

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
Université A. Mira de Bejaia



Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

Réf : .....

**Mémoire de Fin de Cycle**  
**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE**  
**Master**

Domaine : Science Technologie

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Présenté par

**ABDERRAHMANE Camelia Thiziri & TAGMOUNI Sonia**

*Thème*

**Etude comparative d'un bâtiment (R+10+sous-sol) avec deux  
ossatures béton armé et construction mixte (Acier – Béton)**

Soutenue le 25/06/2023

Devant le jury composé de :

Nom et Prénom

BANOUNE Brahim

Université de Bejaia

Jury

LARABAT ZIANE Ahmed

Université de Bejaia

Jury

BENYESSAD Djamel

Université de Bejaia

Encadreur

Année Universitaire : 2022/2023

# REMERCIEMENTS

Nous remercions Dieu, le tout puissant de nous avoir accordé santé et le courage pour accomplir ce modeste travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements, notre profond respect et notre gratitude sincère à notre encadrant **Monsieur BENYESSAD Djamel** qui a généreusement partagé son immense expérience avec nous et a assuré un suivi attentif tout au long de cette période.

Nous tenons à exprimer nos remerciements les plus chaleureux à notre promoteur, **Monsieur BENMEZIANE Makhlouf**, ainsi qu'à son staff, pour leur encadrement bienveillant, leurs conseils précieux et leur suivi attentif tout au long de notre période de stage.

Nous exprimons notre gratitude envers les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre travail.

Nous remercions également nous enseignant pour leurs efforts et de leurs qualités d'enseignement.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude envers tous ceux qui nous ont apporté leur soutien et ont contribué à l'élaboration de ce mémoire.

## *Dédicace*

C'est avec profonde gratitude et sincère mots. Que je dédie ce modeste travail a ceux qui, quels que soient les termes embrasser, je n'arrivais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

- A la mémoire de mon précieux père "**Hamza**" décédé trop tôt, qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études. Aujourd'hui à mon tour je t'offre à te dédier ce modeste travail de fin de cycle. J'espère que, du monde qui est sien maintenant, il apprécie cet humble geste comme prévu de reconnaissance de la part de ta fille Camelia Thiziri qui a toujours prié pour le salut de son âme. Poisse Dieu le tout puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde.

- A ma chère mère "**Kahina**" ma source d'inspiration et ma plus grande admiratrice, aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que tu as consentis. Pour mon instruction et mon bien être grâce à toi ton soutient dans mes projets et ton encouragement à poursuivre mes rêves. J'ai pu surmonter les surmonter les obstacles et atteindre mes objectifs. J'espère que ta bénédiction m'accompagner toujours. Puisse Dieu le très haut t'accorde sante, bonheur et langue vie.

- A mes chère sœurs "**Ounissa Massicilia, Thanina et Massila**".

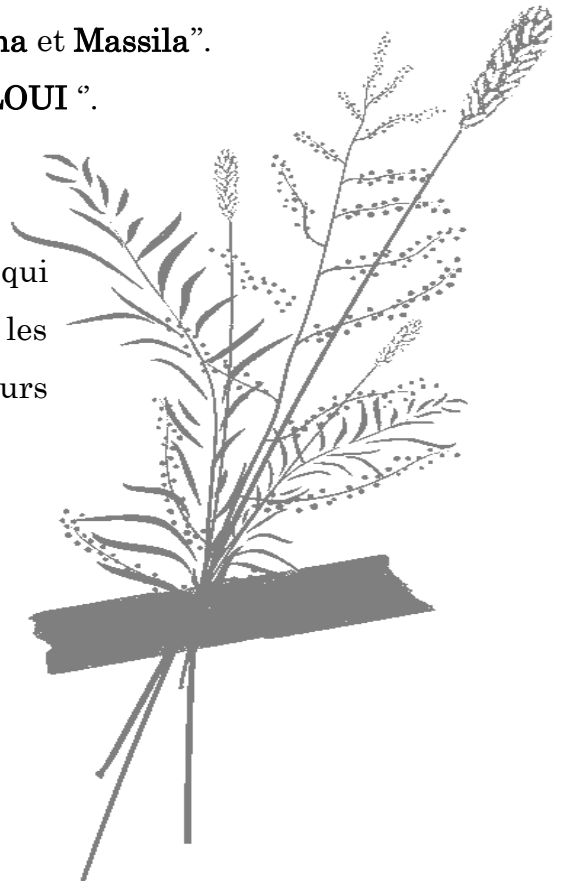
- A toutes la famille "**ABDERRAHMANE et BELOUI**".

- A mes meilleures amies **Assia et Manel**.

- A ma chère voisine "**Tata Faten et son mari**".

- A mes cher meilleurs amis "**Idir**" et "**Jugurtha**" qui mon été toujours là pour moi dans les moments les plus joyeux comme les plus difficile ainsi que leurs encouragements et leurs soutiens.

*Camelia Thiziri*



## *Dédicace*

*Je dédie ce travail*

*A mon cher père et ma chère maman.*

*A mon cher frère Kader et ma chère sœur Sara.*

*A mes chers cousins, et a tous ceux qui m'ont apporté leur encouragement et leurs soutient tout au long de mes années d'études.*

*Sonia*



# **Table des matières**

# Tables des matières

Remerciement	
Dédicace Camelia Thiziri	
Dédicace Sonia	
Tables des matières	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Symboles Et Notations	
<b>Introduction générale</b> .....	<b>1</b>
<b>Chapitre I – Généralités</b> .....	<b>4</b>
I. Introduction .....	4
I.1. Présentation de l'ouvrage .....	4
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrages .....	5
I.3. Caractéristiques géotechniques .....	6
I.4. Description de la structure .....	6
I.4.1. Description de l'ossature en béton armé .....	7
I.4.2. Description de l'ossature en construction mixte (acier, béton).....	7
I.5. Règlements utilisés et normes utilisées.....	12
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	12
I.6.1. Le Béton .....	12
I.6.2. Matériau Acier.....	14
I.6.2.1. L'acier d'armatures .....	14
I.6.2.2. L'acier de construction .....	15
I.7. Avantages et inconvénients entre les deux ossatures (béton armé, construction mixte (acier, béton)).....	15
<b>Chapitre II - Prédimensionnement des éléments</b> .....	<b>18</b>
II. Introduction .....	18
II.1. Prédimensionnement des éléments pour l'ossature en béton armée et en construction mixte.....	18
II.1.1. Prédimensionnement des éléments de l'ossature en béton armé .....	18

II.1.1.1 Prédimensionnement des planchers .....	18
I.1.1.2. Prédimensionnement des poutres .....	21
II.1.1.3. Prédimensionnement des voiles.....	22
II.1.1.4. Prédimensionnement des escaliers .....	23
II.1.1.5. Evaluation des charges et surcharges pour les deux ossatures.....	24
II.1.1.6. Prédimensionnement des poteaux de l'ossature en Béton Armée ....	25
II.1.2. Prédimensionnement des éléments de l'ossature en construction mixte (acier-béton) .....	28
II.1.2.1. Prédimensionnement des solives mixtes à la phase de construction	29
II.1.2.2. Prédimensionnement de la Poutre principale à la phase de construction .....	32
II.1.2.3. Les contreventements.....	33
II.1.2.4. Prédimensionnement des poteaux mixtes .....	33
<b>Chapitre III – Etude sismique .....</b>	<b>37</b>
III. Introduction .....	37
III.1. Modélisation de la structure et présentation du logiciel de calcul .....	37
III.2. Méthode de calcul .....	38
III.3. Calcul de la force sismique pour les deux ossatures .....	38
III.4. Spectre de réponse de calcul.....	43
III.5. Exigences du RPA.....	44
III.6. Modélisation et résultats .....	45
III.6.1. Disposition des voiles de contreventement.....	45
III.6.2. Les modes de vibrations .....	47
III.7. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique élaborés par logiciel Robot pour les deux ossatures .....	50
III.7.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales ....	50
III.7.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base .....	52
III.7.3. Justification de l'interaction Voiles-Portiques (ossature en Béton Armé) .....	53
III.7.4. Vérification de la résultante des forces sismique à la base .....	55
III.7.5. Vérification de l'effort normal réduit .....	56
III.7.6. Vérification des déplacements .....	56

III.7.7. Justification vis-à-vis de l'effet (P- $\Delta$ ) .....	59
<b>Chapitre IV – Etude des éléments structuraux .....</b>	<b>63</b>
IV. Introduction.....	63
IV.1. Etude des éléments de l'ossature en béton armé .....	63
IV.1.1. Etude des poteaux.....	63
IV.1.1.1. Recommandation du RPA99/Version2003.....	64
IV.1.1.2. Sollicitations de calcul.....	66
IV.1.1.3. Calcul du ferrailage .....	66
IV.1.1.4. Vérifications nécessaires .....	70
IV.1.2. Etude des poutres .....	71
IV.1.2.1. Recommandation du RPA99/v2003.....	72
IV.1.2.2. Sollicitations de calculs .....	73
IV.1.2.3. Calcul du ferrailage .....	73
IV.1.3. Etude des voiles .....	75
IV.1.3.1. Recommandation du RPA99/v2003.....	76
IV.1.3.2. Sollicitations de calculs .....	77
IV.1.3.3. Calcul du ferrailage .....	78
IV.2. Etude des éléments de l'ossature en construction mixte (acier, béton) .....	81
IV.2.2. Etude des planchers mixtes à la phase d'exploitation .....	81
IV.2.2.1. Etude des solives mixtes les plus sollicitée .....	81
IV.2.2.2. Etude des sablières mixtes les plus sollicitée.....	86
IV.2.2.3. Etude de la poutre maitresse la plus sollicités à la phase de l'exploitation .....	91
IV.2.2.4. Etude des poteaux mixtes .....	96
<b>Chapitre V – Analyse des résultats et discussion .....</b>	<b>108</b>
V. Introduction .....	108
V.1. Lecture et comparaison par rapport aux comportements.....	108
V.1.1. Périodes et participations massique.....	108
V.1.2. Les déplacements .....	110
V.1.3. Impacte du poids sur le déplacement .....	112
V.1.4. Impacte des dimensions des planchers sur la hauteur de l'ossatures ...	114

V.2. Etude et comparaison du coût de revient de la superstructure.....	118
V.2.1 Estimation quantitative.....	118
V.2.2. Estimation financière.....	122
V.3. Etude et comparaison du process et délai de réalisation.....	124
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>129</b>
Références bibliographiques	
Annexes	
Plan de la structure	
Résumé	

# Liste des tableaux

## Liste des tableaux

Tableau I. 1	Caractéristiques de l'acier de construction. ....	15
Tableau I. 2	Tableau des Avantages entre les deux types d'ossatures.....	16
Tableau I. 3	Tableau des inconvénients entre les deux types d'ossatures .....	16
Tableau II. 1	Prédimensionnement des poutrelles.....	20
Tableau II. 2	Prédimensionnement des dalles pleines.....	21
Tableau II. 3	Vérifications des exigences du RPA99/2003 .....	22
Tableau II. 4	Prédimensionnement des escaliers.....	24
Tableau II. 5	Evaluation des charges et surcharges pour les deux ossatures.....	24
Tableau II. 6	Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.....	25
Tableau II. 7	Valeur du coefficient.....	26
Tableau II. 8	Résultats de la descente de charge du poteau « B5 » .....	26
Tableau II. 9	Vérification à la compression simple du poteau de tous les niveaux. .....	27
Tableau II. 10	Vérification des poteaux au flambement .....	28
Tableau II. 11	Vérification du critère de résistance .....	31
Tableau II. 12	Vérification de l'effort tranchant.....	31
Tableau II. 13	Tableau récapitulatif des dimensions adopter .....	35
Tableau III. 1	Valeurs des pénalités " $P_q$ " .....	40
Tableau III. 2	Modes et périodes de vibration et taux de participation massique pour l'ossature en béton.....	50
Tableau III. 3	Modes et périodes de vibration et taux de participation massique pour l'ossature mixte (acier, béton).....	51
Tableau III. 4	Vérification de la résultante des forces sismique pour l'ossature en béton armé.....	52
Tableau III. 5	Vérification de la résultante des forces sismique pour l'ossature en mixte (acier, béton).....	52
Tableau III. 6	Vérification sous charge verticale.....	53
Tableau III. 7	Vérification de l'interaction sous charge horizontale selon le sens x- x.....	54
Tableau III. 8	Vérification de l'interaction sous charge horizontale selon le sens y- y.....	54
Tableau III. 9	Vérification de la résultante des forces sismique pour l'ossature en béton armé.....	55
Tableau III. 10	Vérification de la résultante des forces sismique pour l'ossature en mixte (acier, béton).....	55
Tableau III. 11	Vérification de l'effort normal réduit pour l'ossature en béton armé.....	56
Tableau III. 12	Vérification des déplacements pour l'ossature en béton armé sens x-x .....	57

Tableau III. 13 Vérification des déplacements pour l'ossature en béton armé sens y-y .....	57
Tableau III. 14 Vérification des déplacements pour l'ossature en mixte (acier, béton) sens x-x.....	58
Tableau III. 15 Vérification des déplacements pour l'ossature en mixte (acier, béton) sens y-y.....	58
Tableau III. 16 Vérification de l'effet (P- $\Delta$ ) pour l'ossature en Béton Armé.....	59
Tableau III. 17 Vérification de l'effet (P- $\Delta$ ) pour l'ossature mixte (acier, béton)..	60
Tableau III. 18 Dimensions finales des éléments structuraux .....	61
Tableau IV. 1 Tableau récapitulatif des sections de ferrailage .....	65
Tableau IV. 2 Sollicitations dans les différents poteaux .....	66
Tableau IV. 3 Tableau récapitulatif des armatures longitudinales.....	69
Tableau IV. 4 Ferrailage transversal des poteaux .....	70
Tableau IV. 5 Tableau récapitulatif de la vérification de flambement des différents poteaux .....	71
Tableau IV. 6 Tableau récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA.....	72
Tableau IV. 7 Sollicitations dans différentes poutres .....	73
Tableau IV. 8 Calcul à la flexion simple de la poutre principale .....	73
Tableau IV. 9 Calcul à la flexion simple de la poutre secondaire .....	73
Tableau IV. 10 Sollicitations maximales dans le voile <b>Vy1</b> .....	78
Tableau IV. 11 Sollicitations maximales dans le voile <b>Vx1</b> .....	78
Tableau IV. 12 Calcul des armatures verticales de la section du voile <b>Vy1</b> .....	79
Tableau IV. 13 Calcul des armatures verticales de la section du voile <b>Vx1</b> .....	79
Tableau IV. 14 Calcul des armatures horizontales du voile <b>Vy1</b> .....	80
Tableau IV. 15 Calcul des armatures horizontales du voile <b>Vx1</b> .....	80
Tableau IV. 16 Combinaison de charge.....	81
Tableau IV. 17 Position de l'axe neutre .....	83
Tableau IV. 18 Vérification de la résistance .....	83
Tableau IV. 19 Vérification de l'effort tranchant.....	84
Tableau IV. 20 Les valeurs du moment mixte et la position de l'axe neutre .....	85
Tableau IV. 21 Vérification de la flèche .....	85
Tableau V. 1 Tableau récapitulatif des périodes et des participations massique pour les deux ossatures.....	109
Tableau V. 2 Tableau récapitulatif des déplacements des deux ossatures selon les deux directions .....	111
Tableau V. 3 Tableau récapitulatif des déplacements et du poids de chaque niveau pour les deux ossatures.....	113
Tableau V. 4 Tableau récapitulatif des différences de hauteurs du plancher des deux ossatures.....	114



Tableau V. 5	Tableau récapitulatif sur les différences de surface des poteaux ..	116
Tableau V. 6	Tableau récapitulatif de l'estimation de volume de béton pour les poteaux .....	118
Tableau V. 7	Tableau récapitulatif de l'estimation de volume de béton pour les poutres .....	119
Tableau V. 8	Tableau récapitulatif de l'estimation du volume de béton pour les voiles .....	119
Tableau V. 9	Tableau récapitulatif de l'estimation du volume de béton pour les planchers corps creux.....	120
Tableau V. 10	Tableau récapitulatif de l'estimation des quantités des matériaux pour l'ossature en béton.....	120
Tableau V. 11	Tableau récapitulatif de l'estimation de volume de béton pour les poteaux .....	120
Tableau V. 12	Tableau récapitulatif de l'estimation du poids des profilés pour les poteaux .....	121
Tableau V. 13	Tableau récapitulatif de l'estimation de la surface du plancher collaborant.....	121
Tableau V. 14	Tableau récapitulatif de l'estimation du poids des solives .....	121
Tableau V. 15	Tableau récapitulatif de l'estimation du poids des poutres.....	122
Tableau V. 16	Tableau récapitulatif de l'estimation du poids des profilés de contreventement.....	122
Tableau V. 17	Tableau récapitulatif de l'estimation des quantités des matériaux pour l'ossature en mixte.....	122
Tableau V. 18	Tableau récapitulatif du coût de revient pour la superstructure de l'ossature en béton.....	122
Tableau V. 19	Tableau récapitulatif du coût de revient pour l'ossature en mixte .....	123

# Liste des figures

## Liste des figures

Figure I. 1	Vue en élévation.....	5
Figure I. 2	Vue en plan .....	5
Figure I. 3	Exemples d'éléments mixtes (acier, béton).....	8
Figure I. 4	Vue d'ensemble d'une structure de plancher mixte. ....	8
Figure I. 5	Effet d'une interaction entre deux poutres sans et avec connecteurs ..	9
Figure I. 6	Les différents types de connecteurs .....	9
Figure I. 7	Différents types de poteaux.....	10
Figure I. 8	Types de poutres mixtes .....	11
Figure II. 1	Coupe transversale d'un plancher à corps creux. ....	19
Figure II. 2	Schéma de la disposition des poutrelles .....	19
Figure II. 3	Section d'une poutrelle.....	20
Figure II. 4	Coupe transversale d'un voile.....	22
Figure II. 6	Schéma de l'escalier du RDC vers 1 <sup>ère</sup> étage .....	23
Figure II. 5	Schéma de l'escalier principale.....	23
Figure II. 7	Schéma de la disposition des solives .....	29
Figure II. 8	Schéma statique des solives.....	30
Figure II. 9	Section rectangulaire du poteau mixte totalement enrobé .....	34
Figure III. 1	Courbe du spectre de réponse pour l'ossature en béton armé.....	43
Figure III. 2	Courbe du spectre de réponse pour l'ossature mixte (acier, béton) .	43
Figure III. 3	Vu en 3D des deux ossatures en béton armé et construction mixte (acier, béton).....	45
Figure III. 4	Disposition des voiles de contreventement pour l'ossature en béton armé. ....	46
Figure III. 5	Disposition des contreventements pour l'ossature mixte (acier, béton) .....	46
Figure III. 6	Premier mode « translation selon y-y ».....	47
Figure III. 7	Deuxième mode « translation selon x-x ».....	47
Figure III. 8	Troisième mode « torsion autour de x-y ».....	48
Figure III. 9	Premier mode « translation selon y-y ».....	48
Figure III. 10	Deuxième mode « translation selon x-x ».....	49
Figure III. 11	Troisième mode « torsion autour de x-y ».....	49
Figure IV. 1	Largeur effective de la dalle pour les solives .....	82
Figure IV. 2	Largeur effective de la dalle pour une poutre mixte .....	92
Figure IV. 3	Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle .....	93
Figure IV. 4	Courbe d'interaction polygonale .....	101

Figure IV. 5 Répartition des contraintes correspondant à la courbe d'interaction	102
Figure IV. 6 Courbe d'interaction polygonale du RDC	105
Figure V. 1 Représentation graphique de l'évolution de la participation massique en fonction de nombre de mode de vibration	109
Figure V. 2 Représentation graphique des déplacements pour les deux ossatures selon les deux sens (x-x) et (y-y)	111
Figure V. 3 Représentation graphique des déplacements en fonction du poids pour les deux ossatures selon les deux directions	113
Figure V. 4 Courbe de la différence cumulé de la hauteur du plancher en fonction de nombre de niveaux	115
Figure V. 5 Différence de surface des poteaux en fonction de nombres de niveaux	116
Figure V. 6 Différence de surface des poteaux cumulés par niveaux	117

# **Symboles Et Notations**

# Symboles Et Notations

## Construction en béton armé

- Q : Charge variable.
- G : Action permanente.
- $q_u$  : Charge ultime.
- $q_s$  : Charge de service.
- E : Module d'élasticité longitudinale.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).
- At : Section d'un cours d'armature transversal.
- A : Coefficient d'accélération de zone.
- B : Aire d'une section de béton.
- Br : Section réduite.
- b : La largeur (m).
- $e_v$  : Epaisseur du voile.
- $h_{cc}$  : Hauteur du corps creux.
- $h_t$  : Hauteur totale du plancher.
- $h_0$  : Epaisseur de la dalle de compression.
- $h_{dc}$  : Hauteur de la dalle de compression.
- $h_e$  : Hauteur libre d'étage.
- $C_U$  : La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).
- $f_e$  : Limite d'élasticité.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- ELS : Etat limite de service.
- ELU : Etat limite ultime.
- Q : Facteur de qualité.
- h : Hauteur de la poutre.
- $L_{max}$  : La portée maximale entre nus d'appui.
- $h_{pp}$  : Hauteur de la poutre principale.
- $h_{ps}$  : Hauteur de la poutre secondaire.

## Construction mixte(acier-béton)

- $E_a$  : Module d'élasticité longitudinale de l'acier (MPa).
- $\nu$  : Coefficient de poisson pour l'acier.
- $G$  : Module d'élasticité transversale de l'acier (MPa).
- $M_{sd}$  : Moment sollicitant maximum (KN.m).
- $M_{rd}$  : Moment résistant (KN.m).
- $M_{st}$  : Moment stabilisateur
- $N_{sd}$  : Effort normal due aux charges verticales (kN).
- $N_u$  : Effort normal pondéré (kN).
- $N_{rd}$  : Effort normal résistant (KN).
- $N_{pl}$  : Effort normal de plastification (kN).
- $W_{ply,Z}$ : Module plastique de la section
- $W_{ely,Z}$ : Module élastique de la section.
- $M_{ply}$  : Moment résistant plastique de la section.
- $M_{ely,Z}$ : Moment résistant élastique de la section.
- $V_{sd}$  : Effort tranchant sollicitant (kN).
- $V_{pl}$  : Effort tranchant de plastification (kN).
- $V_u$  : Effort tranchant de calcul ultime.
- $f$  : Flèche d'une poutre (mm).
- $f_{adm}$  : Flèche admissible (mm).
- $f_y$  : Contrainte limite d'élasticité d'un acier (MPa).
- $f_{ck}$  : Résistance caractéristique en compression sur cylindre du béton
- $G$  : Action permanente.
- $Q$  : Action exploitation
- $A$  : Section brute d'une pièce (cm<sup>2</sup>).
- $I_y$  : Moment d'inertie de flexion maximal (cm<sup>4</sup>).
- $b$  : Largeur d'une semelle d'une poutre (mm).
- $h$  : Hauteur d'une pièce en générale (mm).
- $A_s$  : Section d'armature de béton (cm<sup>2</sup>).
- $L$  : Longueur, ou portée d'une poutre(m).
- $L_{cr}$  : Longueur critique (m).

$t$  : Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm).  
 $t_f$  : Epaisseur d'une semelle de poutre (mm).  
 $t_w$  : Epaisseur d'une âme de poutre (mm).  
 $i$  : Rayon de giration d'une section (mm).  
 $L_f$  : Longueur de flambement (mm).  
 $\Phi$  : Diamètre d'une armature transversale.  
 $I_m$  : Moment d'inertie mixte.  
 $Z_{el}$  : Position de l'axe neutre élastique.  
 $n$  : Coefficient d'équivalence acier-béton.  
 $K$  : Coefficient de flambement.  
 $K_y, K_z$  : Coefficient de flambement-flexion.  
 $\beta_M$  : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).  
 $\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique  
 $\lambda$  : Élancement de l'élément.  
 $\lambda_{y,z}$  : Élancement géométrique pour le mode de flambement.  
 $\lambda_{cr}$  : Élancement critique d'Euler.  
 $\mu$  : Coefficient de frottement entre deux pièces en contact.  
 $\chi$  : Coefficient de réduction de flambement.  
 $\chi_{y,z}$  : Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.  
 $\gamma$  : Coefficient partiel de sécurité.  
 $R$  : Coefficient de comportement.  
 $\bar{\lambda}$  : Élancement réduit.  
 $C_t$  : Coefficient fonction du système de contreventement et du type remplissage.  
 $I_m$  : Moment d'inertie mixte.  
Obs : Observation.  
Niv : Niveaux.  
Epai : Epaisseur.



# **Introduction générale**

## Introduction générale

Dans le domaine de l'ingénierie civile, la conception et la construction des structures représente un enjeu majeur visant à assurer la sécurité, la durabilité et l'efficacité des bâtiments et des ouvrages. Parmi les différents types de structures utilisées, on retrouve les structures en béton armé, les structures métalliques et les structures mixtes (acier-béton) qui sont couramment employées en raison de leurs performances et leurs polyvalences.

La construction en béton armé est basée sur l'utilisation d'un matériau composite constitué de béton renforcé par des armatures en acier. Le béton, composé de ciment, de granulats et d'eau, est un matériau multifonctionnel qui présente une bonne résistance à la compression. Cependant, sa résistance à la traction est relativement faible. C'est là qu'intervient l'acier, qui offre une excellente résistance à la traction. En incorporant des armatures en acier dans le béton, on obtient une combinaison synergique qui permet de compenser les faiblesses respectives de chaque matériau, offrant ainsi une structure robuste capable de résister aux charges appliquer.

D'autre part, la construction mixte, qui associe l'acier et le béton, permet de tirer profit des avantages spécifiques de chaque matériau. Dans ce type de construction, les éléments structuraux sont conçus en combinant des poutres, des poteaux ou des planchers en acier avec des éléments en béton. L'acier, grâce à sa résistance élevée, offre une résistance en traction, tandis que le béton apporte une résistance en compression. Cette combinaison permet d'obtenir des structures à la fois solides et flexibles, offrant une grande résistance aux charges, aux vibrations et aux séismes. De plus, les structures mixtes offrent des possibilités de conception créatives, permettant aux architectes et ingénieurs de créer des formes innovantes et des espaces fonctionnels.

Le présent mémoire se focalise sur une étude comparative d'un bâtiment en (R+10+Sou-sol) en utilisant deux ossatures béton armé et construction mixte (acier, béton). L'objectif principal est d'évaluer, comparer et analyser les résultats obtenus à partir de ces deux types de structures selon différents aspects tels que : l'aspect de comportement, aspect économique, et d'autre aspect important. Elle vise également à déterminer les avantages et les inconvénients de chaque système

structural, afin de choisir la solution la plus adaptée à un projet spécifique. L'étude comparative nous permettra d'identifier quelle option offre les meilleures performances structurelles la plus économique, ainsi que les avantages en termes de facilité et rapidité de construction. Les résultats obtenus à l'issue de cette étude permettront d'aider les ingénieurs et les concepteurs à prendre des décisions éclairées dans le choix de la meilleure solution structurelle pour un projet donné.

Le mémoire se décompose de cinq chapitres qui traitent de divers aspects de l'étude comparative. Il est présenté selon le plan de travail suivant :

- ❖ Le premier chapitre est consacré pour la présentation de l'ouvrage, les matériaux et les règlements utilisés.
- ❖ Le deuxième chapitre est consacré pour le pré dimensionnement des éléments ainsi que la descente des charges des deux systèmes de construction.
- ❖ Le troisième chapitre portera sur l'étude dynamique des deux structures, cette dernière sera modélisée par le logiciel « Robot Structural Analysis ».
- ❖ Le quatrième chapitre se penche sur l'étude détaillée des différents éléments constitutifs des structures en béton armé et des structures mixtes (acier-béton).
- ❖ Le cinquième chapitre représente le vif de notre projet qui consiste à faire une étude comparative entre deux systèmes de construction (béton armé, mixte (acier béton)), et traiter tous les paramètres de la comparaison : le comportement, le coût et le délai de réalisation.

A la fin de ce processus, nous serons en mesure de formuler une conclusion générale qui englobera toutes les observations faites et offrira une vue d'ensemble des résultats obtenus.

# Chapitre I

## Généralités

## Chapitre I – Généralités

### I. Introduction

L'étude Génie Civil d'une structure nécessite la connaissance d'un ensemble de données concernant l'ouvrage lui-même à savoir : sa destination, son importance, sa géométrie... etc. Aussi il est également nécessaire de connaître son environnement : le site d'implantation, la topographie, la zone géotechnique et la zone sismique du site.

En plus de ce qui a été dit ci-dessus, l'ingénieur Génie Civil doit prendre en considération des règles de constructions applicables dans leurs études, tout en tenant compte à la fois des facteurs sécuritaires et économiques. Pour cela, il doit avoir d'une solide base de connaissances sur lesquelles il va s'appuyer.

Le but de notre projet est de réaliser une étude comparative entre deux systèmes de construction (un système de construction en béton armé et un système de construction mixte acier-béton) pour un bâtiment en R+10 avec sous-sols.

Dans ce chapitre, on va présenter l'ouvrage étudiée avec une brève description, ainsi de donner un aperçu sur les matériaux et les règlements utilisés dans l'étude.

#### I.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait objet de notre mémoire concerne l'étude comparative entre l'ossature en béton armé et l'ossature mixte (acier, béton) d'un bâtiment d'usage administratif constitué des terrasses accessibles et inaccessibles (Sous-sol+RDC+10 étages), au compte de NAFTAL situé à l'endroit dit : 10 Rue AMAR Bensamra-Hussein Dey, commune Hussein Dey, Daïra Hussein Dey, Wilaya d'Alger.

D'après la classification en zone sismique des wilaya et communes d'Algérie du **RPA 99/2003**, le site est classé en zone de sismicité élevée (zone III). Selon le rapport de sol, le sol d'assise est un sol meuble « S3 » avec une contrainte admissible  $\sigma_{sol} = 1.082 \text{ bar}$ , tel que mentionné dans le rapport de sol. Cet ouvrage est classé selon le groupe d'usage multiples (bureaux, hospitaliers et parking) dans la catégorie (2).

## I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrages

### a. Dimensions en Plan

- Largeur totale du bâtiment (sens transversal) :.....  $L_y = 14.05 \text{ m}$
- Longueur totale du bâtiment (sons longitudinal) :.....  $L_x = 29.76 \text{ m}$

### b. Dimensions en élévations

- Hauteur de l'étage courant du 1<sup>er</sup> au 10<sup>ème</sup> : .....  $H_{\text{étage}} = 3.74 \text{ m}$
- Hauteur totale du bâtiment : .....  $H_{\text{tot}} = 44.04 \text{ m}$
- Hauteur du sous-sol : .....  $H_{\text{SS}} = 3.54 \text{ m}$
- Hauteur du RDC : .....  $H_{\text{RDC}} = 3.74 \text{ m}$

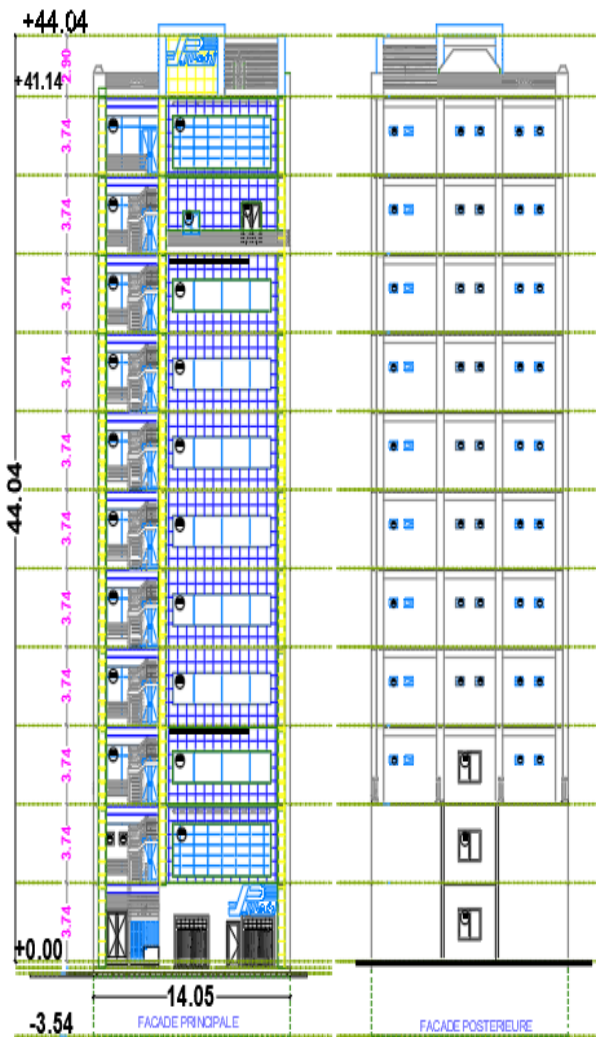


Figure I. 1 Vue en élévation

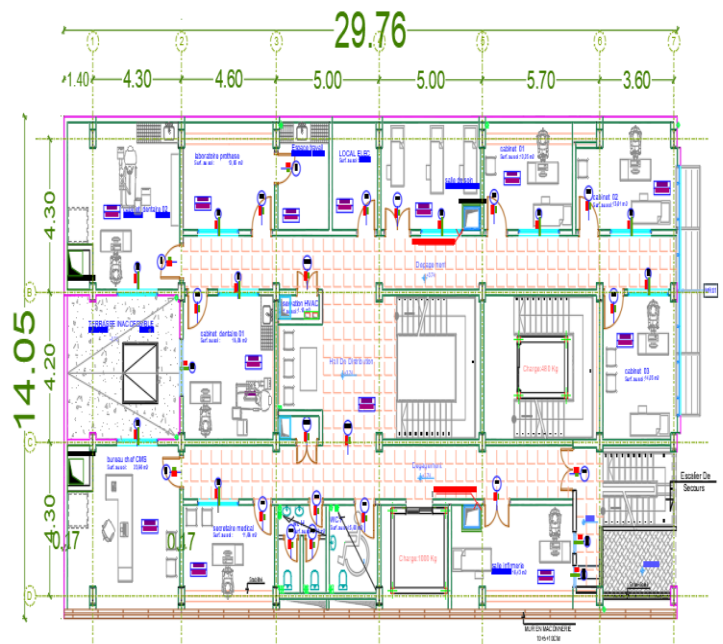


Figure I. 2 Vue en plan

### I.3. Caractéristiques géotechniques

1. Nature du sol : site meuble « S3 »
2. La contrainte du sol :  $\sigma_{sol} = 1.082 \text{ bar}$
3. L'angle de frottement interne du sol :  $\phi_u = 32^\circ$
4. La cohésion :  $C_u = 0.3 \text{ bar}$

### I.4. Description de la structure

L'ouvrage est composé d'une Structure de forme géométrique rectangulaire de 29.76 m de longueur et de 14,05m de largeur, la hauteur totale est de 44,04m.

