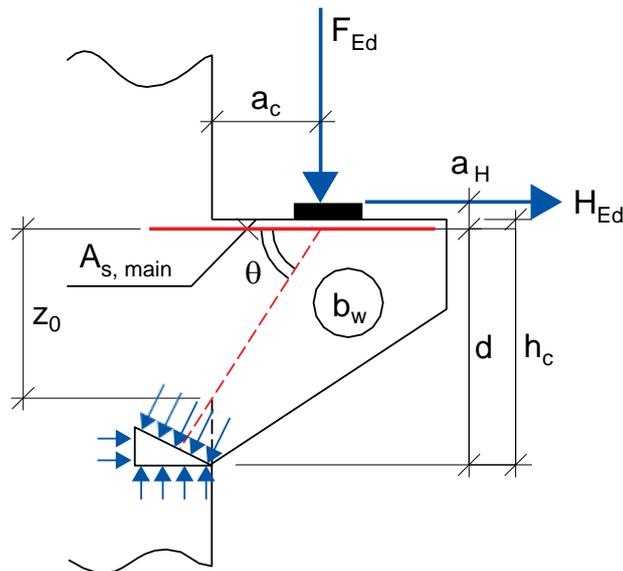
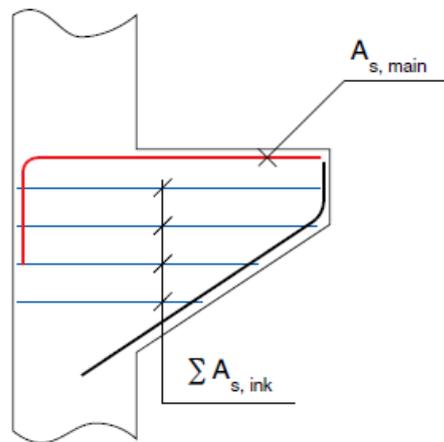


Figure V-4: Résultante des forces agissantes sur le corbeau

Tableau V-5: Ferrillages des poteaux

POT	Fed=N (KN)	Hed=T (KN)	a _c (cm)	a _h (cm)	h _c (cm)	b _{pot} (cm)	A _{calculé} (cm ²)	A _{s, main} (cm ²)	A _{s, ink} (cm ²)
PT01	328	15.4	15	5	45	30	5.15	6.16	1.54
PT02	326	21	15	5	45	30	5.31	6.16	1.54

**Figure V-5 : Répartition des armatures sur le corbeau****Tableau V-6: Ferrillages des corbeaux**

POT	Armatures supérieurestendues	Armatures horizontales de répartition	Armatures verticales
PT01	3 bouclesHA14	2 bouclesHA10	N'est pas nécessaire
PT02	3 bouclesHA14	2 boucles HA10	N'est pas nécessaire

Dessin de ferrailage

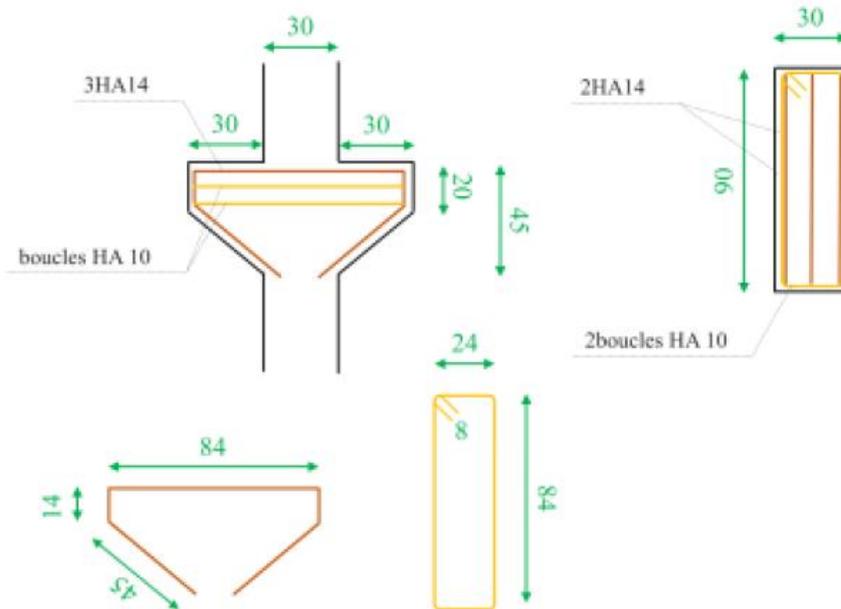


Figure V-6: Ferrailages longitudinal et transversal des corbeaux PT01

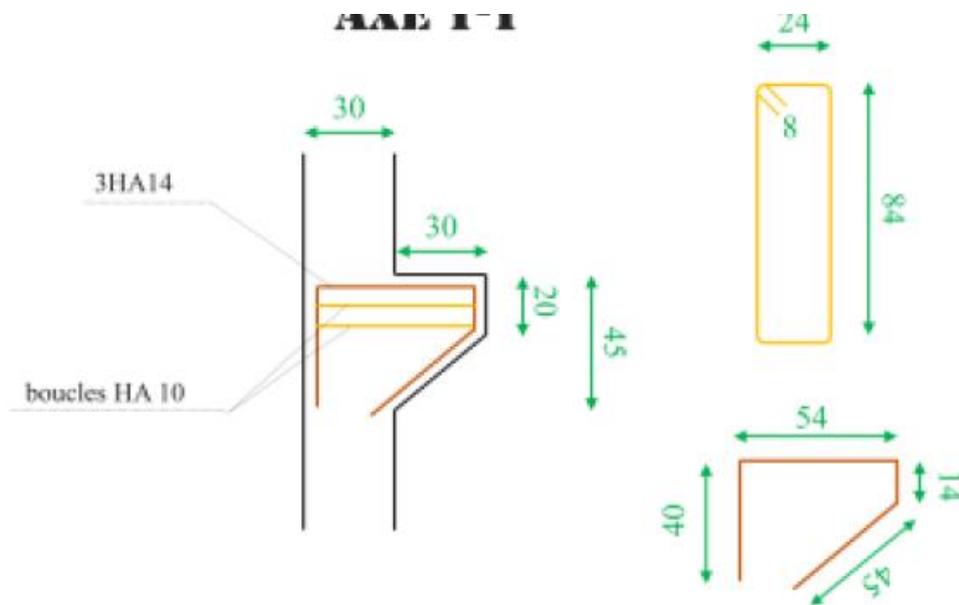


Figure V-7: Ferrailages longitudinal et transversal des corbeaux PT02

IV. PLANCHERS

Le ferrailage de la dalle pleine se fait en flexion simple :

- Dans le sens (X-X) : section ($b \times h$) = $(100 \times 15) \text{ cm}^2$
- Dans le sens (Y-Y) : section ($b \times h$) = $(100 \times 15) \text{ cm}^2$

Tableau V-7 : Ferrailages des planchers

	ELU	ELS	A _{calculé}	A _{min}		Ferr	St
				CBA	RPA		
Sens	0.75 M_u	0.75M_s	A	CBA	RPA	Ferr	St
X-X	2.17	2.36	0.51	1.63	7.5	5HA12	20
Y-Y	0.94	1.38	0.23	1.63	7.5	5HA12	20

Espacement des barres (Armatures principales)

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

$$St = \min (45 ; 33 \text{ cm}) \quad St \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_x = S_y \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \quad St = 20 \text{ cm}$$

V. FERRAILLAGE DES VOILES

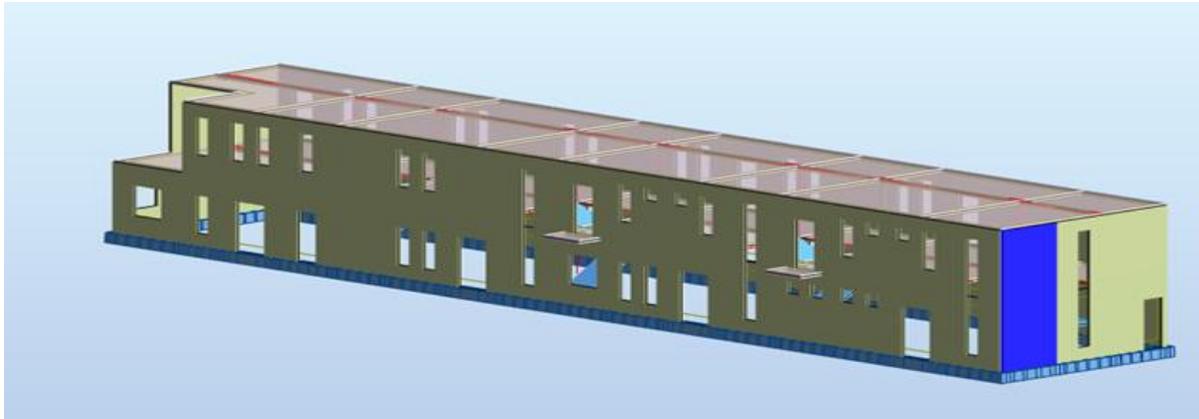


Figure V-8: Exemple de voile calculé

Selon les règlements parasismiques algériennes (**RPA 99 / version 2003**) les combinaisons à considérer sont les suivantes :

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$
- ACC : $G + Q \pm 1.2^E$

Les sollicitations agissantes sur le voile sont définies par le logiciel Robot

$$\left[\begin{array}{l} M = 19 \text{ KN.m} \\ N = 159 \text{ KN.m} \\ V = 30 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \left[\begin{array}{l} h = 0.15\text{m} \\ d = 0.135\text{m} \\ b = 2.3\text{m} \end{array} \right.$$

Vérification de stabilité du voile au flambement

On vérifie que $P_u \leq \phi P_n$

$$A_g = (0.15 \times 2.3) = 0.345 \text{ m}^2$$

$$P_n = 0.55 f_{bc} \times A_g \times \left[1 - \left(\frac{K \times h_s}{32 \times a} \right)^2 \right]$$

$$K = 0.8 a = 0.2h_s = 2.8 - 0.15 = 2.65\text{m}$$

$$P_n = 0.55 \times 14.17 \times 0.3 \times 10^6 \left[1 - \left(\frac{0.8 \times 2.65 \times 10^3}{32 \times a} \right)^2 \right] \times 10^{-3} = 2383.72 \text{ KN}$$

$$\emptyset P_n = 0.7 \times 2383.72 = 1675.61 \text{ KN}$$

$$P_u = 159.1 \text{ KN} \leq \emptyset P_n = 1675.61 \text{ KN}$$

La stabilité au flambement est assurée.

Vérification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

$$V_u = 30 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{30}{2.3 \times 0.135} = 96.618 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times \frac{2500}{1.5} = 333.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_b \quad \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des armatures nécessaires à la flexion composée

$$M_u = 19 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 159 \text{ KN}$$

Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{19}{159} \Rightarrow e = 0.119 \text{ m}$$

$$e_a = 0.179 \text{ m}$$

Moment fictif M_a

$$M_a = e_a \times N_u \Rightarrow M_a = 0.028 \text{ MN.m}$$

Vérifications des conditions

$$N_u(d - d') - M_a \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}\right) b \times d^2 \times f_{bc}$$

$-0.008 \leq 0.146 \rightarrow$ Section partiellement comprimée

Eta limite de stabilité de forme

Pour toute section sollicitée en compression simple, il faut faire la vérification de la stabilité en forme.

La vérification de l'état limite ultime de stabilité de forme peut être évitée si l'écartement mécanique $\lambda = \frac{l_f}{i}$ est inférieur à la plus grande des deux valeurs suivantes : (Le voile est considéré comme pièce de faible élancement).

$$\lambda_{xy} \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 50 \\ 67 \times \frac{e_0}{h} \end{array} \right. \text{ avec } e_0 \text{ étant d'excentricité du premier ordre avant l'application de } e_a.$$

$$e_0 = \frac{M_{uG}}{N_u}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_x = l_f \sqrt{\frac{12}{b}} \\ l_f = 0.7 \times l_0 \end{array} \right. \text{ Avec : } b \text{ est la longueur du refend et } l_f \text{ la longueur du flambement.}$$

Coefficient de majoration χ

$$\chi = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{Si } \frac{e_0}{h} \leq 0.75$$

$$\chi = \max \left[1 + 0.15 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \times \frac{h}{e_0}; 1.4 \right] \quad \text{Si } \frac{e_0}{h} > 0.75$$

Si l'écartement mécanique est inférieur à la plus grande des deux valeurs citées ci-dessus, alors les effets du second ordre seront pris en compte d'une manière forfaitaire en multipliant les sollicitations de calcul par le coefficient χ , ainsi les sections seront soumises aux nouvelles sollicitations suivantes :

Nu* et **Mu*** qui sont les sollicitations appliquées par rapport au centre de gravité du béton seul majorées afin de tenir compte des effets du second ordre. On obtient alors :

$$Nu^* = \chi \times Nu$$

$$Mu_G^* = Nu^* \times (e_0 + e_a)$$

avec $e_a = 0.005 \times h_c$ (valable pour un bâtiment à plusieurs étages contreventés par voiles).

$$h_s = 2.8 - 0.15 = 2.65 \text{ m}$$

$$l_f = 0.7 \times 2.65 = 1.85 \text{ m}$$

$$\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{15} = 42.72 \text{ m} < \max(50, 321)$$

$$\frac{e_0}{h} = 0.793 > 0.75 \quad X = \max \left[1 + 0.15 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \times \left(\frac{h}{e_0} \right); 1.4 \right] = 1.4$$

$$N_u^* = N_u \times X = 222.60 \text{ KN}$$

$$e_a = 0.005 \times 2.8 = 0.014 \text{ m}$$

$$M_u^* = N_u^* \times (e_0 + e_a) = 29.605 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu}^* = \frac{f_{c28}}{1.5} = 16.66 \text{ MPA}$$

Moment réduit

$$u_u = \frac{M_u^*}{b \times d^2 \times f_{bu}^*}$$

$$u_r = 0.8 \times \frac{0.15}{0.135} \times \left(1 - 0.4 \frac{0.15}{0.135} \right) = 0.493$$

$$u_u = 0.042 < u_R = 0.493 \rightarrow A_2 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_u}) \rightarrow \alpha = 0.0536$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow z = 0.1321 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{sc}} \left(\frac{M_u^*}{z} - N_u^* \right) = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{RPA: } A_{\min} = \frac{0.2}{100} \times b \times h = 6.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{CBA : } A_{\min} = 0.23 \times 230 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 3.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement des armatures verticales } S_v \leq \min(1.5 \times a ; 30 \text{ cm}) \quad S_v = 30 \text{ cm}$$

On adopte 8HA12 = 9.03 cm²/1ml

On adopte des armatures horizontales HA12 avec un espacement S = 20 cm. On utilise des cadres et des épingles en HA8 autour des armatures verticales.

Dessin de ferrailage

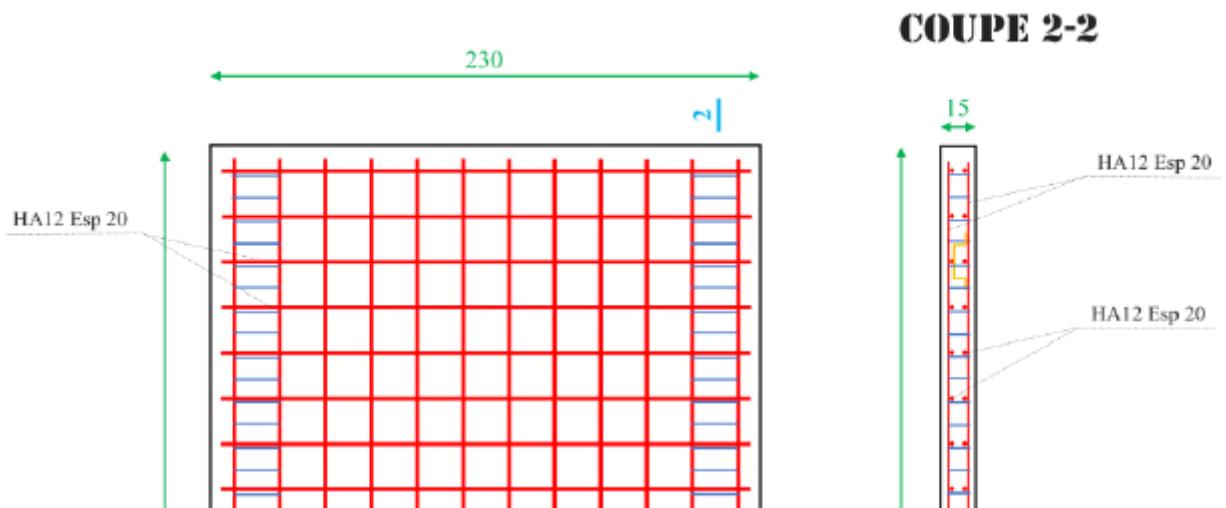


Figure V-9: Ferrailages longitudinal et transversal des voiles

VI. FERRAILLAGE DES ESCALIERS

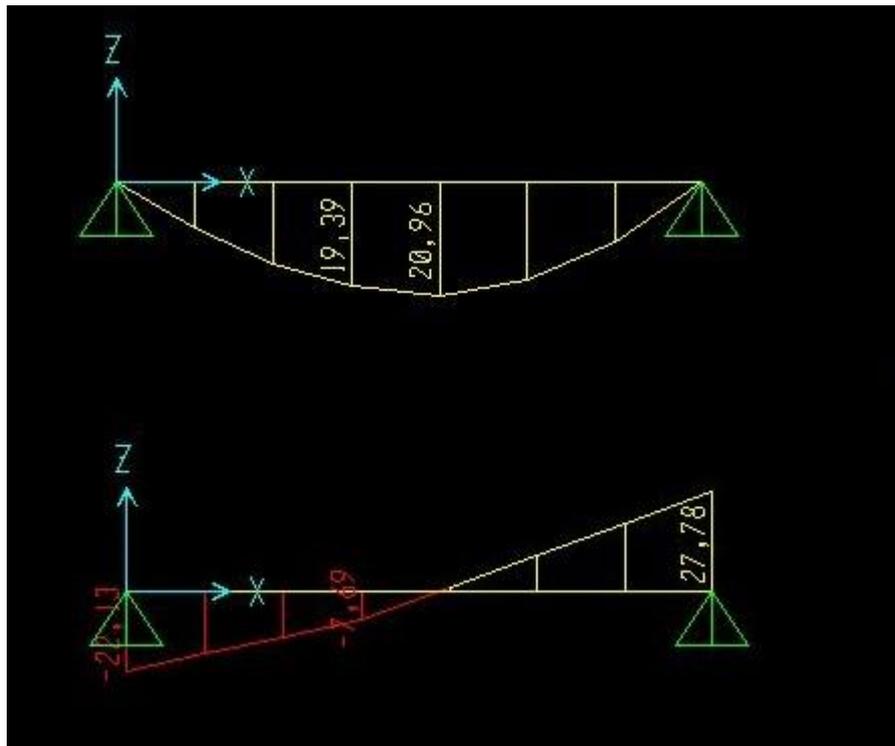


Figure V-10: Diagramme des sollicitations (ELU).