Ce bâtiment comporte un sous-sol à usage parking, le Rez-de-chaussée (RDC) et 1<sup>ère</sup> étage contenant des services médicaux avec une terrasse inaccessible. Le reste des étages du (2<sup>ème</sup> au 10<sup>ème</sup>) à usages administratif avec des terrasses accessibles et inaccessibles avec équipements.

#### La maçonnerie

La maçonnerie la plus couramment utilisés en Algérie est la brique creuses. Nous avons deux types de murs pour cet ouvrage :

➤ **Murs extérieurs** : elles sont composées d'une double cloison en brique creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur pour une paroi interne et 15 cm d'épaisseur à 12 trous pour une paroi externe, les deux parois étant séparée par une l'âme d'aire de 5 cm d'épaisseur.

➤ **Murs intérieurs** : constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

#### Escaliers

La structure comporte trois cages d'escaliers de deux volées droites et palier de repos qui seront réalisés en béton armé coulé sur place.

- La 1<sup>ère</sup> cage : qui est la principale inter étages qui permet la circulation des personnes depuis le sous-sol jusqu'au dernier étages.
- La 2<sup>ème</sup> cage : qui permet l'accès du RDC vers le 1<sup>er</sup> étage.
- La 3<sup>ème</sup> cage : pour issue de secours en cas d'incendie et accidents majeurs.

### Cage d'ascenseur

Compte tenu de la hauteur considérable de ce bâtiment, la conception de l'ascenseur est cruciale pour faciliter les déplacements entre les différents étages.

Notre structure comporte deux (02) cages d'ascenseurs, le 1er ascenseur de 1000 kg qui assure le mouvement de vas et viens du sous-sol vers le 1<sup>er</sup> étage, et le 2<sup>ème</sup> ascenseur de 480 kg qui est la principale, elle permet accès aux différents niveaux du bâtiment.

#### **I.4.1. Description de l'ossature en béton armé**

##### Planchers

Deux types de planchers ont été adoptés pour ce système de construction :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

##### Contreventement

Le choix du système de contreventement relève du champ d'application de **RPA 99/Version 2003**. Dont les conditions de l'article 3-4-A pour les ouvrages en Béton Armé, il n'est pas possible d'utiliser un contreventement par portique auto-stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les onze (11m). Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles.

#### **I.4.2. Description de l'ossature en construction mixte (acier, béton)**

En effet, ce qui est assez particulier dans le fonctionnement des éléments mixtes, c'est la liaison mécanique de deux matériaux acier et béton par l'intermédiaire d'une connexion située à l'interface du matériau, qui va augmenter à la fois la rigidité et la résistance de l'élément.

Un bâtiment mixte contient plusieurs éléments structuraux principaux qui permettent le transfert de toutes les charges agissant sur la structure vers la fondation à savoir :

- Les poutres mixtes.
- Les dalles mixtes.
- Les poteaux mixtes.



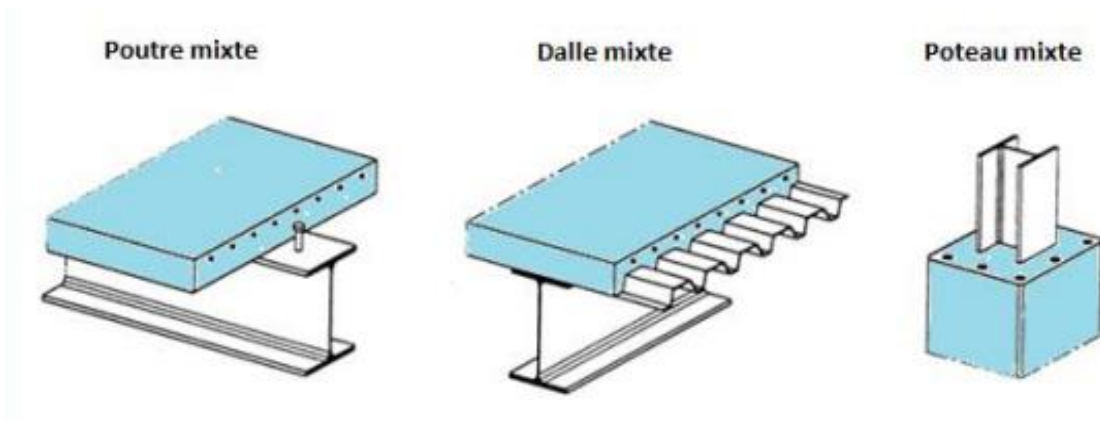


Figure I. 3 Exemples d'éléments mixtes (acier, béton)

#### ✚ Plancher collaborant (plancher mixte)

La poutre mixte comporte un plancher mixte (acier, béton) connu sous le nom de plancher collaborant. Pour notre projet on a adopté des planchers mixtes avec dalle mixte avec une tôle de type Cofrastra 40, étant la solution économique et la plus judicieuse techniquement.

La dalle mixte repose sur un ensemble de poutres mixte (sommier, solive) et la liaison entre la dalle mixte et la poutre mixte est assurée par des connecteurs de cisaillement de type goujons.

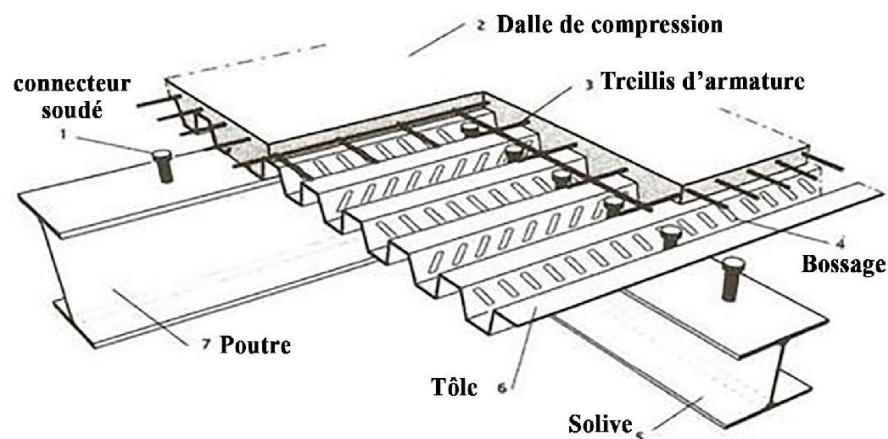
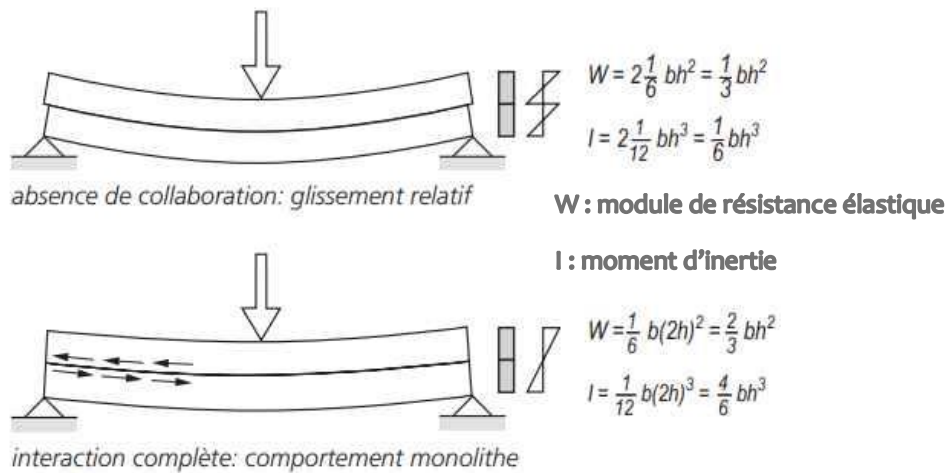


Figure I. 4 Vue d'ensemble d'une structure de plancher mixte.

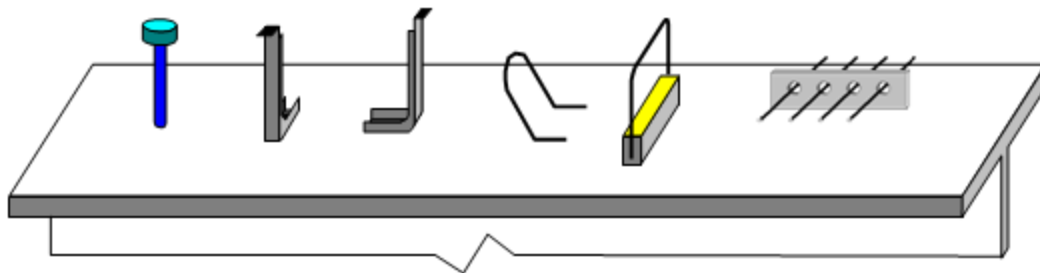
#### - Les connecteurs

Les connecteurs ont pour but d'empêcher le glissement relatif entre les deux éléments à connecter ainsi que leur séparation (le soulèvement de la dalle). En assurant ainsi une reprise des efforts de cisaillement longitudinaux, cela permet d'obtenir une section mixte dont les deux composantes travaillent ensemble.



**Figure I. 5** Effet d'une interaction entre deux poutres sans et avec connecteurs

Les connecteurs peuvent être : en goujons, en barres rondes, en équerres et en coupons de profils divers soudés sur la semelle supérieure de la poutre métallique (**Figure I.6**).



**Figure I. 6** Les différents types de connecteurs

#### ✚ Poteaux mixtes

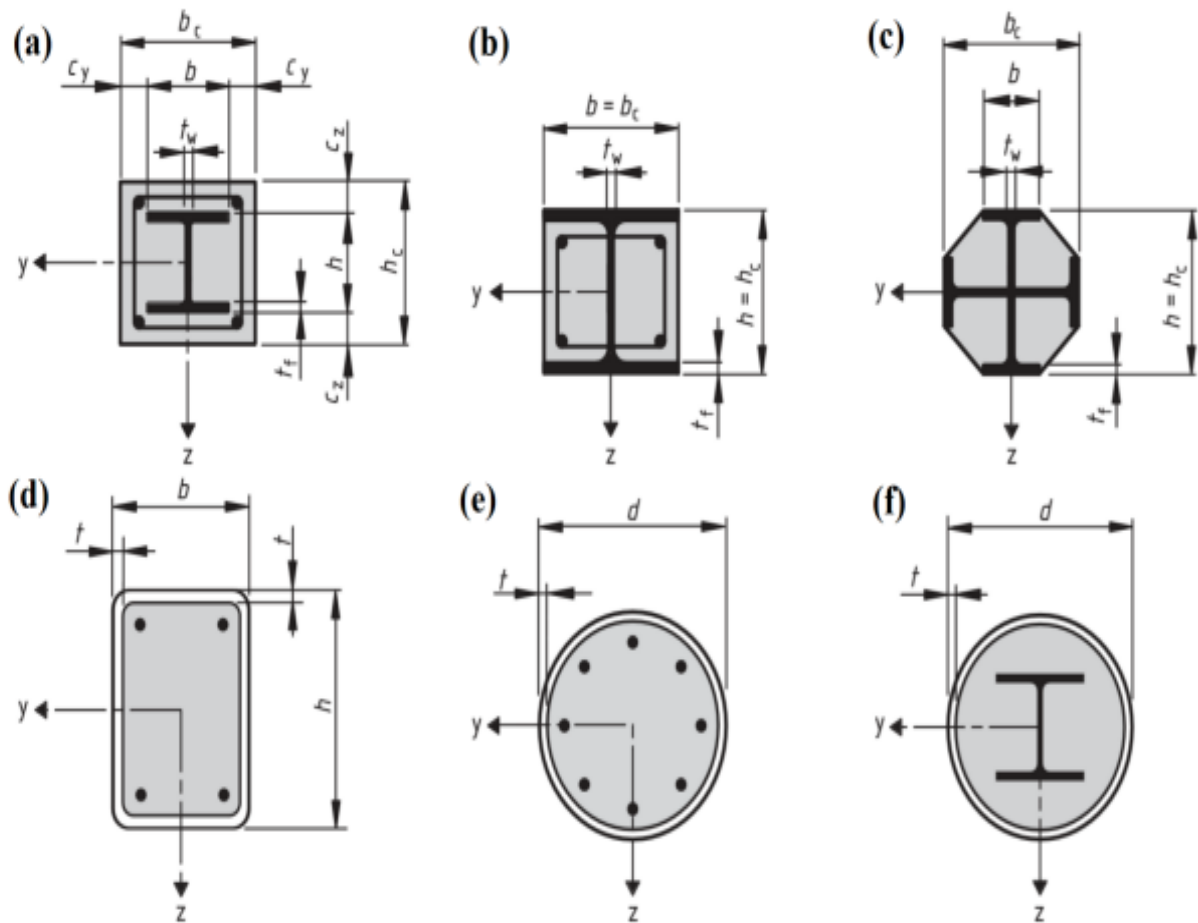
Ils s'agissent des éléments porteurs verticaux constitués essentiellement d'un profilé métallique enrobé ou rempli du béton armé. Pour notre projet, on a adopté des poteaux mixtes (acier, béton) totalement enrobés d'une section rectangulaire qui seront notamment des profilés en acier de type HEA.

Les poteaux mixtes sont classés en trois types principaux, les poteaux partiellement ou totalement enrobés de béton et les profils creux remplis de béton.

- Les poteaux partiellement enrobés de béton sont des profils en I ou H dont l'espace entre les semelles est rempli de béton (**Figure I.7.(a). (c)**).

- Les poteaux totalement enrobés de béton, les semelles et les âmes sont enrobées d'une épaisseur minimale de béton. (**Figure I.7.(b)**).
- Les profils creux remplis de béton peuvent être circulaires ou rectangulaires. Le béton confiné à l'intérieur du profil voit sa résistance en compression augmenter. Également, la résistance en compression du poteau augmente. (**Figure I.7. (d). (e). (f)**).

La **figure I.7** présente différents types de poteaux mixtes.



**Figure I. 7** Différents types de poteaux

### 🚧 Poutres mixtes

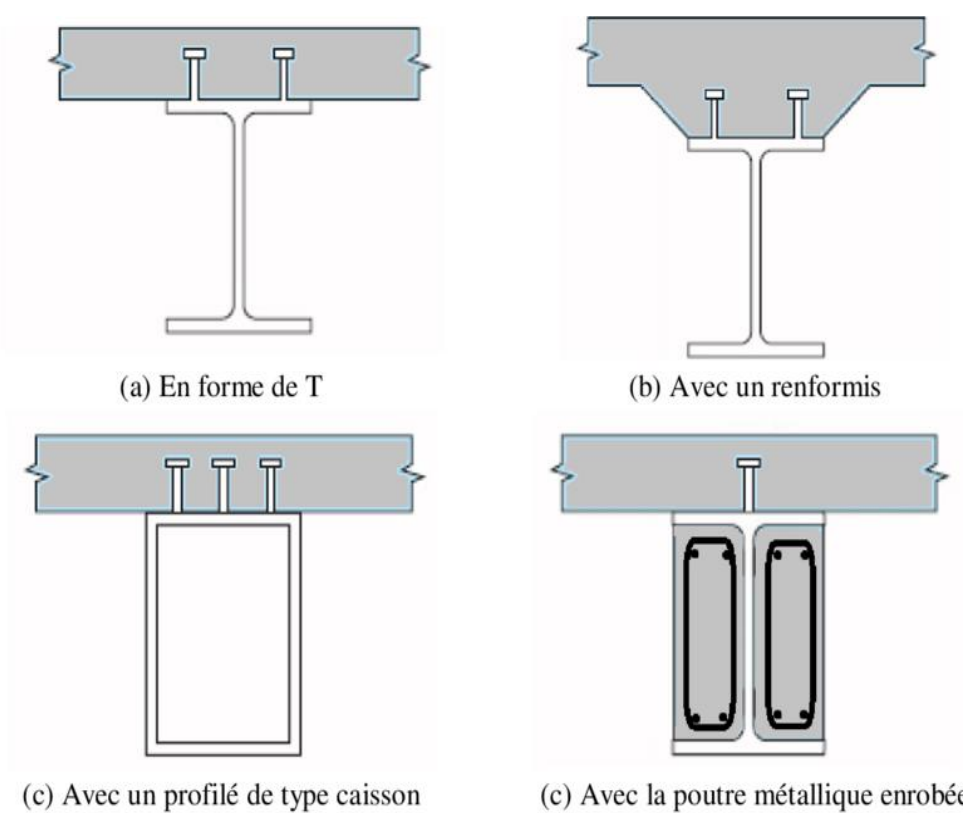
Les poutres mixtes sont des éléments mixtes soumises principalement à la flexion. Elles sont basées essentiellement sur l'hypothèse qu'il existe une connexion entre le profilé métallique et la dalle en béton, la connexion entre les deux matériaux est assurée par des pièces métalliques, dit « connecteurs » qui sont fixés sur la face supérieure du profilé métallique et ancrés dans la dalle en béton,

dont leur rôle est d'empêcher (ou limiter) le glissement et le soulèvement pouvant se produire à l'interface de liaison.

Pour notre structure on utilise des sections en T constituées d'un profilé métallique en IPE et d'une dalle de béton, elles peuvent être :

- Des profilés métalliques plus des dalles coulées sur le coffrage.
- Des profilés métalliques plus des dalles partiellement préfabriquées.
- Des profilés métalliques plus des dalles complètement préfabriquées.

La **figure I.8** montre des sections différentes de poutres mixtes de plancher en présence d'une dalle pleine en béton armé.



**Figure I. 8** Types de poutres mixtes

### ✚ Système de stabilités

Le système de contreventement assure le rôle de stabiliser la structure face aux efforts du vent et spécialement du séisme.

La superstructure en R+10 est conçue un ensemble de portiques en charpente métallique (poteau, poutre) plus des palées de stabilités dans le sens de la largeur et dans le sens de la longueur, la stabilité de la structure pour tous les niveaux est

assurée par des palées triangulées en V ou bien en X dans les deux sens en utilisons les doubles cornières ou UPN.

### **I.5. Règlements utilisés et normes utilisées**

Les travaux généraux de Génie Civil pour ce projet devront être conçus en respectant les articles de codes et normes algériens de la construction.

Essentiellement nous avons au recours aux :

- ❖ **RPA 99 /version 2003** : Règlement parasismique Algérien. [01]
- ❖ **BAEL 91/version 99** : Béton Armé aux états limites. [02]
- ❖ **CBA 93** : Code du Béton Armé. [03]
- ❖ **DTR BC 2.2** : Document Technique Réglementaire « Charges et Surcharge ». [04]
- ❖ **DTR.BC 2.331** : Règles de calculs des fondations superficielles. [05]
- ❖ **CCM 97** : Calcul de Charpente Métallique 97. [06]
- ❖ **EUROCODE 3** : Conception et dimensionnement des structures métalliques. [07]
- ❖ **EUROCODE 4** : Règles de calcul des structures mixtes acier-béton armé.[08]
- ❖ Plans d'architectures.
- ❖ Conclusion de l'étude géotechnique.

### **I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux**

Notre projet est un bâtiment d'un bloc administratif, qui est construit en béton armé c'est-à-dire c'est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure.

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé en vigueur en Algérie.

#### **I.6.1. Le Béton**

##### **a. Définition**

Le béton est un matériau utilisé dans une variété de construction, y compris le domaine de bâtiment, les travaux publics et l'hydraulique. Il s'agit d'un mélange de ciment, de granulas (sable et gravier), d'eau et éventuellement de matériaux auxiliaires dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

Le béton représente une bonne résistance à la compression et une faible résistance à la traction.

**b. Caractéristiques du béton**

L'utilisation du béton armé dans notre structure est employée pour la réalisation des planchers et divers éléments constructifs de caractéristiques suivantes :

- Coefficient de poisson sera pris égale à : [ART A.2.1.3 CBA93]  
 $\left\{ \begin{array}{ll} \text{à ELU : } \nu = 0 & \text{calcul des sollicitation (béton fissuré).} \\ \text{à ELS : } \nu = 0.2 & \text{calcul des déformation (beton non fissuré).} \end{array} \right.$
- Poids volumique  $\rho = 25 \text{ KN/m}^2 = 2500 \text{ Kg/m}^2$
- Classe du béton armé : 25/30.
- La résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$
- Le module d'élasticité instantané du béton (court terme) :  
 $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} \Rightarrow E_{ij} = 32164 \text{ MPa}$  [ART A.2.1.2.1 CBA93]
- Le module d'élasticité différée (long terme) :  
 $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$  [ART A.2.1.2.2 CBA93]

**c. Contraintes limites** [ART A.4.3.4. CBA93]

**c.1. Etat limite ultime (ELU) :**

Elle est définie par la formule suivante :  $\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b}$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b : \text{Coefficient de sécurité.} \\ f_{bu} : \text{Contrainte ultime du béton en compression.} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{ll} \gamma_b = 1.15 \text{ (situation accidentelle)} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ (situation durable ou transition)} \\ f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} & \text{Pour } \gamma_b = 1.5 \\ f_{bu} = 18.48 \text{ MPa} & \text{Pour } \gamma_b = 1.15 \end{array} \right.$$

**c.2. Etat limite de services (ELS)**

La contrainte de compression limite de service est donnée par :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{ll} \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{ Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{ Pour } f_{c28} = 30 \text{ MPa} \end{array} \right.$

**c.3. Contraintes de cisaillement**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec: } \begin{cases} \bar{\tau} = \min \left( 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) & \text{pour fissuration peu nuisible} \\ \bar{\tau} = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) & \text{pour fissuration préjudiciable} \end{cases}$$

$$\text{Dans notre cas pour : } \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \begin{cases} \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} & \text{(peu nuisible)} \\ \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} & \text{(préjudiciable)} \end{cases} \\ f_{c28} = 30 \text{ Mpa} \begin{cases} \bar{\tau} = 4 \text{ MPa} & \text{(peu nuisible)} \\ \bar{\tau} = 3 \text{ MPa} & \text{(préjudiciable)} \end{cases} \end{cases}$$

## I.6.2. Matériau Acier

### I.6.2.1. L'acier d'armatures

Pour résoudre le problème de faible résistance à la traction du Béton, des sections de barres d'armatures sont intégrées pour absorber ces forces de traction.

#### a. Définition

L'acier est un alliage fer-Carbone dotés de propriétés diverses par traitement mécanique ou thermique. Leur rôle est de résister aux efforts de traction, compression, de cisaillement et de torsion.

Dans notre Projet on opte pour des armatures hautes Adhérence (HA) : Fe E500

#### b. Contraintes Limites

##### b. 1. Etat limite ultime (ELU)

[ART A.2.2.2 CBA93]

Elle est définie par la formule suivante :  $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$  contrainte limite de l'acier

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_e: \text{ limite délasticité garantie.} \\ \gamma_s: \text{ coefficient de sécurité.} \end{cases} \begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{pour la situation courante.} \\ \gamma_s = 1 & \text{pour la situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$\text{Pour } f_e = 500 \text{MPa} \begin{cases} \bar{\sigma}_{st} = 435 \text{ MPA} & \text{pour la situation courante.} \\ \bar{\sigma}_{st} = 500 \text{ MPA} & \text{pour la situation accidentelle.} \end{cases}$$

##### b.2. Etat limite de service (ELS)

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  aucune vérification à faire
- Pour une fissuration nuisible  $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$

- Pour une fissuration très nuisible  $\Rightarrow \overline{\sigma}_{st} \leq \min(0.5 f_e; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}})$

Tel que :  $\eta$  : coefficient de fissuration  $\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour les aciers R.L} \\ \eta = 1.6 & \text{pour les aciers HA } \emptyset \geq 6\text{mm} \\ \eta = 1.3 & \text{pour les aciers HA } \emptyset < 6\text{mm} \end{cases}$

### c. Module d'élasticité longitudinale (Es) [ART A.2.2.1 CBA93]

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à :  $E_s = 210000 \text{ MPa}$

Des expériences ont montré que sa valeur reste constante quelle que soit la nuance d'acier.

#### I.6.2.2. L'acier de construction

On utilise un acier ordinaire (Fe430) pour l'ossature métallique qui présente les caractéristiques mécaniques représentées dans le tableau suivant :

**Tableau I. 1** Caractéristiques de l'acier de construction.

Nuance d'acier	E28 (S275)
- La masse volumique de l'acier	$\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- La résistance à la traction	$f_u = 430 \text{ MPa.}$
- Le coefficient de poisson	$\nu = 0,3$
- La limite élastique	$f_y = 275 \text{ MPa.}$
- Le module de Young	$E = 210\,000 \text{ MPa.}$
- Module de cisaillement	$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 80769.23 \text{ MPa}$

### I.7. Avantages et inconvénients entre les deux ossatures (béton armé, construction mixte (acier, béton))

Les avantages et les inconvénients de l'ossature en béton armé et l'ossature en constructions mixtes (acier, béton) sont résumés dans le tableau suivant :



Tableau I. 2 Tableau des Avantages entre les deux types d'ossatures

Ossature en Béton Armé	Ossature en construction mixte (acier, béton)
Grande résistance à la compression	Bonne résistance à la traction et à la compression
Bonne résistance dans les milieux agressifs	Meilleure résistance aux charges horizontales
Coûts des matériaux de construction relativement abordables	Poids plus léger
Facilité de mise en œuvre et de construction	La flexibilité de l'acier permet d'explorer des solutions architecturales plus innovantes et créatives.
Capacité à résister au feu	Capacité d'utiliser des longue portée et des poteaux plus élancés

Tableau I. 3 Tableau des inconvénients entre les deux types d'ossatures

Ossature en Béton Armé	Ossature en construction mixte (acier, béton)
Faible résistance à la traction	Faible résistance dans les milieux agressifs
Poids élevé	Coûts des matériaux de constructions sont plus élevés
Faible résistance face aux charges horizontale	Nécessite une main d'œuvre qualifiée
Conception plus strictes en termes de formes et de flexibilité architecturale	Sensibilité des profilés aciers aux élévations de température importantes
Lenteur d'exécution	Sensibilité aux problèmes de corrosion
La portée et l'élancement du poteau sont très limités	Conductivité thermique élevée
Limitations en termes de hauteur	

# Chapitre II

## Prédimensionnement des éléments

## Chapitre II - Prédimensionnement des éléments

### II. Introduction

Le prédimensionnement est une étape très importante pour entamer l'étude, cette partie est consacré à la détermination des dimensions des éléments constitutif dont les poutres, les poutrelles, les planchers, les escaliers et les poteaux, et cela après l'évaluation de la charge appliquer sur les deux modèles.

### II.1. Prédimensionnement des éléments pour l'ossature en béton armée et en construction mixte

#### II.1.1. Prédimensionnement des éléments de l'ossature en béton armé

##### II.1.1.1 Prédimensionnement des planchers

Le plancher est un élément horizontal, a pour rôle la séparation entre les niveaux et la transmissions des charges. Dans ce bâtiment on utilise deux types de plancher :

- ❖ Plancher à corps creux.
- ❖ Plancher à dalle pleine.

##### a. Planchers à corps creux

Ce type de plancher est le plus utiliser en construction vu sa facilité d'exécution. Il est composé de l'hourdis, poutrelles et d'une dalle de compression. Le dimensionnement de ce type revient à déterminer sa hauteur ( $h_t = h_{cc} + h_{dc}$ ).

D'après le **CBA 93 [Art 6.8.4.2.1]**, la hauteur totale du plancher "  $h_t$  " est conditionnée par :  $h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$

$$h_t \geq \frac{4.3-0.3}{22,5} = 0.17$$

On opte pour un plancher de 16+4 cm pour tous les étages.

Tel que :  $h_{cc} = 16 \text{ cm}$  ;  $h_{dc} = 4 \text{ cm}$  et  $h_t = 20 \text{ cm}$

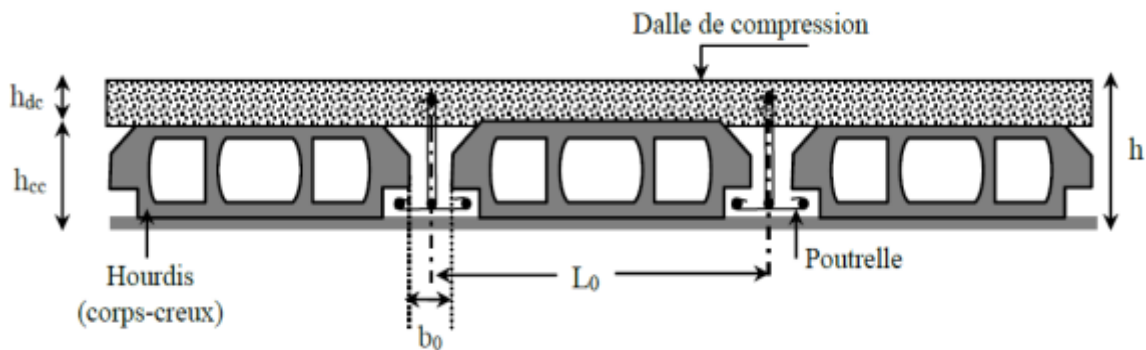


Figure II. 1 Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

- **Disposition des poutrelles**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- 1- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée afin de minimiser la flèche.
- 2- **Critère de continuité** : les poutrelles sont disposées tout en assurant la continuité.

Le schéma de disposition des poutrelles retenue dans notre projet est comme suit :



Figure II. 2 Schéma de la disposition des poutrelles

• **Prédimensionnement des poutrelles**

Les poutrelles se calculent comme des sections en T, pour cela on doit calculer les caractéristiques de la section en T.

Le tableau ci-dessous résume les résultats suivants :

**Tableau II. 1** Prédimensionnement des poutrelles

	<b>L<sub>X</sub> = 53 cm</b>	<b>L<sub>Y</sub> = 390 cm</b>	
b <sub>0</sub> (cm)	0.4 h <sub>t</sub> ≤ b <sub>0</sub> ≤ 0.6 h <sub>t</sub>	b <sub>0</sub> = 12	
b <sub>1</sub> (cm)	b <sub>1</sub> ≤ min( $\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}$ )	b <sub>1</sub> = 26.5	
b (cm)	<b>b = 2b<sub>1</sub> + b<sub>0</sub></b>	<b>b = 65</b>	<p><b>Figure II. 3</b> Section d'une poutrelle</p>

**b. Planchers à dalle pleine**

Le prédimensionnement de l'épaisseur « e » de la dalle dépend de deux critères :

**1. Critères de résistance à la flexion**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{L_x}{20} \dots \dots \dots \text{pour une dalle sur un ou deux appuis parallèles.} \\ \frac{L_x}{40} \geq e \geq \frac{L_x}{45} \dots \dots \dots \text{pour une dalle sur trois ou quatre appuis avec } \rho \geq 0.4 \\ \frac{L_x}{30} \geq e \geq \frac{L_x}{35} \dots \dots \dots \text{pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho \leq 0.4 \end{array} \right.$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} L_x : \text{la petite distance entre nus d'appuis.} \\ L_y : \text{la grande distance entre nus d'appuis.} \end{array} \right.$

**2. Critère de résistance au feu**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 07cm \dots \dots \dots \text{pour une heure de coupe de feu.} \\ e \geq 11cm \dots \dots \dots \text{pour deux heures de coupe de feu.} \\ e \geq 14cm \dots \dots \dots \text{pour quatre heures de coupe de feu.} \end{array} \right.$$

Tableau II. 2 Prédimensionnement des dalles pleines

Dalle	Usages	Dimension (m <sup>2</sup> )	N <sup>br</sup> d'appui	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	Flexion (cm)	Coupe-feu (cm)	Isolation (cm)	Epais adoptée (cm)
D1	Balcon	4.3×1.4	3	0.32	$4.6 \geq e \geq 0.4$	$e \geq 11$	$e \geq 14$	15
D2	Bureau	5×2.39	4	0.48	$5.9 \geq e \geq 5.3$	$e \geq 11$	$e \geq 14$	15
D3	Hall	4.2×1.71	3	0.4	$8.8 \geq e \geq 3.8$	$e \geq 11$	$e \geq 14$	15
D4	Hall	0.65×2.39	3	0.27	$2.17 \geq e \geq 1.86$	$e \geq 11$	$e \geq 14$	15
D5	Hall	2.39×1.77	3	0.74	$4.4 \geq e \geq 3.9$	$e \geq 11$	$e \geq 14$	15
D6	Terrace	4.2*5.7	4	0.74	$10.5 \geq e \geq 9.33$	$e \geq 11$	$e \geq 14$	15
D7	Hall	1.71×4.2	3	0.4	$3.34 \geq e \geq 3.9$	$e \geq 11$	$e \geq 14$	15

### I.1.1.2. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments principaux permettant la transmission des charges aux poteaux. Une poutre est conçue pour résister à la flexion, sa hauteur est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :  $\begin{cases} L_{max} : \text{La portée maximale entre nus d'appuis.} \\ h : \text{hauteur de la poutre.} \end{cases}$

#### a. Poutre principale

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

$$\frac{570-30}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{570-30}{10}$$

$$36 \leq h_{pp} \leq 54$$

On opte :  $h_{pp} = 40$  cm et  $b = 30$  cm

#### b. Poutre secondaire

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$\frac{430-30}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{430-30}{10}$$

$$26.67 \leq h_{ps} \leq 40$$

On adopte :  $h_{ps} = 30$  cm et  $b = 30$  cm

#### c. Poutre palière

C'est un élément soumis à la flexion simple.

$$\frac{420-30}{15} \leq h_{ppal} \leq \frac{420-30}{10}$$

$$26 \leq h_{ppal} \leq 39$$

On opte :  $h_{ppalière} = 30 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

Les vérifications des exigences du [1] (Art 7.5.1) pour les poutres secondaires, principales et palières sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau II. 3** Vérifications des exigences du RPA99/2003

Elément	Section choisit (cm <sup>2</sup> )	Exigence du RPA99/v2003	Observation
Poutre principales	30×40	✓ $h=40 \geq 30 \text{ cm}$ ✓ $b=30 \geq 20 \text{ cm}$ ✓ $\frac{h}{b} = 1.33 < 4$	Condition vérifiée
Poutre secondaire	30×30	✓ $h=30 \geq 30 \text{ cm}$ ✓ $b=30 \geq 20 \text{ cm}$ ✓ $\frac{h}{b} = 1 < 4$	Condition vérifiée
Poutre palière	30×30	✓ $h=30 \geq 30 \text{ cm}$ ✓ $b=30 \geq 20 \text{ cm}$ ✓ $\frac{h}{b} = 1 < 4$	Condition vérifiée

Ces conditions sont vérifiées. Donc d'après les vérifications selon les recommandations du **RPA2003** et la condition de rigidité, on opte pour les sections de poutres secondaires, poutres principales et poutres palières suivantes : Poutre principale (30×40) cm<sup>2</sup> ; Poutre Secondaire (30×30) cm<sup>2</sup> ; Poutre palière (30×30) cm<sup>2</sup>.

### II.1.1.3. Prédimensionnement des voiles

L'épaisseur du voile est déterminée par les condition exigée par le **RPA99/version 2003**

[Art 7.7.1]

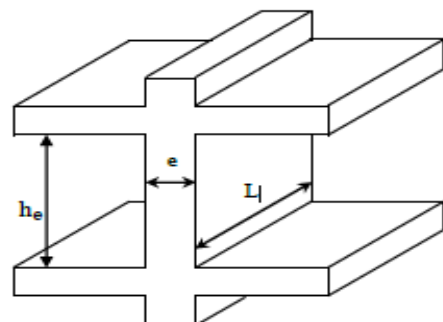
- ✓  $e \geq \frac{h_e}{22}$
- ✓  $e \geq 15 \text{ cm}$
- ✓  $L \geq 4 e$

Pour notre cas la hauteur d'étage courant :

$$h_e = 374 - 40 = 334 \text{ m}$$

$$\text{Donc } e \geq \frac{h_e}{22} = \frac{334}{22} = 0.152 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{On opte : } e = 20 \text{ cm} \Rightarrow L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$



**Figure II. 4** Coupe transversale d'un voile

II.1.1.4. Prédimensionnement des escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une série régulière de marche qui permettent d'accéder d'un niveau à l'autre. Notre projet comporte deux cages d'escaliers qui sont schématisées dans ces figures :

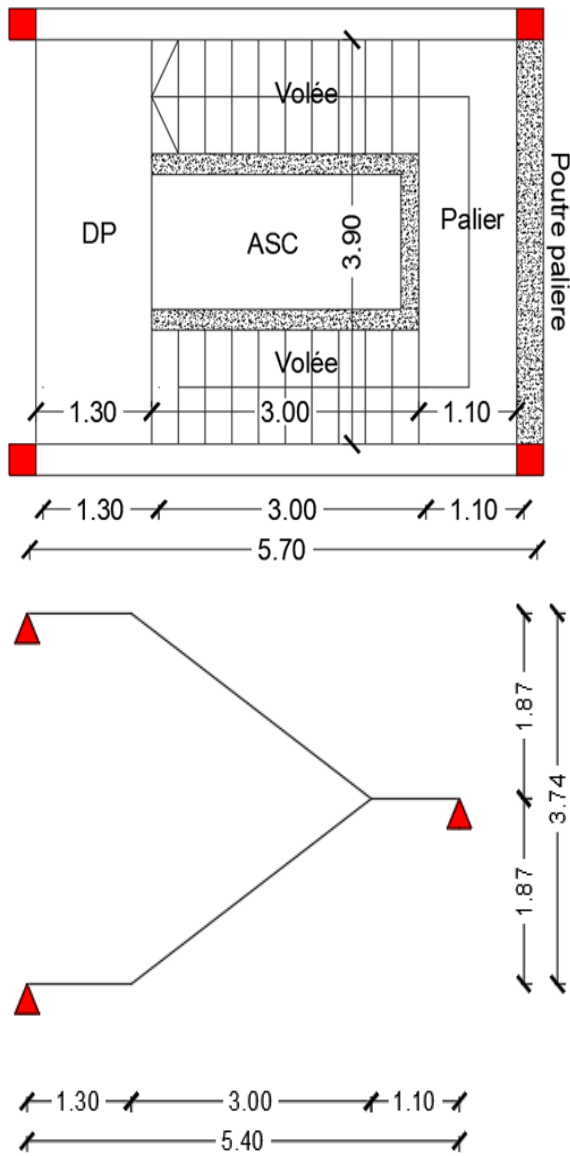


Figure II. 6 Schéma de l'escalier principale

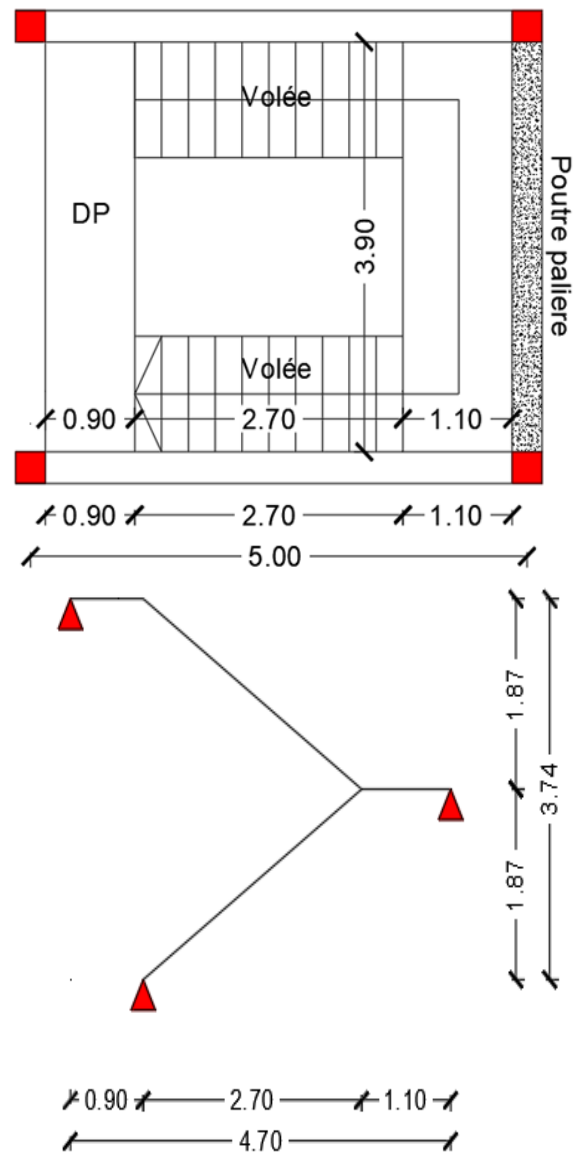


Figure II. 5 Schéma de l'escalier du RDC vers 1<sup>ère</sup> étage

L'épaisseur des paillasse sont déterminer par la formule suivante :  $\frac{l}{30} \leq e < \frac{l}{20}$

Le prédimensionnement des deux cages d'escaliers sont résumés dans le tableau suivant :



Tableau II. 4 Prédimensionnement des escaliers

Type d'escalier	H (m)	L <sub>volée</sub> (m)	Nombres de contremarches	Nombre de marche	Hauteur de contremarche (m)	Giron (m)	e (m)	
1 <sup>er</sup>	1.87	3	11	10	0.17	0.3	0.12	
2 <sup>ème</sup>	RDC au 9 <sup>ème</sup> étage	1.87	2.7	11	10	0.17	0.27	0.12
	Sous-sol	1.77	2.7	11	10	0.17	0.27	0.12

#### II.1.1.5. Evaluation des charges et surcharges pour les deux ossatures

Les résultats des évaluations des charges et surcharges pour les deux systèmes (béton armé et construction mixtes) sont résumée dans le tableau suivant :

Le détail de cette évaluation sont présentés dans l'annexe (1)

Tableau II. 5 Evaluation des charges et surcharges pour les deux ossatures

Eléments		Charge permanente « G » (KN/m <sup>2</sup> )		Charge d'exploitation « Q » (KN/m <sup>2</sup> )
		Ossature en Béton Armé	Ossature en construction mixte	
Plancher étage courant	Corps creux	$G_{CC} = 4.81$	4.95	/
	Dalle pleine	$G_{DP} = 5.81$		
Terrasse inaccessible	Corps creux	$G_{CC} = 4.93$	5.35	1
	Dalle pleine	$G_{DP} = 5.93$		
Terrasse accessible (Corps creux)		5.23	5.17	1.5
Murs extérieurs (Double cloisons)		2.76		/
Palier de repos		4.16	/	2.5
Acrotère		1.725		1
Escalier	Volée du 1 <sup>er</sup> type d'escalier (la principale)	$G_{SS} = 6.66$	/	2.5
		$G_{RDC-9} = 6.72$		
	Volée du 2 <sup>ème</sup> type d'escalier (RDC au 1 <sup>ère</sup> étage)	6.61	/	2.5

### II.1.1.6. Prédimensionnement des poteaux de l'ossature en Béton Armée

Le poteau est un élément de construction solide le plus sollicité d'un ouvrage, il est dressé verticalement pour servir de support. Il est conçu pour reprendre et transmettre les sollicitations à la base de la structure.

Ces dimensions sont déterminées par la descente de charges du poteau le plus sollicité. On fixe ses dimensions tout en satisfaisant les critères du **RPA99/version 2003** comme suit :

- ✓  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- ✓  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- ✓  $0.25 \leq \frac{h_1}{b} \leq 4$

Le choix des sections des poteaux sont mentionnées dans le tableau ci-joints :

**Tableau II. 6** Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

Etages	Section (cm <sup>2</sup> )	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Hauteur d'étage (m <sup>2</sup> )	Poids (KN) $G = \gamma * b * h * H$
Sous-sol	45×50	25	3.54	19.91
RDC	45×45	25	3.74	18.93
1 <sup>ère</sup>	40×45	25	3.74	16.83
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	40×40	25	3.74	14.96
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	35×40	25	3.74	13.09
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	35×35	25	3.74	11.45
8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>	30×35	25	3.74	9.82
10 <sup>ème</sup>	30×30	25	3.74	8.41
Toiture	30×30	25	2.9	6.52

#### a. La descente de charge

Cette opération consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation.

Pour la détermination de l'effort normal transmis à la fondation par le poteau le plus sollicité « **B5** », on fait appel à la loi de dégression de charge, on utilise la loi de dégression de charge citée par le **DTR B.C.2.2, article 6.3**.

En raison de nombre d'étage de notre structure qui dépasse les 5, on doit tenir compte de la variation de la charge d'exploitation en utilisant la loi de dégression.

- Sous toit ou terrasse .....  $Q_0$
- Sous dernier étage (niveau 1).....  $Q_0+Q_1$
- 2<sup>ème</sup> étage.....  $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$
- 3<sup>ème</sup> étage.....  $Q_0+0.9*(Q_1+Q_2+Q_3)$
- 4<sup>ème</sup> étage.....  $Q_0+0.85*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
- N<sup>ième</sup> étage ( $N \geq 5$ ).....  $Q_0+\frac{3+N}{2N}*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+... Q_N)$

**Tableau II. 7** Valeur du coefficient

Étage	Toiture	10 <sup>ème</sup>	9 <sup>ème</sup>	8 <sup>ème</sup>	7 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup>	2 <sup>ème</sup>	1 <sup>ère</sup>	RDC	Sous-sol
Coefficient (3+N)/2N	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.714	0.688	0.666	0.65	0.636	0.625

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau en béton armé « B5 considéré comme le plus sollicité » (voir figure II.2) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

**Tableau II. 8** Résultats de la descente de charge du poteau « B5 »

Niv	G Plancher (KN)	G Pot (KN)	G Poutre (KN)	G Escal (KN)	G Acrotère (KN)	$G_{cum}$ (KN)	$Q_i$ (KN)	$Q_{cum}$ (KN)	$N_u$ (KN)	$N_s$ (KN)
13	25.956	7.965	14.963	/	8.021	57.206	5.265	5.265	85.126	62.471
12	95.513	8.415	28.894	/	/	190.028	19.448	24.713	293.61	214.741
11	65.691	9.817	28.894	20.894	/	315.325	42.8	64.401	522.29	379.73
10	65.691	9.817	28.894	20.894	/	440.62	42.8	99.801	744.55	540.43
09	65.691	11.454	28.894	20.894	/	567.56	42.8	130.94	962.60	698.49
08	65.691	11.454	28.894	20.894	/	694.49	42.8	157.78	1174.23	852.27
07	65.691	13.09	28.894	20.894	/	823.057	42.8	180.35	1381.65	1003.41
06	65.691	13.09	28.894	20.894	/	951.63	42.8	202.51	1588.45	1154.13
05	65.691	14.96	28.894	20.894	/	1082.06	42.8	224.77	1797.94	1306.84
04	65.691	14.96	28.894	20.894	/	1212.50	42.8	246.26	2006.26	1458.76
03	65.691	16.83	28.894	38.906	/	1344.81	42.8	268.29	2217.93	1613.10
02	48.581	18.93	28.894	38.906	/	1480.13	59.39	300.39	2448.76	1780.52
01	69.017	19.91	28.894	20.802	/	1618.75	55.82	330.18	2680.58	1948.93

Le poteau le plus sollicité est voisin de rive, selon le CBA [Art B.8.1.1] l'effort normal ultime doit être majoré de 10%.

$$N_u^* = 1.1 \times N_u = 1.1(1.35G + 1.5Q)$$

### b. Vérification des poteaux

#### ➤ Vérification à la compression simple

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$

Donc :  $B \geq \frac{N_u^*}{\overline{\sigma}_{bc}}$

Le tableau suivant résume les vérifications à la compression à tous les niveaux.

**Tableau II. 9** Vérification à la compression simple du poteau de tous les niveaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Nu* (KN)	B (m <sup>2</sup> )	Bcalculé (m <sup>2</sup> )	Observation B > Bcalculé
Terrasse	30×30	93.639	0.09	0.007	Vérifiée
10 <sup>ème</sup>	30×30	322.968	0.09	0.023	Vérifiée
9 <sup>ème</sup>	30×35	574.519	0.105	0.041	Vérifiée
8 <sup>ème</sup>	30×35	819.007	0.105	0.058	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	35×35	1058.863	0.1225	0.075	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	35×35	1291.656	0.1225	0.091	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	35×40	1519.818	0.14	0.107	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	35×40	1747.299	0.14	0.123	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	40×40	1977.737	0.16	0.14	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	40×40	2206.89	0.16	0.156	Vérifiée
1 <sup>ère</sup>	40×45	2439.72	0.18	0.172	Vérifiée
Rdc	45×45	2693.637	0.2025	0.19	Vérifiée
Sous-sol	45×50	2948.641	0.225	0.208	Vérifiée

#### ➤ Vérifications au flambement

D'après le CBA93, la vérification suivante est indispensable :

$$N_u^* \leq \overline{N}_u = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$\alpha$  : Coefficient tenant compte de l'élançement.

$$\text{Tel que : } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } 0 < \lambda < 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton = 1.5

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.1

On calcul l'élanement :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  Avec :  $\begin{cases} l_f = 0.7 \times l_0 \\ i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} \end{cases}$  tel que:  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$$B_r^{cal} \geq \frac{N_u^*}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{et} \quad B_r = (a - 2)(b - 2)$$

Il faut vérifier que :  $B_r \geq B_r^{cal}$

Les vérifications au flambement pour tous les niveaux sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau II. 10** Vérification des poteaux au flambement

Niveaux	Nu* (KN)	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>f</sub> (m)	λ	α	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> <sup>cal</sup> (m <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> ≥ B <sub>r</sub> <sup>cal</sup>
Terrasse	93.639	2.9	1.75	20.115	0.797	0.144	0.005	Vérifiée
10 <sup>ème</sup>	322.968	3.74	2.338	26.874	0.76	0.144	0.019	Vérifiée
9 <sup>ème</sup>	574.519	3.74	2.338	23.149	0.782	0.163	0.033	Vérifiée
8 <sup>ème</sup>	819.007	3.74	2.338	23.149	0.782	0.163	0.048	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	1058.863	3.74	2.338	23.149	0.782	0.185	0.062	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	1291.656	3.74	2.338	23.149	0.782	0.185	0.075	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	1519.818	3.74	2.338	20.33	0.796	0.206	0.087	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	1747.299	3.74	2.338	20.33	0.796	0.206	0.1	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	1977.737	3.74	2.338	20.33	0.796	0.23	0.113	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	2206.89	3.74	2.338	20.33	0.796	0.23	0.126	Vérifiée
1 <sup>èr</sup>	2439.72	3.74	2.338	17.985	0.807	0.254	0.137	Vérifiée
Rdc	2693.637	3.74	2.338	17.985	0.807	0.254	0.152	Vérifiée
Sous-sol	2948.641	3.54	2.198	15.264	0.819	0.281	0.164	Vérifiée

D'après les tableaux précédents on constate que la résistance à la compression et la vérification au flambement sont vérifiées donc on garde les dimensions du poteau tel que sont fixés déjà pour tous les niveaux.

### II.1.2. Prédimensionnement des éléments de l'ossature en construction mixte (acier-béton)

L'étude des éléments en construction mixte se fait en deux phase :

- ❖ Phase de construction.
- ❖ Phase d'exploitation.

### II.1.2.1. Prédimensionnement des solives mixtes à la phase de construction

Les sont des poutres mixte (acier-béton) de section en T (T), généralement constituées de poutre métallique type IPE, et d'une dalle soit pleine soit mixte, la liaison entre les deux sont assurées par des connexion de cisaillement. Ces solives sont sollicitées en flexion simple.

On opte un écartement entre solives « e » égale à 1.25m.

Le schéma de disposition des solives retenue pour ce système est comme suit :

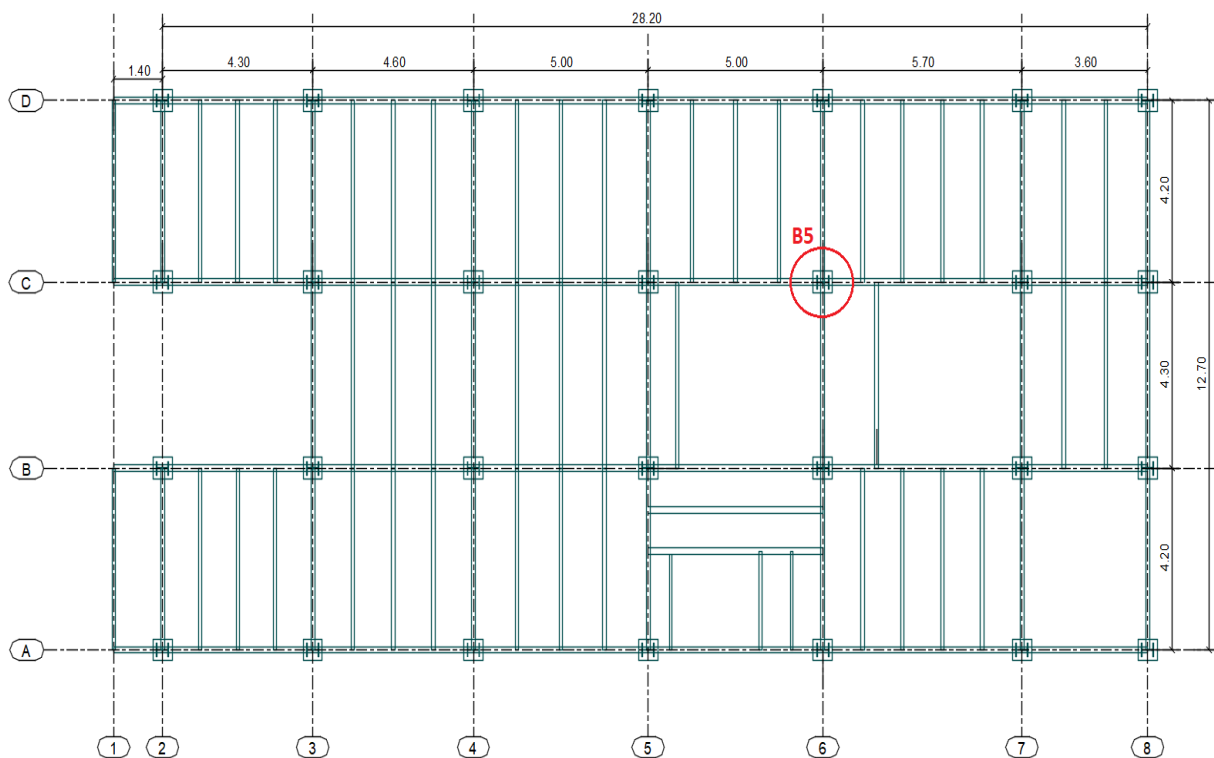


Figure II. 7 Schéma de la disposition des solives

#### ❖ Les constituants du plancher mixte

Pour le prédimensionnement on opte :

- Tôle : Cofrastra 40 (Annexe 12)
- Dalle en béton :  $h_c = 0.1\text{m} = 10\text{cm}$
- Solive en IPE

#### ❖ Combinaison de charges

Dans la phase de construction la solive reprenne la charge de béton frais, poids de la tôle et la charge des ouvriers.

Avec :

$$\begin{cases} G_{\text{béton}} = 0.14 \times 25 = 3.5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Poids propre du béton frais.} \\ G_{\text{tôle}} = 0.1 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Poids propre de la tôle.} \\ Q_{\text{ouvriers}} = 1 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Surcharge des ouvrières.} \end{cases}$$

Donc :  $\begin{cases} G = G_{\text{béton}} + G_{\text{tôle}} = 3.5 + 0.1 = 3.6 \text{ KN/m}^2 \\ Q = Q_{\text{ouvriers}} = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

$$\begin{cases} \text{à ELU : } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times e = [(1.35 \times 3.6) + (1.5 \times 1)] \times 1.25 = 7.95 \text{ KN/m} \\ \text{à ELS : } q_s = (G + Q) \times e = (3.6 + 1) \times 1.25 = 5.75 \text{ KN/m} \end{cases}$$

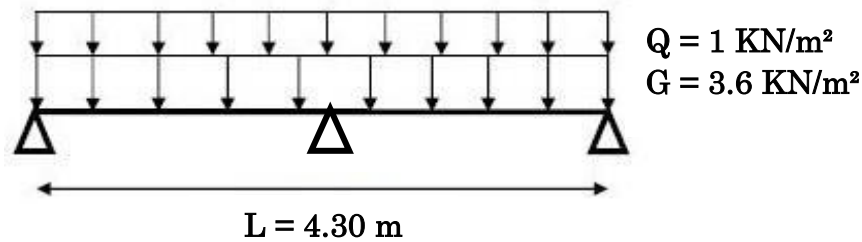


Figure II. 8 Schéma statique des solives

❖ Condition de la flèche

A ce stade là le béton est frais donc on ajoute un étaieement à mi-travée et en prenant en compte le poids du profilé.

La flèche doit satisfaire la condition suivante :  $f_{max} \leq \bar{f}$

$$f = \frac{2.05 \times q_s \times (\frac{L}{2})^4}{384 E I_y} \leq \bar{f} = \frac{L/2}{300} \quad \text{Avec } L = 4.3 \text{ m}$$

Tel que : E : Module d'élasticité de l'acier.

I<sub>y</sub> : Moment d'inertie du profilé.

$$I_y = \frac{2.05 \times q_s \times (\frac{L}{2})^4 \times 300}{\frac{l}{2} \times 384 \times E} = \frac{2.05 \times 5.75 \times (\frac{4.3}{2})^4 \times 300}{\frac{4.3}{2} \times 384 \times 210000} \times 10^5$$

Ce qui nous donne :  $I_y \geq 39.747 \text{ cm}^4$  . Donc on adopte un **IPE 80**.

**NB** : On garde le même choix de IPE 80 pour tous les niveaux, car la charge est la même en phase de réalisation.

## ❖ Vérification du choix de l'IPE en tenant compte du poids propre du profilé

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{à ELU : } q_u = [1.35(G + G_{\text{profilé}}) + 1.5Q] \times e \\ \quad = [(1.35 \times (3.6 \times 0.06) + (1.5 \times 1))] \times 1.14 = 7.331 \text{ KN/m} \\ \text{à ELS : } q_s = (G + G_{\text{profilé}} + Q) \times e = (3.6 + 0.06 + 1) \times 1.14 = 5.304 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

## ❖ Vérification du choix de l'IPE par le critère de résistance

On a la section du profilé est de classe 1, donc les vérifications de la résistance se feront en calcul plastique.

$$M_{sd} = \frac{q_u \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} \leq M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m_0}}$$

Tableau II. 11 Vérification du critère de résistance

Plancher	IPE	L (m)	$I_y^{corresp}$ (cm <sup>4</sup> )	$w_{ply}$ (cm <sup>3</sup> )	$q_u$ (KN/m)	$\gamma_{m_0}$	$M_{sd}$ (KN.m)	$M_{plrd}$ (KN.m)	Obs
Terrasse	80	4.3	80,14	23.22	7.331	1.1	4.24	5.805	Vérifiée
Étage courant	80	4.3	80,14	23.22	7.331	1.1	4.24	5.805	Vérifiée

La condition est vérifiée, donc on opte **IPE 80**

## ❖ Vérification de l'effort tranchant

$$V_{st} = \frac{q_u \left(\frac{l}{2}\right)}{2} \leq V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m_0}}$$

Tel que :

$V_{st}$  : Effort tranchant sollicitant.

$V_{plrd}$  : Effort tranchant résistant plastique.

$A_{vz}$  : Aire de cisaillement.

$f_y$  : Limite d'élasticité.

Tableau II. 12 Vérification de l'effort tranchant

Plancher	$q_u$ (KN/m)	$V_{st}$ (KN)	$A_{vz}$ (cm <sup>2</sup> )	$V_{plrd}$ (KN)	Observation
Terrasse	7.331	7.881	3,58	51.673	Vérifiée
Étage courant	7.331	7.881	3,58	51.673	Vérifiée

Les conditions sont vérifiées, donc IPE 80 résiste à la phase de réalisation.

On opte les même dimensions pour les sablières.



### II.1.2.2. Prédimensionnement de la Poutre principale à la phase de construction

Elles sont des éléments structuraux qui travaille à la flexion simple.

#### ❖ Combinaison de charge à la phase de construction

$$\begin{cases} G_{\text{béton frais}} = 3.5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{ Poids propre du béton frais.} \\ G_{\text{tôle}} = 0.1 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{ Poids propre de la tôle.} \\ Q_{\text{ouvriers}} = 1 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{ Surcharge des ouvrières.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{à ELU : } q_u = [1.35(G_{\text{béton frais}} + G_{\text{tôle}}) + 1.5Q_{\text{ouvriers}}] \times e = 27.03 \text{ KN/m} \\ \text{à ELS : } q_s = (G_{\text{béton frais}} + G_{\text{tôle}} + Q_{\text{ouvriers}}) \times e = 19.55 \text{ KN/m} \end{cases}$$

#### ❖ Condition de la flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante :  $f_{max} \leq \bar{f}$

$$f = \frac{q_s \times \left(\frac{l}{2}\right)^4}{384 E_a I_y} \leq \bar{f} = \frac{l/2}{300} \quad \text{Avec : } l = 5.7m$$

$$I_y = \frac{q_s \times \left(\frac{l}{2}\right)^4 \times 300}{\frac{l}{2} \times 384 \times E_a} = \frac{19.55 \times \left(\frac{5.7}{2}\right)^4 \times 300}{\frac{5}{2} \times 384 \times 210000} \times 10^5$$

Ce qui nous donne :  $I_y \geq 113.642 \text{ cm}^4$ . Donc on choisit un IPE 100.

#### ❖ Vérification du choix de l'IPE en tenant compte du poids propre du profilé

$$\begin{cases} \text{à ELU : } q_u = [1.35(G_{\text{béton frais}} + G_{\text{tôle}}) + 1.5Q_{\text{ouvriers}}] \times l + 1.35G_{\text{profilé}} = 27.139 \text{ KN/m} \\ \text{à ELS : } q_s = (G_{\text{tôle}} + G_{\text{profilé}} + Q_{\text{ouvriers}}) \times l + G_{\text{profilé}} = 19.631 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$q_u$  et  $q_s$  : Est le même sur tous les niveaux.

#### ❖ Vérification de critère de résistance à la phase de construction

**NB** : la flèche n'est pas vérifiée avec un IPE 100 et avec un IPE120, donc on passe à la vérification avec un IPE140.

#### • La charge avec un IPE 140

$$\begin{cases} \text{à ELU : } q_u = [1.35(G_{\text{béton frais}} + G_{\text{tôle}}) + 1.5Q_{\text{ouvriers}}] \times l + 1.35G_{\text{profilé}} = 27.204 \text{ KN/m} \\ \text{à ELS : } q_s = (G_{\text{béton frais}} + G_{\text{tôle}} + Q_{\text{ouvriers}}) \times l + G_{\text{profilé}} = 19.679 \text{ KN/m} \end{cases}$$

On a la section du profilé est de classe 1, donc les vérifications de la résistance se feront en calcul plastique.

$$M_{sd} = \frac{q_u \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} \leq M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$M_{sd} = \frac{27.204 \times 10^{-3} \times \left(\frac{5}{2}\right)^2}{12} = 0.0142 \text{ MN.m} \leq M_{plrd} = \frac{88.34 \times 10^{-6} \times 275}{1.1} = 0.022 \text{ MN.m}$$

Donc, la condition est vérifiée pour tous les étages avec un IPE140.

#### ❖ Vérification de l'effort tranchant

$$V_{st} = \frac{q_u \left(\frac{L}{2}\right)^2}{2} \leq V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m_0}}$$

$$V_{st} = \frac{27.204 \times 10^{-3} \left(\frac{5}{2}\right)^2}{2} = 0.085 \text{ MN} \leq V_{plrd} = \frac{275 \times 7.64 \times 10^{-4}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 0,11 \text{ MN}$$

La charge est la même sur tous les niveaux donc le choix de l'IPE 140 est correct pour la phase de construction.

#### II.1.2.3. Les contreventements

Elément verticale qui a pour fonction d'assurer la stabilité d'une structure face aux forces horizontale. Pour ce projet on utilise des contreventements mixtes portiques /palées triangulées en X selon l'axe x-x et en V selon l'axe y-y.

#### II.1.2.4. Prédimensionnement des poteaux mixtes

Sont des éléments verticaux employer pour reprendre la charge de la structure et résister à la flexion composée et au phénomène de flambement. Pour cette ossature on a choisi des poteaux mixtes entièrement enrobée de sections :

**Tableau II. 13** Tableau récapitulatif des profilés supposés pour les poteaux mixtes

Etages	Section (cm <sup>2</sup> )	Profilé
Terrasse, 10 <sup>ème</sup>	30×30	HEA 200
9 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	30×35	HEA 220
7 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	35×35	HEA 240
5 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	35×40	HEA 260
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	40×40	HEA 280
1 <sup>ère</sup> , RDC	40×45	HEA 300
Sous-sol	45×45	HEA 300

❖ Vérification des conditions d'enrobage

Pour valider les sections optées pour les poteaux, il faut vérifier les conditions d'enrobage suivantes [8] [10] :

$$40 \text{ mm} \leq c_y = \frac{b_c - b}{2} \leq 0,4 b$$

$$40 \text{ mm} \leq c_z = \frac{h_c - h}{2} \leq 0,3 h$$

Tel que :

$b_c$  : Largeur totale de la section du poteau.

$b$  : Largeur du profilé.

$h_c$  : Hauteur totale de la section du poteau.

$h$  : Hauteur du profilé.