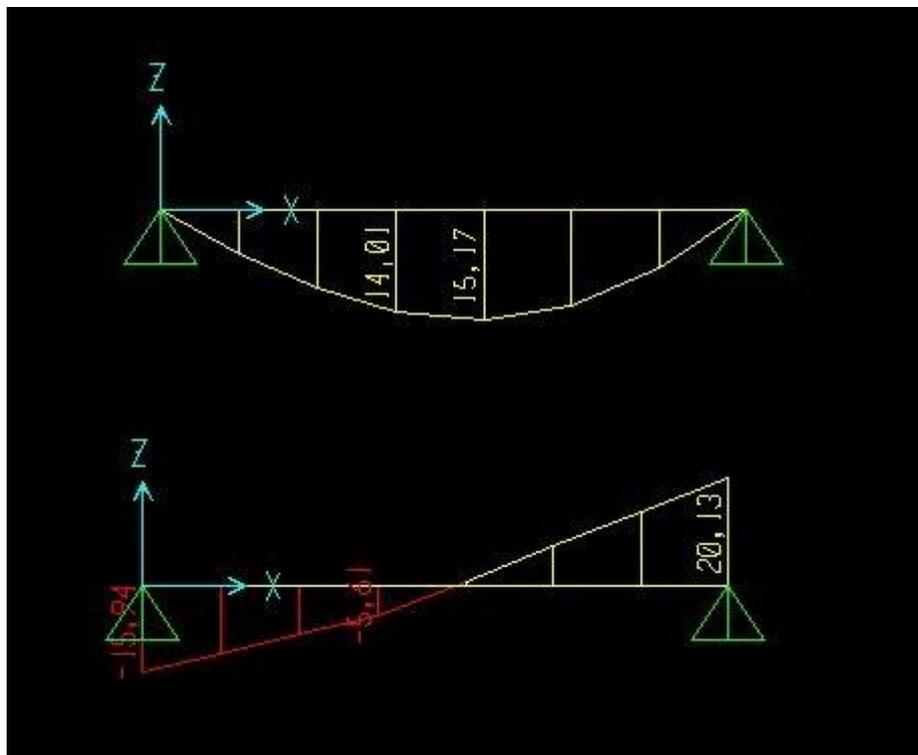


Figure V-11: : Diagramme des sollicitations (ELS).

On va déterminer le ferrailage du type de niveau étage courant car c'est lui le plus défavorable et on l'adopte pour les autres types.

Afin de tenir compte des semi encastresments, les moments en travées et aux appuis seront effectués de 0.85 et de 0.5 respectivement.

$$h = 0.15\text{m} \quad f_{c28} = 25\text{MPa}$$

$$b = 1.2\text{ m} \quad f_{t28} = 2.1\text{ MPa}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.135\text{ m} \quad f_{bc} = 14.16\text{ MPa}$$

$$\delta_{st} = 347.83\text{ MPa}$$

ELU :

En travée

$$M_{ut} = 0.85 \times 20.96 = 17.816 \times 10^{-3}\text{MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{17.816 \times 10^{-3}}{14.16 \times 1.2 \times 0.135^2} = 0.057 < \mu_r = 0.392 \rightarrow A_{sc} = 0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

❖ Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.073$$

Bras de levier :

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.131\text{m}$$

❖ Théorique d'armatures :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \\ A_{st} = \frac{M_u}{z \times \delta_{st}} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \delta_{st} = \frac{400}{1.15} = 347.83\text{ MPa} \\ A_{st} = \frac{17.816 \times 10^{-3}}{0.131 \times 347.8} = 3.9102 \times 10^{-4}\text{m}^2 \end{array} \right.$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} > \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1.2 \times 0.135 \times 2.1}{400} = 1.95 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$$3.91 \text{ cm}^2 > 1.95 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

❖ **Le R.P.A 99 V 2003 exige que :**

$$A_{\min} = \frac{0.5}{100} \times (b \times h) \text{ dans toute la section.}$$

$$\text{On a } A_{\min} = 0.5 \times (0.15 \times 1.2) / 100 = 9 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où : } A_{\text{cal}} = 4.24 < 9 \text{ cm}^2$$

On adopte : **10 HA 12** de section **11.31 cm² /ml**

En Appuis:

$$M_{\text{ut}} = 0.5 \times 20.96 = 10.48 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{10.48 \times 10^{-3}}{14.16 \times 1.2 \times 0.135^2} = 0.034 < \mu_r = 0.392 \rightarrow A_{sc} = 0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

❖ **Position relative de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.043$$

Bras de levier :

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.13 \text{ m}$$

❖ **Théorique d'armatures :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \\ A_{st} = \frac{M_u}{z \times \delta_{st}} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \delta_{st} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa} \\ A_{st} = \frac{10.48 \times 10^{-3}}{0.13 \times 347.8} = 2.31 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} > \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1.2 \times 0.135 \times 2.1}{400} = 1.95 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$$2.31 \text{cm}^2 > 1.95 \text{cm}^2$$

❖ **Le R.P.A 99 V 2003 exige que :**

$$A_{\min} = \frac{0.5}{100} \times (b \times h) \text{ dans toute la section.}$$

$$\text{On a } A_{\min} = 0.5 \times (0.15 \times 1.2) / 100 = 9 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où : } A_{\text{cal}} = 2.31 < 9 \text{ cm}^2$$

Condition non vérifiée

On adopte : **10 HA 12** de section **11.31 cm²/ml**

Armatures de répartition :

On adopte **HA 12** avec un espacement de 15 cm

Espacement des barres (Armatures principales) :

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

$$S_t = \min (60 ; 33 \text{ cm}) \quad S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_x = \frac{120}{9} = 13.3 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{27.78 \times 10^{-3}}{1.2 \times 0.135} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5.5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

ELS :**En travée :**

$$M_{ut} = 0.85 \times 20.96 = 17.816 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$M_{st} = 0.85 \times 15.17 = 12.89 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_u}{M_s} \\ \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \gamma = \frac{19.32 \times 10^{-3}}{6.76 \times 10^{-3}} = 1.38 \\ \alpha \leq \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 \end{array} \right.$$

0.053 < 0.44 **Condition vérifiée** il n'est pas nécessaire de vérifiée la contrainte du béton.

En Appuis (A et B) :

$$M_{ut} = 0.5 \times 20.96 = 10.48 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$M_{st} = 0.5 \times 15.17 = 7.585 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_u}{M_s} \\ \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \gamma = \frac{10.48 \times 10^{-3}}{7.585 \times 10^{-3}} = 1.38 \\ \alpha \leq \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 \end{array} \right.$$

$$0.03 < 0.44$$

Condition vérifiée il n'est pas nécessaire de vérifiée la contrainte du béton.

Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{15}{357} = 0.056 \geq \frac{1}{20} \times \frac{0.85M_0}{M_0} = 0.043 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{11.31}{120 \times 13.5} = 6.98 \times 10^{-3} > \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$f \leq f_{\text{admissible}} \quad \text{Avec} \quad f_{\text{admissible}} = \frac{1}{500} f_{\text{admissible}} = 7.14 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A_u \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$I_0 = \frac{1.2 \times 0.15^3}{12} + 15 \times 11.31 \times 10^{-4} \left(\frac{0.15}{2} - 0.015' \right)^2 = 3.98 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\phi \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{Avec} \quad \phi = \frac{A}{b \times d} = \frac{11.31}{120 \times 13.5} = 6.98 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.28}{6.98 \times 10^{-3} \times \left(2 + 3 \times \frac{1.2}{1.2} \right)} = 3.26$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \phi \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 6.98 \times 10^{-3} \times 347.8 + 2.1} = 0.311$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 3.98 \times 10^{-4}}{1 + 3.26 \times 0.311} = 2.173 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_s}{E_i \cdot I_{fi}} = \frac{15.17 \times 10^{-3}}{32164.19 \times 2.173 \times 10^{-4}} = 2.1704 \times 10^{-3}$$

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 11000 (25)^{\frac{1}{3}} = 32164.19 \text{MPa}$$

$$\text{Donc la flèche} = \frac{l^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = \frac{3.57^2}{10} \times 2.1704 \times 10^{-3} = 2.76 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$f = 2.76 \times 10^{-3} \text{m} < f_{\text{admissible}} = 7.14 \times 10^{-3} \text{m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Dessin de ferrailage

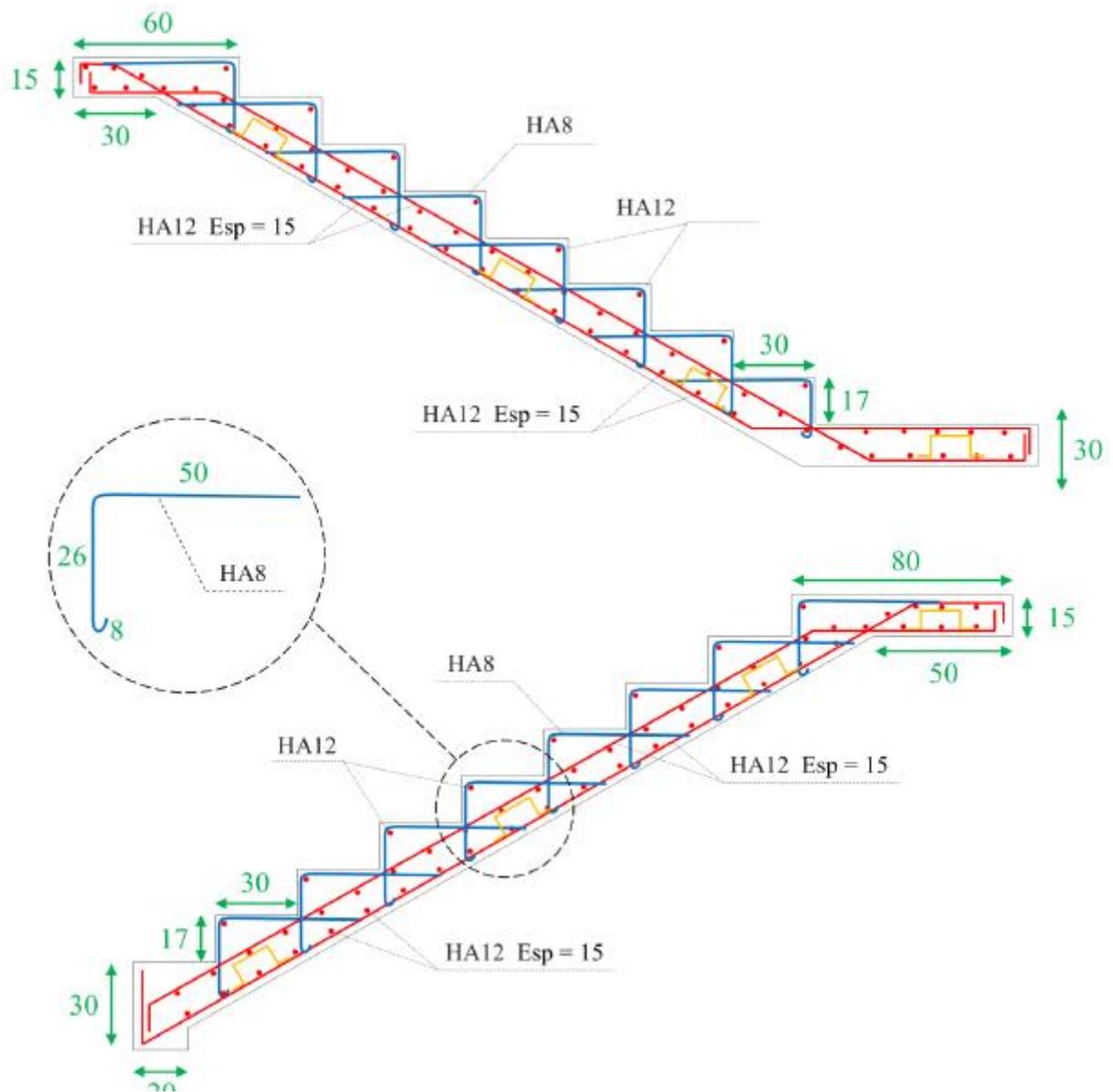
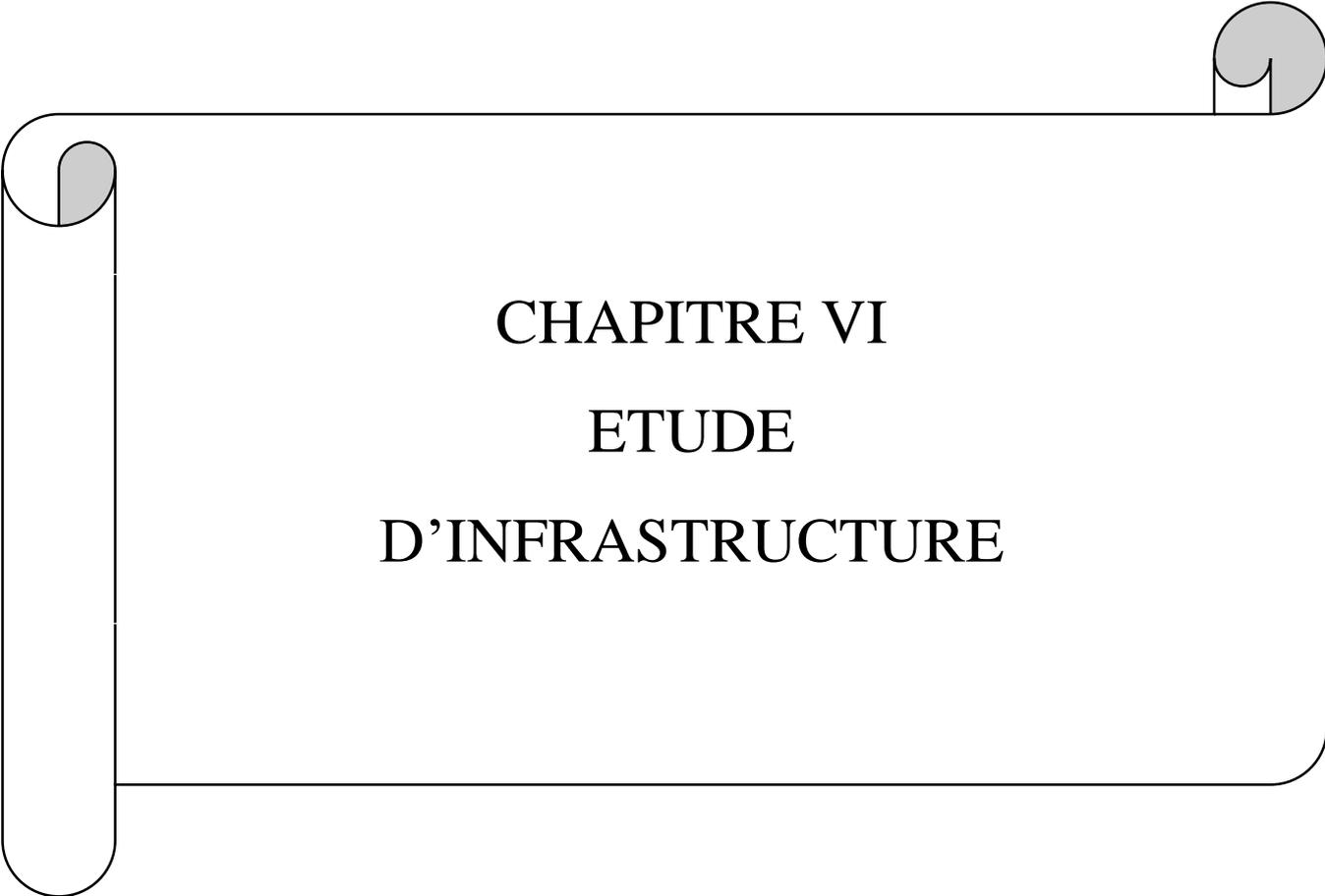


Figure V-12: Ferrailages longitudinal et transversal des escaliers

VII. CONCLUSION

Le ferrailage est calculé de la même façon que les bâtiments ordinaires avec la prise en compte du type des appuis dans le calcul des moments fléchissant.

Nous allons maintenant voir le comportement de notre construction vis-à-vis des sollicitations dynamiques ; ensuite une étude de l'infrastructure sera réalisée.



CHAPITRE VI
ETUDE
D'INFRASTRUCTURE

I. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

I-1 Introduction

Les fondations c'est la partie qui est en contact avec le terrain et supporte le poids de la construction. Donc, elles ont un rôle de transmission au sol des charges de la superstructure.

Avant d'entreprendre un projet de fondation, il est nécessaire de connaître la valeur de la contrainte du sol à introduire dans les calculs et qui est en fonction des trois quantités suivantes :

- Contrainte de rupture du sol.
- Contrainte correspondante au tassement maximal acceptable.
- Contrainte maximale autorisée par les règles parasismiques.

a. Contrainte admissible du sol

La contrainte admissible du sol est déterminée en fonction des caractéristiques suivantes :

- Poids spécifique du sol sec γ_d .
- Poids spécifique des grains γ_s .
- Cohésion non drainée C_u .
- Angle de frottement effectif φ .

Pour notre projet nous avons pris $\sigma = 2\text{bars}$ car nous ne disposons pas de données géotechniques qui nous permettent de calculer cette contrainte.

La profondeur de la fondation doit être supérieure à $H/10$. Avec : H et la hauteur totale de la structure et qui vaut $H = 5.6\text{ m}$ ce qui donne : $H/10 = 0.56\text{ m}$. Alors, il faut choisir une profondeur supérieure à cette valeur. On prend une profondeur des fondations de 0.95 m dans nos calculs.

b. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.

- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Selon l'ouvrage réalisé, la fondation peut être superficielle ou profonde. D'après les caractéristiques du sol que nous avons adopté pour notre projet et sa hauteur, nous avons choisi dans un premier temps des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles comme solution, pour cela nous allons procéder à une petite vérification :

Chevauchement entre semelles isolées : $L \geq \frac{C_1+C_2}{2} \times 1.5$ L: distance entre deux semelles.

Chevauchement entre semelles filantes : $L \geq \frac{C_1+C_2}{2} \times 3C$: largeur de la semelle

I-2 Semelles isolées

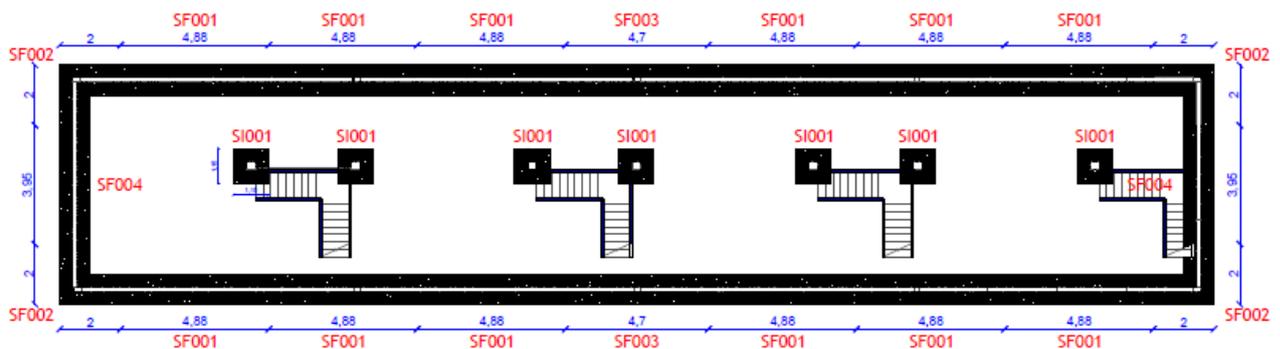


Figure VI-1 : Schéma descriptif des semelles

a. Prédimensionnement de la semelle isolée

Les dimensions en plan des semelles isolées sont déterminées comme suit :

On suppose une variation trapézoïdale des contraintes afin de réaliser l'équilibre statique de la semelle.

b. Condition d'homothétie

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \text{ donc } A = B$$

A, B : dimensions de la semelle

a, b : dimensions du poteau

ELS : $N_s = 238 \text{ KN}$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_s} \times \frac{b}{a}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{238 \times 10^{-3}}{200 \times 10^{-3}} \times \frac{0.30}{0.30}} = 1.09 \text{ m}$$

Donc on choisit une semelle de $(1.15 \times 1.15) \text{ m}^2$

Détermination de "D" et "ht"

D'après la condition de rigidité (méthode des bielles) :

$$A - a \geq D \geq \frac{B - b}{4} 85 \text{ cm} \geq D \geq 21 \text{ cm}$$

On adopte : $D = 25 \text{ cm}$ d'où : $h = d + 5 \text{ cm}$ $h = 30 \text{ cm}$

c. Vérification des conditions de stabilité

Selon le BAEL91 , On a :

$$e_0 \leq \frac{A}{6} e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{10.7}{238} = 0.045$$

$0.045 \leq 0.19$ Condition vérifiée.