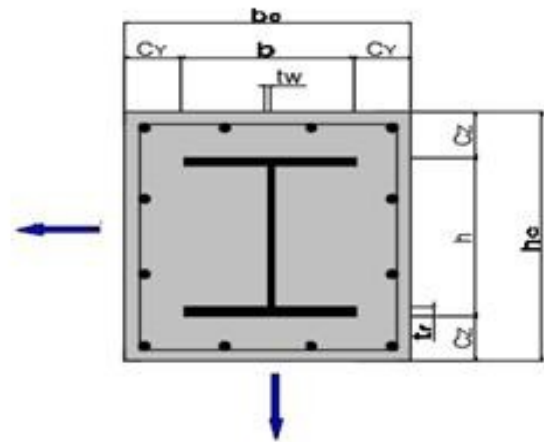


Figure II. 9 Section rectangulaire du poteau mixte totalement enrobé

Tableau II. 14 Tableau récapitulatif de la vérification des conditions d'enrobage des poteaux

Etages	Profilé (HEA)	A (cm <sup>2</sup> )	h <sub>prof</sub> (cm)	b <sub>prof</sub> (cm)	h <sub>c</sub> (cm)	b <sub>c</sub> (cm)	c <sub>y</sub> (cm)	c <sub>z</sub> (cm)	Observation	
									c <sub>y</sub>	c <sub>z</sub>
Toiture, 10 <sup>ème</sup>	200	30×30	19	20	30	30	5	5.5	Vérifiée	Vérifiée
9 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	220	30×35	21	22	35	30	4	7	Vérifiée	Non vérifiée
7 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	240	35×35	23	24	35	35	5.5	6	Vérifiée	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	260	35×40	25	26	40	35	4.5	7.5	Vérifiée	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	280	40×40	27	28	40	40	6	6.5	Vérifiée	Vérifiée
1 <sup>ère</sup> , RDC	300	40×45	29	30	45	40	5	8	Vérifiée	Vérifiée
Sous-sol	300	45×45	29	30	45	45	7.5	8	Vérifiée	Vérifiée

L'enrobage "c<sub>z</sub>" dépasse 0.3h dans le 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage, Selon **Pierre BOURRIER** et **Jacques BROZZETTI** [10], l'utilisation d'un enrobage supérieur à celui exigée dans les lois  $40 \text{ mm} \leq c_y \leq 0,4 b_c$  et  $40 \text{ mm} \leq c_z \leq 0,3 h_c$  est autoriser (pour des raisons de résistance à l'incendie mais il convient d'ignorer le surplus dans le calcul de résistance).

Pour la détermination de leurs dimensions on applique la méthode de la descente de charge pour le poteau mixte le plus sollicité « B5 ».

Les résultants de la descente de charge sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 15 La descente de charge du poteau mixte le plus sollicité « B5 »

Niv	G Plancher (KN)	G Pot (KN)	G Solive (KN)	G Poutre (KN)	G Acrotère (KN)	$G_{cum}$ (KN)	$Q_i$ (KN)	$Q_{cum}$ (KN)	$N_u$ (KN)	$N_s$ (KN)
13	32.02	7.752	0.252	0.45	8.021	48.495	5.98	5.985	74.45	54.48
12	112.208	9.997	1.149	0.845	/	172.694	20.97	26.96	273.58	199.65
11	74.193	11.706	1.149	0.845	/	260.587	30.35	54.74	433.9	315.33
10	74.193	11.706	1.149	0.845	/	348.48	30.35	79.48	589.67	427.96
09	74.193	13.709	1.149	0.845	/	438.376	30.35	101.19	743.6	539.57
08	74.193	13.709	1.149	0.845	/	528.272	30.35	119.87	892.97	648.14
07	74.193	15.641	1.149	0.845	/	620.1	30.35	135.51	1040.41	755.61
06	74.193	15.641	1.149	0.845	/	711.928	30.35	150.96	1187.55	862.89
05	74.193	17.817	1.149	0.845	/	805.932	30.35	166.56	1337.85	972.49
04	74.193	17.817	1.149	0.845	/	899.936	30.35	181.64	1487.37	1081.57
03	74.193	20.132	1.149	0.845	/	996.255	30.35	197.14	1640.66	1193.4
02	56.937	20.132	0.771	0.672	/	1074.76	46.01	222.29	1784.37	1297.06
01	72.488	22.236	1.701	0.672	/	1171.86	50.97	250.23	1957.37	1422.1

➤ **Conclusion**

Après avoir effectué le prédimensionnement des éléments structuraux et les vérifications nécessaires, nous avons adopté les dimensions relatives à chaque élément et serons modifier après application du chargement dynamique.

Tableau II. 13 Tableau récapitulatif des dimensions adopter

Eléments		Ossature en béton armé	Ossature en construction mixte
		Les dimensions adopté	
Poteaux	Sous-sol	(45×50) cm <sup>2</sup>	45×45×HEA300
	RDC	(45×45) cm <sup>2</sup>	40×45×HEA 300
	1 <sup>er</sup>	(40×45) cm <sup>2</sup>	40×45×HEA 300
	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	(40×40) cm <sup>2</sup>	40×40×HEA 280
	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	(35×40) cm <sup>2</sup>	35×40×HEA 260
	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	(35×35) cm <sup>2</sup>	35×35×HEA240
	8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>	(30×35) cm <sup>2</sup>	30×35×HEA 220
	10 <sup>ème</sup> et toiture	(30×30) cm <sup>2</sup>	30×30×HEA 200
Poutres	Principale	(30×40) cm <sup>2</sup>	IPE 160
	Secondaire	(30×30) cm <sup>2</sup>	/
	Solive	/	IPE 80
Planchers	Corps creux	$h_t = 20 \text{ cm}$	/
	Dalle pleine	$e = 15 \text{ cm}$	/
	Plancher collaborant	/	$h_t = 14 \text{ cm}$
Contreventements	Voile	$e = 20 \text{ cm}$	/
	Stabilité en X	/	UPN 80
	Stabilité en V	/	UPN 80

# Chapitre III

Etude sismique

## Chapitre III – Etude sismique

### III. Introduction

Le tremblement de terre est l'un des phénomènes les plus dévastateur, il se produit par propagation d'une rupture spontanée le long d'un ou plusieurs segments de faille qui cause des déformations en surface terrestre, ce qui provoque la rupture et la destruction des ouvrages selon l'intensité du séisme, pour cela les ingénieurs en structure doivent prendre des précautions et construire des structures adéquate qui résiste face à ces charges variables.

Ce chapitre est consacré pour analyser et déterminer le comportement de notre bâtiment lors d'un séisme et d'implanter des éléments de contreventements que ce soit pour l'ossature en béton armé ou ossature en construction mixte en utilisant le logiciel Robot Structural Analysis.

#### III.1. Modélisation de la structure et présentation du logiciel de calcul

La modélisation des deux structures consistent à présenter une simulation sur le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis sous forme d'un modèle numérique en 3D. Ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine, ainsi il nous rapproche du comportement réel de la structure à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Parmi les méthodes de modélisation existante, il y a la modélisation par éléments finis qui consiste à décomposer la structure en de nombreux éléments, ce qui est chronophage manuellement, c'est pourquoi nous avons choisi le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis pour simplifier les calculs.

Ce logiciel est conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et différents autres ouvrages. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de structures, de dimensionner les éléments structuraux suivant différentes réglementations, ainsi de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable est appropriée.

Le modèle des deux structures est composé du RDC et 10 étages encastres à la base, en considérant le sous-sol comme étant une boîte rigide, d'où on a modélisé uniquement la partie sortante du sol. La structure modélisée de hauteur  $h_t = 44.04 \text{ m}$  comporte que les éléments (Poteaux, Poutres, escalier, contreventement et des plancher modéliser sous forme de diaphragmes rigides), le reste des éléments sont introduit comme un chargement.

### III.2. Méthode de calcul

Le but de l'étude dynamique est de calculer les forces sismiques, ces forces peuvent être déterminé par trois méthodes :

- ❖ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
- ❖ Méthode statique équivalente.

Plusieurs conditions doivent être prises en compte lors du choix de la méthode à utiliser selon la réglementation en vigueur en Algérie **RPA99/version 2003**.

Pour ce qui est de notre structures, la méthode applicable est la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette méthode recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets produits par les forces sismiques dans la structure représenté par un spectre de réponse de calcule.

### III.3. Calcul de la force sismique pour les deux ossatures

D'après le **RPA 99 / version 2003**, [Art 4-2-3], la force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Tel que :

- $V$  : L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.
- $A$  : Coefficient d'accélération de zone.
- $D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- $W$  : Poids total de la structure.
- $R$  : Coefficient de comportement de la structure.
- $Q$  : Facteur de qualité.

**a. Détermination du coefficient d'accélération « A »**

C'est un coefficient numérique qui dépend de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage. Vu que notre structure est implantée dans la zone III et appartient au groupe d'usage 2, ce qui donne selon le **RPA99/ version 2003 [Tableau 4.1]** :

**A = 0.25**

**b. Détermination du coefficient de comportement « R »**

Il est fonction du système de contreventement. Il est donné dans le **tableau 4.3 (RPA99/version2003)**.

Nous avons utilisé deux systèmes de construction :

- **Ossature en béton armé**

On a opté pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction, donc le coefficient R est égal à : **R =5**

- **Ossature en mixte (acier-béton)**

On a opté pour un système de contreventement avec ossature contreventée par palées triangulées en X selon le sens x-x et palées triangulées en V selon le sens y-y, donc le coefficient R est égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{R = 4} \dots \dots \dots \mathbf{sens xx} \\ \mathbf{R = 3} \dots \dots \dots \mathbf{sens yy} \end{array} \right.$$
**c. Détermination du Facteur de qualité « Q »**

Le facteur de qualité est en fonction de :

- Condition minimale sur les files de contreventement.
- La redondance en plan.
- La régularité en plan et en élévation.
- Contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution.

Sa valeur est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  [RPA99, formule 4-4]

- $P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir pour les deux sens (x et y) sont dans le tableau suivant :



Tableau III. 1 Valeurs des pénalités " P<sub>q</sub> "

Critère "q"	Valeurs de P <sub>q</sub> sens (x-x)		Valeurs de P <sub>q</sub> sens (y-y)	
	Critère	Pénalités	Critère	Pénalités
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Oui	0
Redondance en plan	Non	0.05	Oui	0
Régularité en plan	Oui	0	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de la construction	Oui	0	Oui	0
<b>Valeur de Q</b>	<b>Q<sub>x</sub> = 1.2</b>		<b>Q<sub>y</sub> = 1.1</b>	

**d. Détermination du poids de la structure « W »**

Le poids de la structure comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation, il est égal à la somme des poids W<sub>i</sub> ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{[RPA99, formule 4-5]}$$

- W<sub>Gi</sub>: Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W<sub>Qi</sub>: Charges d'exploitation.
- β: Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ; donné par le **tableau 4.5 (RPA99)**.

Notre bâtiment est à usage bureaux, donc le coefficient de pondération est : **β = 0.2**

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel robot structural analyses les valeurs que nous avons obtenues sont prise égal à :

- { W = 33538.83 KN ... .. Pour l'ossature en béton armé.
- { W = 20983.44 KN ... .. Pour l'ossature mixte (acier, béton).

**e. Détermination du facteur d'amplification dynamique moyenne « D »**

Il est donné selon le **RPA99/version 2003**, par l'expression suivante :

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

Tel que :

- $\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$
- $\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique (**Tableau 4.2 RPA99/version 2003**).

On prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} \xi = 8.5\% \text{ ce qui donne } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816 \geq 0.7 \dots \dots \text{ pour l'ossature en béton armé.} \\ \xi = 6\% \text{ ce qui donne } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+6}} = 0.935 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{ pour l'ossature mixte (acier, béton).} \end{array} \right.$$

- $T_1$  et  $T_2$  : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de sol, le sol sur lequel se trouve notre bâtiment est classé comme : site « S3 » (sol meuble) selon sa nature géotechnique.

Ce qui correspond aux périodes caractéristiques  $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$  [**Tableau 4.7 (RPA99)**]

#### f. Détermination de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du

[**RPA99, art4.2.4**] suivantes :  $\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_{x,y}}} \end{cases}$

- $h_N = 44.04m$  : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
- $C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le RPA99 version 2003.

Pour notre structure le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, donc :  $C_T = 0.05$  [**Tableau 4.6 du RPA99/version 2003**]

- $D$  : Dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considérée.

Tel que :  $\begin{cases} D_x = 28.2m, \text{ étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens } x. \\ D_y = 12.8m, \text{ étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens } y. \end{cases}$

$$\text{Ce qui donne : } T = 0.05 \times (44.04)^{\frac{3}{4}} \Rightarrow T = 0.85s$$

$$T_{x,y} \begin{cases} T_x = \frac{0.09 \times 44.04}{\sqrt{28.2}} \Rightarrow T_x = 0.746s \\ T_y = \frac{0.09 \times 44.04}{\sqrt{12.8}} \Rightarrow T_y = 1.11s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = \min(T; T_x) = \min(0.85; 0.746) \\ T_y = \min(T; T_y) = \min(0.85; 1.11) \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_x = 0.746s > T_2 \\ T_y = 0.855s > T_2 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majoré de 30% est :

$$\begin{cases} T_x = 1.3 \times 0.746 \\ T_y = 1.3 \times 0.855 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.97s \\ T_y = 1.11s \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens des deux ossatures :

- **Ossature en béton armé**

$$\begin{cases} 0.5 \leq T_x = 0.746s \leq 3s \\ 0.5 \leq T_y = 0.855s \leq 3s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.746}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.56 \\ D_y = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.855}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.43 \end{cases}$$

- **Ossature en mixte (acier-béton)**

$$\begin{cases} 0.5 \leq T_x = 0.746s \leq 3s \\ 0.5 \leq T_y = 0.855s \leq 3s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.935 \times \left(\frac{0.5}{0.746}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.79 \\ D_y = 2.5 \times 0.935 \times \left(\frac{0.5}{0.855}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.64 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure pour les deux ossatures est :

- **Ossature en béton armé**

$$V = \begin{cases} V_x = \frac{0.25 \times 1.56 \times 1.2}{5} \times 33538.83 = 3139.23 \text{ KN} \\ V_y = \frac{0.25 \times 1.43 \times 1.1}{5} \times 33538.83 = 2637.83 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Ossature en mixte (acier-béton)**

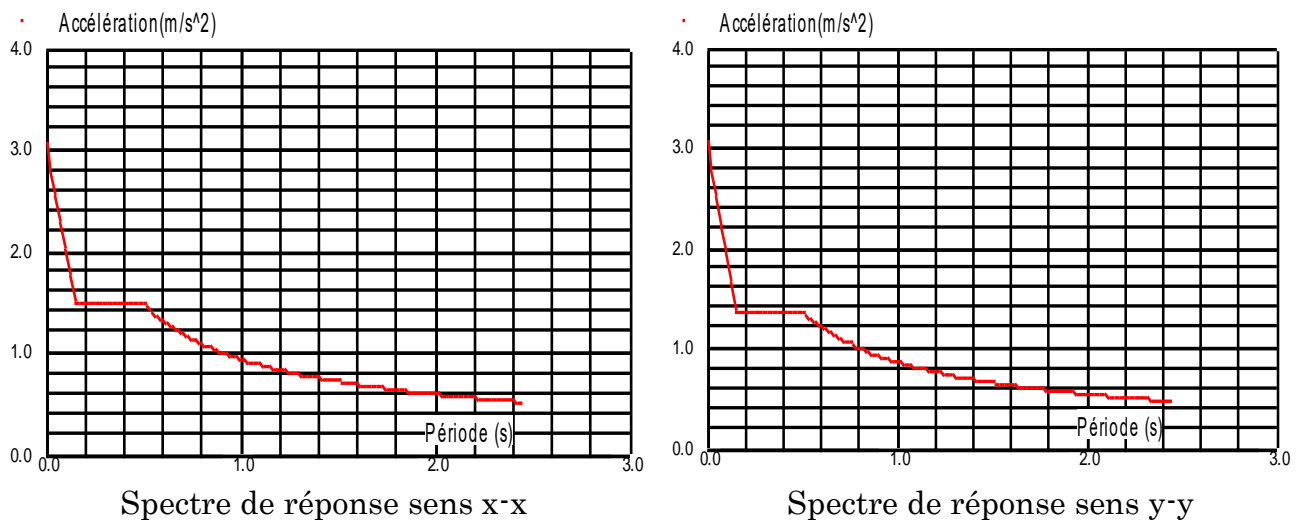
$$V = \begin{cases} V_x = \frac{0.25 \times 1.79 \times 1.2}{4} \times 20983.44 = 2817.03 \text{ KN} \\ V_y = \frac{0.25 \times 1.64 \times 1.1}{3} \times 20983.44 = 3154.51 \text{ KN} \end{cases}$$

### III.4. Spectre de réponse de calcul

Le spectre de réponse règlementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

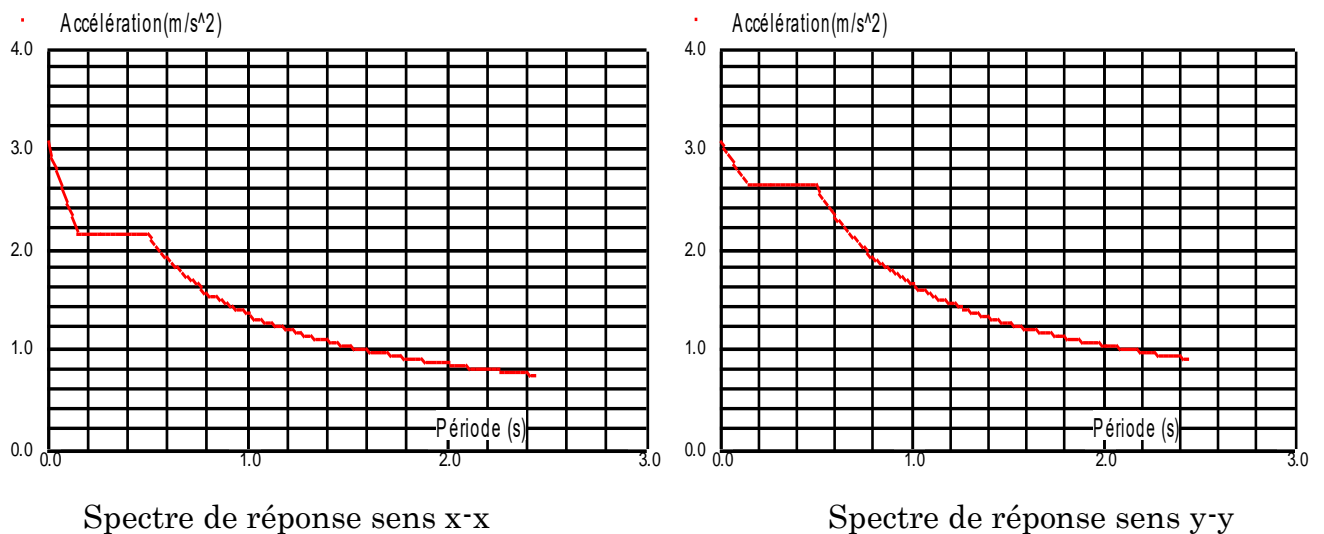
$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 1.25 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 1.25 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 1.25 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T > 3s \end{cases} \quad [\text{RPA99, Formule (4.13)}]$$

**- Ossature en béton armé**



**Figure III. 1** Courbe du spectre de réponse pour l'ossature en béton armé

**- Ossature en mixte (acier-béton)**



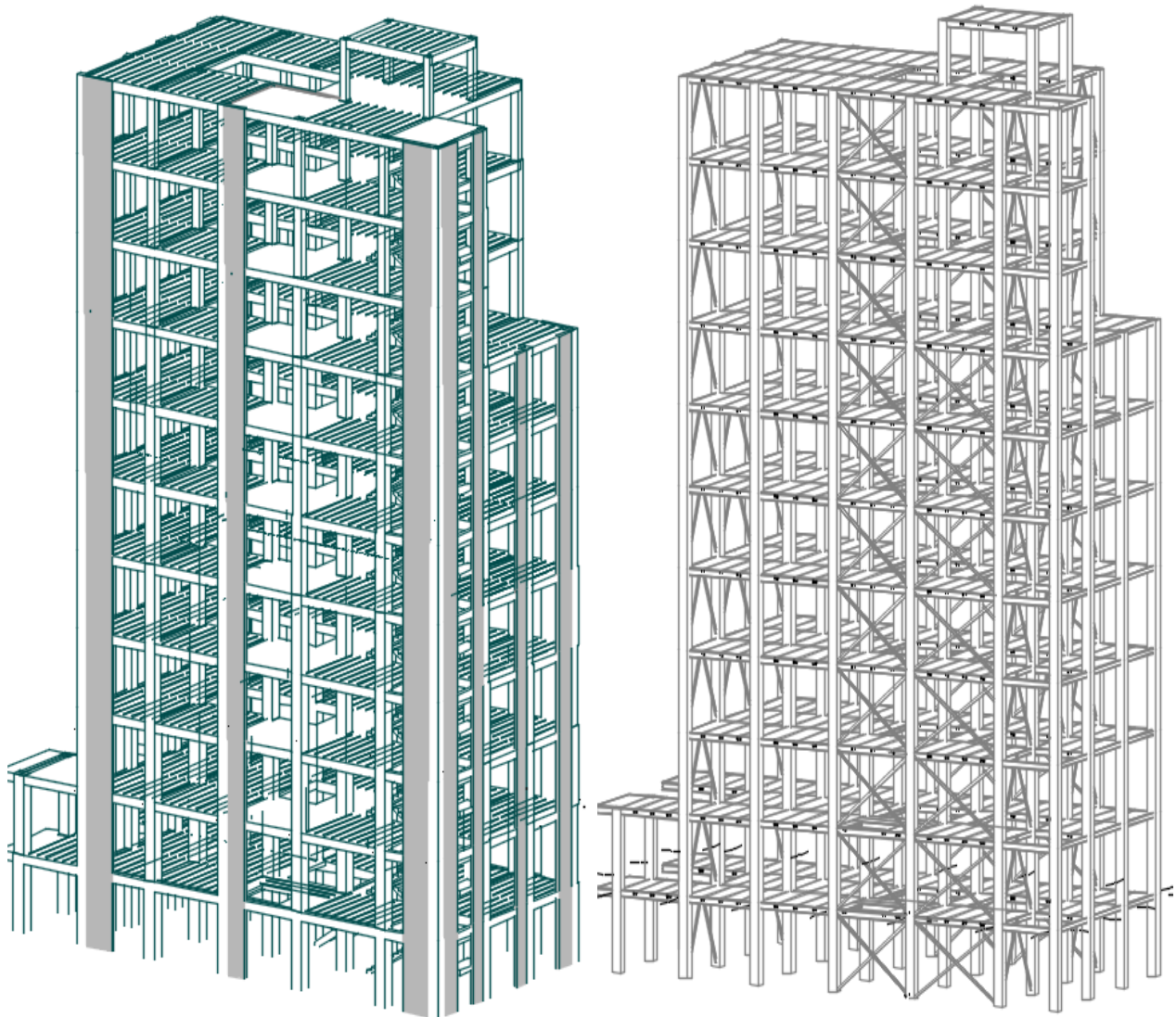
**Figure III. 2** Courbe du spectre de réponse pour l'ossature mixte (acier, béton)

### III.5. Exigences du RPA

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. **RPA99/2003(Art 3.4.4.a)**
- Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.
- Les valeurs de T (périodes dynamique) calculées à partir du logiciel Robot Structural Analysis ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA99/2003(Art4.2.4) majorée de plus de 30%.
- D'après **RPA99/2003 (Art4.3.4)** les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
  - La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
  - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
  - Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

### III.6. Modélisation et résultats

Les deux structures modélisées en utilisant Robot Structural Analysis sont représentées en figure III.3.



Vue 3D de la structure en béton armé

Vue 3D de la structure en  
construction mixte

**Figure III. 3** Vu en 3D des deux ossatures en béton armé et construction mixte  
(acier, béton)

#### III.6.1. Disposition des voiles de contreventement

Afin de répondre favorablement aux différentes exigences du **RPA99/v2003** est d'avoir un bon comportement, nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non satisfaction de l'une des exigences du **RPA 99/v2003** soit : la période, l'interaction voiles-portiques ou l'interaction verticale.

Après plusieurs tentatives, les dispositions retenue des contreventements des deux systèmes de constructions sont celles que nous jugeons les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction, le comportement ainsi à toutes les exigences du RPA99/version 2003 sont représentées par les figures ci-dessous :

- Ossature en béton armé

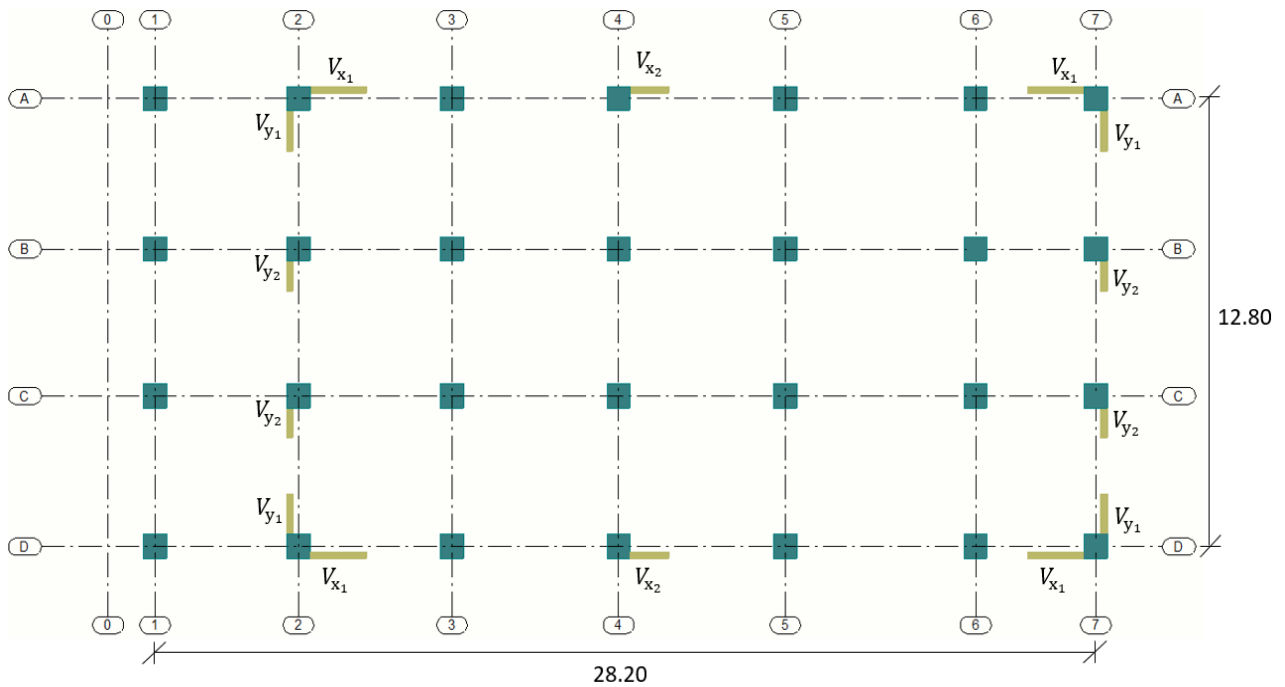


Figure III. 4 Disposition des voiles de contreventement pour l'ossature en béton armé.

- Ossature en mixte (acier-béton)

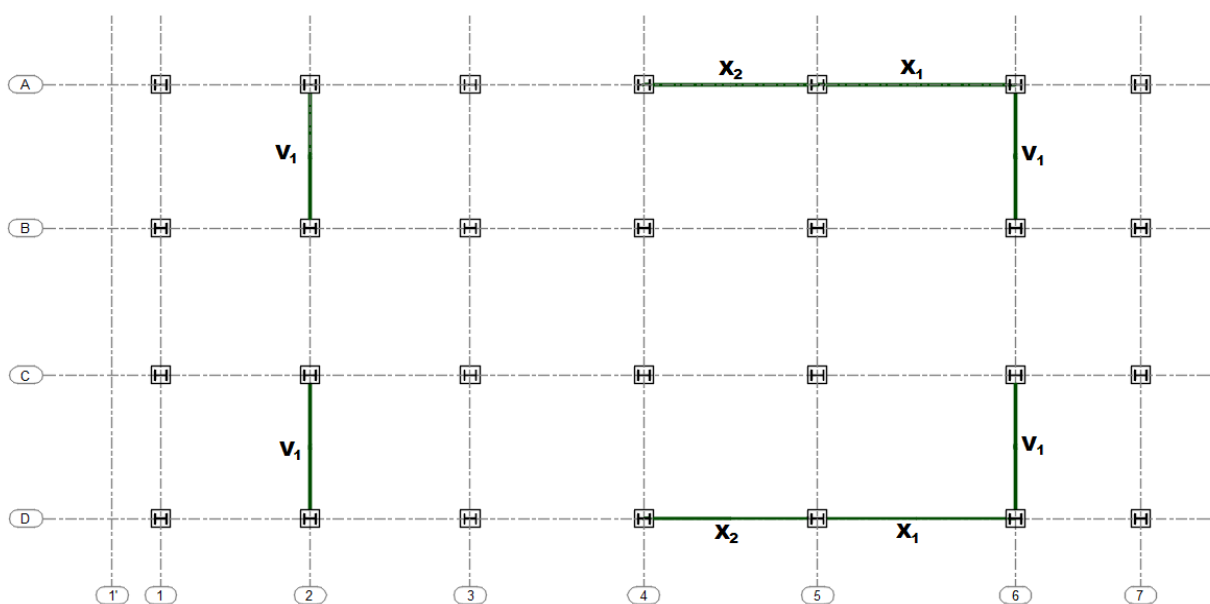


Figure III. 5 Disposition des contreventements pour l'ossature mixte (acier, béton)

## III.6.2. Les modes de vibrations

- Ossature en béton armé

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe y-y

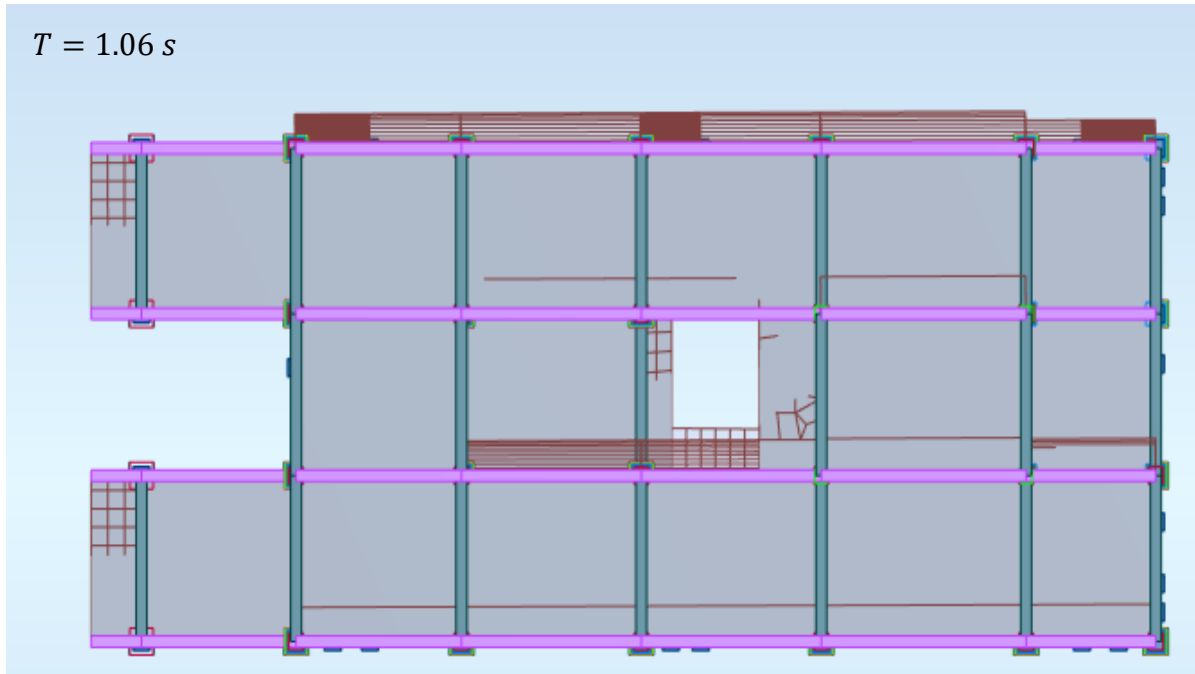


Figure III. 6 Premier mode « translation selon y-y »

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe x-x

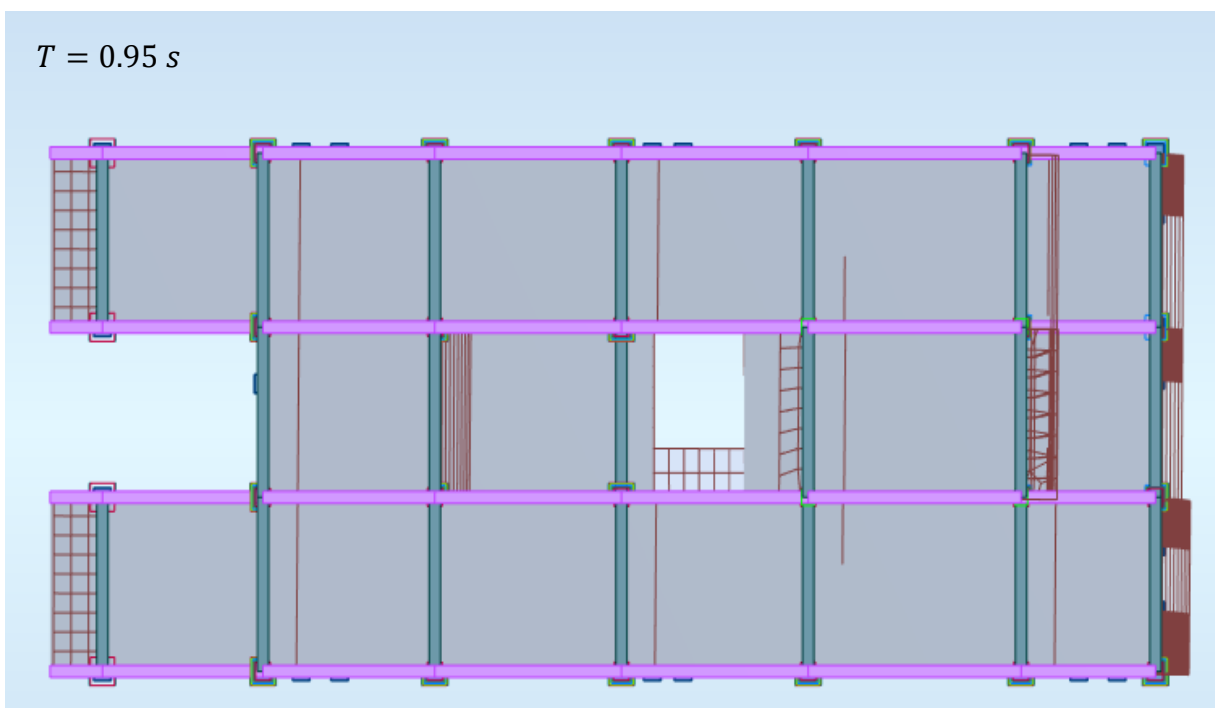


Figure III. 7 Deuxième mode « translation selon x-x »



Le troisième mode est une torsion autour de x-y

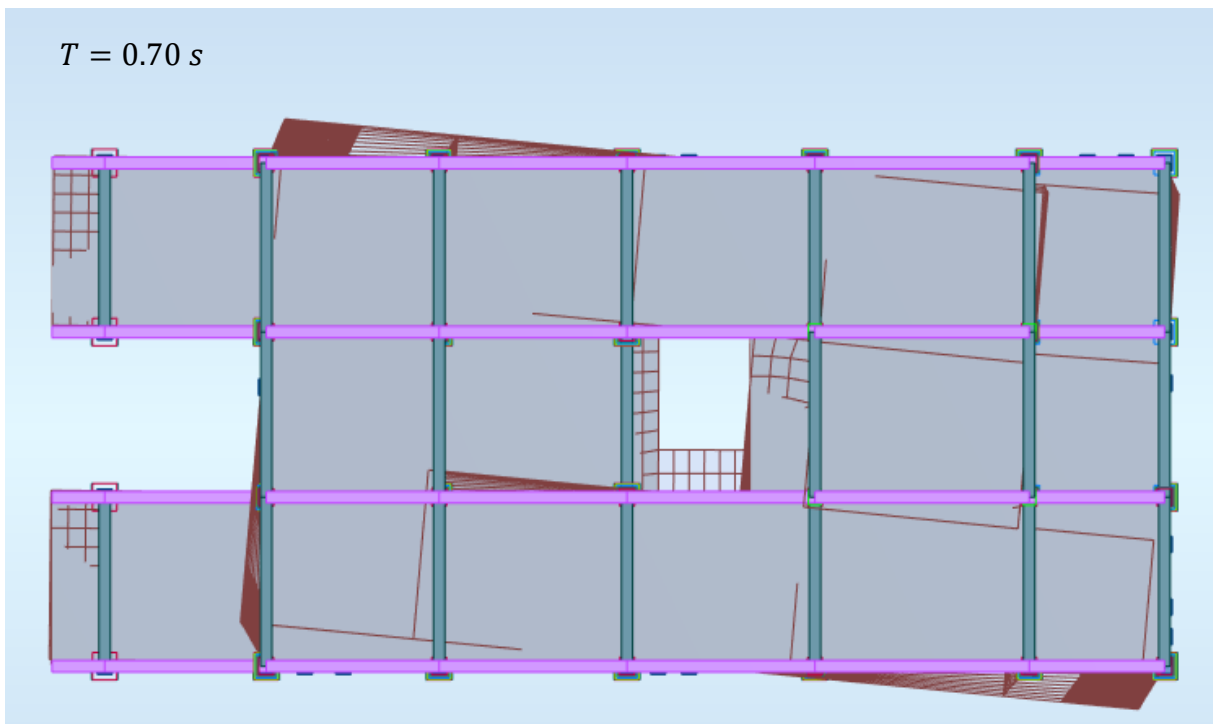


Figure III. 8 Troisième mode « torsion autour de x-y »

- Ossature en mixte (acier-béton)

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe y-y

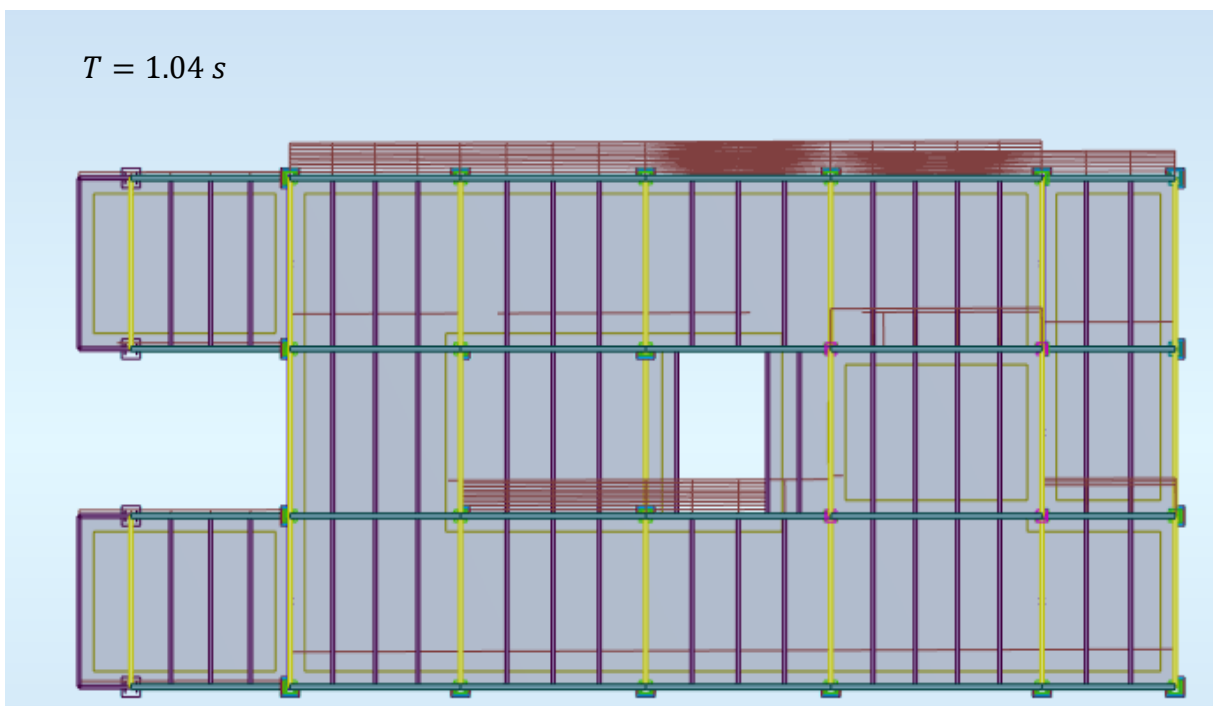


Figure III. 9 Premier mode « translation selon y-y »

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe x-x

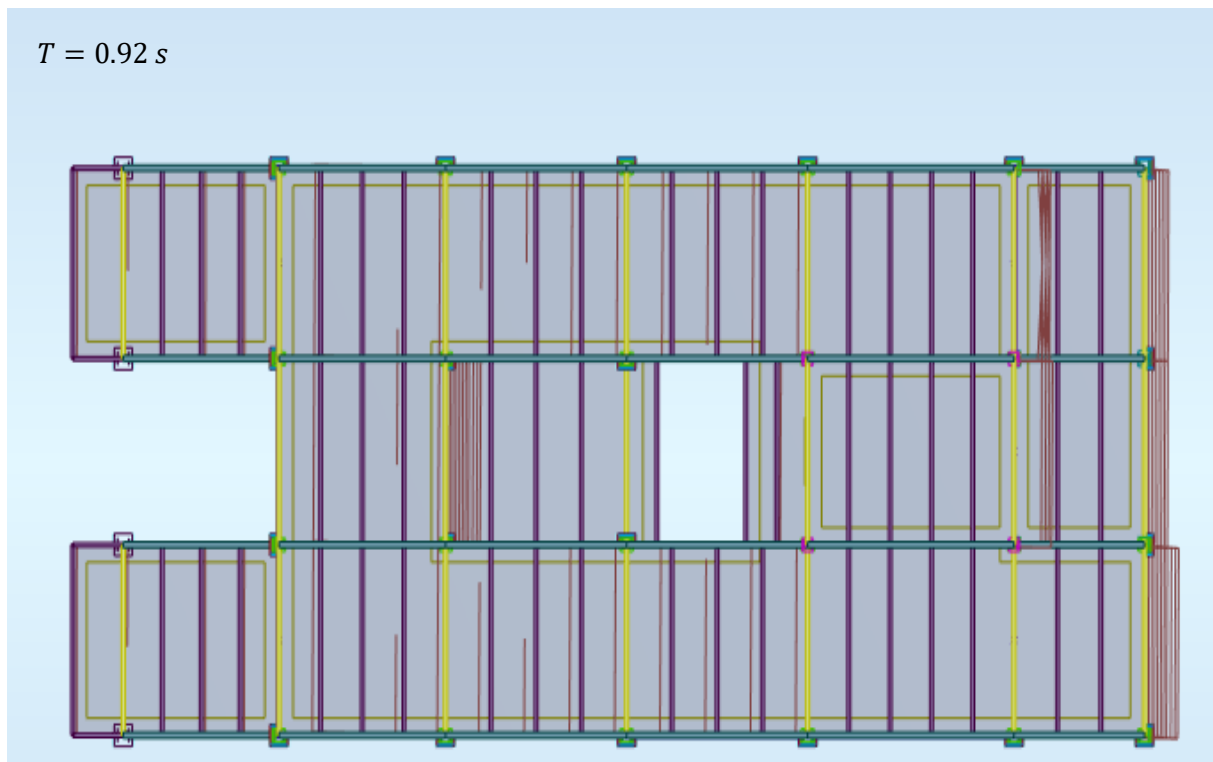


Figure III. 10 Deuxième mode « translation selon x-x »

Le troisième mode est une torsion selon l'axe x-y

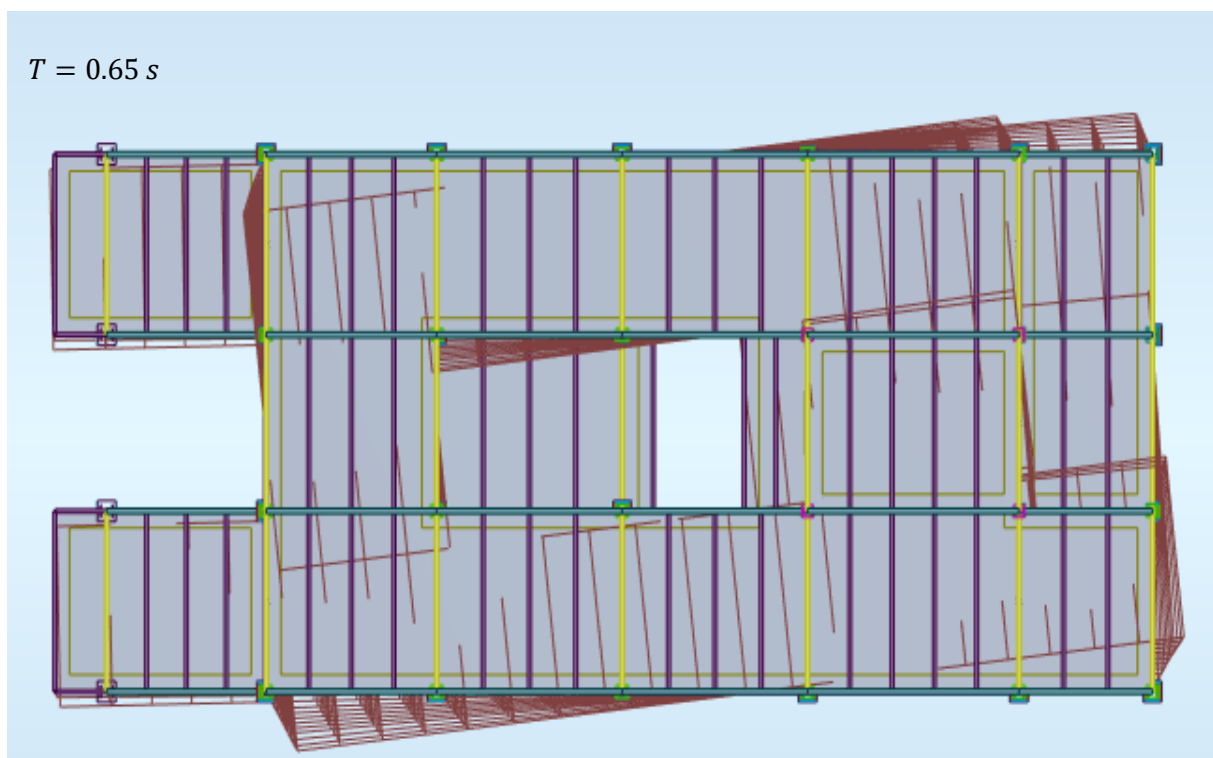


Figure III. 11 Troisième mode « torsion autour de x-y »

### III.7. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique élaborés par logiciel Robot pour les deux ossatures

#### III.7.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le **RPA99/2003** doit être supérieur à 90%. Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leurs revient sont résumés dans les tableaux suivant :

#### - Ossature en béton armé

**Tableau III. 2** Modes et périodes de vibration et taux de participation massique pour l'ossature en béton

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
5/ 1	1.07	0.01	68.48	0.01	68.48
5/ 2	0.96	66.67	68.49	66.66	0.01
5/ 3	0.71	66.96	68.50	0.29	0.01
5/ 4	0.35	67.09	80.23	0.13	11.74
5/ 5	0.31	79.73	80.45	12.64	0.21
5/ 6	0.23	80.01	81.07	0.28	0.62
5/ 7	0.19	80.15	85.99	0.14	4.91
5/ 8	0.17	85.92	86.20	5.78	0.22
5/ 9	0.13	86.01	87.79	0.08	1.59
5/ 10	0.12	86.17	87.83	0.16	0.04
5/ 11	0.12	86.85	87.86	0.68	0.03
5/ 12	0.12	86.95	88.48	0.10	0.62
5/ 13	0.11	86.99	90.27	0.04	1.79
5/ 14	0.10	87.14	90.29	0.15	0.02
5/ 15	0.10	90.39	90.34	3.25	0.05

## - Ossature en mixte (acier-béton)

Tableau III. 3 Modes et périodes de vibration et taux de participation massique pour l'ossature mixte (acier, béton)

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	1.04	0.00	73.04	0.00	73.04
3/ 2	0.92	67.54	73.04	67.54	0.00
3/ 3	0.65	67.66	73.05	0.12	0.02
3/ 4	0.41	67.67	84.72	0.01	11.67
3/ 5	0.36	82.73	84.76	15.06	0.03
3/ 6	0.28	82.79	86.61	0.06	1.85
3/ 7	0.24	82.79	87.02	0.00	0.41
3/ 8	0.21	85.15	88.13	2.36	1.11
3/ 9	0.21	86.18	90.66	1.03	2.54
3/ 10	0.20	86.18	90.66	0.00	0.00
3/ 11	0.18	89.42	90.66	3.24	0.00
3/ 12	0.18	90.15	90.69	0.74	0.02
3/ 13	0.18	90.15	90.69	0.00	0.00

## ❖ Interprétation des résultats obtenus

✓ D'après les résultats obtenus dans les deux tableaux ci-dessus, on voit bien que le model fait sur le logiciel ROBOT et la déposition des contreventements nous donne une participation massique de l'ordre à dépasser 90% à partir du 15<sup>ème</sup> mode dans le sens x-x et du 13<sup>ème</sup> mode dans le sens y-y pour l'ossature en béton armé, par contre pour l'ossature mixte (acier, béton), la participation massique apparait à partir du 12<sup>ème</sup> mode dans le sens x-x et du 9<sup>ème</sup> mode dans le sens y-y.

✓ Les périodes numériques obtenues par le modèle dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30% (**RPA99/2003 Art 4.2.4**), donc la condition est vérifiée.

○ Pour l'ossature en béton armé :

$$\begin{cases} T_{dyn}^x = 0.97s \leq T_{emp}^x = 0.97s \dots \dots \dots \text{suivant } xx \\ T_{dyn}^y = 1.09s \leq T_{emp}^y = 1.11s \dots \dots \dots \text{suivant } yy \end{cases}$$

○ Pour l'ossature mixte :

$$\begin{cases} T_{dyn}^x = 0.92s \leq T_{emp}^x = 0.97s \dots \dots \dots \text{suivant } xx \\ T_{dyn}^y = 1.04s \leq T_{emp}^y = 1.11s \dots \dots \dots \text{suivant } yy \end{cases}$$

✓ Le comportement de la structure dans le premier mode est un mode de translation suivant l'axe "y-y", le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe "x-x" et le troisième mode est une torsion.

### III.7.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le **RPA99** exige de vérifier la relation suivante :  $V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$  [RPA99/2003, Art 4.3.6]

Avec :  $V_{dyn}$  : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale).

Si  $V_{dyn} \leq 0.8 V_{st}$ , il faudra majorées tous les paramètres de la réponse dont le rapport  $0.8 \times \frac{V_{st}}{V_{dyn}}$

Les résultats des efforts tranchants à la base obtenus par les deux méthodes de calcul des deux ossatures sont résumés dans le tableau suivant :

#### - Ossature en béton armé

**Tableau III. 4** Vérification de la résultante des forces sismique pour l'ossature en béton armé

V à la base	$V_{dyn}$ (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Observation	$0.8 \times \frac{V_{st}}{V_{dyn}}$ (KN)
Suivant x-x	2439.07	2511.39	Non vérifier	1.03
Suivant y-y	2135.26	2110.26	Vérifier	0.99

D'après le tableau, l'effort tranchant à la basse dans le sens x-x n'est pas vérifier, donc on doit majorée toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale par un facteur de  $0.8 \times \frac{V_{st}}{V_{dyn}} = 1.03$  (spectre de réponse x-x doit être majoré de 3%).

#### - Ossature en mixte (acier-béton)

**Tableau III. 5** Vérification de la résultante des forces sismique pour l'ossature en mixte (acier, béton)

V à la base	$V_{dyn}$ (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Observation
Suivant x-x	2334.06	2253.62	Vérifier
Suivant y-y	2721.22	2523.61	Vérifier

D'après le tableau, l'effort tranchant à la basse dans les deux sens sont vérifier.

### III.7.3. Justification de l'interaction Voiles-Portiques (ossature en Béton Armé)

Le RPA99/2003 (Art 3.4. a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

➤ **Sous charges verticales**

- { Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
- { Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III. 6** Vérification sous charge verticale

Niveaux	Charges verticale KN		Pourcentage verticales repris (%)			
	Poteaux	Voiles	Portiques (%)	Obs	Voiles (%)	Obs
<b>RDC</b>	31306.26	7635.56	80.39	Vérifiée	19.61	Vérifiée
<b>1<sup>er</sup></b>	27022.88	6431.2	80.78	Vérifiée	19.22	Vérifiée
<b>2<sup>ème</sup></b>	23877.02	5780.6	80.51	Vérifiée	19.49	Vérifiée
<b>3<sup>ème</sup></b>	21324.01	4585.28	82.30	Vérifiée	17.70	Vérifiée
<b>4<sup>ème</sup></b>	18516.63	3767.69	83.09	Vérifiée	16.91	Vérifiée
<b>5<sup>ème</sup></b>	15477.15	3205.31	82.84	Vérifiée	17.16	Vérifiée
<b>6<sup>ème</sup></b>	12599.02	2530.04	83.28	Vérifiée	16.72	Vérifiée
<b>7<sup>ème</sup></b>	9621.27	1997.04	82.81	Vérifiée	17.19	Vérifiée
<b>8<sup>ème</sup></b>	6710.08	1575.64	80.98	Vérifiée	19.02	Vérifiée
<b>9<sup>ème</sup></b>	4396.49	1046.44	80.77	Vérifiée	19.23	Vérifiée
<b>10<sup>ème</sup></b>	2199.82	458.38	82.76	Vérifiée	17.24	Vérifiée

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique sous charges verticales sont vérifiées.

➤ **Sous charges horizontales**

- { Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
- { Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau III. 7 Vérification de l'interaction sous charge horizontale selon le sens x-x

Niveaux	Interaction selon le sens x-x					
	Charges horizontale KN		Pourcentage horizontal repris (%)			
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Obs	Voiles (%)	Obs
RDC	1207.53	1224.57	49.65	Vérifiée	50.35	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	1106.99	1279.97	46.38	Vérifiée	53.62	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	1110.48	1183.43	48.41	Vérifiée	51.59	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	1087.07	1078.33	50.20	Vérifiée	49.80	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	1080.09	925.66	53.85	Vérifiée	46.15	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	970.88	837.78	53.68	Vérifiée	46.32	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	934.62	654.12	58.83	Vérifiée	41.17	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	806.08	536.38	60.04	Vérifiée	39.96	Vérifiée
8 <sup>ème</sup>	643.89	421.38	60.44	Vérifiée	39.56	Vérifiée
9 <sup>ème</sup>	503.48	291.8	63.31	Vérifiée	36.69	Vérifiée
10 <sup>ème</sup>	402.32	67.24	85.68	Vérifiée	14.32	Vérifiée

Tableau III. 8 Vérification de l'interaction sous charge horizontale selon le sens y-y

Niveaux	Interaction selon le sens y-y					
	Charges horizontale KN		Pourcentage horizontal repris (%)			
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Obs	Voiles (%)	Obs
RDC	1103.24	947.58	53.80	Vérifiée	46.20	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	848.92	1164.49	42.16	Vérifiée	57.84	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	758.38	1174.66	39.23	Vérifiée	60.77	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	743.43	1076.27	40.85	Vérifiée	59.15	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	690.04	990.84	41.05	Vérifiée	58.95	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	633.44	879.2	41.88	Vérifiée	58.12	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	586.72	739.57	44.24	Vérifiée	55.76	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	492.03	626.63	43.98	Vérifiée	56.02	Vérifiée
8 <sup>ème</sup>	432.18	455.32	48.70	Vérifiée	51.30	Vérifiée
9 <sup>ème</sup>	327.81	333.05	49.60	Vérifiée	50.40	Vérifiée
10 <sup>ème</sup>	231.7	154.96	59.92	Vérifiée	40.08	Vérifiée

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique sous charges horizontales (sens x-x et y-y) sont vérifiées dans tous les niveaux.

### III.7.4. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le **RPA99** exige de vérifier la relation suivante :  $V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$  [RPA99/2003, Art 4.3.6]

Avec :  $V_{dyn}$  : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale).

Si  $V_{dyn} \leq 0.8 V_{st}$ , il faudra majorées tous les paramètres de la réponse dont le rapport  $0.8 \times \frac{V_{st}}{V_{dyn}}$

Les résultats des efforts tranchants à la base obtenus par les deux méthodes de calcul des deux ossatures sont résumés dans le tableau suivant :

#### - Ossature en béton armé

**Tableau III. 9** Vérification de la résultante des forces sismique pour l'ossature en béton armé

V à la base	$V_{dyn}$ (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Observation	$0.8 \times \frac{V_{st}}{V_{dyn}}$ (KN)
Suivant x-x	2439.07	2511.39	Non vérifier	1.03
Suivant y-y	2135.26	2110.26	Vérifier	0.99

D'après le tableau, l'effort tranchant à la basse dans le sens x-x n'est pas vérifier, donc on doit majorée toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale par un facteur de  $0.8 \times \frac{V_{st}}{V_{dyn}} = 1.03$  (spectre de réponse x-x doit être majoré de 3%).

#### - Ossature en mixte (acier-béton)

**Tableau III. 10** Vérification de la résultante des forces sismique pour l'ossature en mixte (acier, béton)

V à la base	$V_{dyn}$ (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Observation
Suivant x-x	2334.06	2253.62	Vérifier
Suivant y-y	2721.22	2523.61	Vérifier

D'après le tableau, l'effort tranchant à la basse dans les deux sens sont vérifier.



### III.7.5. Vérification de l'effort normal réduit

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99/2003 (7.4.3.1)**, nous exige de vérifier pour chaque niveau la relation suivante :  $\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} < 0.3$

Tel que :  $\begin{cases} N_d : \text{l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.} \\ B : \text{l'aire de la section transversale du poteau considéré.} \end{cases}$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

#### - Ossature en béton armé

**Tableau III. 11** Vérification de l'effort normal réduit pour l'ossature en béton armé

Niveaux	$N_d$ (KN)	Type de poteaux		Combinaisons	B (m <sup>2</sup> )	$\nu$	Obs
		b (cm)	h (cm)				
RDC	2502.18	70	70	G+Q+Ex	0.49	0.204	Vérifiée
01 et 02	2249.76	65	70	G+Q+Ex	0.455	0.198	Vérifiée
03 et 04	1773.94	65	65	G+Q+Ex	0.4225	0.168	Vérifiée
05 et 06	1301.91	60	65	G+Q+Ex	0.39	0.134	Vérifiée
07	853.4	55	60	G+Q+Ey	0.33	0.103	Vérifiée
08	641.44	50	55	G+Q+Ey	0.275	0.093	Vérifiée
09	439.18	45	50	G+Q+Ey	0.225	0.078	Vérifiée
10	254.15	40	45	G+Q+Ey	0.18	0.056	Vérifiée
Toiture	70.86	35	40	G+Q+Ex	0.14	0.020	Vérifiée

### III.7.6. Vérification des déplacements

Selon le **RPA99/2003 (Article 4.4.3)**, le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :  $\delta_K = R \times \delta_{ek}$  [formule (4-19)]

Tel que :  $\begin{cases} \delta_{ek} : \text{Déplacement dû aux forces sismiques } F_i \text{ (y compris l'effet de torsion).} \\ \delta_K : \text{Déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure.} \\ R : \text{Coefficient de comportement.} \end{cases}$

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec :  $\begin{cases} \Delta_k < 1\% \times h_e \\ h_e : \text{la hauteur de l'étage.} \end{cases}$  [RPA99/2003, Art 5.10]

Les tableaux suivants représentent les calculs de déplacements relatifs latéraux des niveaux, selon les deux directions orthogonales des deux ossatures :

## - Ossature en béton armé

Tableau III. 12 Vérification des déplacements pour l'ossature en béton armé sens x-x

Niveaux	$h_k$ (cm)	Sens x-x					Observations
		$\delta_{ek}$	$\delta_K$	$\delta_{K-1}$	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	
RDC	374	0.1	0.5	0	0.5	0.134	Vérifiée
01	374	0.36	1.8	0.5	1.2	0.321	Vérifiée
02	374	0.68	3.4	1.8	1.7	0.455	Vérifiée
03	374	1.06	5.3	3.4	1.9	0.508	Vérifiée
04	374	1.44	7.2	5.3	1.9	0.508	Vérifiée
05	374	1.84	9.2	7.2	1.9	0.508	Vérifiée
06	374	2.2	11	9.2	1.8	0.481	Vérifiée
07	374	2.52	12.6	11	1.7	0.455	Vérifiée
08	374	2.84	14.2	12.6	1.5	0.401	Vérifiée
09	374	3.1	15.5	14.2	1.4	0.374	Vérifiée
10	374	3.36	16.8	15.5	1.3	0.348	Vérifiée
Toiture	290	3.5	17.5	16.8	0.6	0.207	Vérifiée

Tableau III. 13 Vérification des déplacements pour l'ossature en béton armé sens y-y

Niveaux	$h_k$ (cm)	Sens y-y					Observations
		$\delta_{ek}$	$\delta_K$	$\delta_{K-1}$	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	
RDC	374	0.12	0.6	0	0.6	0.160	Vérifiée
01	374	0.4	2	0.6	1.4	0.374	Vérifiée
02	374	0.78	3.9	2	1.9	0.508	Vérifiée
03	374	1.18	5.9	3.9	2	0.535	Vérifiée
04	374	1.58	7.9	5.9	2	0.535	Vérifiée
05	374	1.96	9.8	7.9	1.9	0.508	Vérifiée
06	374	2.32	11.6	9.8	1.8	0.481	Vérifiée
07	374	2.64	13.2	11.6	1.6	0.428	Vérifiée
08	374	2.94	14.7	13.2	1.5	0.401	Vérifiée
09	374	3.2	16	14.7	1.3	0.348	Vérifiée
10	374	3.44	17.2	16	1.2	0.321	Vérifiée
Toiture	290	3.6	18	17.2	0.8	0.276	Vérifiée

## - Ossature en mixte (acier-béton)

Tableau III. 14 Vérification des déplacements pour l'ossature en mixte (acier, béton) sens x-x

Niveaux	$h_k$ (cm)	<i>Sens x-x</i>					Observations
		$\delta_{ek}$	$\delta_K$	$\delta_{K-1}$	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	
RDC	374	0.18	0.9	0	0.9	0.241	Vérifiée
01	374	0.48	2.4	0.9	1.5	0.401	Vérifiée
02	374	0.82	4.1	2.4	1.6	0.428	Vérifiée
03	374	1.14	5.7	4.1	1.7	0.455	Vérifiée
04	374	1.48	7.4	5.7	1.7	0.455	Vérifiée
05	374	1.82	9.1	7.4	1.6	0.428	Vérifiée
06	374	2.12	10.6	9.1	1.6	0.428	Vérifiée
07	374	2.44	12.2	10.6	1.5	0.401	Vérifiée
08	374	2.86	14.3	12.2	2.2	0.588	Vérifiée
09	374	3.3	16.5	14.3	2.1	0.561	Vérifiée
10	374	3.66	18.3	16.5	1.8	0.481	Vérifiée
Toiture	290	4.02	20.1	18.3	1.8	0.621	Vérifiée

Tableau III. 15 Vérification des déplacements pour l'ossature en mixte (acier, béton) sens y-y

Niveaux	$h_k$ (cm)	<i>Sens x-x</i>					Observations
		$\delta_{ek}$	$\delta_K$	$\delta_{K-1}$	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	
RDC	374	0.26	1.3	0	1.3	0.348	Vérifiée
01	374	0.7	3.5	1.3	2.2	0.588	Vérifiée
02	374	1.16	5.8	3.5	2.3	0.615	Vérifiée
03	374	1.54	7.7	5.8	1.8	0.481	Vérifiée
04	374	1.88	9.4	7.7	1.7	0.455	Vérifiée
05	374	2.2	11	9.4	1.6	0.428	Vérifiée
06	374	2.48	12.4	11	1.5	0.401	Vérifiée
07	374	2.78	13.9	12.4	1.5	0.401	Vérifiée
08	374	3.16	15.8	13.9	1.9	0.508	Vérifiée
09	374	3.52	17.6	15.8	1.8	0.481	Vérifiée
10	374	3.86	19.3	17.6	1.6	0.428	Vérifiée
Toiture	290	4.38	21.9	19.3	2.7	0.931	Vérifiée

On constate à travers ces tableaux que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

### III.7.7. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art 5.9)**, les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P - Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 \quad (4.1) \quad \text{Avec: } \begin{cases} P_k = \sum_{i=k}^n (W_{G_i} + \beta W_{Q_i}) \\ V_k = \sum_{i=k}^n F_i \end{cases}$$

Tel que :

$\left\{ \begin{array}{l} P_k: \text{ Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "k"} \\ \Delta_k: \text{ Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau "k - 1"} \\ V_k: \text{ Effort tranchant d'étage au niveau "k"} \\ h_k: \text{ hauteur de l'étage "k"} \end{array} \right.$

- Si  $0.1 \leq \theta \leq 0.2$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta_k}$
- Si  $\theta \geq 0.2$ , la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

#### - Ossature en béton armé

**Tableau III. 16** Vérification de l'effet (P-Δ) pour l'ossature en Béton Armé

Niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y			Obs
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta$	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta$	
<b>RDC</b>	374	33538.83	0.5	2432.1	0.018	0.6	2050.82	0.026	<b>Vérifiée</b>
<b>01</b>	374	28943.24	1.2	2386.96	0.039	1.4	2013.41	0.054	<b>Vérifiée</b>
<b>02</b>	374	25585.36	1.7	2293.92	0.051	1.9	1933.04	0.067	<b>Vérifiée</b>
<b>03</b>	374	22323.69	1.9	2165.4	0.052	2	1819.69	0.066	<b>Vérifiée</b>
<b>04</b>	374	19199.74	1.9	2005.75	0.049	2	1680.88	0.061	<b>Vérifiée</b>
<b>05</b>	374	16098.9	1.9	1808.66	0.045	1.9	1512.63	0.054	<b>Vérifiée</b>
<b>06</b>	374	13046.52	1.8	1588.74	0.04	1.8	1326.29	0.047	<b>Vérifiée</b>
<b>07</b>	374	10036.79	1.7	1342.46	0.034	1.6	1118.66	0.038	<b>Vérifiée</b>
<b>08</b>	374	7180.73	1.5	1065.28	0.027	1.5	887.51	0.032	<b>Vérifiée</b>
<b>09</b>	374	4777.77	1.4	795.28	0.022	1.3	660.85	0.025	<b>Vérifiée</b>
<b>10</b>	374	2432.4	1.3	469.56	0.018	1.2	386.66	0.02	<b>Vérifiée</b>
<b>Toiture</b>	290	205.21	0.6	59.42	0.007	0.8	53.69	0.011	<b>Vérifiée</b>

## - Ossature en mixte (acier-béton)

Tableau III. 17 Vérification de l'effet (P- $\Delta$ ) pour l'ossature mixte (acier, béton)

Niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y			Obs
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta$	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta$	
RDC	374	20983.44	0.9	2294.25	0.022	1.3	2688.57	0.027	Vérifiée
01	374	18186.5	1.5	2168.52	0.034	2.2	2572.62	0.042	Vérifiée
02	374	15840.82	1.6	2064.58	0.033	2.3	2445.91	0.04	Vérifiée
03	374	13892.68	1.7	1947.06	0.032	1.8	2284.18	0.029	Vérifiée
04	374	11993.8	1.7	1797.15	0.03	1.7	2093.83	0.026	Vérifiée
05	374	10144.88	1.6	1625.55	0.027	1.6	1887.23	0.023	Vérifiée
06	374	8346.88	1.6	1441.54	0.025	1.5	1664.81	0.02	Vérifiée
07	374	6596.74	1.5	1249.55	0.021	1.5	1428.2	0.019	Vérifiée
08	374	4895.83	2.2	1047.83	0.027	1.9	1177.78	0.021	Vérifiée
09	374	3389.66	2.1	817.63	0.023	1.8	906.95	0.018	Vérifiée
10	374	1927.22	1.8	517.07	0.018	1.6	570.27	0.014	Vérifiée
Toiture	290	204.47	1.8	88.49	0.014	2.7	100.66	0.019	Vérifiée

D'après les résultats obtenus dans les tableaux des deux ossatures ci-dessus, la condition (4.1) est largement satisfaite dans les deux sens de calcul, d'où les effets de second ordre ou effet P- $\Delta$  peuvent être négligés (n'est pas à prendre en considération dans les calculs).