Selon le RPA 99/version 2003 (Art 10.1.5) :

$$e_0 \leq \frac{A}{4} \quad 0.045 \leq 0.29 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d. Vérification des conditions de rigidité

$$\sigma_M < \sigma_s$$

$$\sigma_M = \frac{N_s + \text{Poidssemelle}}{A \times B} = 186.21 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 186.21 \text{ KN/m}^2 < \sigma_s = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e. Vérification de chevauchement entre semelles isolées

$$L \geq \frac{1.15+1.15}{2} \times 1.5 = 1.72 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tels que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle. Les semelles filantes sont dimensionnées à ELS sous l'effort N :

$$N_s = G + Q$$

f. Vérification de poinçonnement :

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_x \times f_{c28} \times \frac{h}{\gamma_b}$$

$$\mu_x = (a + b + 2h) \times 2 = (0.3 + 0.3 + 2 \times 1) \times 2 = 5.2$$

$$N_u = 329 \text{ KN} \leq 0.045 \times 5.2 \times 25000 \times \frac{1}{1.5} = 3900 \text{ KN}$$

Les conditions sont vérifiées, il n'y'a pas de risque de poinçonnement.

g. Vérification des conditions de rigidité :

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{6 e_0}{B}\right) \times \frac{N}{A \times B} = 198.45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = \left(1 - \frac{6 e_0}{B}\right) \times \frac{N}{A \times B} = 182.32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 190.38 \text{ KN/m}^2 < \sigma_s = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

h. Ferraillage de la semelle isolée**ELU :**

$$A_s = \frac{N_u(A - a)}{8 d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.329 (1.5 - 0.3)}{8 \times 0.25 \times 434.8} = 3.22 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$A_s = \frac{N_s(A - a)}{8 d \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(333.33, 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ kpa}$$

$$A_s = \frac{0.329(1.15 - 0.3)}{8 \times 0.25 \times 201.63} = 6.93 \text{ cm}^2$$

$$A_s(ELU) = 3.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s(ELS) = 6.93 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_s \geq 6.93 \text{ cm}^2$

On adopte un ferraillage de **7HA12** $\rightarrow A_s = 7.92 \text{ cm}^2$ pour les deux directions.

I-3 Semelle filante**a. Pré dimensionnement de la semelle filante**

A, L : dimensions de la semelle

a, b : dimensions du poteau

ELS : $N_s = 116 \text{ KN}$

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{0.116}{0.2} = 0.58 \text{ m}^2$$

$$A \geq \sqrt{0.58}$$

Donc on choisit une semelle de $(0.7 \times L)$

Détermination de "D" et "ht" :

D'après la condition de rigidité (méthode des bielles) :

$$D \geq \frac{A - a}{4} D \geq 0.14 \text{ cm}$$

On adopte : $D = 20 \text{ cm}$

D'où : $h = d + 5 \text{ cm}$ $h = 35 \text{ cm}$

b. Vérification des conditions de stabilité

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0.3$$

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{L}\right) \times \frac{N}{\sigma_s \times L} \quad B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{L}\right) \times \frac{N}{\sigma_s \times L} = 0.015$$

$B = 0.7 \text{ m} > 0.015 \text{ m}$ Condition vérifiée.

c. Chevauchement entre semelles filantes et isolées

$$L \geq \frac{1.15 + 0.7}{2} \times 3 = 2.775 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d. Vérification de poinçonnement :

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_x \times f_{c28} \times \frac{h}{\gamma_b}$$

$$\mu_x = (a + b + 2h) \times 2 = (0.15 + 1 + 2 \times 1) \times 2 = 6.3$$

$$N_u = 160 \text{ KN} \leq 0.045 \times 6.3 \times 25000 \times \frac{1}{1.5} = 4725 \text{ KN}$$

Les conditions sont vérifiées, il n'y a pas de risque de poinçonnement.

e. Ferraillage de la semelle filanteELU :

$$A_s(\parallel A) = \frac{N_u(A - a)}{8 d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.160 (0.7 - 0.15)}{8 \times 0.2 \times 434.8} = 1.3 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$A_s(\parallel A) = \frac{N_s(A - a)}{8 d \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(333.33, 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ kpa}$$

$$A_s(\parallel A) = \frac{0.116(0.7 - 0.15)}{8 \times 0.2 \times 201.63} = 1.98 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_s(\parallel A)(ELU) = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s(\parallel A)(ELS) = 1.98 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_s \geq 1.98 \text{ cm}^2$

$$A_s(\perp A) = \frac{A_s}{4} = \frac{1.98}{4} = 0.495 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des aciers

$$A_s(\perp A)$$

$$\text{Si } A < 1mA_{s(\min)} = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Si } A > 1mA_{s(\min)} = 2 \times A \text{ cm}^2$$

Dans notre cas : $A = 0.7 \text{ m} < 1 \text{ m}$ donc $A_s(\perp A) = 2 \text{ cm}^2$

$$A_s(\parallel A) \rightarrow 6HA10A = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$A_s(\perp A) \rightarrow 4HA8A = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ Espacement

$$e_s = \frac{100-5}{6-1} = 19 \text{ cm}$$

I-4 Fût d'encuvement de la semelle isolée

a. Prédimensionnement

La méthode de calcul de fut d'encuvement est démontrée dans (CH2 paragraphe « II.2 ») donc on a :

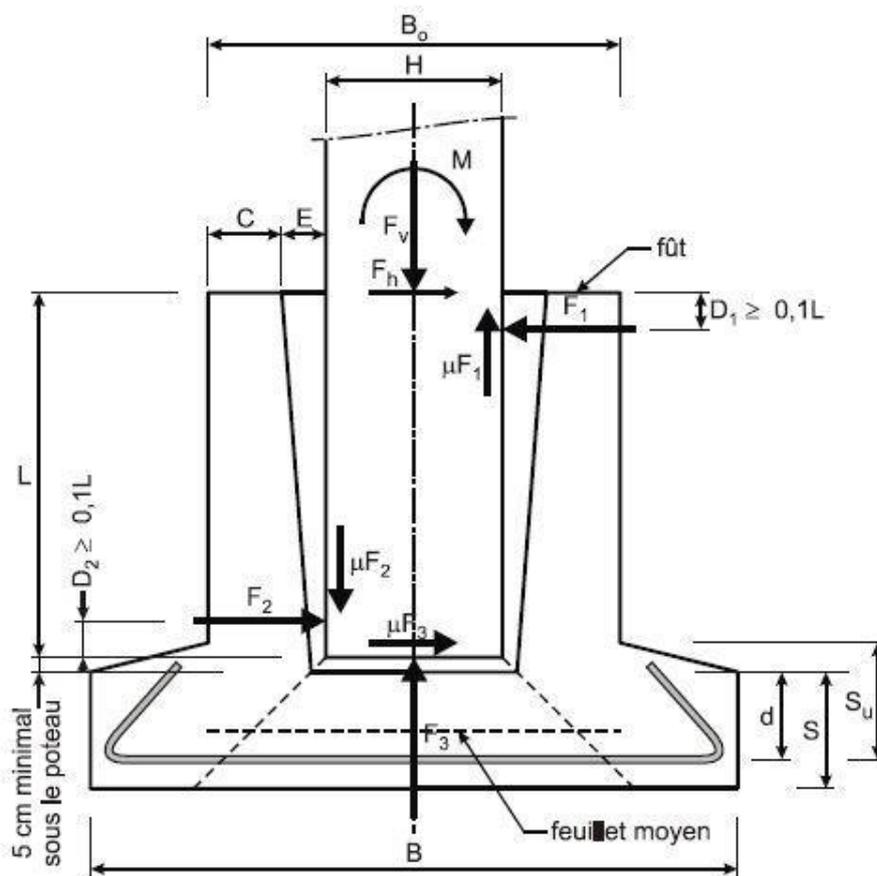


Figure VI-2 : Schéma descriptif du fut d'encuvement

- Profondeur minimale du fût de l'encuvement :

$$L \geq 1,2 H \rightarrow L \geq 1,2(0,3) \rightarrow L = 60\text{cm}$$

- Vide E : Une valeur voisine de $L/10$ est recommandée en tête d'encuvement.

$$\text{Donc } E = \frac{60}{10} \text{ On prend } E = 5\text{cm}$$

- Épaisseur C en tête du fût de l'encuvement : La valeur minimale recommandée est $C \geq 15 \text{ cm}$

$$\text{On prend } C = 20\text{cm}$$

- la hauteur utile du débord de la semelle, d :

$$d > \frac{B-H}{4} = \frac{115-30}{4} = 21,25\text{cm} \text{ on prend } d = 22\text{cm}$$

b. Ferraillages

$$\left\{ \begin{array}{l} F1 = \frac{[(0,99L+0,15H)Fh - (0,03L-0,045H)Fv + 1,09M]}{[1,09(0,8L+0,3H)]} \\ F2 = \frac{[(0,99L-0,15H)Fh - (0,27L+0,045H)Fv + 1,09M]}{[1,09(0,8L+0,3H)]} \\ F3 = \frac{[0,3Fh - Fv]}{1,09} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Fh = 21 \text{ KN} \\ M = 14,7 \text{ KN.m} \\ Fv = 326 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{donc} \quad \left\{ \begin{array}{l} F1 = 45,02 \text{ KN} \\ F2 = -47,74 \text{ KN} \\ F3 = -293,30 \text{ KN} \end{array} \right.$$

c. Détermination des sollicitations

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge d'exploitation : } F1 = 45,02 \text{ KN} \\ \text{Charge permanente } G = P = S \times \gamma_b = 3,37 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

d. Combinaisons des charges

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1.35 G = 1.35 \times 3.37 = 4.55 \text{ KN} \\ M_A = 0.54 F1 = 24.31 \text{ KN.m} \\ M_u = 1.5 M_A = 24.31 \times 1.5 = 36.46 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

ELU

On considère la section soumise la flexion composé :

$$N_u = 4.55 \text{ KNh} = 20 \text{ cm}$$

$$M_u = 36.46 \text{ KN.md}' = 2 \text{ cmd} = 18 \text{ cm}$$

$$B_0 = b = 80 \text{ cm} \quad c \text{ (enrobage)} = c' = 2 \text{ cm}$$

e. Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{36.46}{4.55} \Rightarrow e = 8.01 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.08 \text{ m}$$

Centre de pression à l'extérieur de la section

$$e_a = 8.09 \text{ m}$$

f. Moment fictif M_a

$$M_a = e_a \times N_u \Rightarrow M_a = 36.80 \text{ KN.m}$$

g. Vérifications des conditions

$$N_u(d - d') - M_a > \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d} \right) b \times d^2 \times f_{bc}$$

La section est partiellement comprimée.

h. Moment réduit

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$u_u = 0.1 < u_R = 0.392 \quad A_2 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_u})\alpha = 0.1322$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad z = 0.1704 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{sc}} \left(\frac{M_a}{z} - N_u \right) = 4.86 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

ELS

$$N_s = 3.37 \text{ KN}$$

$$M_s = 24.31 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{S} = 11.07 \text{ MPa} ; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \text{ Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{N_s \times n \times (d - x)}{S} = 200.03 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \text{ Condition Vérifiée}$$

I-5 Fût d'encuvement de la semelle filante**a. Prédimensionnement**

- Profondeur minimale du fût de l'encuvement :

$$L \geq 1,2 H \rightarrow L = 60\text{cm}$$

- Vide E : Une valeur voisine de L/10 est recommandée en tête d'encuvement.

$$\text{Donc } E = \frac{60}{10} \text{ On prend } E = 3\text{cm}$$

- Épaisseur C en tête du fût de l'encuvement : La valeur minimale recommandée est $C \geq 15 \text{ cm}$;
On prend $C = 15\text{cm}$

- la hauteur utile du débord de la semelle, d :

$$d > \frac{B-H}{4} = \frac{70-15}{4} = 13.75\text{cm} \text{ on prend } d = 15\text{cm}$$

b. Ferraillages

$$\left\{ \begin{array}{l} F1 = \frac{[(0.99L+0.15H)Fh - (0.03L-0.045H)Fv + 1.09M]}{[1.09(0.8L+0.3H)]} \\ F2 = \frac{[(0.99L-0.15H)Fh - (0.27L+0.045H)Fv + 1.09M]}{[1.09(0.8L+0.3H)]} \\ F3 = \frac{[0.3Fh - Fv]}{1.09} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Fh = 30\text{KN} \\ M = 19 \text{KN.m} \\ Fv = 160 \text{KN} \end{array} \right. \quad \text{donc} \quad \left\{ \begin{array}{l} F1 = 65.36 \text{KN} \\ F2 = 18.96 \text{KN} \\ F3 = -138.53 \text{KN} \end{array} \right.$$

c. Détermination des sollicitations

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge d'exploitation : } F1 = 65.36 \text{ KN} \\ \text{Charge permanente } G = P = S \times \gamma_b = 2.47 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Combinaisons des charges

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1.35 G = 1.35 \times 2.47 = 3.34 \text{ KN} \\ M_A = 0.54 F1 = 35.29 \text{ KN.m} \\ M_u = 1.5 M_A = 35.29 \times 1.5 = 52.94 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

ELU

On considère la section soumise la flexion composée :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 3.34 \text{ KNd}' = 1.5 \text{ cm} \\ M_u = 52.94 \text{ KN.mh} = 15 \text{ cmd} = 13.5 \text{ cm} \\ B_0 = b = 1 \text{ mlc (enrobage)} = c' = 2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

d. Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{52.94}{3.34} \Rightarrow e = 15.85 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.055 \text{ m}$$

Centre de pression à l'extérieur de la section

$$e_a = 15.91 \text{ m}$$

e. Moment fictif M_a

$$M_a = e_a \times N_u \Rightarrow M_a = 53.13 \text{ KN.m}$$

f. Vérification des conditions

$$N_u(d - d') - M_a > \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d} \right) b \times d^2 \times f_{bc}$$

La section est partiellement comprimée

g. Moment réduit

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$u_u = 0.205 < u_R = 0.392 \quad A_2 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_u})\alpha = 0.2910$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad z = 0.1192 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{sc}} \left(\frac{M_a}{z} - N_u \right) = 10.16 \text{ cm}^2 \text{ On adopte 7HA14} = 10.78 \text{ cm}^2$$

ELS

$$N_s = 2.47 \text{ KN}$$

$$M_s = 35.29 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{S} = 13.36 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition Vérifiée

$$\sigma_{st} = \frac{N_s \times n \times (d - x)}{S} = 192.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \text{ Condition Vérifiée}$$

Dessins de ferrillages**Semelles isolées**

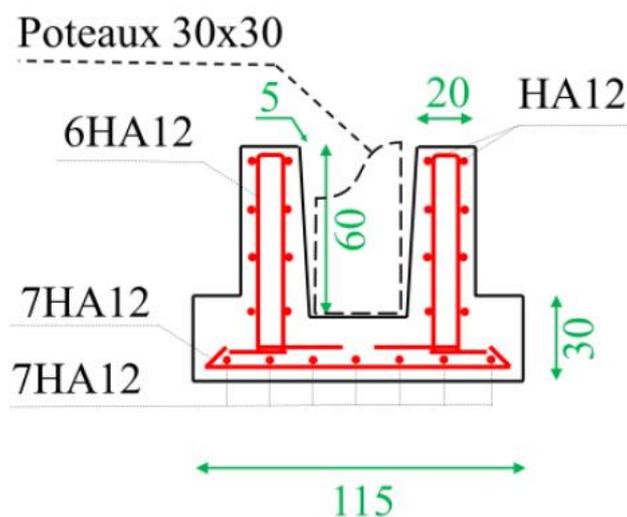


Figure VI-3 : Dessin de ferrailage de semelle isolée et le fût d'encuvement

Semelle filante

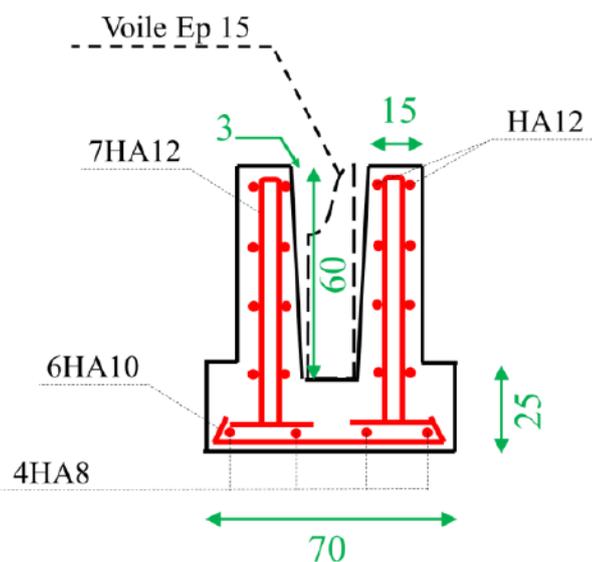


Figure VI-4 : Dessin de ferrailage de semelle filante et le fût d'encuvement

II. CONCLUSION

Dans ce chapitre, l'étude de l'infrastructure a été faite en considérant deux types de fondations superficielles, des semelles isolées ont été considérées aux pieds des poteaux et des semelles filantes sous les voiles.

Le calcul qui a été fait n'est pas différent de celui fait lors des constructions en béton armé.

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures en préfabriqué. *

Ce projet nous a donné l'avantage de bien maîtriser des logiciels de calcul (**Autodesk Robot Structural Analysis Professional**) pour l'analyse statique de la structure, qui nous a aidé à déterminer les sollicitations les plus défavorables et ensuite le ferrailage des éléments résistants, et le dessin assisté par ordinateur (Auto CAD).

En revanche, nous avons rencontré certaines difficultés durant l'élaboration et surtout la compréhension du calcul de ce type de constructions, chose à laquelle, on peut être confronté durant notre vie professionnelle. Et surtout que ce procédé commence à avoir sa place dans le monde de construction à l'échelle nationale. Ces difficultés résident principalement dans le manque de documentation sur la préfabrication surtout en Algérie, ainsi que l'absence des notes de calcul la concernant dans la réglementation algérienne, à cause de la rareté des constructions préfabriquées dans le domaine des bâtiments.