## ➤ Conclusion

Après quelques expérimentations sur la disposition des contreventements et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant le critère de résistance et le critère d'économie pour les deux ossatures, nous avons pu répondre à toutes les conditions requises par le RPA99/version 2003, car l'aspect architectural est un véritable obstacle aux dispositions de contreventement. Ce qui nous permet de conserver notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux après modélisation sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau III. 18 Dimensions finales des éléments structuraux

Eléments		Ossature en béton armé	Ossature en construction mixte
		Les dimensions adopté	
Poteaux	RDC	(70×70) cm <sup>2</sup>	50×55×HEA 360
	1 <sup>er</sup>	(65×70) cm <sup>2</sup>	50×50×HEA 340
	2 <sup>ème</sup>	(65×70) cm <sup>2</sup>	45×50×HEA 320
	3 <sup>ème</sup>	(65×65) cm <sup>2</sup>	45×45×HEA 300
	4 <sup>ème</sup>	(65×65) cm <sup>2</sup>	40×45×HEA300
	5 <sup>ème</sup>	(60×65) cm <sup>2</sup>	40×40×HEA 280
	6 <sup>ème</sup>	(60×60) cm <sup>2</sup>	35×40×HEA 260
	7 <sup>ème</sup>	(55×60) cm <sup>2</sup>	35×35×HEA 240
	8 <sup>ème</sup>	(50×55) cm <sup>2</sup>	35×35×HEA 240
	9 <sup>ème</sup>	(45×50) cm <sup>2</sup>	30×35×HEA 220
	10 <sup>ème</sup>	(40×45) cm <sup>2</sup>	30×35×HEA 220
	Toiture	(35×40) cm <sup>2</sup>	30×30×HEA 200
Poutres	Principale	(30×45) cm <sup>2</sup>	IPE 270
	Secondaire	(30×40) cm <sup>2</sup>	IPE 200
	Solive	/	IPE 180
Contreventements	RDC	Voile <i>e = 20 cm</i>	HEA140
	1 <sup>er</sup>		
	2 <sup>ème</sup>		
	3 <sup>ème</sup>	Voile <i>e = 15 cm</i>	
	4 <sup>ème</sup>		
	5 <sup>ème</sup>		
	6 <sup>ème</sup>		
	7 <sup>ème</sup>		
	8 <sup>ème</sup>		
	9 <sup>ème</sup>		
	10 <sup>ème</sup>		
	Toiture		

# Chapitre IV

Etude des éléments  
structuraux

## Chapitre IV – Etude des éléments structuraux

### IV. Introduction

L'étude des éléments structuraux est une étape fondamentale pour assurer la stabilité d'un ouvrage et éviter ou minimiser les phénomènes d'instabilité dans les éléments structuraux, celle-ci doit être effectuée après la détermination des efforts internes à travers le modèle établi par « Robot Structural Analysis », pour déterminer les sections adéquates des éléments tout en appliquant les critères exigés par le RPA99/version 2003 et l'Eurocode 4.

Après avoir déterminé les sollicitations (M+N+V) à partir des deux modèles, nous déterminons les sections des éléments constructifs à savoir :

- Poteaux, poutres et voiles pour l'ossature en Béton Armé.
- Poteaux mixtes, poutres mixtes et les contreventements pour l'ossature mixte.

### IV.1. Etude des éléments de l'ossature en béton armé

#### IV.1.1. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux qui fournissent des points d'appui pour les poutres et jouent un rôle très important dans le transfert des efforts à la fondation.

Les sections des poteaux sont soumises à une flexion composée (M, N) due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie et au moment fléchissant "M" dans les directions longitudinale et transversale (en raison de l'action transversale).

Les poteaux seront ferrailés à partir des résultats obtenus de l'analyse dynamique qui a été effectuée par le logiciel « Robot Structural Analysis », selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans notre modèle dans l'ordre suivant :



$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right. \quad [\text{RPA99/version 2003}]$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_1 \\ N_{min} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_2 \\ M_{max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

### IV1.1.1. Recommandation du RPA99/Version2003

#### a. Les armatures longitudinales (Article 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leurs pourcentages en zone sismique III est limité par :

- ✓  $A_{min} = 0.9\% (b \times h)$
- ✓  $A_{max} = 4\% (b \times h)$  ... .. en zone courante.
- ✓  $A_{max} = 6\% (b \times h)$  ... .. en zone de recouvrement.
- ✓  $\emptyset_{min} = 12 \text{ mm}$  ... .. Diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales.
- ✓  $L_{min} = 50\emptyset$  ... .. La longueur minimale de recouvrement.
- ✓  $S_t = 20 \text{ cm}$ . L'espacement entre deux barres verticales dans une face du poteau.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales. La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} l' = 2h \\ h' = \max \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right) \end{array} \right.$$

Concernant notre projet, les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 ont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 1 Tableau récapitulatif des sections de ferrailage

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	70×70	44.1	196	294
01, 02	65×70	40.95	182	273
03, 04	65×65	38.025	169	253.5
05, 06	60×65	35.1	156	234
07	55×60	29.7	132	198
08	50×55	24.75	110	165
09	45×50	20.25	90	135
10	40×45	16.2	72	108
Toiture	35×40	12.6	56	84

**b. Armatures transversales (Art 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad \text{[RPA99/version 2003, formule (7.1)]}$$

Tel que :  $\begin{cases} V_u: \text{l'effort tranchant de calcul.} \\ h_1: \text{hauteur totale de la section brute.} \\ f_e: \text{contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.} \end{cases}$

t : espacement entre les armatures transversales. Il est limité à :

$$\begin{cases} t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{en zone nodale.} \\ t \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l\right) \dots \dots \dots \text{en zone courante.} \end{cases}$$

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant. Il est pris égal à :  $\begin{cases} \rho = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$  avec :  $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$  : élancement géométrique

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée comme suit :

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0.3\% (b \times t) \text{ ou } 0.3\% (h \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% (b \times t) \text{ ou } 0.8\% (h \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler les valeurs limites} & \text{si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

### IV.1.1.2. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du modèle élaboré avec logiciel Robot Structural Analysis, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 2** Sollicitations dans les différents poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		Comb	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		Comb	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		Comb
	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN.m)		$N_{min}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN.m)		$M_{max}$ (KN.m)	$N_{corr}$ (KN)	
RDC	3193.26	21.19	ELU	-981.62	168.39	0.8G-Ex	198.33	-568.34	G+Q-Ey
01, 02	2857.03	37.63	ELU	-668.11	62.76	0.8G-Ex	212.76	1680.10	G+Q+Ex
03, 04	2258.36	27.67	ELU	-303.50	174.85	0.8G-Ex	209.44	1348.89	G+Q+Ex
05, 06	1673.30	31.21	ELU	-138.85	61.88	0.8G-Ey	184.38	219.65	G+Q-Ex
07	1111.69	32.72	ELU	-139.73	45.40	0.8G-Ey	166.69	267.96	G+Q-Ex
08	842.48	26.15	ELU	-199.89	40.85	0.8G-Ey	127.71	329.92	G+Q-Ex
09	586.63	32.46	ELU	-67.20	39.33	0.8G-Ey	111	216.40	G+Q-Ex
10	335.50	26.32	ELU	-72.75	33.50	0.8G-Ey	87.17	78.68	G+Q+Ex
Toiture	84	25.49	ELU	26.84	9.68	0.8G-Ey	47.97	54.12	G+Q-Ex

#### ❖ Convention de signe

- Le signe (-) : Effort de traction.
- Le signe (+) : Effort de compression.

### IV.1.1.3. Calcul du ferrailage

#### a. Ferrailage longitudinal

##### ➤ Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du RDC avec les sollicitations suivantes :

$$a) N_{max} = 3193.26 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad M_{corr} = 21.19 \text{ KN.m}$$

$$b) N_{min} = -981.62 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad M_{corr} = 168.39 \text{ KN.m}$$

$$c) M_{max} = 198.33 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad N_{corr} = -568.34 \text{ KN}$$

Le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

a) Calcul sous  $N_{max} = 3193.26 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 21.19 \text{ KN.m}$

$b = 70 \text{ cm} ; h = 70 \text{ cm} ; d = 67.5 \text{ cm} ; d' = 2.5 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa}$

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{21.19}{3193.26} = 0.0066 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0.7}{2} = 0.35 \text{ m} \Rightarrow$  Le centre de pression est à l'intérieur de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d')b.h.f_{bu}$$

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 21.19 \times 10^{-3} + 3193.26 \times 10^{-3} \left( 0.675 - \frac{0.7}{2} \right) = 1.059 \text{ MN.m}$$

$$\begin{cases} N_u(d - d') - M_{uA} = 3193.26 \times 10^{-3}(0.675 - 0.025) - 1.059 = 1.017 \text{ MN.m} \dots \dots \dots (1) \\ (0.337h - 0.81d')b.h.f_{bu} = (0.337 \times 0.7 - 0.81 \times 0.025) \times 0.7 \times 0.7 \times 14.16 \\ = 1.496 \text{ MN.m} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$$(1) = 1.017 \text{ MN.m} < (2) = 1.496 \text{ MN.m}$$

Alors la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2f_{bu}} = \frac{1.059}{0.7 \times 0.675^2 \times 14.16} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.234 > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l)$$

$$\text{Avec : } \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_l} ; \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{500}{1.15 \times 2 \times 10^5} = 2.174 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 2.174 \times 10^{-3}} = 0.617$$

$$\text{Donc : } \mu_l = 0.8 \times 0.617(1 - 0.4 \times 0.617) \Rightarrow \mu_l = 0.372$$

$$\mu_{bu} = 0.234 < \mu_l = 0.372 \Rightarrow A' = 0$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa} \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.234}) = 0.338 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.675(1 - 0.4 \times 0.338) = 0.584 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z.f_{st}} = \frac{1.059}{0.584 \times 435} \Rightarrow A_1 = 41.69 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 41.69 \times 10^{-4} - \frac{3193.26 \times 10^{-3}}{435} \Rightarrow A = -31.72 \text{ cm}^2$$

**b) Calcul sous  $N_{min} = -981.62 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 168.39 \text{ KN.m}$**

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{168.39}{981.62} = 0.171\text{m} < \frac{h}{2} = \frac{0.7}{2} = 0.35 \text{ m} \Rightarrow$  Le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton.

N est un effort de traction et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est entièrement tendue.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{N_u \cdot e_2}{f_{s10}(d - d')} \\ A_2 = \frac{N_u \cdot e_1}{f_{s10}(d - d')} \end{cases} \Rightarrow A = \max(A_1 ; A_2)$$

Tel que :

$$\begin{cases} f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa} \\ e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = \left(\frac{0.7}{2} - 0.025\right) + 0.171 = 0.496 \text{ m} \\ e_2 = (d - d') - e_1 = (0.675 - 0.025) - 0.496 = 0.154 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_1 = \frac{981.62 \times 10^{-3} \times 0.154}{500(0.675 - 0.025)} \Rightarrow A_1 = 4.651 \text{ cm}^2 \\ A_2 = \frac{981.62 \times 10^{-3} \times 0.496}{500(0.675 - 0.025)} \Rightarrow A_2 = 15 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A = \max(4.651; 15) = 15\text{cm}^2$$

**c) Calcul sous  $M_{max} = 198.33 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr} = -568.34 \text{ KN}$**

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{198.33}{568.34} = 0.348\text{m} < \frac{h}{2} = \frac{0.7}{2} = 0.35 \text{ m} \Rightarrow$  Le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton.

N est un effort de traction et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est entièrement tendue.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{N_u \cdot e_2}{f_{s10}(d - d')} \\ A_2 = \frac{N_u \cdot e_1}{f_{s10}(d - d')} \end{cases} \dots \dots \dots A = \max(A_1; A_2)$$

Tel que :

$$\begin{cases} f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa} \\ e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = \left(\frac{0.7}{2} - 0.025\right) + 0.348 = 0.673 \text{ m} \\ e_2 = (d - d') - e_1 = (0.675 - 0.025) - 0.673 = -0.023 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_1 = \frac{568.34 \times 10^{-3} \times (-0.023)}{500(0.675 - 0.025)} \Rightarrow A_1 = -0.4 \text{ cm}^2 \\ A_2 = \frac{568.34 \times 10^{-3} \times 0.673}{500(0.675 - 0.025)} \Rightarrow A_2 = 11.77 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A = \max(-0.4; 11.77) = 11.77 \text{ cm}^2$$

Donc, on prend le cas le plus défavorable :

$$A = \max(-31.72 \text{ cm}^2; 15 \text{ cm}^2; 11.77 \text{ cm}^2) \Rightarrow A = 15 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

**Tableau IV. 3** Tableau récapitulatif des armatures longitudinales

Niv	Section (cm <sup>2</sup> )	Type de section	Comb	$A_{cal}^{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{BAEL}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
RDC	70×70	SPC	ELU	15	4.56	44.1	50.27	16HA20
		SET	0.8G-Ex		20.58			
		SET	G+Q-Ey		4.56			
01, 02	65×70	SPC	ELU	8.6	4.24	40.95	41.21	8HA20+8HA16
		SET	0.8G-Ex		19.11			
		SPC	G+Q+Ex		4.24			
03, 04	65×65	SPC	ELU	8.8	3.92	38.03	41.21	8HA20+8HA16
		SET	0.8G-Ex		17.75			
		SPC	G+Q+Ex		3.92			
05, 06	60×65	SPC	ELU	5	3.62	35.1	36.7	4HA20+12HA16
		SPC	0.8G-Ey		3.62			
		SPC	G+Q-Ex		3.62			
07	55×60	SPC	ELU	4.6	3.05	29.7	32.17	16HA16
		SPC	0.8G-Ey		3.05			
		SPC	G+Q-Ex		3.05			
08	50×55	SPC	ELU	4.2	2.54	24.75	28.4	8HA16+8HA14
		SET	0.8G-Ey		11.55			
		SPC	G+Q-Ex		2.54			
09	45×50	SPC	ELU	3.8	2.06	20.25	20.36	4HA16+8HA14
		SPC	0.8G-Ey		2.06			
		SPC	G+Q-Ex		2.06			
10	40×45	SPC	ELU	3.5	1.64	16.2	18.47	12HA14
		SPC	0.8G-Ey		1.64			
		SPC	G+Q+Ex		1.64			
Toiture	35×40	SPC	ELU	3	1.27	12.6	15.21	4HA14+8HA12
		SPC	0.8G-Ey		1.27			
		SPC	G+Q-Ey		1.27			

### b. Ferrailage transversal

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 4** Ferrailage transversal des poteaux

Niveau	B (cm <sup>2</sup> )	$l_f$ (cm)	$\lambda_g$	$\rho$	$V_u$ (KN)	$t_{z-nodal}$ (cm)	$t_{z-recouv}$ (cm)	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	70×70	234	3.34	3.75	59.62	8	10	0.64	3.98	6HA10=4.71
01, 02	65×70	234	3.34	3.75	37.01	10	10	0.43	4.61	6HA10=4.71
03, 04	65×65	234	3.6	3.75	3.82	10	10	0.04	4.22	6HA10=4.71
05, 06	60×65	234	3.6	3.75	41.03	10	10	0.51	3.9	6HA10=4.71
07	55×60	234	3.9	3.75	42.37	10	10	0.58	2.97	6HA8=3.02
08	50×55	234	4.25	3.75	44.04	10	10	0.66	2.45	6HA8=3.02
09	45×50	234	4.68	3.75	45.49	10	10	0.76	1.71	6HA8=3.02
10	40×45	234	5.2	2.5	34.16	10	10	0.43	1.2	6HA8=3.02
Toiture	35×40	175	4.37	3.75	22.04	10	10	0.47	1.61	6HA8=3.02

#### IV.1.1.4. Vérifications nécessaires

##### ➤ Vérification au flambement (effort normal ultime)

Le CBA93 (Art. B.8.2.1) exige que les poteaux soumis à la flexion composée doivent être justifiée par rapport à la limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$N^{max} \leq N_u = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad [\text{CBA93 (Art. B.8.2.1)}]$$

Avec :  $B_r = (b - 2)(h - 2)$  : section réduite du poteau.

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élanement  $\lambda$ .

$$\text{Tel que : } \alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \quad \text{Avec : } \lambda = \frac{l_f}{i} ; l_f = 0.7 \times l_0$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_0 = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} : \text{hauteur libre du poteau.} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} : \text{rayon de gyration.} \end{cases}$$

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 5** Tableau récapitulatif de la vérification de flambement des différents poteaux

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	i	$l_f$ (m)	$\lambda$	$\alpha$	$N^{max}$ (MN)	$N_u$ (MN)	Obs
RDC	70×70	0.4624	0.202	2.34	11.58	0.832	3.19326	8.943	Vérifiée
01, 02	65×70	0.4284	0.2043	2.34	11.45	0.832	2.85703	8.091	Vérifiée
03, 04	65×65	0.3969	0.1884	2.34	12.42	0.829	2.25836	7.579	Vérifiée
05, 06	60×65	0.3654	0.1895	2.34	12.35	0.829	1.67330	6.932	Vérifiée
07	55×60	0.3074	0.1741	2.34	13.44	0.826	1.11169	5.857	Vérifiée
08	50×55	0.2544	0.1595	2.34	14.67	0.821	0.84248	4.882	Vérifiée
09	45×50	0.2064	0.1491	2.34	15.69	0.817	0.58663	3.846	Vérifiée
10	40×45	0.1634	0.1291	2.34	18.13	0.807	0.33550	3.09	Vérifiée
Toiture	35×40	0.1254	0.1195	1.75	14.64	0.821	0.084	2.449	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

#### IV.1.2. Etude des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposés aux intempéries et soumis à des moments de flexion (M) et à des efforts tranchants (V), donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Le ferrailage est calculé à l'ELU sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de RPA 99/version 2003.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts obtenus par le modèle « Robot Structural Analysis », qui sont sollicités par les combinaisons maximales exigées par le RPA99/ Version 2003 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right. \quad [\text{RPA99/version 2003, Art (5.2)}]$$



**IV.1.2.1. Recommandation du RPA99/v2003**

**a. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1)**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.  $A_{min} = 0.5\% (b \times h)$
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 
$$\begin{cases} A_{max} = 4\% (b \times h) \dots\dots\dots \text{en zone courante.} \\ A_{max} = 6\% (b \times h) \dots\dots\dots \text{en zone d recouvrement.} \end{cases}$$
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de  $50\emptyset$  en zone III.

Concernant notre structure en Béton Armé, les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV. 6** Tableau récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA

Eléments	Section (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Poutre principale	30×45	6.75	54	81
Poutre secondaire	30×40	6	48	72

**b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2)**

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{min} = 0.3\% (t \times b)$$

Avec :  $S_t$  : Espacement maximum entre les armatures transversales déterminé

comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset^{min}\right) \dots\dots\dots \text{en zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{en dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

- ✓ La valeur du diamètre  $\emptyset l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

## IV.1.2.2. Sollicitations de calculs

Les sollicitations de calcul les plus défavorables obtenu directement par le modèle « Robot Structurel Analysis » sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 7 Sollicitations dans différentes poutres

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	$M_{travée}$ (KN.m)	$M_{appui}$ (KN.m)	V (KN)	$M_{travée}$ (KN.m)	$M_{appui}$ (KN.m)	V (KN)
RDC, 01 <sup>er</sup>	71.64	-153.19	137.04	64.69	-85.52	67.85
	0.8G-Ex	G+Q+Ex	ELU	ELA	ELA	ELU
02 <sup>ème</sup> au 11 <sup>ème</sup>	74.95	-173.35	141.58	83.41	-96.13	58.20
	ELU	G+Q+Ex	ELU	G+Q-Ey	G+Q+Ey	ELU

## IV.1.2.3. Calcul du ferrailage

## a. Les armatures longitudinales

Les résultats de calculs sont résumés dans les tableaux suivant :

## - Poutre principale

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 45 \text{ cm} ; d = 42.5 \text{ cm} ; d' = 2.5 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa}$$

Tableau IV. 8 Calcul à la flexion simple de la poutre principale

Niveaux	Local	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\mu_l$	$\alpha$	z (m)	A'	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC. 01 <sup>er</sup>	Travée	71.64	0.072	0.338	0.093	0.409	0	3.5	6.75
	Appui	-153.19	0.153	0.338	0.209	0.389	0	7.88	6.75
02 <sup>ème</sup> au 11 <sup>ème</sup>	Travée	74.95	0.065	0.338	0.084	0.411	0	3.15	6.75
	Appui	-173.35	0.173	0.338	0.239	0.384	0	9.03	6.75

## - Poutre secondaire

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 37.5 \text{ cm} ; d' = 2.5 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa}$$

Tableau IV. 9 Calcul à la flexion simple de la poutre secondaire

Niveaux	Local	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\mu_l$	$\alpha$	z (m)	A'	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC. 01 <sup>er</sup>	Travée	64.69	0.108	0.379	0.143	0.354	0	4.2	6
	Appui	-85.52	0.11	0.338	0.146	0.353	0	4.85	6
02 <sup>ème</sup> au 11 <sup>ème</sup>	Travée	83.41	0.107	0.338	0.142	0.354	0	4.71	6
	Appui	-96.13	0.123	0.338	0.165	0.35	0	5.49	6

- Choix des sections de ferrailage

Niveaux	Eléments	Local	Section (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
RDC, 01 <sup>er</sup>	Poutre principale	Travée	30×45	6.75	3.5	4.62	3HA14
		Appui			7.88	8.01	3HA14+3HA12(chap)
02 <sup>ème</sup> au 11 <sup>ème</sup>	Poutre secondaire	Travée	30×40	6	3.15	3.39	3HA12
		Appui			9.03	9.24	3HA14+3HA14(chap)
02 <sup>ème</sup> au 11 <sup>ème</sup>	Poutre principale	Travée	30×45	6.75	4.2	4.62	3HA14
		Appui			4.85	5.65	3HA12+2HA12(chap)
02 <sup>ème</sup> au 11 <sup>ème</sup>	Poutre secondaire	Travée	30×40	6	4.71	5.65	3HA12+2HA12(chap)
		Appui			5.49	5.65	3HA12+2HA12(chap)

**b. Les armatures transversales**

➤ Calcul de  $\emptyset$

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donné par :  $\emptyset \leq \min\left(\emptyset_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales : } \emptyset \leq \min\left(12; \frac{450}{35}; \frac{300}{10}\right) \leq 12.86 \text{ mm} \quad \text{soit } \emptyset = 8 \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires : } \emptyset \leq \min\left(12; \frac{400}{35}; \frac{300}{10}\right) \leq 11.43 \text{ cm} \quad \text{soit } \emptyset = 8 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Donc on prend  $\emptyset = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA10 pour toutes les poutres.

➤ Calcul des espacements

Selon le RPA 99/2003 (article 7.5.2.2)

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_l\right) \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{PP : } S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1.2\right) \leq 11.25 \text{ cm} \quad \text{soit } t = 8 \text{ cm} \\ \text{PS : } S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2\right) \leq 10 \text{ cm} \quad \text{soit } t = 8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{PP : } t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \quad \text{soit } t = 15 \text{ cm} \\ \text{PS : } t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \quad \text{soit } t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} \text{PP : } S_t = \max(8; 15) = 15 \text{ cm} \\ \text{PS : } S_t = \max(8; 15) = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ Vérification des sections d'armatures transversales minimales

$$A_t^{min} = 0.3\% (S_t \times b) = 0.3\% (15 \times 30) \Rightarrow A_t^{min} = 1.35 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Calcul des longueurs de recouvrement

Selon le RPA99 [Article 7.4.2.1], la longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r \geq 50\phi \dots \dots \dots \text{en zone III.}$$

$$\begin{cases} \phi = 12 \text{ mm} & \Rightarrow L_r \geq 50 \times 1.2 = 60 \text{ cm} \\ \phi = 14 \text{ mm} & \Rightarrow L_r \geq 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

#### IV.1.3. Etude des voiles

Le voile est un élément structurel de contreventement considérés comme une console verticale encastrée à sa base de section ( $e \times L$ ), il est soumis à un effort normal « N », un effort tranchant « V » et un moment fléchissant « M », ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composées du même principe qu'un poteau.

Le RPA99 version 2003 (Art.3.4. A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 11 m de hauteur en zone III.

Les calculs se feront sous les combinaisons les plus défavorables suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right. \quad \text{[RPA99/version 2003]}$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_1 \\ N_{min} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_2 \\ M_{max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

**IV.1.3.1. Recommandation du RPA99/v2003****a. Armatures verticales (Art 7.7.4.1)**

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets.
- ✓ Les armatures de traction doivent être concentrées aux deux extrémités du voile ou du trumeau d'une manière symétrique.
- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{min} = 0.2\% (e \times l_t)$

**b. Armatures horizontales (Art 7.7.4.2)**

- ✓ Les armatures horizontales sont disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales, et elles doivent être munies de crochet à 135°, ayant une longueur de  $10 \Phi$ .
- ✓ Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

**c. Armatures transversales**

- ✓ Ce sont généralement des épingles reliant les deux nappes d'armatures verticales dont le rôle est d'empêcher le flambement de ces derniers.

- ✓ D'après le **RPA 99/v2003**, les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins quatre (4) épingles par mètre carré.

#### **d. Règles communes (Art 7.7.4.3)**

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0,15 %
  - En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit vérifier la condition suivante :  $t \leq \min(1.5 a; 30 \text{ cm})$ .
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $l/10$  de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
  - $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1.1 V/f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1.4 V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

#### **IV.1.3.2. Sollicitations de calculs**

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du modèle, ces sollicitations sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 10 Sollicitations maximales dans le voile  $V_{y1}$ 

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		Comb	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		Comb	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		Comb
	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN.m)		$N_{min}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN.m)		$M_{max}$ (KN.m)	$N_{corr}$ (KN)	
RDC, 1 1 <sup>ère</sup> et 2 <sup>ème</sup>	1341.94	32.88	G+Q-Ex	-685.13	26.89	0.8G+Ex	370.72	1300.65	G+Q-Ey
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	586.00	23.27	G+Q-Ex	-187.57	18.39	0.8G+Ex	112.55	342.76	G+Q-Ey
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup>	236.38	64.97	G+Q-Ey	-66.49	55.49	0.8G+Ey	64.97	236.38	G+Q-Ey

Tableau IV. 11 Sollicitations maximales dans le voile  $V_{x1}$ 

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		Comb	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		Comb	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		Comb
	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN.m)		$N_{min}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN.m)		$M_{max}$ (KN.m)	$N_{corr}$ (KN)	
RDC, 1 <sup>ère</sup> et 2 <sup>ème</sup>	1496.22	28.66	G+Q-Ey	-633.36	22.82	0.8G+Ey	695.97	1237.23	G+Q-Ex
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	763.51	33.62	G+Q-Ey	-169.71	14.53	0.8G+Ex	295.93	414.07	G+Q-Ex
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	336.74	62.61	G+Q-Ey	-44.20	10.99	0.8G+Ey	127.69	309.71	G+Q-Ex

#### IV.1.3.3. Calcul du ferrailage

##### a. Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e×L).

La section d'armature A calculée sera réparties sur la section tendue du voile, elle sera comparée avec la section minimale (A<sub>min</sub>) du **RPA99/ version2003**

Tableau IV. 12 Calcul des armatures verticales de la section du voile  $V_{y1}$ 

Niveaux	RDC, 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup>
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×1.5	0.15×1.5	0.15×1.5
M(KN.m)	26.89	18.39	55.49
N(KN)	-685.13	-187.57	-66.49
Type de section	SET	SET	SET
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	7.24	2.14	1.45
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	6	4.5	4.5
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )/ face	10.18	7.07	7.07
Choix du ferrailage	9HA12	9HA12	9HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20

Tableau IV. 13 Calcul des armatures verticales de la section du voile  $V_{x1}$ 

Niveaux	RDC, 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×2.05	0.15×2.05	0.15×2.05
M(KN.m)	22.82	14.53	10.99
N(KN)	-633.36	-169.71	-44.20
Type de section	SET	SET	SET
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	6.66	1.9	0.6
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	8.2	6.15	6.15
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )/ face	9.42	9.42	9.42
Choix du ferrailage	12HA12	10HA12	10HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20

#### b. Armatures horizontales

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

Avec :  $S_t \leq \min(1.5e \times 30 \text{ cm})$  ;  $\tau_u = \frac{\bar{V}}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 \times f_{c28}$

Les tableaux ci-après résume les résultats de ferrailage du voile  $V_{y1}$  et  $V_{x1}$



Tableau IV. 14 Calcul des armatures horizontales du voile  $V_{y1}$ 

Niveaux	RDC, 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup>
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×1.5	0.15×1.5	0.15×1.5
M(KN.m)	26.89	18.39	55.49
N(KN)	-685.13	-187.57	-66.49
Type de section	SET	SET	SET
$V^{max}$ (KN)	104.17	59.81	30.53
$\bar{V}$ (KN)	145.838	83.734	42.742
$\tau_u$ (MPa)	0.5	0.38	0.19
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	5	5	5
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.5	0.21	0.11
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.45	0.45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.57	1.57
Choix du ferrailage	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t$ (cm)	20	15	15

Tableau IV. 15 Calcul des armatures horizontales du voile  $V_{x1}$ 

Niveaux	RDC, 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×2.05	0.15×2.05	0.15×2.05
M(KN.m)	22.82	14.53	10.99
N(KN)	-633.36	-169.71	-44.20
Type de section	SET	SET	SET
$V^{max}$ (KN)	141.20	116.35	48.22
$\bar{V}$ (KN)	197.68	162.89	67.508
$\tau_u$ (MPa)	0.49	0.54	0.22
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	5	5	5
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.67	0.42	0.17
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.45	0.45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.57	1.57
Choix du ferrailage	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t$ (cm)	20	15	15

## IV.2. Etude des éléments de l'ossature en construction mixte (acier, béton)

### IV.2.2. Etude des planchers mixtes à la phase d'exploitation

A ce stade les poutres et les solives sont considérer comme des sections en T et ceci revient à la participation du béton dans la résistance.

#### IV.2.2.1. Etude des solives mixtes les plus sollicitée

##### a. Combinaison de charge

$$\begin{cases} \text{à ELU : } q_u = 1.25 \times [1.35(G_{\text{béton frais}} + G_{\text{tôle}} + G_{\text{revetement}}) + 1.5Q] + 1.35 \times G_{\text{profilé}} \\ \text{à ELS : } q_s = 1.25 \times (G_{\text{béton frais}} + G_{\text{tôle}} + G_{\text{revetement}} + Q) + G_{\text{profilé}} \end{cases}$$

Les résultats son récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 16 Combinaison de charge

Niveaux	$G_{\text{profilé}}$ (Kg/ml)	$G_{\text{dalle}}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$G_{\text{total}}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$Q$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_u$ (KN/m)	$q_s$ (KN/m)
Toiture	18.8	6.48	6.561	1	10.19745	7.427
Terrasse	18.8	6.48	6.561	1	11.157	8.126
9 <sup>ème</sup> au 2 <sup>ème</sup>	18.8	4.95	5.031	2.5	13.294	9.501
1 <sup>er</sup>	18.8	4.95	5.031	4	16.11	11.376

##### b. Calcul de la largeur efficace

La largeur efficace est la largeur de la dalle qui contribue à la flexion générale du plancher.

$$b_{eff} = b_{e_1} + b_{e_2} \quad ; \quad \text{Tel que: } \begin{cases} b_{e_1} = \min\left(\frac{l_0}{8}; \frac{e}{2}\right) \\ b_{e_2} = \min\left(\frac{l_0}{8}; \frac{e}{2}\right) \end{cases}$$

$$\text{Pour notre cas : } l_0 = 4.3 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} b_{e_1} = \min\left(\frac{4.3}{8}; 0.625\right) = 0.538\text{m} \\ b_{e_2} = \min\left(\frac{4.3}{8}; 0.625\right) = 0.538\text{m} \end{cases} \Rightarrow b_{eff} =$$

1.076 m

Avec :  $l_0$  : la portée de la poutre dans le cas d'une poutre sur deux appuis.

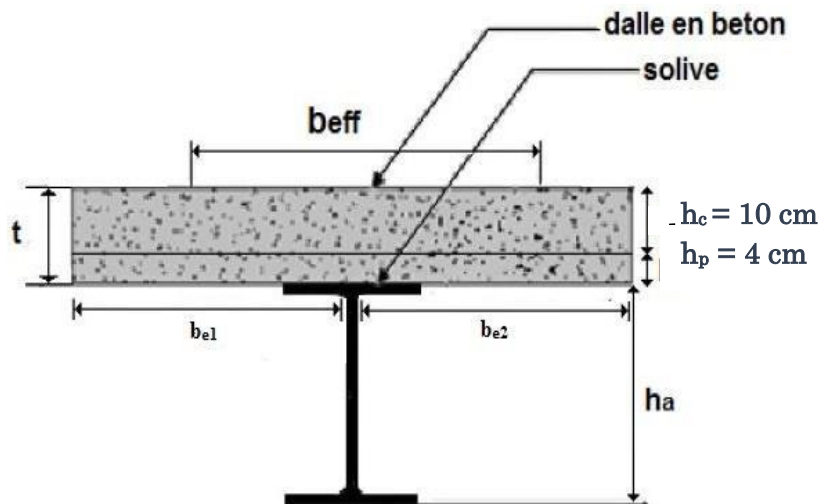


Figure IV. 1 Largeur effective de la dalle pour les solives

### c. Position de l'axe neutre

Sachant que la classe du profilé métallique est de classe 1, donc on effectue un calcul plastique et on confirme par la suite la classe de la section mixte en calculant la position de l'axe neutre plastique (ANP) comme suit :

- Si  $F_c > F_a$  : l'axe neutre plastique est situé dans la dalle.
- Si  $F_c < F_a$  : l'axe neutre plastique est situé dans le profilé métallique.

$$\text{Tel que : } F_c = h_c \times b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad ; \quad F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} \quad ; \quad Z = \frac{F_a}{0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_{eff}}$$

$F_a$  : la résistance plastique du profilé à la traction

$F_c$  : la résistance plastique du profilé à la compression

$Z$  : la position de l'axe neutre plastique par rapport à la face supérieure de la dalle

Les coefficients de sécurité :  $\gamma_c = 1.5$  ;  $\gamma_a = 1.1$

Caractéristiques du béton :  $f_y = 275 \text{ MPa}$  ;  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{sk} = 500 \text{ MPa}$

Pour le 1<sup>er</sup> niveau :

$$\begin{cases} F_c = 0.1 \times 1.076 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 1.524 \text{ MN} \\ F_a = 23.9 \times 10^{-4} \times \frac{275}{1.1} = 0.598 \text{ MN} \end{cases}$$

$F_c > F_a$  : l'axe neutre plastique est dans la dalle, donc la section mixte est de classe 1

$$Z = \frac{0.598}{0.85 \times \frac{25}{1.5} \times 1.076} = 0.039 \text{ m}$$

Tableau IV. 17 Position de l'axe neutre

Niveaux	IPE	$b_{eff}$ (m)	$h_c$ (m)	$F_c$ (MN)	$A_a$ (cm <sup>2</sup> )	$F_a$ (MN)	$z$ (m)	Observation
Toiture	180	1.075	0.1	1.523	23.9	0.598	0.039	L'axe est dans la dalle
1 <sup>er</sup> au 11 <sup>ème</sup>	180	1.076	0.1	1.524	23.9	0.598	0.039	L'axe est dans la dalle

Selon le règlement « EC4 », quand l'ANP se situe dans la dalle ( $F_c > F_a$ ), la section mixte est considérée de classe 1.

#### IV.2.2.1.1. Vérification des solives à l'ELU

##### a. Vérification de la résistance

$$M_{sd} = \frac{qL^2}{8} \leq M_{rd} = F_a \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right) ; Z = \frac{F_a}{0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_{eff}}$$

$h_a$  : Hauteur du profilé.

$h_p$  : Epaisseur de la tôle.

$h_c$  : Epaisseur de la dalle.

Pour le 1<sup>er</sup> niveau :

$$M_{sd} = \frac{16.11 \times 4.3^2}{8} = 0.037 \text{ MN.m} \leq M_{rd} = 0.598 \left( \frac{0.18}{2} + 0.04 + 0.1 - \frac{0.039}{2} \right) = 0.126$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 18 Vérification de la résistance

Niveaux	IPE	$q_u$ (KN/m)	$l$ (m)	$M_{sd}$ (MN.m)	$F_a$	$h_a$ (m)	$Z$ (m)	$M_{rd}$ (MN.m)	Obs
Toiture	180	9.63	4.3	0.022	0.598	0.18	0.039	1.259	Vérifiée
Terrasse	180	11.157	4.3	0.026	0.598	0.18	0.039	1.259	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	180	13.294	4.3	0.031	0.598	0.18	0.039	1.259	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	180	16.11	4.3	0.037	0.598	0.18	0.039	1.259	Vérifiée

##### b. Vérification de l'effort tranchant

$$V_{st} = \frac{q_u l}{2} \leq V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$V_{st}$  : Effort tranchant sollicitant.

$V_{plrd}$  : Effort tranchant résistant plastique.

$A_{vz}$  : Aire de cisaillement.

$f_y$  : Limite d'élasticité.

Pour le 1<sup>er</sup> niveau :

$$V_{st} = \frac{16.11 \times 4.3}{2} = 34.637 \text{ KN} \leq V_{plrd} = \frac{11.25 \times 10^{-4} \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 162.38 \text{ KN}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 19** Vérification de l'effort tranchant

Niveaux	IPE	$q_u$ (KN /m)	L (m)	$V_{st}$ (KN)	$A_{vz}$ (cm <sup>2</sup> )	$V_{plrd}$ (KN)	Observation
Toiture	180	9.63	4.3	23.568	11.25	162.38	Vérifiée
Terrasse	180	11.157	4.3	25.787	11.25	162.38	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	180	13.294	4.3	30.726	11.25	162.38	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	180	16.11	4.3	37.234	11.25	162.38	Vérifiée

#### IV.2.2.1.2. Vérification des solives à l'ELS

La vérification de la flèche se fait au domaine élastique

##### ➤ Position de l'axe neutre

$$A_a(h - Z_a - h_c) < \frac{A_c \cdot h_c}{2 \cdot n} \quad \Rightarrow \quad \text{Axe neutre élastique est dans la dalle.}$$

$$Z_{el} = \frac{n \cdot A_a}{b_{eff}} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_{eff}}{n \cdot A_a} (h - z_a)} \right] \quad \text{Avec : } n = \frac{E_a}{E_{cm}}$$

$A_a$  : Aire du profilé métallique.

$Z_{el}$  : La position de l'axe neutre plastique par rapport aux fibre inferieure de la semelle de profilé.

H : La hauteur totale de la section mixte.

n : Coefficient d'équivalence acier/béton.

##### ➤ Moment d'inertie mixte

$$I_{m_y} = I_{a_y} + A_a(Z_a - Z_m)^2 + \frac{b_{eff} \times Z_{el}^3}{3 \cdot n}$$

$I_{my}$  : Moment d'inertie de la section mixte de la section par rapport à l'axe neutre.

$I_{ay}$  : Moment d'inertie du profilé.

Pour le 1<sup>er</sup> niveau :

$$23.9 \times 10^{-4}(0.32 - 0.09 - 0.04) = 4.541 \times 10^{-4} < \frac{0.15 \cdot 0.1}{2 \times 6.53} = 1.146 \times 10^{-3}$$

⇒ Axe neutre élastique est dans la dalle

$$Z_{el} = \frac{6.53 \times 23.9 \times 10^{-4}}{1.076} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_{eff}}{6.53 \times 23.9 \times 10^{-4}} (0.32 - 0.09)} \right] = 0.068 \text{ m}$$

$$I_{my} = 1317 \times 10^{-8} + 23.9 \times 10^{-4} \times (0.09 - 0.252)^2 + \frac{1.075 \times 0.068^3}{3 \times 6.53} = 9.316 \times 10^{-5} \text{ m}^{-4}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 20** Les valeurs du moment mixte et la position de l'axe neutre

Niveaux	IPE	$A_a$ (cm <sup>2</sup> )	$b_{eff}$ (m)	$Z_{el}$ (m)	$I_{ay}$ (cm <sup>4</sup> )	$Z_m$ (m)	$I_{my}$ ×10 <sup>-5</sup> (m <sup>4</sup> )
Toiture	180	23.9	1.076	0.068	1317	0.225	9.316
1 <sup>er</sup> au 11 <sup>ème</sup>	180	23.9	1.076	0.068	1317	0.252	9.316

➤ Vérification de la flèche

$$f = \frac{5 \times q_s \times (L)^4}{384 EI_{my}} \leq \bar{f} = \frac{L}{300} \quad [\text{CCM97, Art 4.2.2.1}]$$

Pour le 1<sup>er</sup> niveau :

$$f = \frac{5 \times 11.376 \times (4.3)^4}{384 \times 210000 \times 9.316 \times 10^{-5}} = 0.00258 \text{ m} \leq \bar{f} = \frac{4.3}{300} = 0.014 \text{ m}$$

**Tableau IV. 21** Vérification de la flèche

Niveaux	IPE	$L$ (m)	$I_{my}$ ×10 (m <sup>4</sup> )	$q_s$ (KN/m)	$f$ (m)	$\bar{f}$ (m)	Observation
Toiture	180	4.3	9.316	7.43	0.00169	0.014	Vérifiée
Terrasse	180	4.3	9.316	8.126	0.00184	0.014	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	180	4.3	9.316	9.501	0.00216	0.014	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	180	4.3	9.316	11.376	0.00258	0.014	Vérifiée

## IV.2.2.2. Etude des sablières mixtes les plus sollicitée

## Combinaison de charge

Tableau IV. 22 Combinaison de charge

Niveaux	$G_{profilé}$ (Kg/ml)	$G_{dalle}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$G_{total}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$Q$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_u$ (KN/m)	$q_s$ (KN/m)
Toiture	18.8	6.48	6.561	1	10.19745	7.427
Terrasse	18.8	6.48	6.561	1	11.157	8.126
9 <sup>ème</sup> au 2 <sup>ème</sup>	18.8	4.95	5.031	2.5	13.294	9.501
1 <sup>er</sup>	18.8	4.95	5.031	4	16.11	11.376

## ➤ Travée :

## a. Calcul de la largeur efficace

La largeur efficace est la largeur de la dalle qui contribue à la flexion générale du plancher.

$$b_{eff} = b_{e_1} + b_{e_2} \quad ; \quad \text{Tel que: } \begin{cases} b_{e_1} = \min\left(\frac{l_0}{8}; \frac{e}{2}\right) \\ b_{e_2} = \min\left(\frac{l_0}{8}; \frac{e}{2}\right) \end{cases} \quad \text{avec } l_0 = 0.7(l_1 \text{ ou } l_2)$$

$$\text{Pour notre cas : } \Rightarrow \begin{cases} b_{e_1} = \min\left(\frac{0.7 \times 4.3}{8}; 0.625\right) = 0.37m \\ b_{e_2} = \min\left(\frac{0.7 \times 4.3}{8}; 0.625\right) = 0.38m \end{cases} \Rightarrow b_{eff} = 0.75m$$

Avec :  $l_0$  : la portée de la poutre dans le cas d'une poutre sur deux appuis.

## b. Position de l'axe neutre

Sachant que la classe du profilé métallique est de classe 1, donc on effectue un calcul plastique et on confirme par la suite la classe de la section mixte en calculant la position de l'axe neutre plastique (ANP) comme suit :

- Si  $F_c > F_a$  : l'axe neutre plastique est situé dans la dalle.
- Si  $F_c < F_a$  : l'axe neutre plastique est situé dans le profilé métallique.

$$\text{Tel que : } F_c = h_c \times b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad ; \quad F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} \quad ; \quad Z = \frac{F_a}{0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_{eff}}$$

$F_a$  : la résistance plastique du profilé à la traction

$F_c$  : la résistance plastique du profilé à la compression

Z : la position de l'axe neutre plastique par rapport à la face supérieure de la dalle

Les coefficients de sécurité :  $\gamma_c = 1.5$  ;  $\gamma_a = 1.1$

Caractéristiques du béton :  $f_y = 275 \text{ MPa}$  ;  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{sk} = 500 \text{ MPa}$

Pour le 1<sup>er</sup> niveau :

$$\begin{cases} F_c = 0.1 \times 0.75 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 1.066 \text{ MN} \\ F_a = 23.9 \times 10^{-4} \times \frac{25}{1.5} = 0.598 \text{ MN} \end{cases}$$

$F_c > F_a$  : l'axe neutre plastique est dans la dalle, donc la section mixte est de classe 1

$$Z = \frac{0.598}{0.85 \times \frac{25}{1.5} \times 1.076} = 0.06 \text{ m}$$

Tableau IV. 23 Position de l'axe neutre

Niveaux	IPE	$b_{eff}$ (m)	$h_c$ (m)	$F_c$ (MN)	$A_a$ (cm <sup>2</sup> )	$F_a$ (MN)	$z$ (m)	Observation
Toiture	180	0.625	0.1	0.89	23.9	0.598	0.068	L'axe est dans la dalle
1 <sup>er</sup> au 11 <sup>ème</sup>	180	0.75	0.1	1.06	23.9	0.598	0.068	L'axe est dans la dalle

Selon le règlement « EC4 », quand l'ANP se situe dans la dalle ( $F_c > F_a$ ), la section mixte est considérée de classe 1.

#### IV.2.2.2.1. Vérification des sablières à l'ELU

##### a. Vérification de la résistance

$$M_{sd} = \frac{qL^2}{12} \leq M_{rd} = F_a \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right) ; Z = \frac{F_a}{0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_{eff}}$$

$h_a$  : Hauteur du profilé.

$h_p$  : Epaisseur de la tôle.

$h_c$  : Epaisseur de la dalle.

Pour le 1<sup>er</sup> niveau :

$$M_{sd} = \frac{16.11 \times 4.3^2}{12} = 0.025 \text{ MN.m} \leq M_{rd} = 0.598 \left( \frac{0.18}{2} + 0.04 + 0.1 - \frac{0.08}{2} \right) = 0.12$$



Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 24** Vérification de la résistance

Niveaux	IPE	$q_u$ (KN /m)	$l$ (m)	$M_{sd}$ (MN.m)	Fa	$h_a$ (m)	Z (m)	$M_{rd}$ (MN.m)	Obs
Toiture	180	9.63	4.3	0.015	0.598	0.18	0.068	1.117	Vérifiée
Terrasse	180	11.157	4.3	0.017	0.598	0.18	0.06	1.2	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	180	13.294	4.3	0.02	0.598	0.18	0.06	1.2	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	180	16.11	4.3	0.025	0.598	0.18	0.06	1.2	Vérifiée

#### IV.2.2.2. Vérification des sablières à l'ELS

La vérification de la flèche se fait au domaine élastique

##### ➤ Position de l'axe neutre

$$A_a(h - Z_a - h_c) < \frac{A_c \cdot h_c}{2 \cdot n} \Rightarrow \text{Axe neutre élastique est dans la dalle.}$$

$$Z_{el} = \frac{n \cdot A_a}{b_{eff}} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_{eff}}{n \cdot A_a} (h - z_a)} \right] \quad \text{Avec : } n = \frac{E_a}{E_{cm}}$$

$A_a$  : Aire du profilé métallique.

$Z_{el}$  : La position de l'axe neutre plastique par rapport aux fibre inferieure de la semelle de profilé.

H : La hauteur totale de la section mixte.

n : Coefficient d'équivalence acier/béton.

##### ➤ Moment d'inertie mixte

$$I_{m_y} = I_{a_y} + A_a(Z_a - Z_m)^2 + \frac{b_{eff} \times Z_{el}^3}{3 \cdot n}$$

$I_{m_y}$  : Moment d'inertie de la section mixte de la section par rapport à l'axe neutre.

$I_{a_y}$  : Moment d'inertie du profilé.

Pour le 1<sup>er</sup> niveau :

$$23.9 \times 10^{-4}(0.32 - 0.09 - 0.04) = 4.541 \times 10^{-4} < \frac{0.15 \cdot 0.1}{2 \times 6.53} = 1.146 \times 10^{-3}$$

⇒ Axe neutre élastique est dans la dalle

$$Z_{el} = \frac{6.53 \times 23.9 \times 10^{-4}}{0.75} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 0.75}{6.53 \times 23.9 \times 10^{-4}} (0.32 - 0.09)} \right] = 0.08 \text{ m}$$

$$I_{m_y} = 1317 \times 10^{-8} + 23.9 \times 10^{-4} \times (0.09 - 0.24)^2 + \frac{0.75 \times 0.08^3}{3 \times 6.53} = 8.65 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 25** Les valeurs du moment mixte et la position de l'axe neutre

Niveaux	IPE	$A_a$ (cm <sup>2</sup> )	$b_{eff}$ (m)	$Z_{el}$ (m)	$I_{ay}$ (cm <sup>4</sup> )	$Z_m$ (m)	$I_{m_y}$ ×10 <sup>-5</sup> (m <sup>4</sup> )
Toiture	180	23.9	0.625	0.085	1317	0.135	8.3
1 <sup>er</sup> au 11 <sup>ème</sup>	180	23.9	0.75	0.08	1317	0.24	8.65

➤ **Vérification de la flèche**

$$f = \frac{q_s \times (L)^4}{384 E I_{m_y}} \leq \bar{f} = \frac{L}{300} \quad [\text{CCM97, Art 4.2.2.1}]$$

Pour le 1<sup>er</sup> niveau :

$$f = \frac{11.376 \times (4.3)^4}{384 \times 210000 \times 9.316 \times 10^{-5}} = 0.00258 \text{ m} \leq \bar{f} = \frac{4.3}{300} = 0.014 \text{ m}$$

**Tableau IV. 26** Vérification de la flèche

Niveaux	IPE	$L$ (m)	$I_{m_y}$ ×10 <sup>-5</sup> (m <sup>4</sup> )	$q_s$ (KN/m)	$f$ ×10 <sup>-4</sup> (m)	$\bar{f}$ (m)	Observation
Toiture	180	4.3	8.3	7.43	3.79	0.014	Vérifiée
Terrasse	180	4.3	8.65	8.126	3.98	0.014	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	180	4.3	8.65	9.501	4.59	0.014	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	180	4.3	8.65	11.376	5.58	0.014	Vérifiée

➤ **En appuis :**

a. **Calcul de la largeur efficace**

La largeur efficace est la largeur de la dalle qui contribue à la flexion générale du plancher.

$$b_{eff} = b_{e_1} + b_{e_2} \quad ; \quad \text{Tel que: } \begin{cases} b_{e_1} = \min\left(\frac{l_0}{8}; \frac{e}{2}\right) \\ b_{e_2} = \min\left(\frac{l_0}{8}; \frac{e}{2}\right) \end{cases} \quad \text{Avec } l_0 = 0.25(l_1 + l_2)$$

$$\text{Pour notre cas : } \Rightarrow \begin{cases} b_{e_1} = \min\left(\frac{0.25 \times (4.3 + 4.2)}{8}; 0.625\right) = 0.27 \\ b_{e_2} = \min\left(\frac{0.25 \times (4.3 + 4.2)}{8}; 0.625\right) = 0.27m \end{cases} \Rightarrow b_{eff} = 0.54m$$

Avec :  $l_0$  : la portée de la poutre dans le cas d'une poutre sur deux appuis.

### b. Vérification de la résistance

L'espacement entre les barres en acier dans la dalle égale a 10 cm.

$$F_a = 0.598 \text{ MN}$$

$$F_s = A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 5.65 \times 10^{-4} \times \frac{500}{1.15} = 0.25 \text{ MN}$$

$$F_a - F_s = 0.348 < 2b_f \cdot t_f \cdot \frac{f_y}{\gamma_1} = 0.364$$

$$Z_f = \frac{(0.598 - 0.25) \times 1.1}{2 \times 0.091 \times 275} = 7.65 \times 10^{-3}$$

$$M_{pl.Rd}^- = F_a \left( \frac{h_a}{2} + h_s \right) - (F_a - F_s) \cdot \left( \frac{Z_f}{2} + h_s \right)$$

$$M_{pl.Rd}^- = 0.598 \times \left( \frac{0.18}{2} + 0.11 \right) - (0.598 - 0.25) \cdot \left( \frac{7.65 \times 10^{-3}}{2} + 0.11 \right) = 0.08 \text{ MN.m}$$

Tableau IV. 27 Vérification de la résistance

Niveaux	IPE	$b_{eff}$ (m)	$F_s$ (MN)	$Z_f$ $\times$ $10^{-3}$ (m)	$M_{sd}$ (MN.m)	$M_{pl.Rd}^-$ (MN.m)	Observation
Terrasse	180	0.54	0.25	7.65	0.0086	0.08	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	180	0.54	0.25	7.65	0.01	0.08	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	180	0.54	0.25	7.65	0.012	0.08	Vérifiée

### c. Vérification de l'effort tranchant

$$V_{st} = \frac{q_u l}{2} \leq V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m_0}}$$

$V_{st}$  : Effort tranchant sollicitant.

$V_{plrd}$  : Effort tranchant résistant plastique.

$A_{vz}$  : Aire de cisaillement.

$f_y$  : Limite d'élasticité.

Pour le 1<sup>er</sup> niveau :

$$V_{st} = \frac{16.11 \times 4.3}{2} = 34.637 \text{ KN} \leq V_{plrd} = \frac{11.25 \times 10^{-4} \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 162.38 \text{ KN}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 28** Vérification de l'effort tranchant

Niveaux	IPE	$q_u$ (KN/m)	L (m)	$V_{st}$ (KN)	$A_{vz}$ (cm <sup>2</sup> )	$V_{plrd}$ (KN)	Observation
Toiture	180	9.63	4.3	23.568	11.25	162.38	Vérifiée
Terrasse	180	11.157	4.3	25.787	11.25	162.38	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	180	13.294	4.3	30.726	11.25	162.38	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	180	16.11	4.3	37.234	11.25	162.38	Vérifiée

#### IV.2.2.3. Etude de la poutre maitresse la plus sollicités à la phase de l'exploitation

##### Combinaison de charge

$$\begin{cases} \text{à ELU : } q_u = 4.25 \times [1.35(G_{\text{plancher+revetement}}) + 1.5Q] + 1.35G_{\text{profilé}} \\ \text{à ELS : } q_s = 4.25 \times (G_{\text{plancher+revetement}} + Q) + G_{\text{profilé}} \end{cases}$$

Pour le 1<sup>er</sup> niveau :

$$\begin{cases} \text{à ELU : } q_u = 4.25 \times [1.35 \times 4.95 + 1.5 \times 4] + 1.35 \times 0.361 = 54.388 \text{ KN/m} \\ \text{à ELS : } q_s = 4.25 \times (4.95 + 4) + 0.361 = 38.399 \text{ KN/m} \end{cases}$$

**Tableau IV. 29** Combinaison de charge

Niveaux	$G_{\text{profilé}}$ (KN/ml)	$l$ (m)	$G_{\text{plancher+revetement}}$ (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	$q_u$ (MN/m)	$q_s$ (MN/m)
Toiture et terrasse	0.361	2.1	5.35	1	18.805	13.696
9 <sup>ème</sup> au 2 <sup>ème</sup>	0.361	4.25	4.95	2.5	44.825	32.024
1 <sup>er</sup>	0.361	4.25	4.95	4	54.388	38.399

En travée :

a. Calcul de la largeur efficace

La poutre maitresse est une poutre doublement encastree.

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad ; \quad \text{Tel que: } \begin{cases} b_{e1} = \min\left(\frac{l_0}{8}; \frac{e}{2}\right) \\ b_{e2} = \min\left(\frac{l_0}{8}; \frac{e}{2}\right) \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$l_0 = 5 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} b_{e1} = \min\left(\frac{0.7 \times 5}{8}; 2.15\right) = 0.438 \text{ m} \\ b_{e2} = \min\left(\frac{0.7 \times 5}{8}; 2.1\right) = 0.438 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow b_{eff} = 0.876 \text{ m}$$

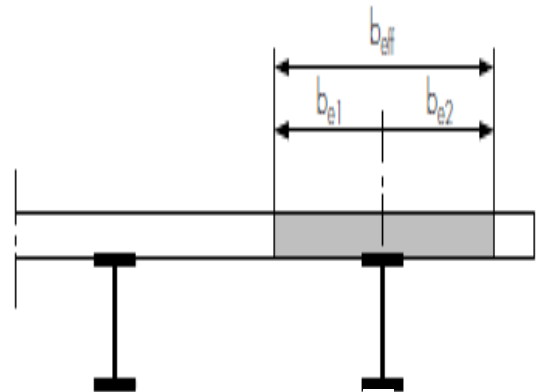


Figure IV. 2 Largeur effective de la dalle pour une poutre mixte

b. Position de l'axe neutre

Sachant que la classe du profilé métallique est de classe 1, donc on effectue un calcul plastique et on confirme par la suite la classe de la section mixte en calculant la position de l'axe neutre plastique (ANP), comme suit :

- Si  $F_c > F_a$  : l'axe neutre plastique est situé dans la dalle.
- Si  $F_c < F_a$  : l'axe neutre plastique est situé dans le profilé métallique.

$$\text{Tel que : } F_c = h_c \times b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad ; \quad F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} \quad ; \quad Z = \frac{F_a}{0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_{eff}}$$

Les coefficients de sécurité :  $\gamma_c = 1.5$  ;  $\gamma_a = 1.1$

Caractéristiques du béton :  $f_y = 275 \text{ MPa}$  ;  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{sk} = 500 \text{ MPa}$

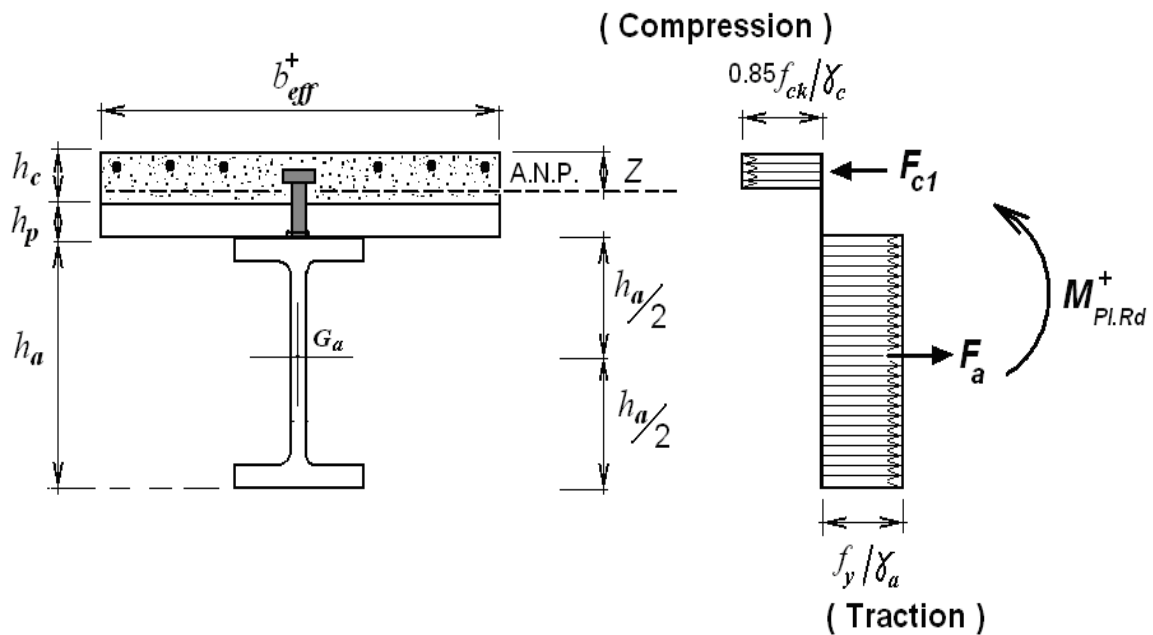


Figure IV. 3 Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle

Tableau IV. 30 Position de l'axe neutre

Niveaux	IPE	$b_{eff}$ (m)	$h_c$ (m)	$h_p$ (m)	$F_c$ (MN)	$A_a$ (cm <sup>2</sup> )	$F_a$ (MN)	$z$ (m)	Observation
Toiture	270	0.713	0.1	0.04	1.212	45.9	1.148	0.095	L'axe est dans la dalle
Terrasse	270	0.936	0.1	0.04	1.326	45.9	1.148	0.086	L'axe est dans la dalle
1 <sup>er</sup> au 10 <sup>ème</sup>	270	0.876	0.1	0.04	1.241	45.9	1.148	0.081	L'axe est dans la dalle

#### IV.2.2.3.1. Vérification des poutres maitresses à l'ELU

##### ➤ Vérification de la résistance

$$M_{sd} = \frac{qL^2}{12} \leq M_{rd} = F_a \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) ; Z = \frac{F_a}{0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_{eff}}$$

Tel que :

$M_{sd}$  : Moment sollicitant obtenue du model « Robot Structural Analysis ».

$M_{sd}$  : Moment sollicitant.

Pour le 1<sup>er</sup> niveau :

$$M_{sd} = \frac{54.388 \times 5^2}{12} \leq M_{rd} = 1.148 \left( \frac{0.27}{2} + 0.04 + 0.1 - \frac{0.081}{2} \right)$$

$$M_{sd} = 0.1133 \text{ MN.m} \leq M_{rd} = 0.269 \text{ MN.m}$$

Les résultats de calcul de la vérification de la résistance des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 31** Vérification de la résistance

Niveaux	IPE	$q_u$ (KN /m)	$l$ (m)	$M_{sd}$ (MN.m)	$F_a$ (MN)	$h_a$ (m)	$Z$ (m)	$M_{rd}$ (MN.m)	Obs
Toiture	270	18.805	5.7	0.022	1.148	0.27	0.042	0.125	Vérifiée
Terrasse	270	18.805	5.7	0.051	1.148	0.27	0.086	0.161	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	270	44.825	5	0.028	1.148	0.27	0.081	0.269	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	270	54.388	5	0.113	1.148	0.27	0.081	0.269	Vérifiée

#### IV.2.2.3.1. Vérification des poutres maitresses à l' ELS

La vérification de la flèche se fait au domaine élastique, d'où les calculs suivants :

➤ **Position de l'axe neutre et le moment d'inertie mixte**

$$A_a(h - Z_a - h_c) > \frac{A_c \times h_c}{2 \times n} \Rightarrow \text{Axe neutre élastique est dans le profilé}$$

$$Z_{el} = h - \frac{1}{A_a + \frac{A_c}{n}} \left[ A_a \cdot Z_a + \frac{A_c}{n} \left( h - \frac{h_c}{2} \right) \right] \quad \text{Avec : } n = \frac{E_a}{E_{cm}}$$

➤ **Moment d'inertie mixte**

$$I_{m_y} = I_{a_y} + A_a(h - Z_a)^2 + \frac{A_c \times h_c^2}{3 \cdot n} - A_b(h - z_m)^2$$

Pour le 1<sup>er</sup> niveau :

$$45.9 \times 10^{-4} (0.41 - 0.135 - 0.04) = 1.078 \times 10^{-3} > \frac{0.876 \times 0.14 \times 0.1}{2 \times 6.53} = 9.39 \times 10^{-4}$$

⇒ Axe neutre élastique est dans la dalle

$$Z_{el} = 0.41 - \frac{1}{45.9 \times 10^{-4} + \frac{0.876 \times 0.14}{6.53}} \left[ 45.9 \times 10^{-4} \times 0.135 + \frac{0.876 \times 0.14}{6.53} \left( 0.41 - \frac{0.14}{2} \right) \right] = 0.11 \text{ m}$$

$$A_b = A_a + A_s + \frac{A_c}{n}$$

$$A_b = 45.9 \times 10^{-4} + 9.05 \times 10^{-4} + \frac{0.876 \times 0.14}{6.53} = 0.02 m^2$$

$$I_{my} = 5790 \times 10^{-8} + 45.9 \times 10^{-4} (0.41 - 0.135)^2 + \frac{0.876 \times 0.14 \times 0.1^2}{3 \times 6.53} - 0.02 \times (0.41 - 0.3)^2$$

$$= 2.26 \times 10^{-4} m^4$$

**Tableau IV. 32** Valeur du moment mixte et la position de l'axe neutre

Niveaux	IPE	$A_a$ $\times 10^{-4} (m^2)$	$b_{eff}$ (m)	$Z_{el}$ (m)	$I_{ay}$ $\times 10^{-8} (m^4)$	$Z_m$ (m)	$I_{my}$ ( $m^4$ )
Toiture	270	45.9	0.713	0.116	5790	0.3	$1.56 \times 10^{-4}$
Terrasse	270	45.9	0.936	0.11	5790	0.3	$1.72 \times 10^{-4}$
2 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	270	45.9	0.876	0.11	5790	0.3	$2.26 \times 10^{-4}$
1 <sup>er</sup>	270	45.9	0.876	0.11	5790	0.3	$2.26 \times 10^{-4}$

➤ Vérification de la flèche

$$f = \frac{q_s \times (L)^4}{384 E I_{my}} \leq \bar{f} = \frac{L}{300} \quad [\text{CCM97, Art (4.2.2.1)}]$$

Pour le 1<sup>er</sup> niveau :  $f = \frac{38.399 \times (5)^4}{384 \times 210000 \times 2.26 \times 10^{-4}} = 1.32 \times 10^{-3} \leq \bar{f} = \frac{5}{300} = 0.017 m$

Les résultats de calcul de la vérification de la flèche des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 33** Vérification de la flèche

Niveaux	IPE	L (m)	$I_{my}$ ( $m^4$ )	$q_s$ (KN/m)	f (mm)	$\bar{f}$ (mm)	Observation
Toiture	270	5.7	$1.56 \times 10^{-4}$	13.696	1.15	19	Vérifiée
Terrasse	270	5.7	$1.72 \times 10^{-4}$	13.696	1.04	19	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	270	5	$2.26 \times 10^{-4}$	32.024	1.1	17	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	270	5	$2.26 \times 10^{-4}$	38.399	1.32	17	Vérifiée



En appuis :

➤ Vérification de la résistance

Tableau IV. 34 Vérification de la résistance

Niveaux	IPE	$b_{eff}$ (m)	$F_a$ (MN)	$F_s$ (MN)	$Z_f$ (m)	$M_{pl.sd}$ (MN.m)	$M_{pl.rd}^-$ (MN.m)	Observation
Terrasse	2.7	0.936	1.148	0.344	1.04	0.025	0.068	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	270	0.625	1.148	0.246	0.074	0.047	0.06	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	270	0.625	1.148	0.246	0.074	0.056	0.06	Vérifiée

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$V_{st} = \frac{q_u l}{2} \leq V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$V_{st}$  : Effort tranchant sollicitant.