Notre but dans cette étude était d'avoir une idée sur cette nouvelle technologie de construction préfabriquée afin de pouvoir encourager l'utilisation de ce type de constructions dans le domaine de bâtiments en Algérie et pourquoi pas voir plus des structures préfabriquées dans tout le territoire algérien ? . La préfabrication serait une solution pour faire avancer le domaine de construction en Algérie !

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et qui nous permettront d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Comme perspectives, nous souhaitons que ce projet de fin d'études « le premier dans notre département » ne sera que le début vers d'autres études plus enrichissantes. En effet nous avons étudié le cas d'une structure simple (R+1) et de forme régulière ; ça serait intéressant d'approfondir ce travail pour des structures plus complexes (en forme et en nombres d'étages...etc.).

Il faut noter aussi, que dans le cas des constructions en béton armé, il faut faire une vérification vis-à-vis de la thermique quand la longueur de la construction dépasse les 25 mètres. Chose qui n'a pas été vérifiée dans le présent travail. On suggère de prendre en considération cette condition dans de futures études de constructions préfabriquées.

Enfin, attacher une importance particulière sur le caractère économique en faisant une comparaison technico-économique avec une construction ordinaire en béton armé.

BIBLIOGRAPHIE

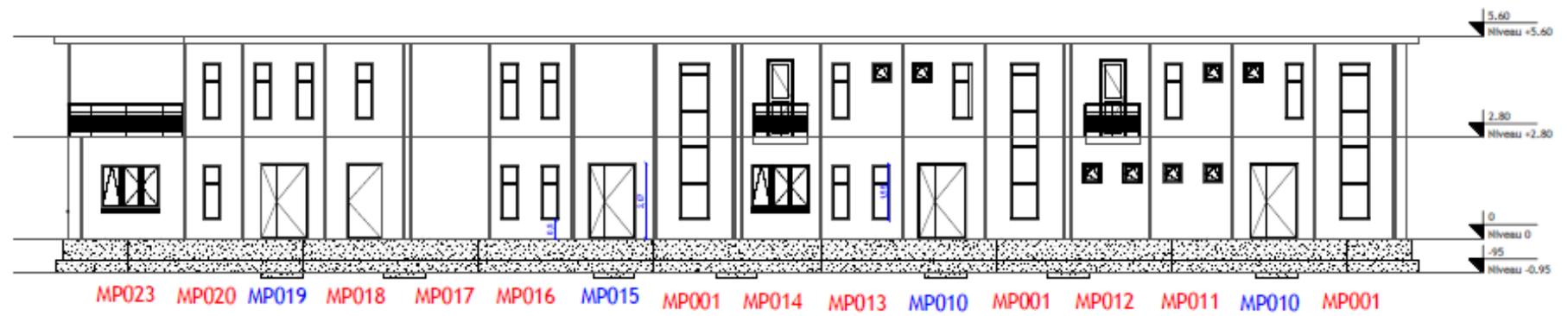
- **BAEL, 91** Béton Armé aux Etats Limites 91. 1999
- **C.B.A.93** MINESTER DE L'HABITAT, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, 1993.
- **DRISS.A** : Etude d'un bâtiment R+9 en béton armé à usage multiple. Juin 2016, Université Belhadj Bouchaib Ain Temouchent, 153 p.
- **DTR2.2, 88** Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B.C. 2.2, CGS 1988.
- **EUROCODE2** : Calcul des structures en béton - Partie 1-1.1992.
- **FERROUDJI.W, GHELDANE.O** : Etude d'un bâtiment R+5 en béton armé à usage d'habitation. Juin 2016, Université Badji Mokhtar ANNABA, 147 p.
- **H.Abbadie, N.Borel et Al** : Architecture: Construire en béton préfabriqué CT B62.2009.
- **Kramer and Steven, L.** *Geotechnical Earthquake Engineering*. s.l. : prentice hall, 1996.
- **Lacombe, G** : Techniques de la préfabrication des bâtiments.1976
- **Renaud, H** : Travaux de construction. 1996.
- **Revel, M** : La préfabrication dans la construction.1966
- **RPA99/V2003.** *Règles parasismiques algériennes 99*, 2003

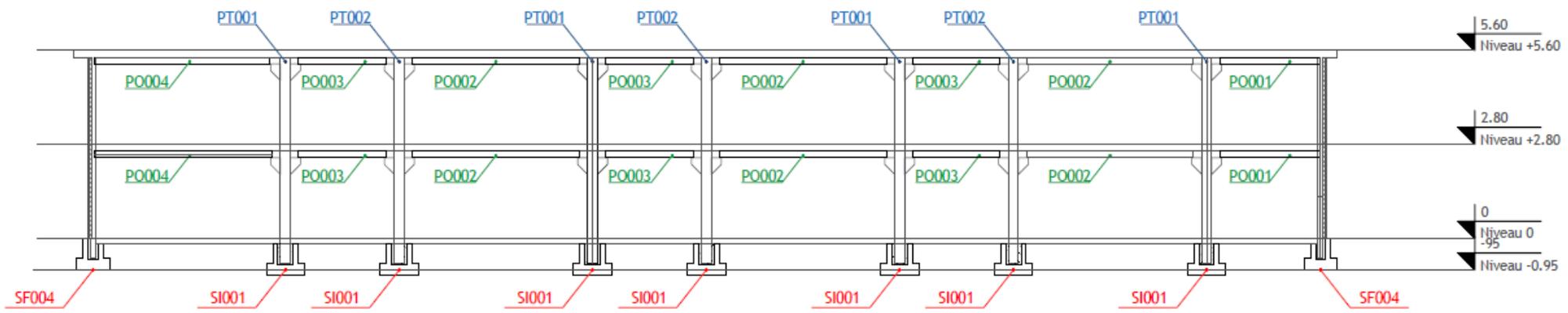


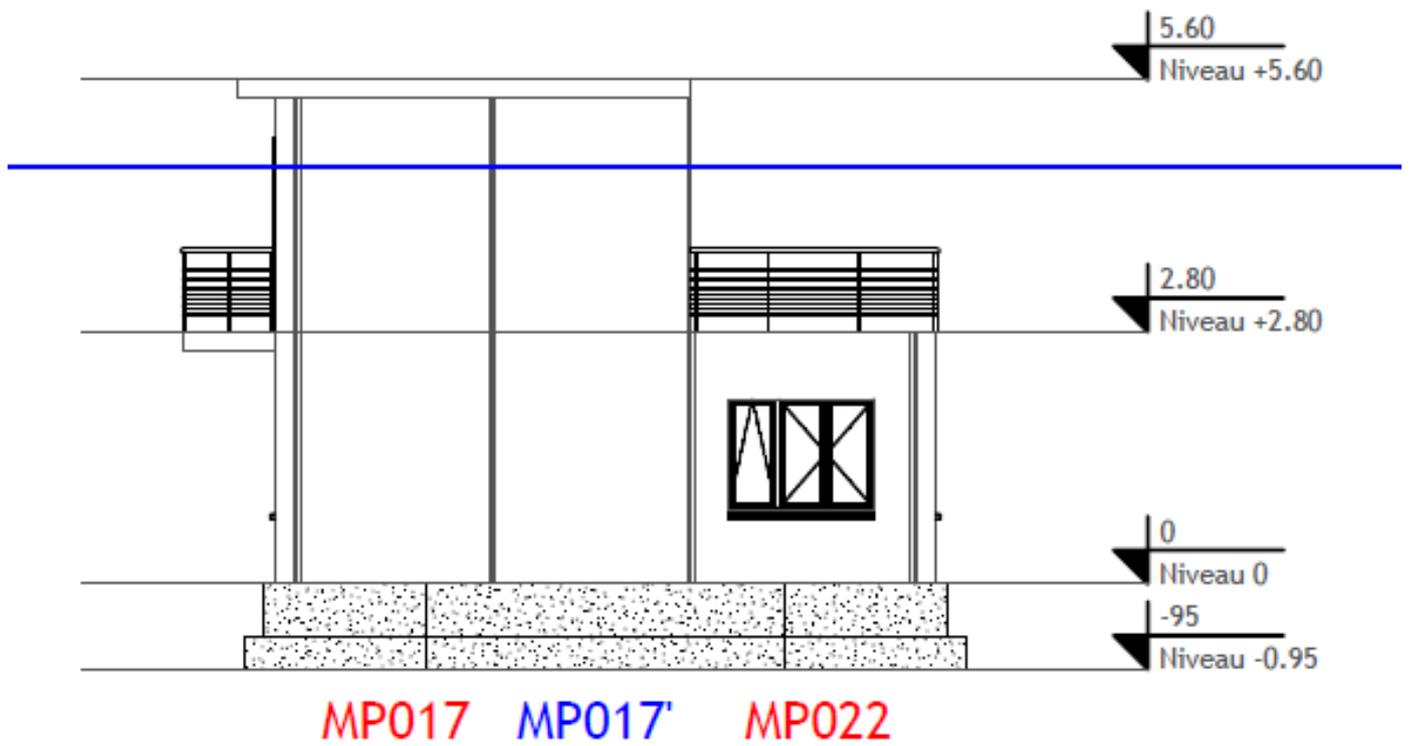
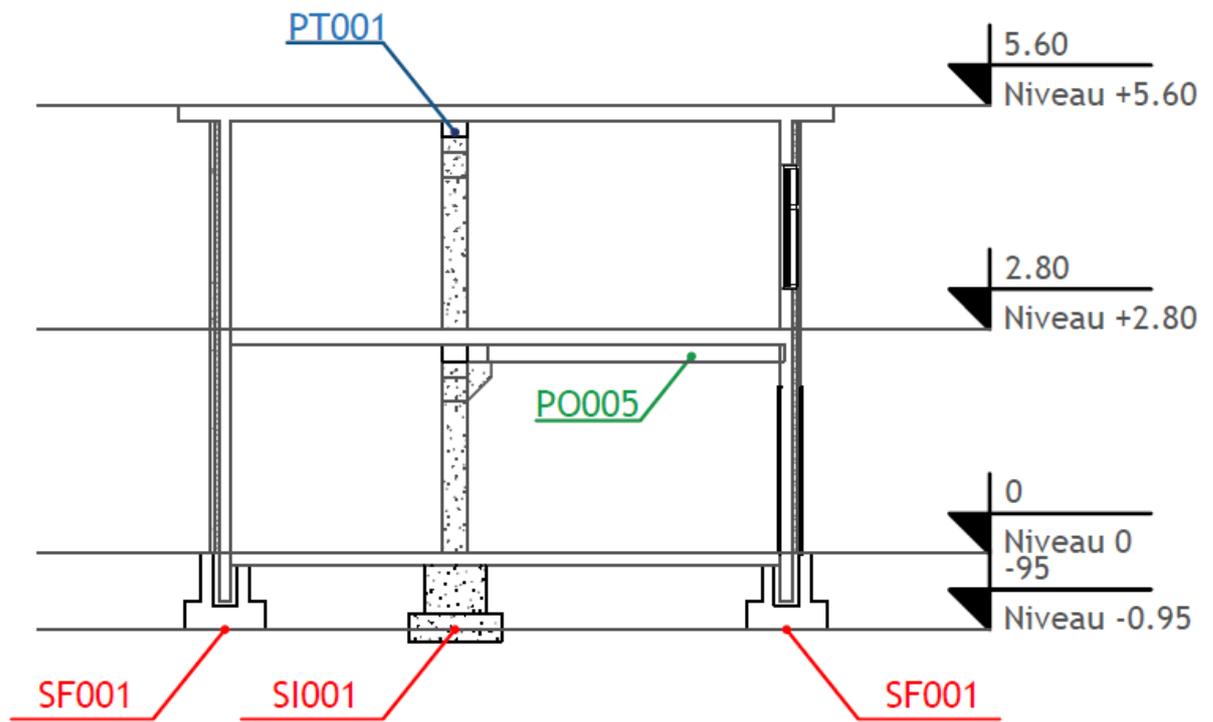
ANNEXE A

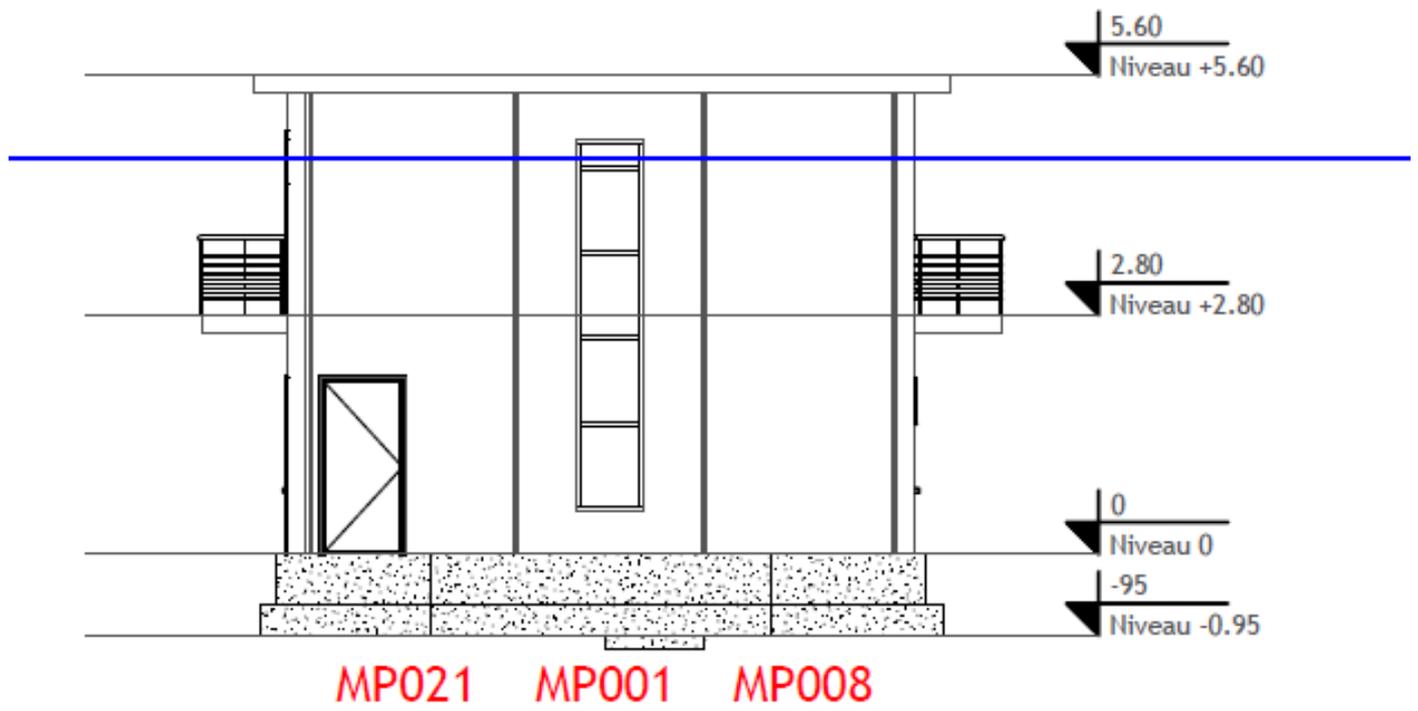


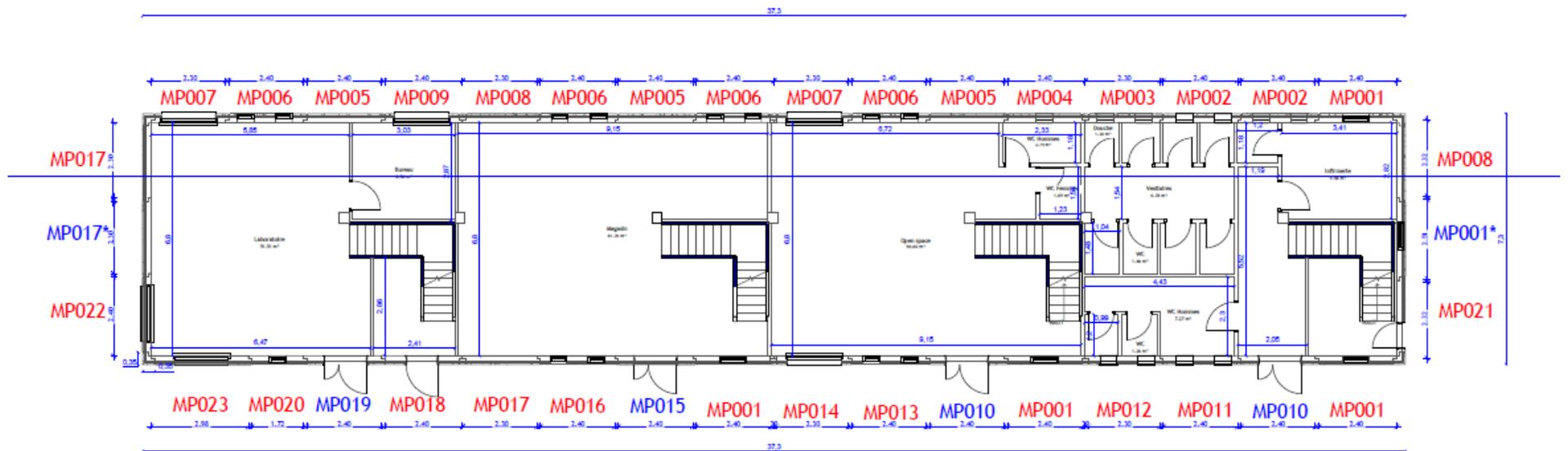
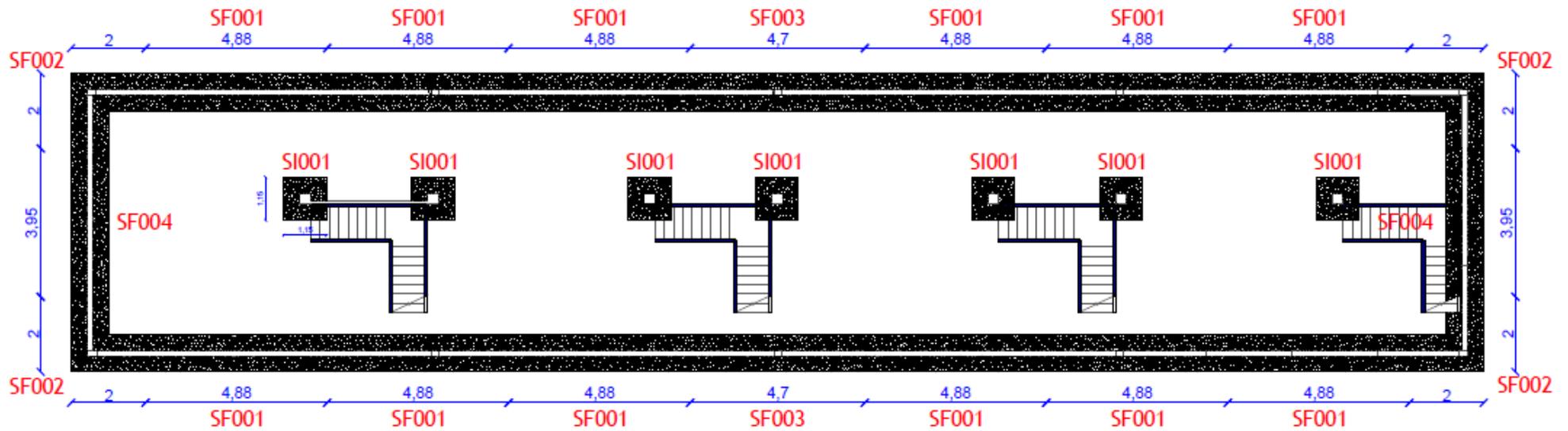


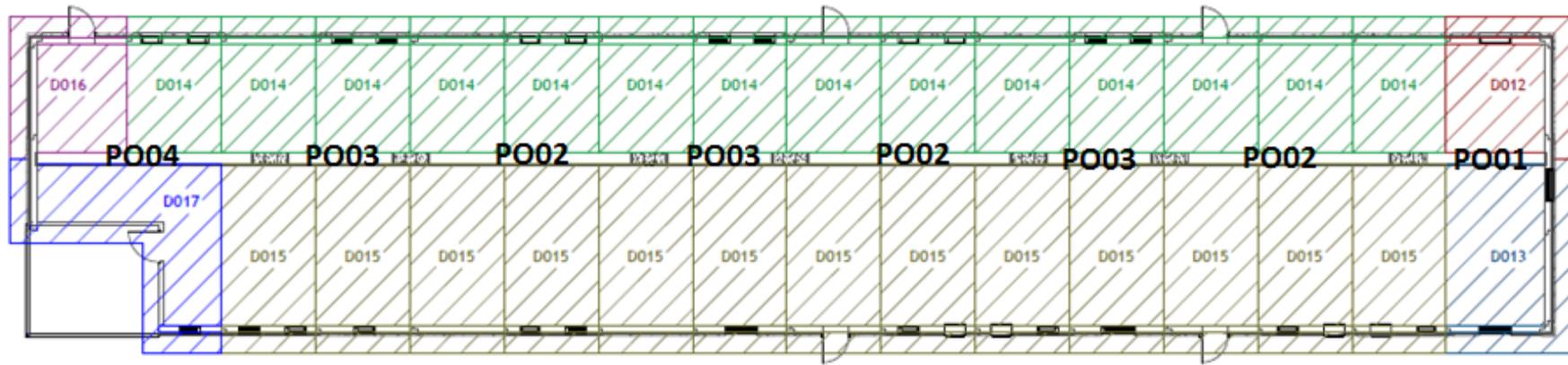
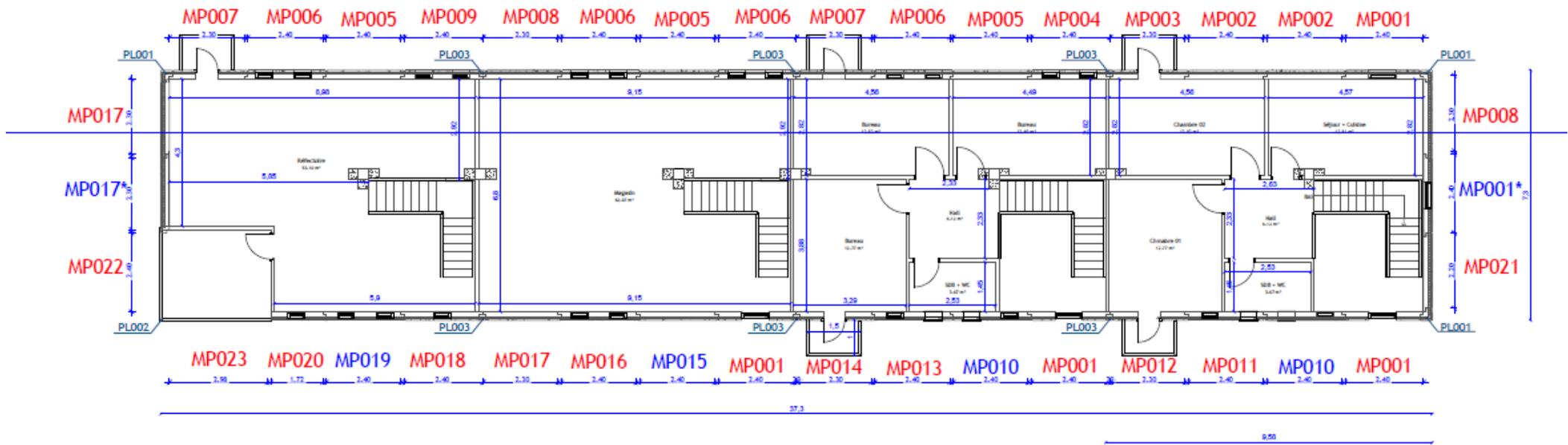


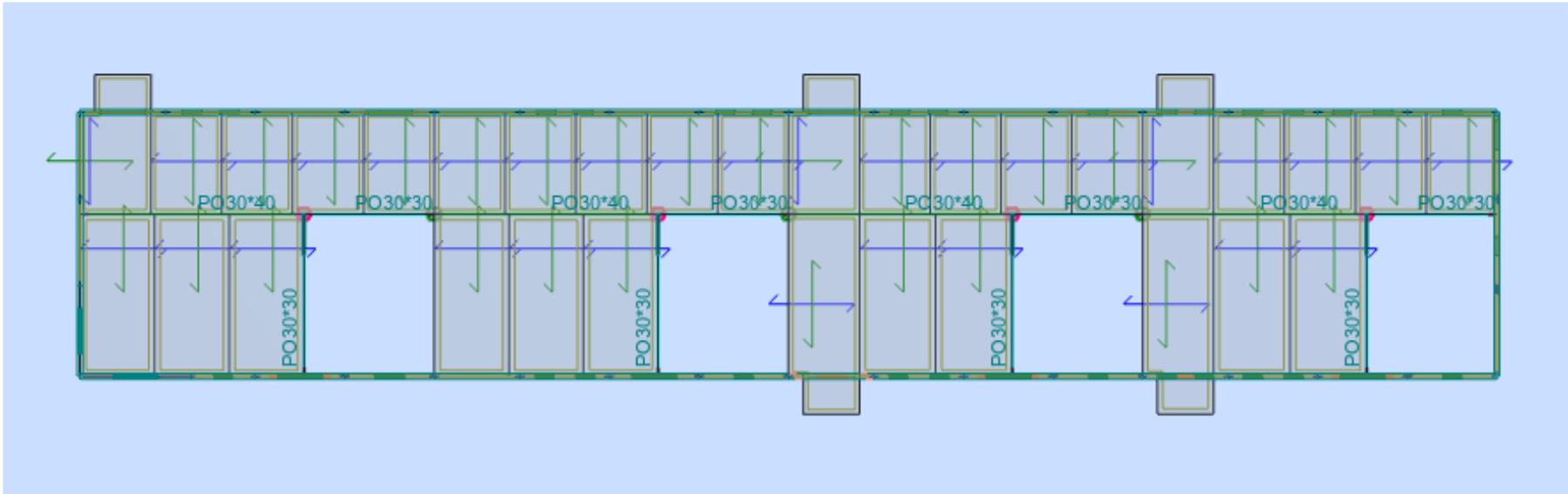
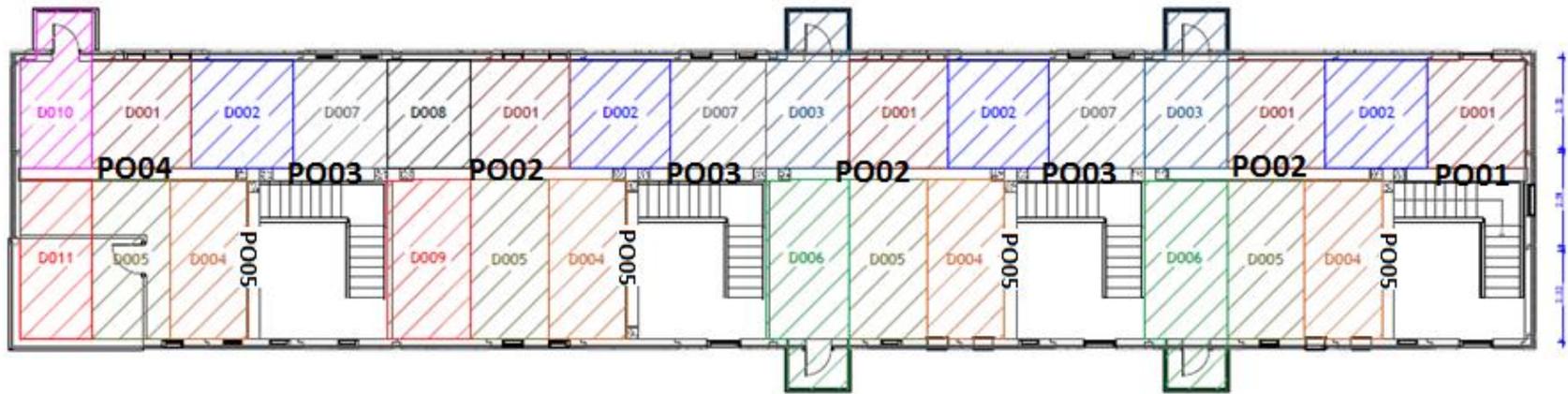


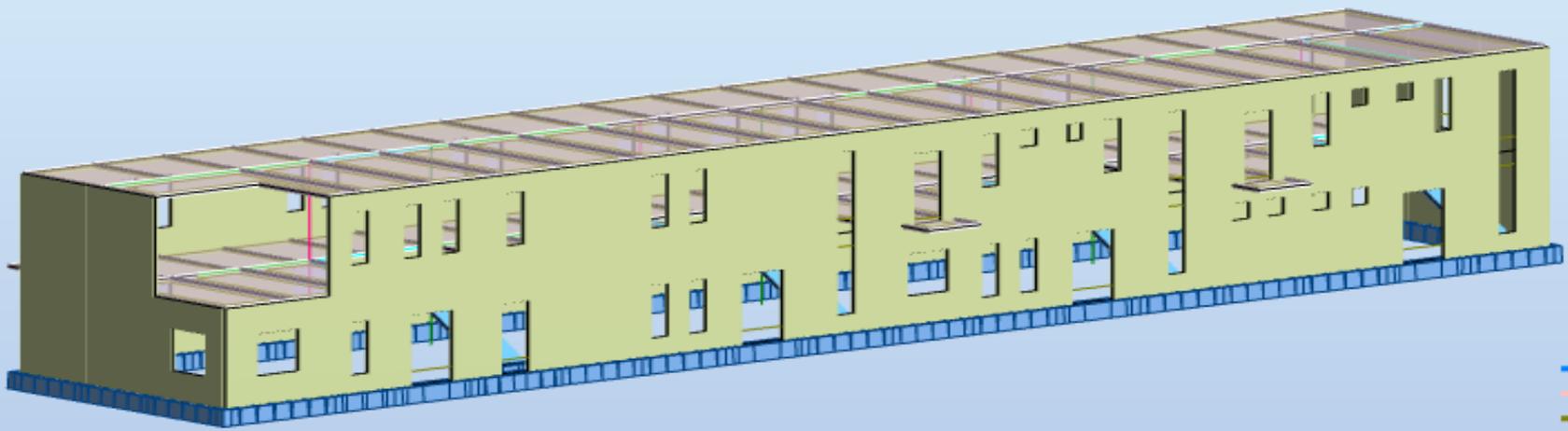
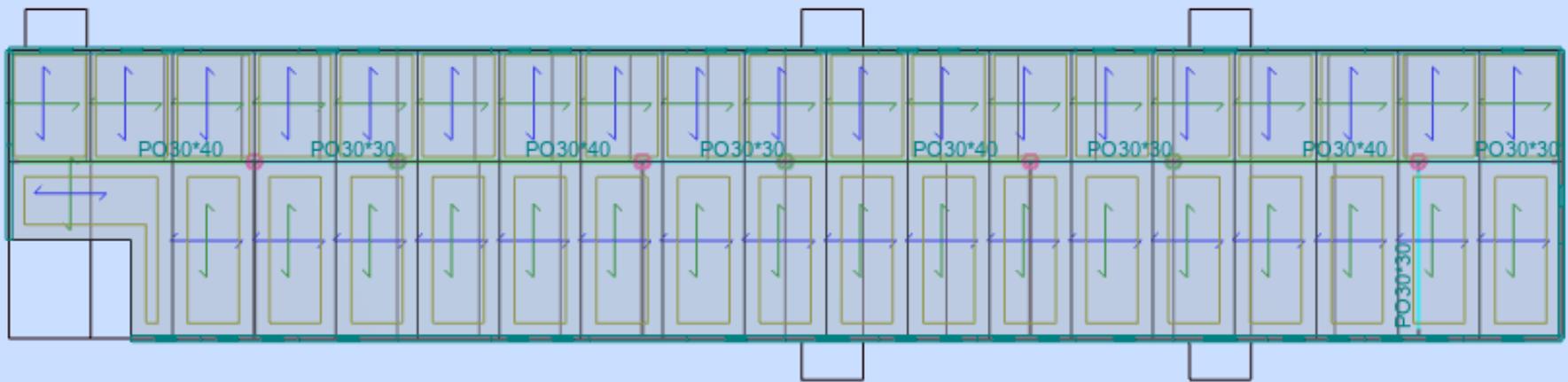




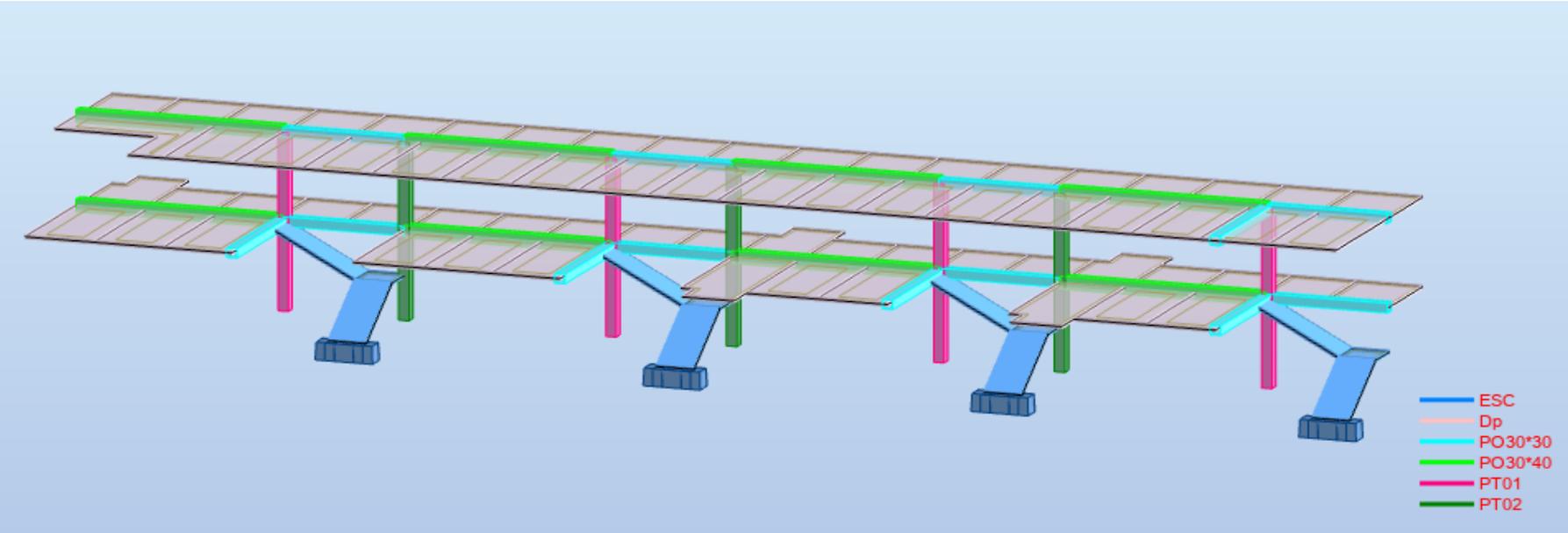
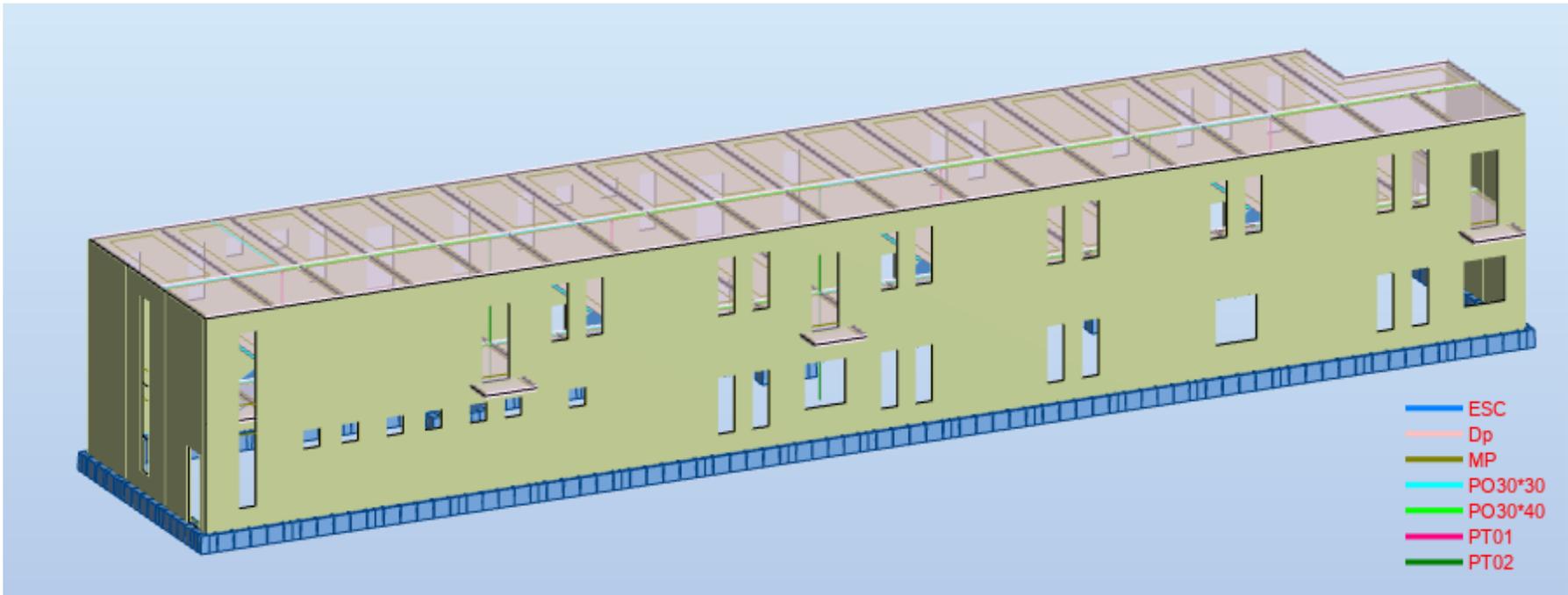


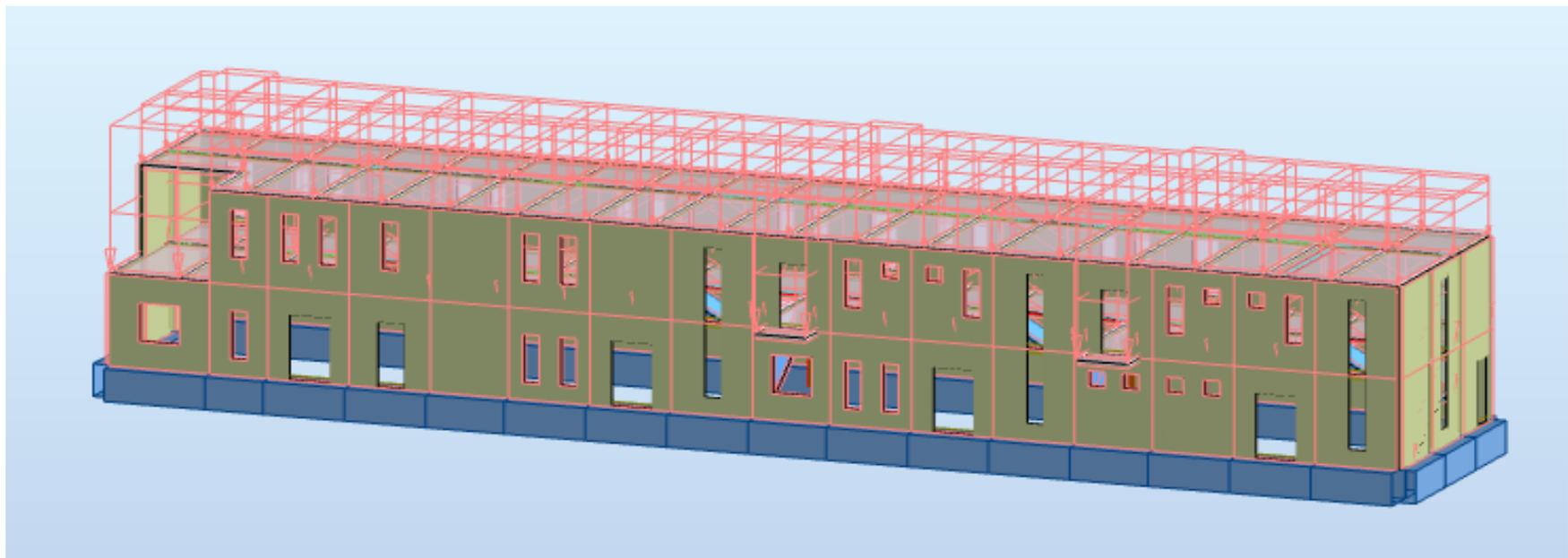
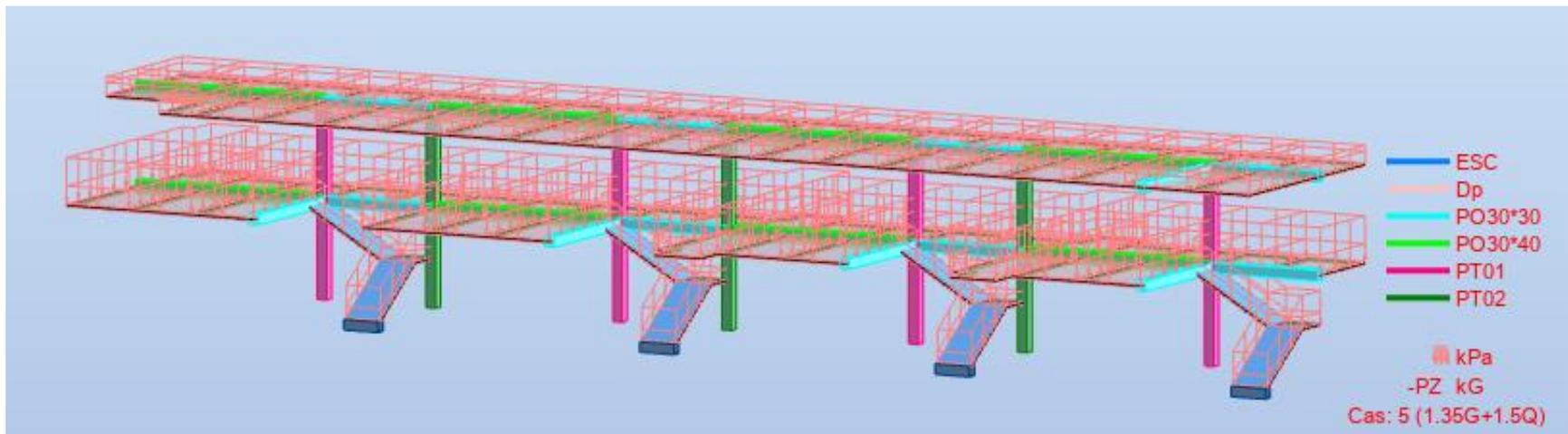


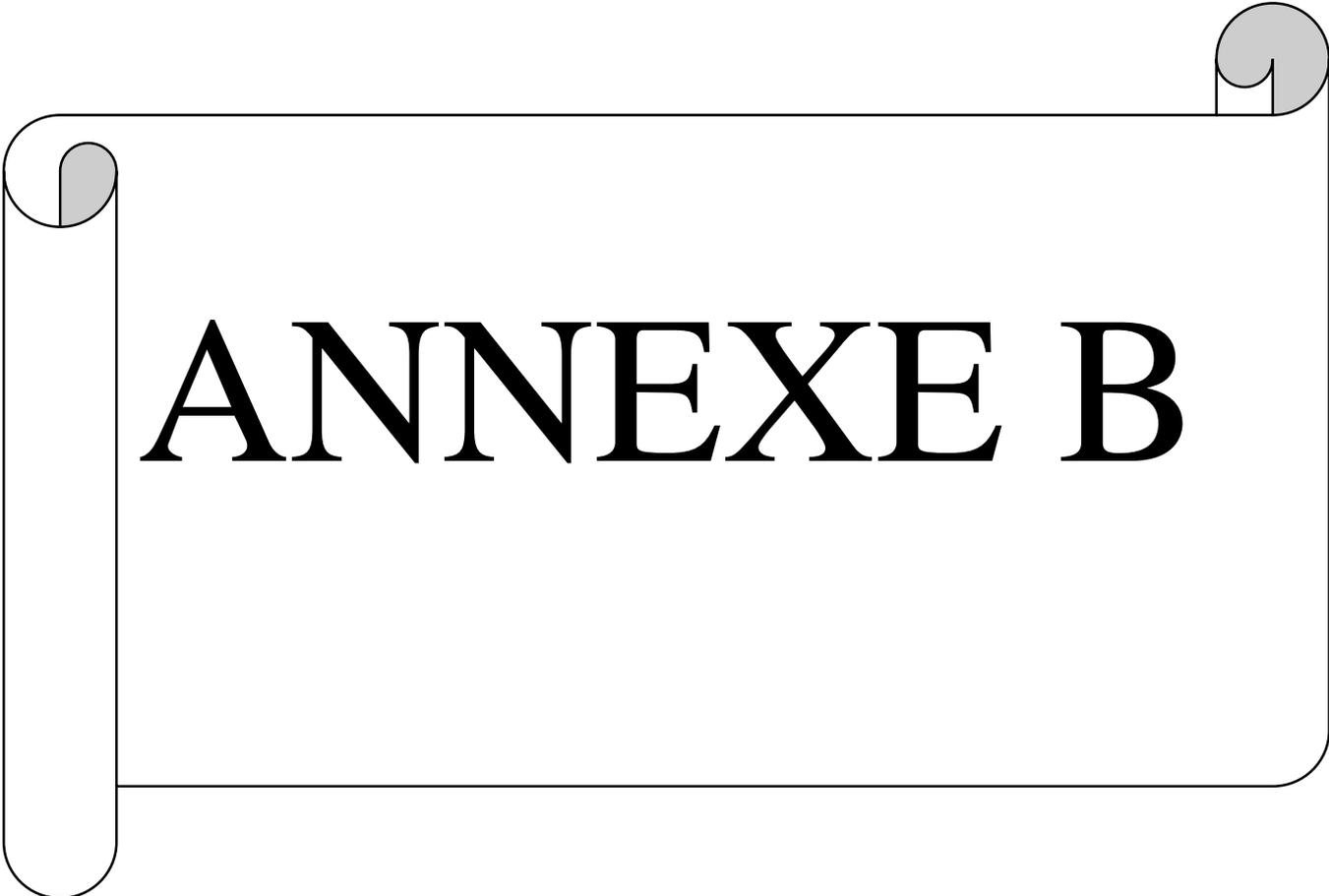




- ESC
- Dp
- MP
- PO30*30
- PO30*40
- PT01
- PT02

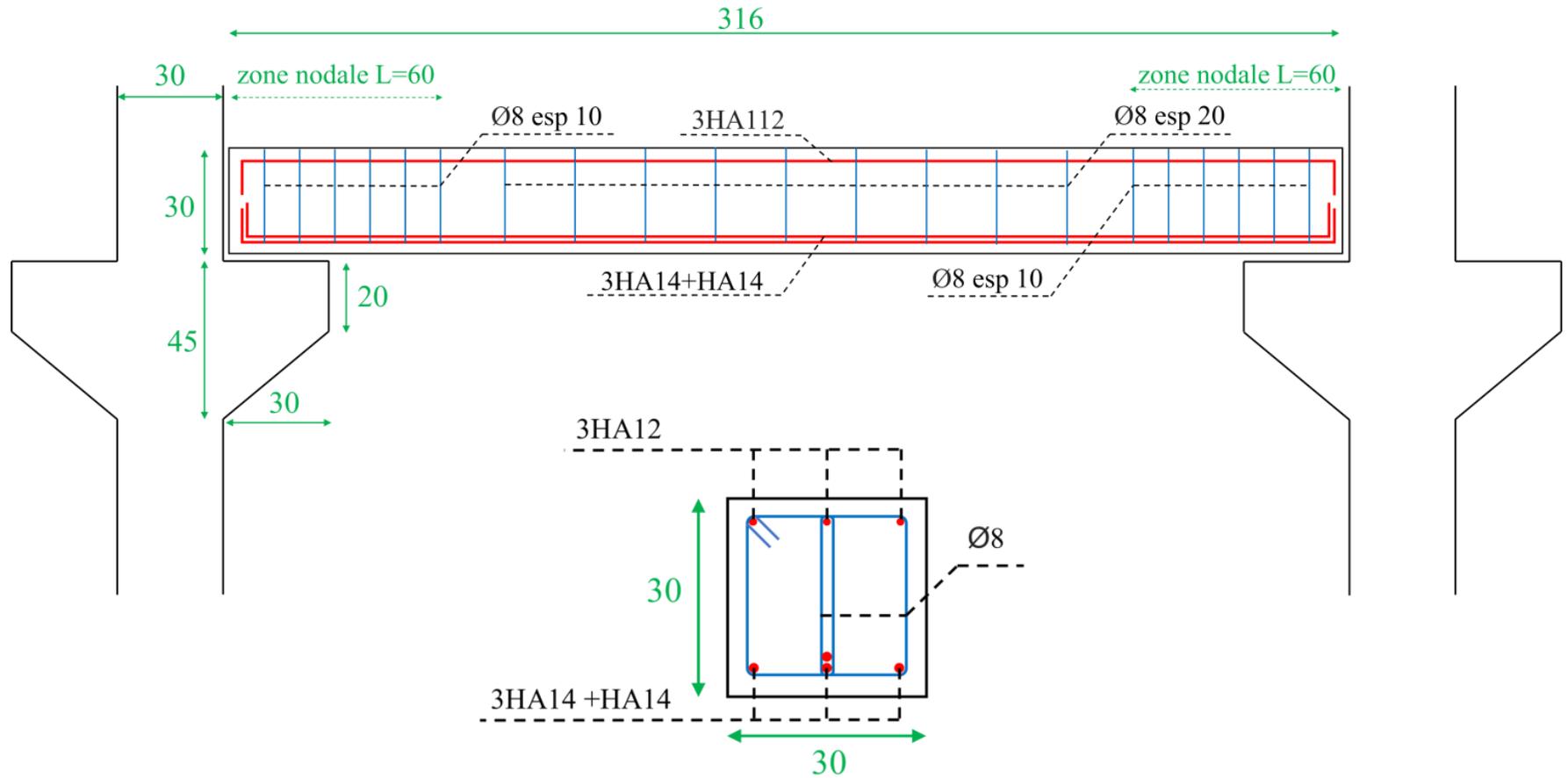




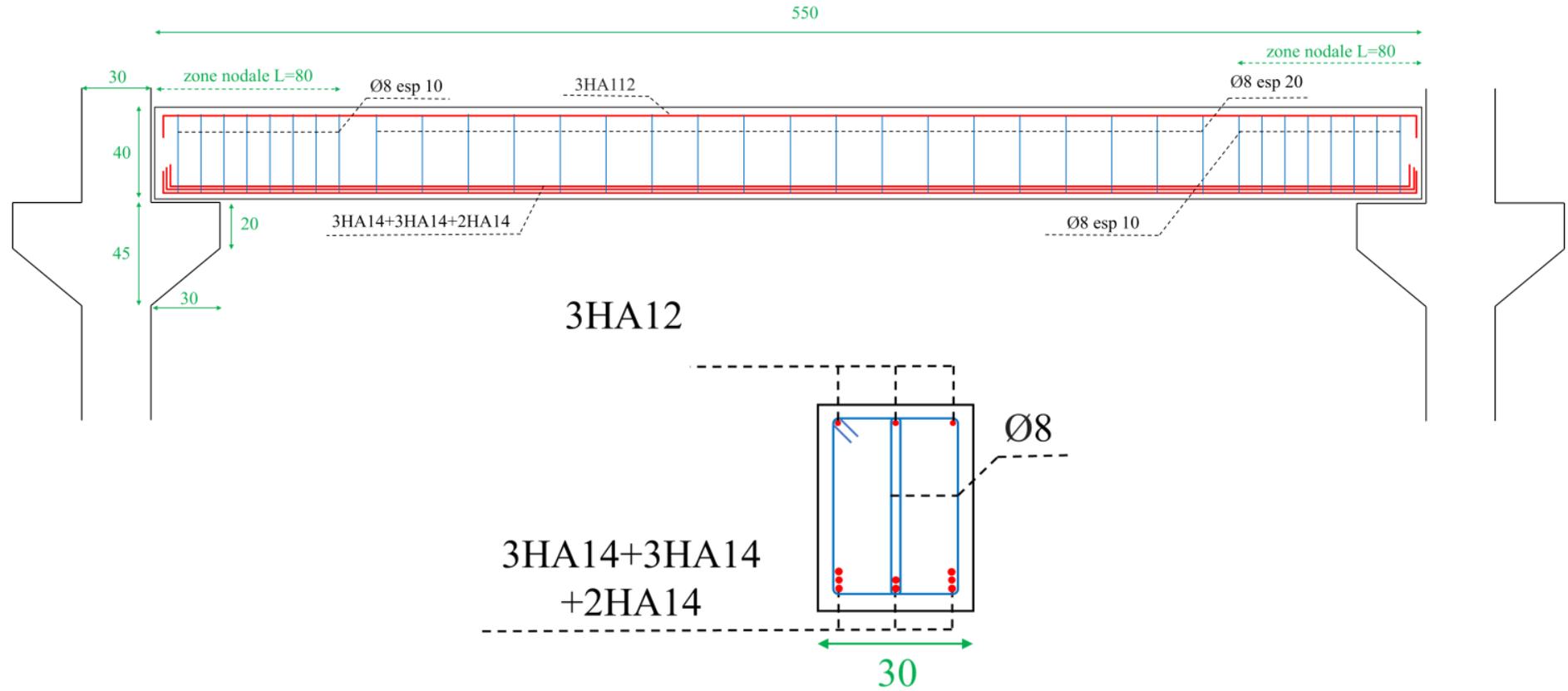


ANNEXE B

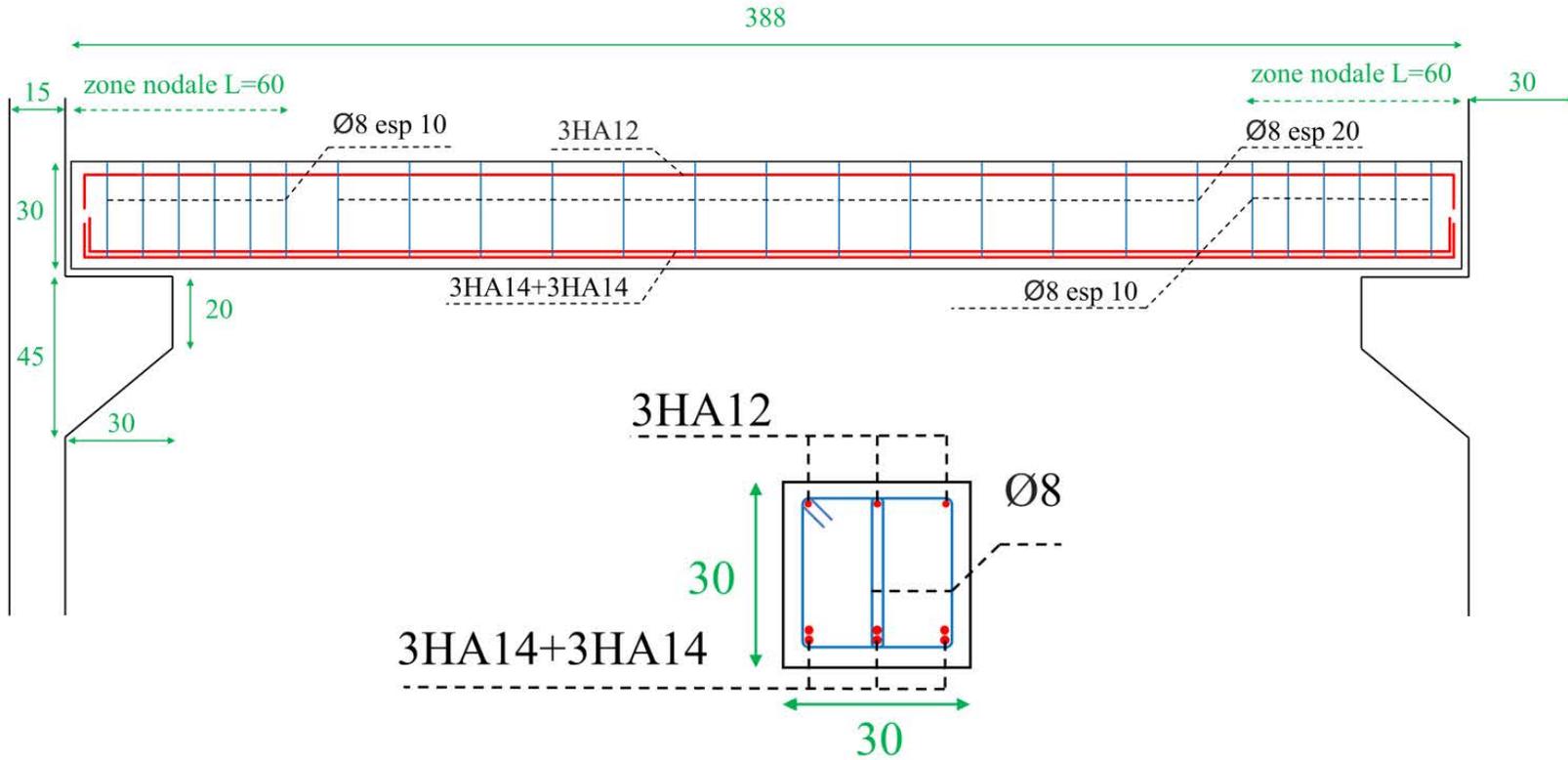
PO 01/ PO 03



PO 02 / PO 04

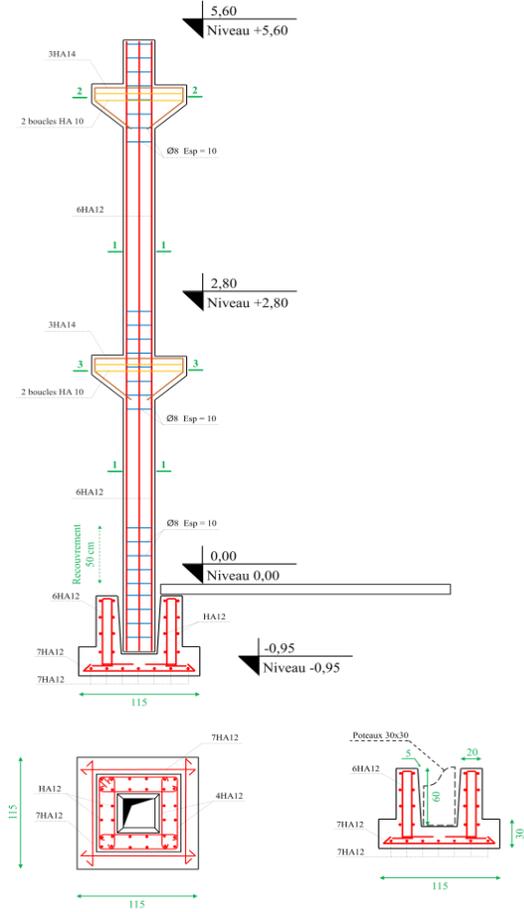


PO 05



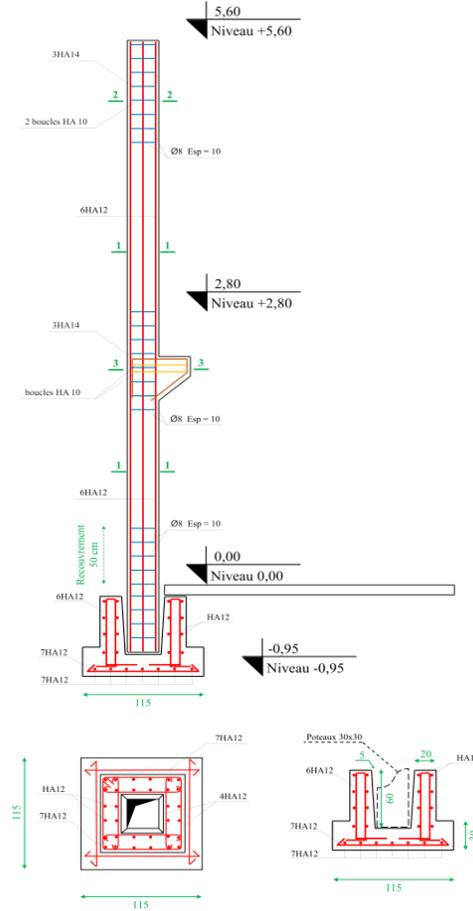
PO01

AXE X-X

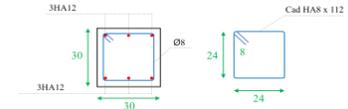


PO01

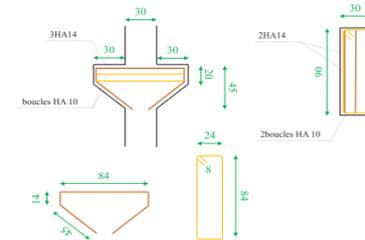
AXE Y-Y



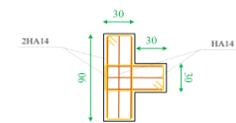
COUPE 1-1



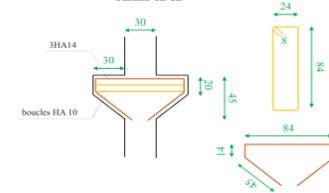
COUPE 2-2



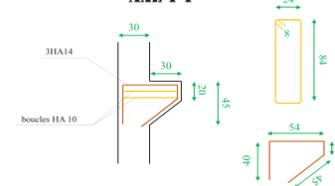
COUPE 3-3



AXE X-X

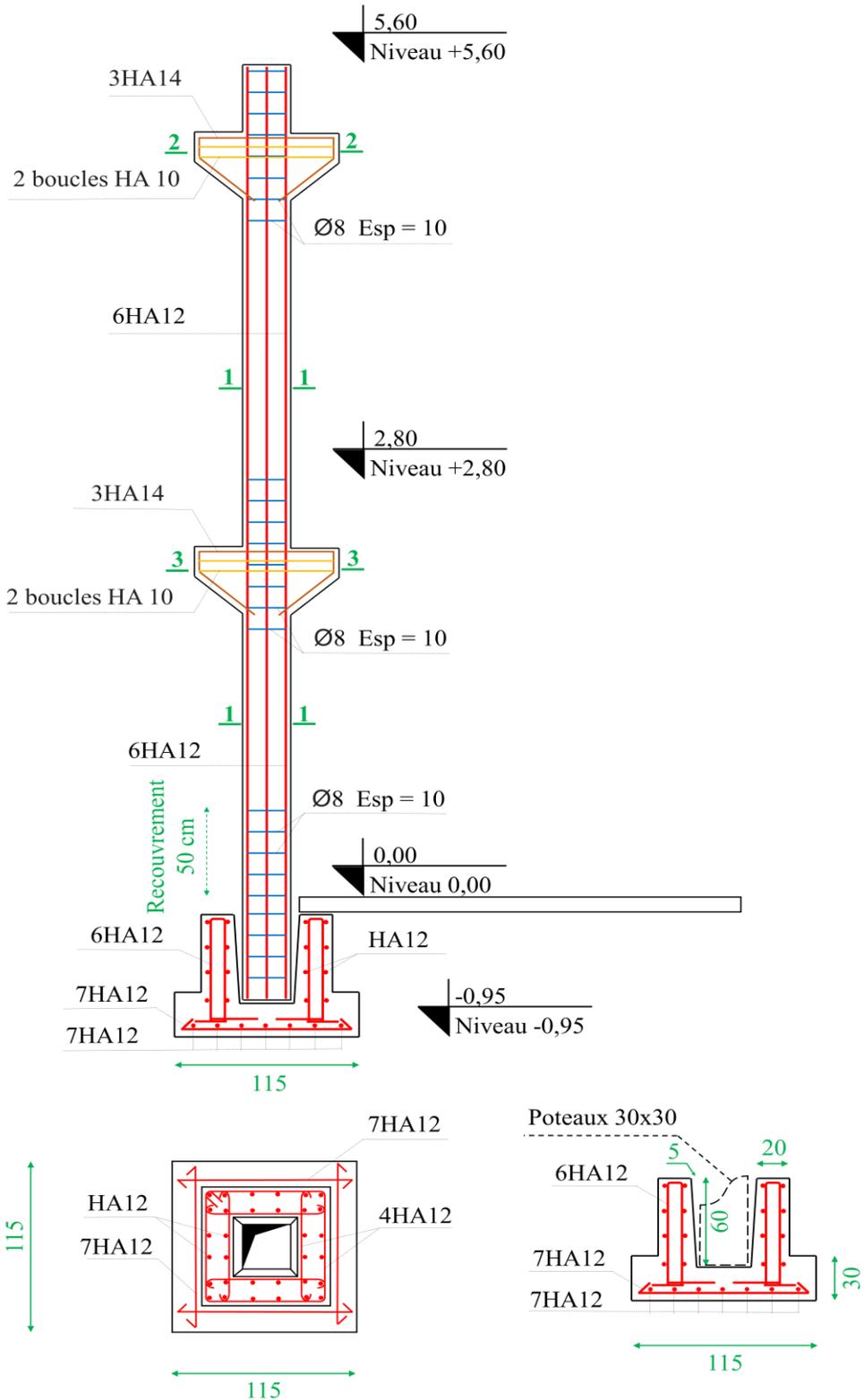


AXE Y-Y



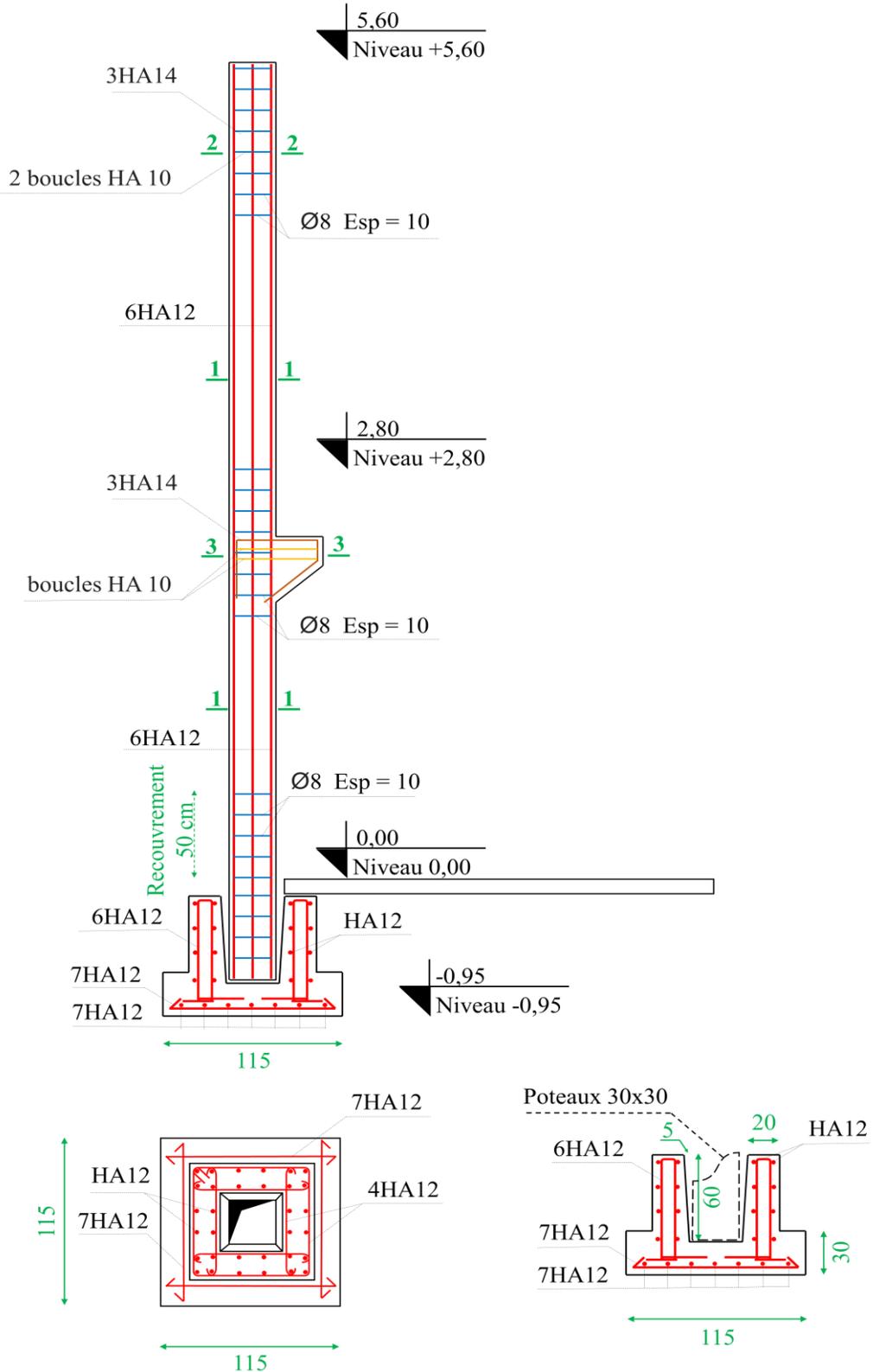
PT01

AXE X-X

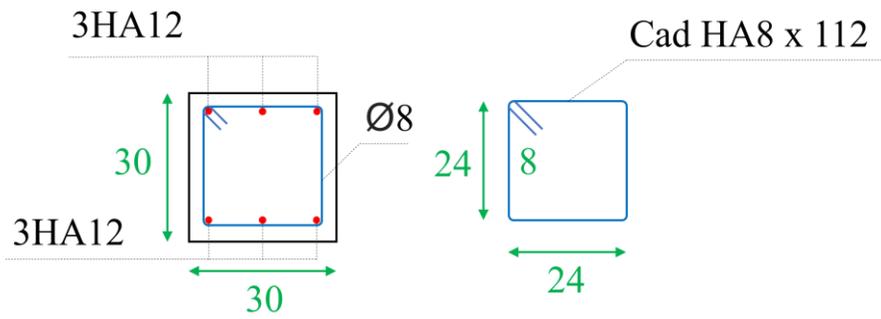


PT01

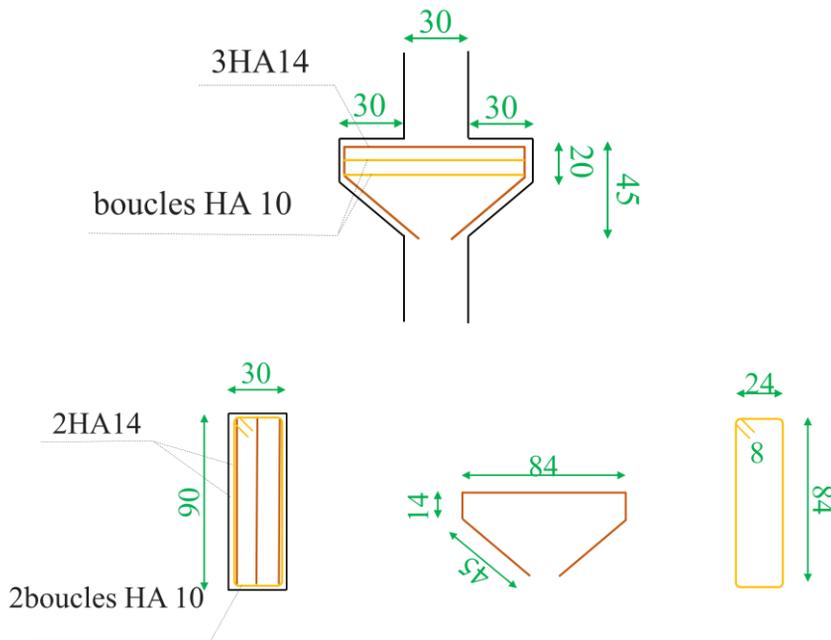
AXE Y-Y



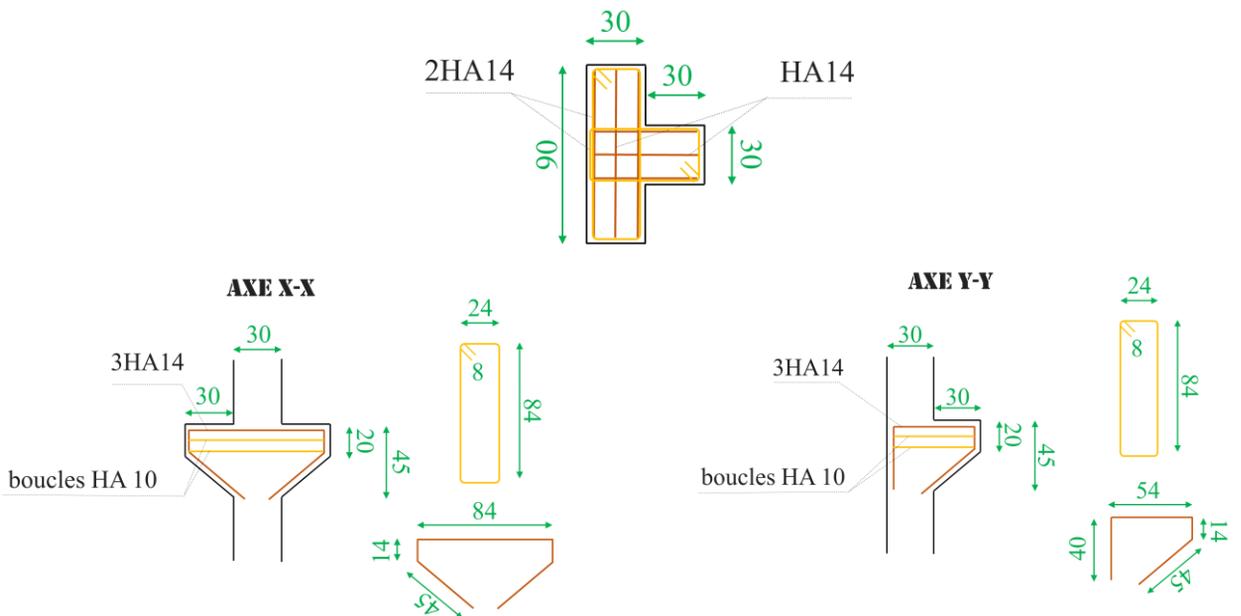
COUPE 1-1



COUPE 2-2

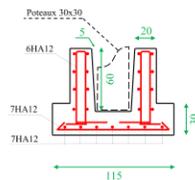
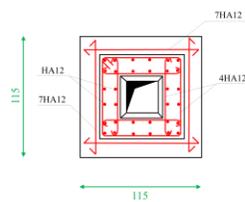
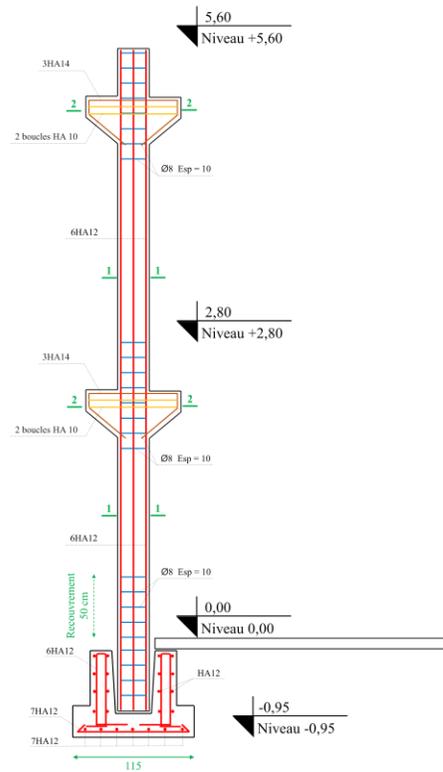


COUPE 3-3

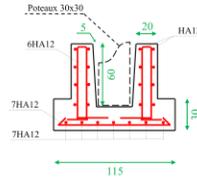
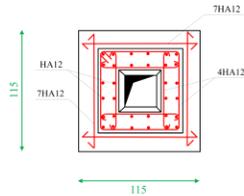
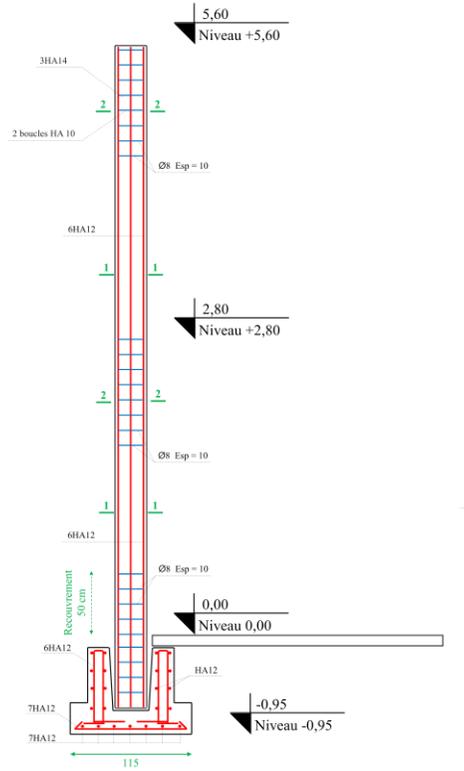


PT02

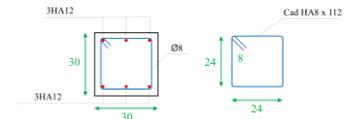
AXE X-X



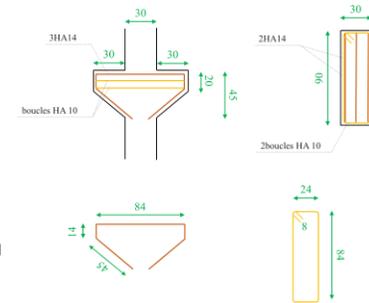
AXE Y-Y



COUPE 1-1

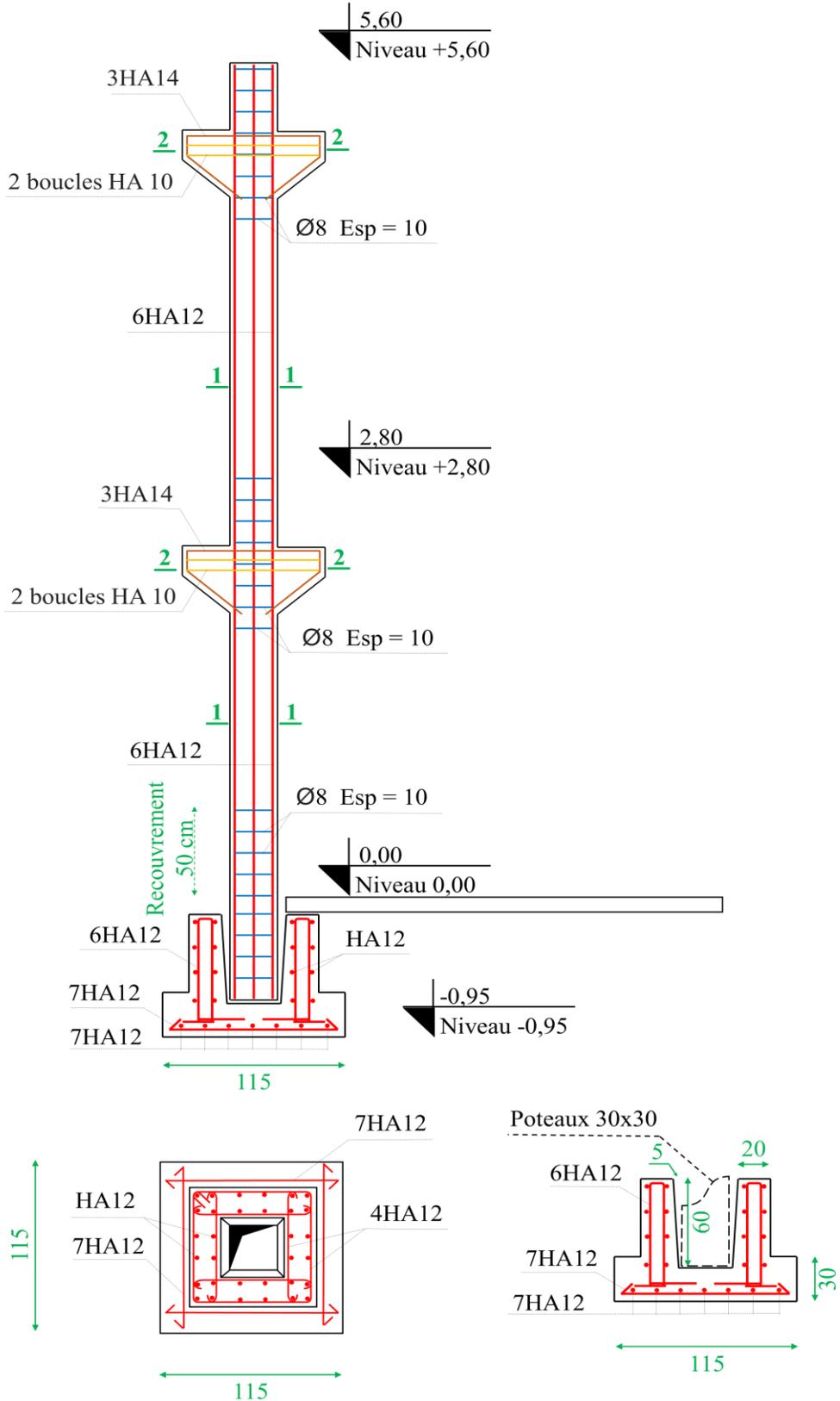


COUPE 2-2



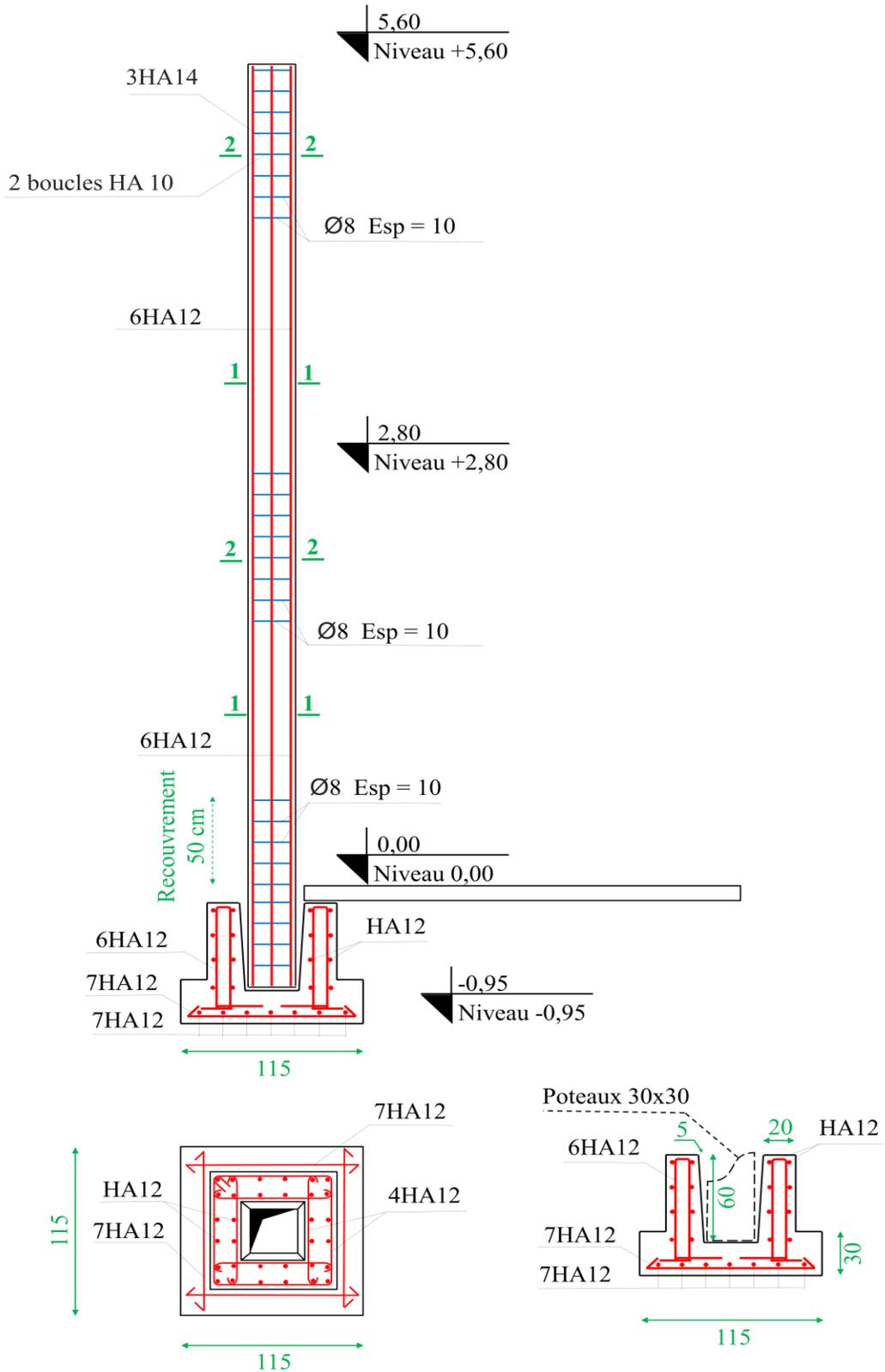
PT02

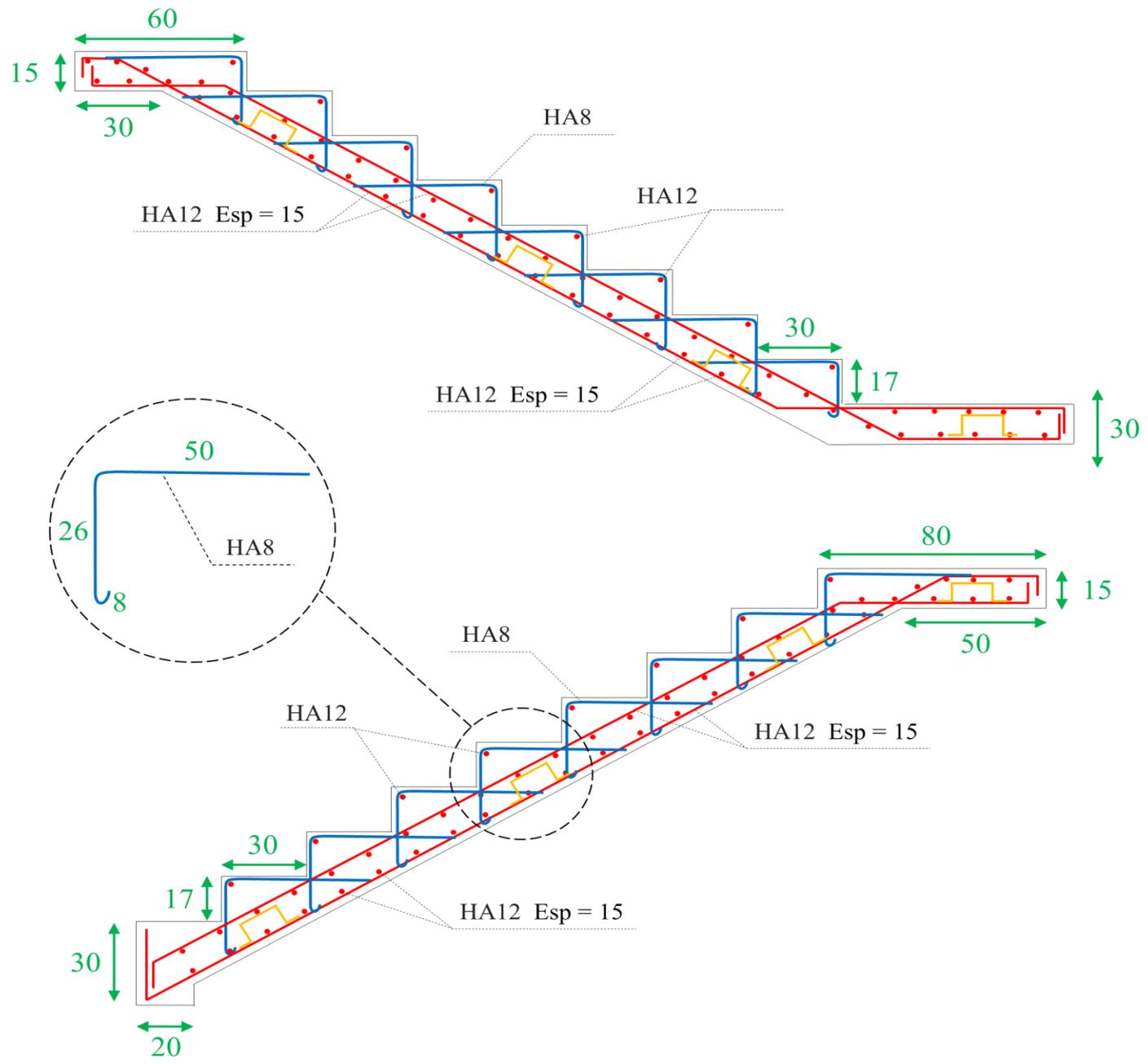
AXE X-X

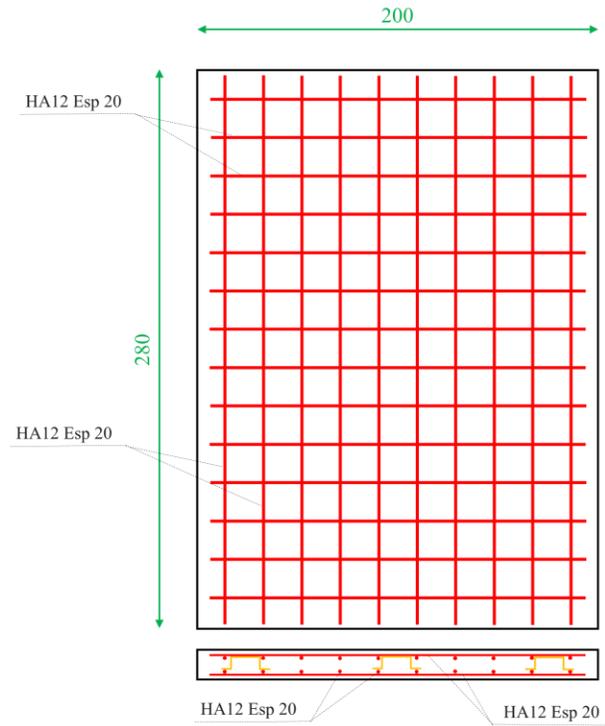
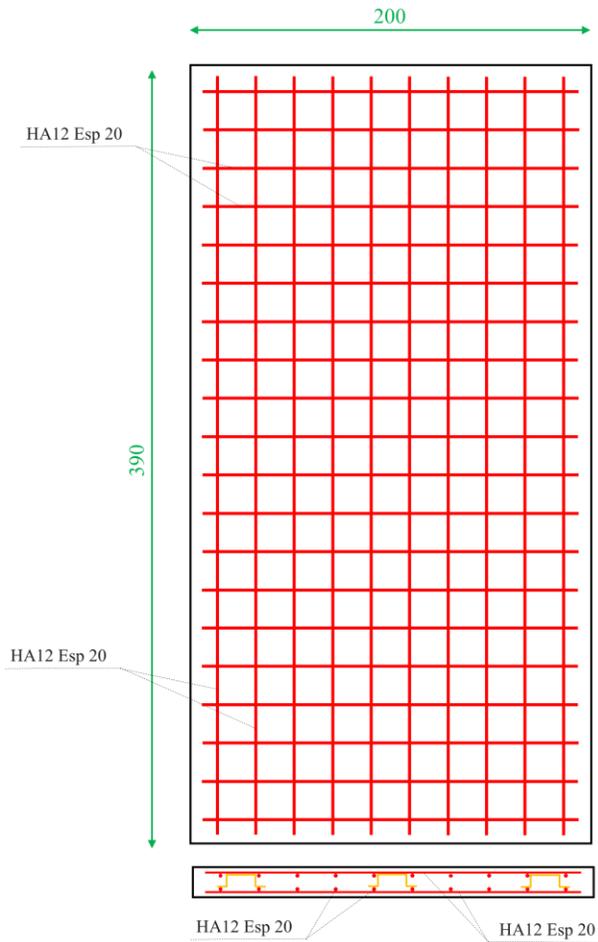


PT02

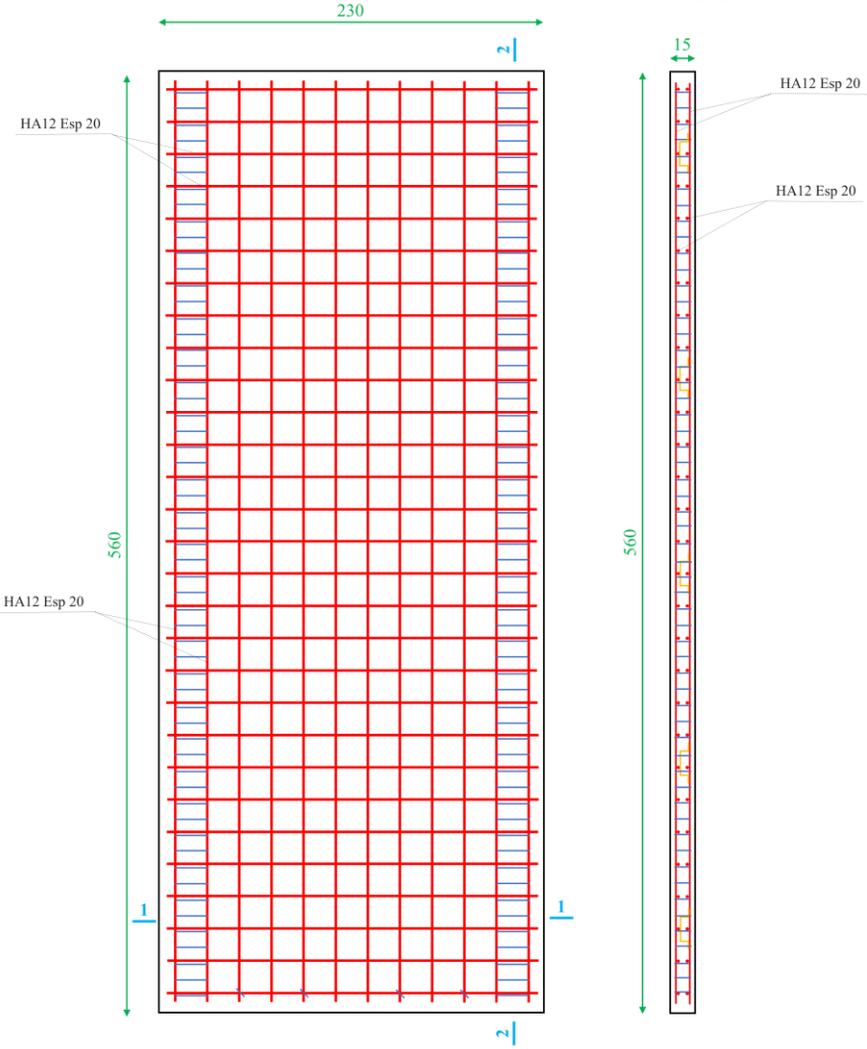
AXE Y-Y







COUPE 2-2



COUPE 1-1



FUT D'ENCUVEMENT