$V_{plrd}$  : Effort tranchant de résistance plastique.

Pour le 1<sup>er</sup> niveau :

$$V_{st} = \frac{54.388 \times 5 \times 10^{-3}}{2} = 0.136 MN \leq V_{plrd} = \frac{22.14 \times 10^{-4} \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} = 0.3196 MN$$

Tableau IV. 35 Vérification de l'effort tranchant

Niveaux	IPE	$q_u$ (KN /m)	$L$ (m)	$V_{st}$ (MN)	$A_{vz}$ (cm <sup>2</sup> )	$V_{plrd}$ (MN)	Observation
Toiture et terrasse	270	18.805	5.7	0.047	22.14	0.3196	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	270	44.825	5	0.112	22.14	0.3196	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	270	54.388	5	0.136	22.14	0.3196	Vérifiée

#### IV.2.2.4. Etude des poteaux mixtes

Les poteaux sont sollicités à la compression et en flexion donc ils seront dimensionnés en flexion composée.

➤ Méthode de calcul

L'Eurocode 4 présente deux méthodes de dimensionnement :

- La méthode générale.
- La méthode simplifiée.

Chacune des deux méthodes est fondée sur les hypothèses classiques suivantes :

- ✓ Il y a une interaction totale entre la section en acier et la section de béton jusqu'à la ruine.
- ✓ Les imperfections géométriques et structurales sont prises en compte dans le calcul.
- ✓ Les sections droites restent planes lors de la déformation du poteau.

Dans notre travail, nous allons adopter la méthode simplifiée pour le dimensionnement des poteaux de notre structure

L'application de la méthode simplifiée comporte les limitations suivantes :

- ✓ La section transversale du poteau est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau.
- ✓ La contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section complète, à savoir :  $\delta = \frac{A_a \times f_y}{N_{pl,Rd}}$  est compris entre 0.2 et 0.9.
- ✓ L'élancement réduit  $\lambda$  du poteau ne dépasse pas la valeur de 2.0.
- ✓ Il convient que le rapport entre la hauteur  $h$  de la section et sa largeur se situe entre 0,2 et 5.
- ✓ L'aire de la section d'armature longitudinale à considérer dans les calculs ne doit pas dépasser 6% de l'aire de la section du béton
- ✓ Pour les profilés totalement enrobés, les épaisseurs d'enrobage de béton ne sont pas inférieures aux valeurs suivantes : (faite dans le chapitre II « prédimensionnement des éléments »)
  - Dans le sens  $y$ ,  $40mm \leq c_y \leq 0.4 b$
  - Dans le sens  $z$ ,  $40mm \leq c_z \leq 0.3h$

#### ➤ Détermination de la section d'armature

Les sections d'armature  $A_s$  doit être inférieure à 6% de l'aire du béton [10].

Tel que :  $\begin{cases} A_c : \text{L'aire du béton.} \\ A_s : \text{L'aire des armatures.} \end{cases}$

**Tableau IV. 36** Vérification du pourcentage de la section d'armature par rapport à la section du béton

Niveaux	Section du béton	Profilé HEA	Armatures	Ac (m <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	$\frac{A_s}{A_c}$ %
12	0.3×0.3	200	12HA16	0.08372	9.05	1.1
11	0.35×0.3	220	12HA16	0.09767	9.05	0.9
10	0.35×0.3	220	12HA16	0.09767	9.05	0.9
09	0.35×0.35	240	12HA14	0.11346	13.57	1.2
08	0.35×0.35	240	12HA14	0.11346	13.57	1.2
07	0.4×0.35	260	12HA14	0.12996	13.57	1
06	0.4×0.4	280	12HA12	0.14842	18.47	1.2
05	0.45×0.4	300	12HA12	0.16690	18.47	1.1
04	0.45×0.45	300	12HA12	0.18935	18.47	1
03	0.5×0.45	320	8HA12	0.21014	24.16	1.1
02	0.5×0.5	340	8HA12	0.23423	24.16	1
01	0.55×0.5	360	8HA12	0.25830	24.16	0.9

➤ **Vérification de la contribution du profilé à la résistance totale du poteau**

$$0.2 \leq \rho = \frac{N_a}{N_{plrd}} \leq 0.9 \quad \dots\dots\dots [10]$$

Avec :  $N_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$  ;  $N_c = 0.85 \times A_c \frac{f_{c28}}{\gamma_{m0}}$  ;  $N_s = A_s \frac{f_e}{\gamma_s}$  ;  $N_{plrd} = N_a + N_c + N_s$

Tels que :

$A_a$ ,  $A_c$  et  $A_s$  : sont les aires respectives de la section transversale de la section en acier, du béton et de l'armature.

$N_a$  : Effort repris par les profilés.

$N_c$  : Effort dans le béton.

$N_s$  : Effort repris par les barres.

$N_{plrd}$  : La résistance plastique à la compression de la section transversale mixte.

$f_y$  : Limite d'élasticité de l'acier de construction.

$f_{c28}$  : Résistance à la compression du béton.

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'armature.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV. 37** Vérification de la contribution du profilé dans le poteau

Niveaux	$A_c$ (m <sup>2</sup> )	Na (MN)	Ns (MN)	Nplrd (MN)	$\rho = \frac{Na}{N_{plrd}}$	Observation $0.2 \leq \rho \leq 0.9$
12	0.258	1.345	0.295	2.924	0.460	Vérifiée
11	0.234	1.608	0.295	3.385	0.475	Vérifiée
10	0.21	1.608	0.295	3.385	0.475	Vérifiée
09	0.189	1.920	0.295	4.117	0.466	Vérifiée
08	0.167	1.920	0.295	4.117	0.466	Vérifiée
07	0.148	2.170	0.295	4.601	0.472	Vérifiée
06	0.13	2.433	0.295	5.338	0.456	Vérifiée
05	0.113	2.813	0.295	5.980	0.470	Vérifiée
04	0.113	2.825	0.295	6.311	0.448	Vérifiée
03	0.098	3.110	0.295	7.137	0.436	Vérifiée
02	0.098	3.338	0.295	7.706	0.433	Vérifiée
01	0.084	3.570	0.295	8.280	0.431	Vérifiée

➤ **Vérification à la compression simple**

$$N_{cr} = \frac{\pi^2(EI)_e}{l^2} \quad \text{Avec} \quad l = 0.5h_e$$

$$(EI)_e = E_a I_a + 0.8E_{cd} I_c + E_s I_s \quad \text{Avec} \quad E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c}$$

Tel que :

- $N_{cr}$  : Charge critique élastique de flambement.
- $l$  : Longueur de flambement d'un poteau mixte rigide isolé, qui de manière sécuritaire, peut être prise à sa longueur d'épure (longueur du poteau).
- $E_a, E_s, E_{cm}$  : Sont respectivement les modules d'élasticité du profilé, des armatures et du béton.
- $I$  : moment d'inertie quadratique.
- $(EI)_e$  : La rigidité en flexion de la section mixte.
- $\bar{\lambda}$  : Elancement réduit.
- $N_{pl.m.rd}$  : La résistance plastique à la compression de la section transversale mixte

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl.m.rd}}{N_{cr}}}$$

$\bar{\lambda} < 0.2$ , donc il n'y a pas risque de flambement.

Tableau IV. 38 Vérification au risque de flambement

Etages	$N_{plmrd}$ (MN)	$(EI)_{ey}$ (MPa.m <sup>4</sup> )	$(EI)_{ez}$ (MPa.m <sup>4</sup> )	$N_{cry}$ (MN)	$N_{CRZ}$ (MN)	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\bar{\lambda}_y < 0.2$	$\bar{\lambda}_z < 0.2$
RDC	7.56	210.85	139.11	594.5	392.22	0.12	0.15	Vérifiée	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	6.99	165.68	126.36	467.14	356.28	0.13	0.15	Vérifiée	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	6.42	146.66	98.61	413.51	278.03	0.13	0.16	Vérifiée	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	5.83	108.53	88.04	306	248.23	0.14	0.16	Vérifiée	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	5.5	101.29	68.66	285.59	193.59	0.14	0.18	Vérifiée	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	4.86	76.09	59.16	214.54	166.8	0.16	0.18	Vérifiée	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	4.32	61.52	41.86	173.46	118.03	0.16	0.2	Vérifiée	Non vérifiée
7 <sup>ème</sup>	3.84	45.21	35.69	127.47	100.63	0.18	0.2	Vérifiée	Non vérifiée
8 <sup>ème</sup>	3.84	43.84	35.69	123.61	100.63	0.18	0.2	Vérifiée	Non vérifiée
9 <sup>ème</sup>	3.3	35.94	22.94	101.33	64.68	0.18	0.23	Vérifiée	Non vérifiée
10 <sup>ème</sup>	3.3	34.73	23.42	97.92	66.03	0.19	0.23	Vérifiée	Non vérifiée
Terrasse	2.84	23.88	19.38	111.98	90.88	0.16	0.18	Vérifiée	Vérifiée

Pour le cas où  $\bar{\lambda} \geq 0.2$ , on doit vérifier que les poteaux résistent au flambement par cette inéquation :  $N_{sd} \leq N_{b.RD} = \chi N_{pl.rd}$

Tel que :

- $\chi$  : Coefficient de réduction, dépend de l'élançement réduit  $\bar{\lambda}$ .
- $N_{b.RD}$  : La résistance au flambement du poteau.
- $N_{pl.Rd}$  : résistance plastique à la compression de la section transversale mixte.

Tableau IV. 39 Vérification de la résistance au flambement

Etages	$N_{sd}$	$\bar{\lambda}_z$	$\chi_z$	$N_{b.RD}$	Observation
6 <sup>ème</sup>	1.3	0.2	1	4.32	Vérifier
7 <sup>ème</sup>	1.089	0.2	1	3.84	Vérifier
8 <sup>ème</sup>	0.8823	0.2	1	3.84	Vérifier
9 <sup>ème</sup>	0.8823	0.23	0.987	3.257	Vérifier
10 <sup>ème</sup>	0.4736	0.23	0.987	3.257	Vérifier

On voit bien que la condition est vérifiée, donc les poteaux résistent au flambement.

➤ Vérification à la flexion composée

La résistance des poteaux sous compression et moment de flexion est déterminée par la courbe d'interaction (M-N) comme il est montré dans la (Figure IV.). [DTR-BC.2.4.10 (annexe B4)].

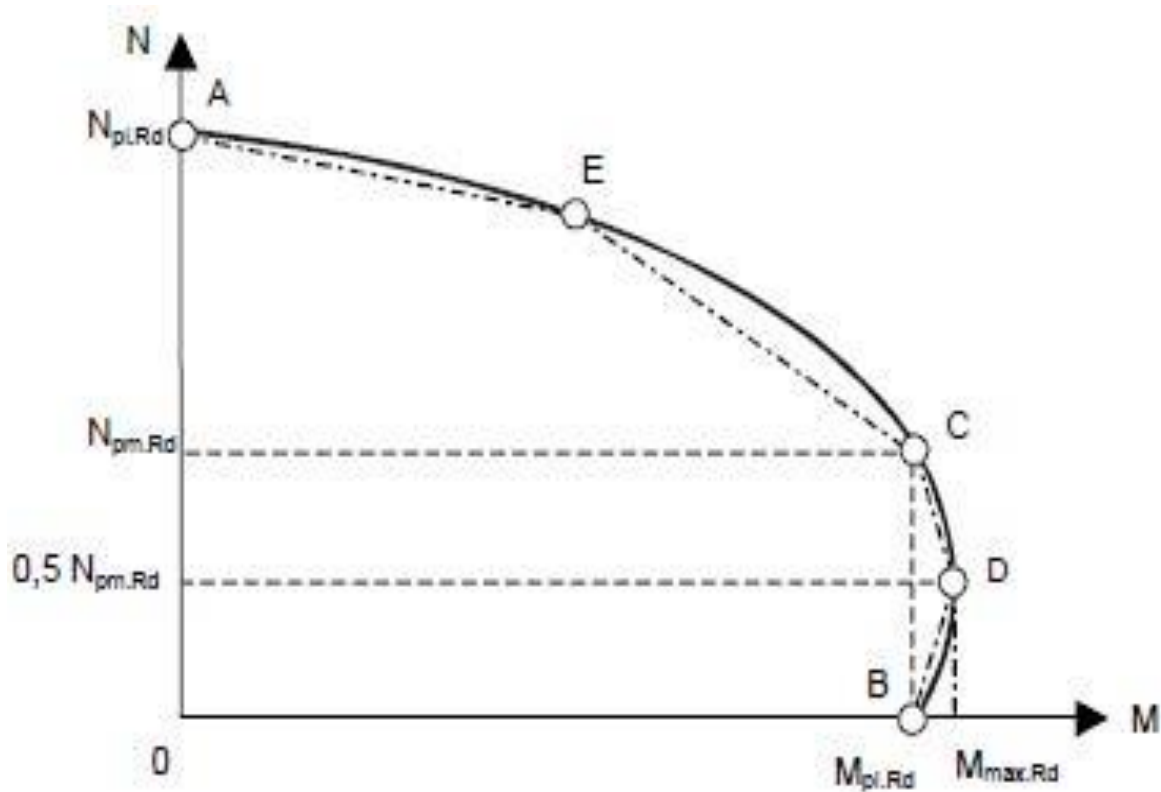


Figure IV. 4 Courbe d'interaction polygonale

D'après la courbe d'interaction, on peut déterminer plusieurs positions particulières de l'axe neutre plastique dans la section droite. Ainsi, on peut tracer un schéma polygonal passant par ces positions et calculer pour chacune de ces positions, la résistance de la section droite à partir de l'hypothèse des blocs de contrainte en supposant que le béton tendu est fissuré.

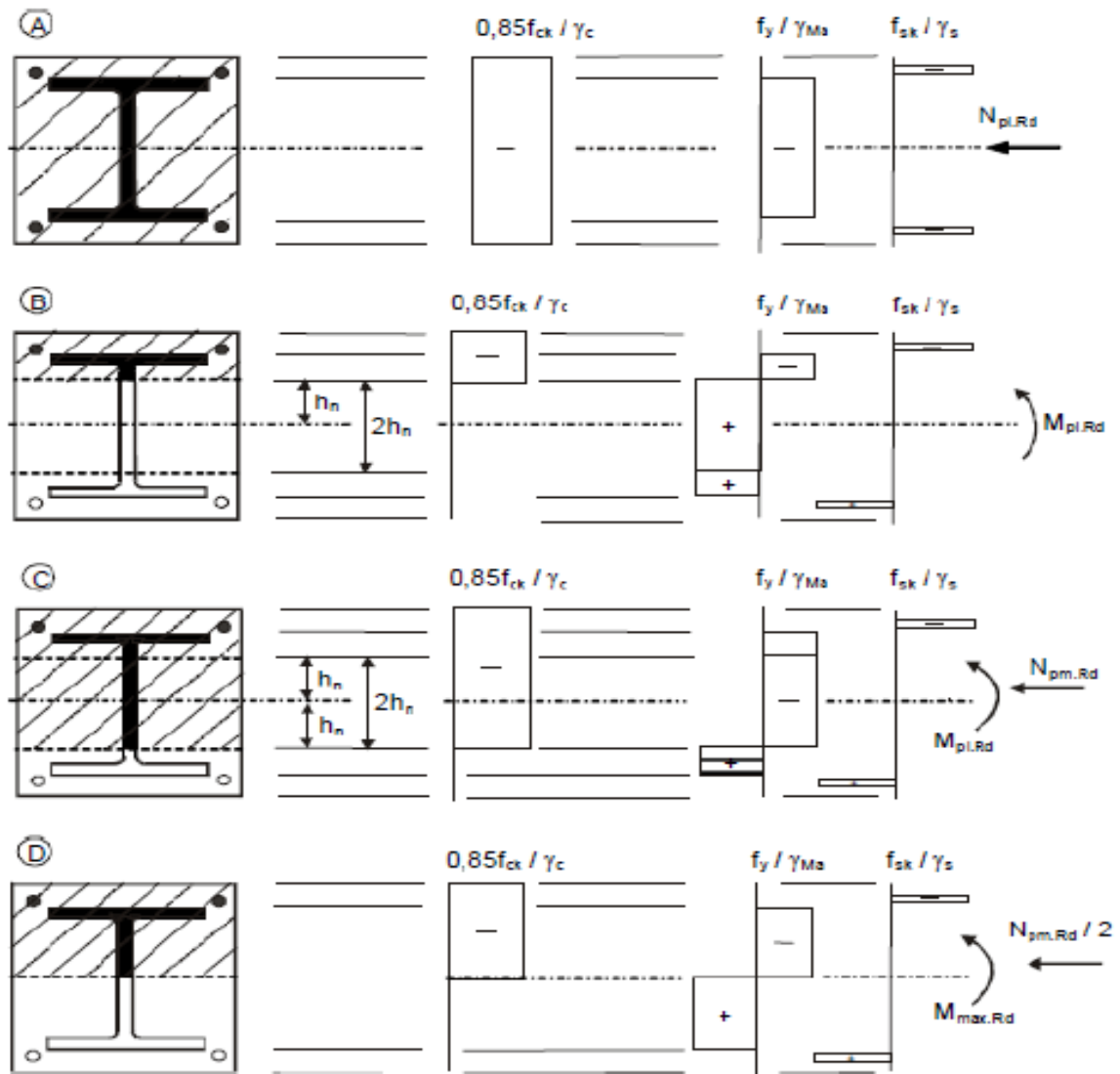


Figure IV. 5 Répartition des contraintes correspondant à la courbe d'interaction

- Vérification du poteau le plus sollicité en RDC
- ✓ Sens y-y

Point A : résistance à la compression

$$N_A = N_{pl,rd} = 8.28 \text{ MN} \quad \text{avec} \quad M_A = 0$$

$N_{pl,rd}$  : Résistance plastique en compression de la section mixte.

Point B : résistance à la flexion [10] [13]

$$M_{n,Rd} = M_D = W_{pl,an} \frac{f_y}{\gamma_a} + W_{pl,sn} \cdot f_s + \frac{1}{2} \alpha W_{pl,cn} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.092 \text{ MN.m}$$

$$M_{Pl.Rd} = M_{max.Rd} - M_{n.Rd} = 0.683 \text{ MN.m}$$

D'où :  $M_B = 0.683 \text{ MN.m}$

Tel que :

$f_y$  : Limite d'élasticité de l'acier de construction.

$f_{ck}$  : Résistance à la compression du béton.

$f_{sk}$  : Limite d'élasticité de l'armature.

$\gamma_a, \gamma_c$  : Coefficients partiels de sécurité aux ELU pour l'acier de construction et le béton.

$M_{n.Rd}$  : Moment de résistance plastique de la zone de hauteur  $2h_n$  de la section du poteau.

**Point C** : résistance à la flexion et à la compression

$$\begin{cases} N_c = N_{pmrd} = \alpha \times A_c \frac{f_{c28}}{\gamma_{m_0}} = 0.85 \times 0.258 \times \frac{25}{1.5} \Rightarrow N_c = 3.655 \text{ MN} \\ M_c = M_{pl.rd} = 0.683 \text{ MN.m} \end{cases}$$

**Point D** : moment résistant optimale

$$N_D = \frac{1}{2} N_{pmrd} = 0.5 \times 3.655 = 1.828 \text{ MN}$$

$$M_D = W_{pa} \frac{f_y}{\gamma_a} + W_{pc} \cdot f_s + \frac{1}{2} W_{pc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$M_D = W_{pa} \frac{275}{1.1} + W_{ps} \frac{f_e}{1.15} + \frac{1}{2} \alpha W_{pc} \frac{f_{ck}}{1.5} \Rightarrow M_D = 0.775 \text{ MN.m}$$

✓ Sens z-z

**Point A** : résistance en compression

$$N_A = N_{pl.rd} = 8.28 \quad \text{Avec} \quad M_A = 0$$

**Point B** : résistance à la flexion

$$M_B = M_{plrd} \quad \text{Avec} \quad N_B = 0$$

Supposons que l'axe neutre de flexion plastique est dans l'âme du profilé :



$$h_n \leq \frac{t_w}{2} \quad \text{Avec} \quad h_n = \frac{N_{pm.Rd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd})}{2h_c f_c + 2h(2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$N_{pm.Rd} = N_{pl.c.Rd} = A_c \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.258 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 3.655 \text{ MN}$$

$$A_{sn} = 4 \times \frac{d^2 \pi}{4} = 2 \times \frac{12^2 \pi}{4} = 226.195 \text{ m}^2$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 2 \times \frac{500}{1.15} = 434.783 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 0.85 \frac{f_{sk}}{\gamma_c} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 31.875 \text{ MPa}$$

$$b_c = 0.5 \text{ m} ; t_w = 0.01 \text{ m}$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{ma}} = \frac{275}{1.1} = 250 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où finalement : } h_n = 0.0103 \text{ m}$$

$$\frac{t_w}{2} < h_n \leq \frac{b}{2} \quad \text{Donc l'axe neutre plastique est dans la semelle.}$$

$$\text{Donc : } h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd}) + t_w(2t_f - h)(2f_{yd} - f_{cd})}{2h_c f_{cd} + 4t_f(2f_{yd} - f_{cd})} \Rightarrow h_n = 0.043$$

$$\text{Acier : } W_{pan} = 2t_f h_n^2 + \frac{t_w^2(h - 2t_f)}{4} = 7.212 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\text{Armature : } W_{pa.sn} = 0$$

$$\text{Béton : } W_{p.cn} = 0.35 \times 0.043^2 - 72.116 \times 10^{-6} - 0 = 0.00057 \text{ m}^3$$

$$M_{max.Rd} = M_D = W_{pa} \frac{f_y}{\gamma_a} + W_{pc} \cdot f_s + \frac{1}{2} \alpha W_{pc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.463 \text{ MN.m}$$

$$M_{n.Rd} = M_D = W_{pl.an} \frac{f_y}{\gamma_a} + W_{pl.sn} \cdot f_s + \frac{1}{2} \alpha W_{pl.cn} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.022 \text{ MN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = M_{max.Rd} - M_{n.Rd} = 0.441 \text{ MN.m}$$

$$\text{D'où : } \mathbf{M_B = 0.441 \text{ MN.m}}$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} t_w : \text{Epaisseur de l'âme.} \\ t_f : \text{Epaisseur de la semelle.} \end{cases}$$

**Point C** : résistance à la flexion et à la compression

$$\begin{cases} N_c = 0.85 \times A_c \frac{f_{c28}}{\gamma_{m_0}} = 0.85 \times 0.275 \times \frac{25}{1.5} \Rightarrow N_c = 2.479 \text{ MN} \\ M_c = M_{pl.rd} = 0.441 \text{ MN.m} \end{cases}$$

**Point D** : moment résistant optimale

$$N_D = \frac{1}{2} N_{pmrd} = 0.5 \times 2.479 \Rightarrow N_D = 1.24 \text{ MN}$$

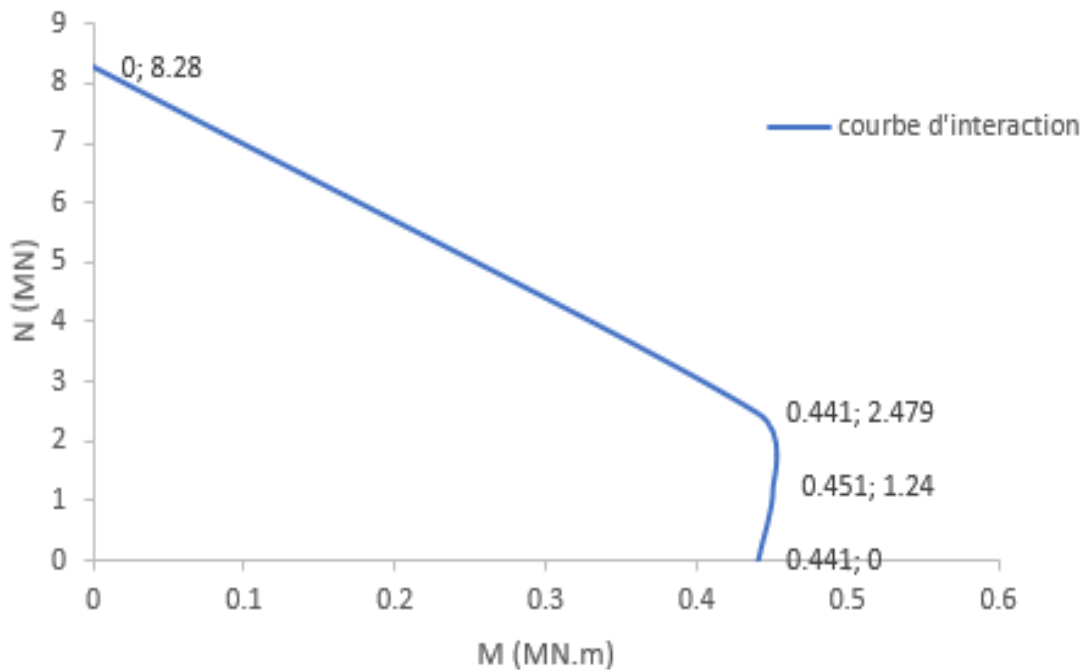
$$M_D = W_{pa} \frac{f_y}{\gamma_a} + W_{pc} \cdot f_s + \frac{1}{2} W_{pc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \Rightarrow M_D = 0.451 \text{ MN.m}$$

D'après les résultats du « Robot Structural Analyses » :

$$N_{Rd} = 3419.02 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_{Rd} = 0.1996 \text{ MN.m}$$

$$\begin{cases} \frac{N_{rd}}{N_{plrd}} \leq 1 ; \frac{M_{rd}}{M_{plrd}} \leq 1 \dots \dots \dots \text{sens yy} \\ \frac{N_{rd}}{N_{plrd}} \leq 1 ; \frac{M_{rd}}{M_{plrd}} \leq 1 \dots \dots \dots \text{sens zz} \end{cases}$$

Si les coefficients sont inférieurs à un (1) donc le poteau le plus sollicité résiste à la flexion composée.



**Figure IV. 6** Courbe d'interaction polygonale du RDC

**Tableau IV. 40** Tableau récapitulatif de la vérification à la flexion composée du poteau le plus sollicité

Niv	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$M_{pl,rdy}$ (MN.m)	$M_{pl,rdz}$	$N_{pl,rd}$
	$N_{max}$	$M_{corr}$	$N_{min}$	$M_{corr}$	$M_{max}$	$N_{corr}$			
01	3419.02	-199.60	1897.52	-165.7	203.44	130.46	0.683	0.441	8.28
	G+Q+E <sub>y</sub>		0.8G+E <sub>y</sub>		G+Q-E <sub>y</sub>				
02	2986.1	56.1	-1699.08	-41.34	-80.57	2109.91	0.597	0.433	7.706
	G+Q-E <sub>y</sub>		0.8G+E <sub>y</sub>		G+Q+E <sub>x</sub>				
03	2551.70	49.33	-1360.49	-28.21	-73.19	1772.21	0.534	0.423	7.137
	G+Q-E <sub>x</sub>		0.8G+E <sub>y</sub>		G+Q+E <sub>x</sub>				
04	2157.91	44.02	-1015.15	12.57	-72.32	1452.31	0.442	0.409	6.311
	G+Q-E <sub>x</sub>		0.8G+E <sub>y</sub>		G+Q+E <sub>x</sub>				
05	1791.92	41.69	-802.73	14.35	-73.36	1150.03	0.436	0.414	5.98
	G+Q-E <sub>x</sub>		0.8G+E <sub>y</sub>		G+Q+E <sub>x</sub>				
06	1471.7	36.52	-632.22	13.82	-67.97	874.51	0.351	0.385	5.338
	G+Q-E <sub>x</sub>		0.8G+E <sub>y</sub>		G+Q+E <sub>x</sub>				
07	1195.96	33.49	-487.12	15.7	-68.85	618.38	0.292	0.365	4.601
	G+Q-E <sub>x</sub>		0.8G+E <sub>y</sub>		G+Q+E <sub>x</sub>				
08,09	975.16	21.83	-441.89	21.85	-77.74	81.33	0.235	0.347	4.117
	G+Q-E <sub>x</sub>		0.8G-E <sub>y</sub>		G+Q+E <sub>x</sub>				
10,11	528.27	-30.62	-242.84	-16.62	-74.68	99.13	0.18	0.33	3.385
	G+Q+E <sub>y</sub>		0.8G-E <sub>y</sub>		ELU				
12	76.75	-40.62	22.23	24.82	78.9	63.92	0.135	0.314	2.924
	ELU		0.8G+E <sub>y</sub>		G+Q-E <sub>x</sub>				

Après avoir effectué le calcul du rapport  $\frac{N_{rd}}{N_{plrd}}$  et  $\frac{M_{rd}}{M_{plrd}}$  pour le poteau le plus sollicité, nous avons observé que la valeur n'excède pas (1). Par conséquent, cela indique que les sections des poteaux sont suffisamment résistantes pour supporter la flexion composée dans les deux directions X-X et Y-Y.

**NB :** L'enrobage des poteaux mixte empêche l'apparition du voilement local [DTR.BC.2.4.10, Art (4.3.1)].

# Chapitre V

Analyses des résultats  
et discussions

---

## Chapitre V – Analyse des résultats et discussion

### V. Introduction

Le choix du système de construction revêt une importance capitale dans la réalisation de tout projet d'ingénierie ou d'architecture. Parmi les systèmes les plus couramment utilisées, le béton armé et la construction mixte (acier, béton), se positionnent comme des solutions populaires et polyvalentes. Cette étude comparative entre les deux systèmes vise à évaluer les avantages, les inconvénients et les performances de ces deux approches constructives, en mettant l'accent sur leurs propriétés structurelles.

Au cours de cette partie de l'étude comparative entre les deux ossatures, nous examinerons plusieurs aspects clés de ces deux approches constructives y compris :

- ✓ Aspect de comportement.
- ✓ Aspect économique.
- ✓ Aspect process et délai de réalisation.

### V.1. Lecture et comparaison par rapport aux comportements

#### V.1.1. Périodes et participations massique

La période d'une structure se réfère au temps nécessaire pour qu'elle atteigne un nouvel équilibre après avoir été soumise à une charge ou une perturbation. D'autre part la participation massique d'un bâtiment est la masse totale qui contribue à réduire les effets du séisme.

Elles sont influencées par plusieurs facteurs qui vont être déterminés après l'analyse des graphes et le tableau suivant :

Tableau V. 1 Tableau récapitulatif des périodes et des participations massique pour les deux ossatures

Mode	Ossature en béton armé			Ossature en construction Mixte		
	Période	PM % (x-x)	PM % (y-y)	Période	PM % (x-x)	PM % (y-y)
1	1.07	0.01	68.48	1.04	0	73.04
2	0.96	66.67	68.49	0.92	67.54	73.04
3	0.71	66.96	68.5	0.65	67.66	73.05
4	0.35	67.09	80.23	0.41	67.67	84.72
5	0.31	79.73	80.45	0.36	82.73	84.76
6	0.23	80.01	81.07	0.28	82.79	86.61
7	0.19	80.15	85.99	0.24	82.79	87.02
8	0.17	85.92	86.2	0.21	85.15	88.12
9	0.13	86.01	87.79	0.21	86.18	90.66
10	0.12	86.17	87.83	0.2	86.18	90.66
11	0.12	86.85	87.86	0.18	89.42	90.66
12	0.12	86.95	88.48	0.18	90.15	90.69
13	0.11	86.99	90.27	0.18	90.15	90.69
14	0.1	87.14	90.29	0.17	90.15	90.69
15	0.1	90.39	90.34	0.17	90.15	90.69

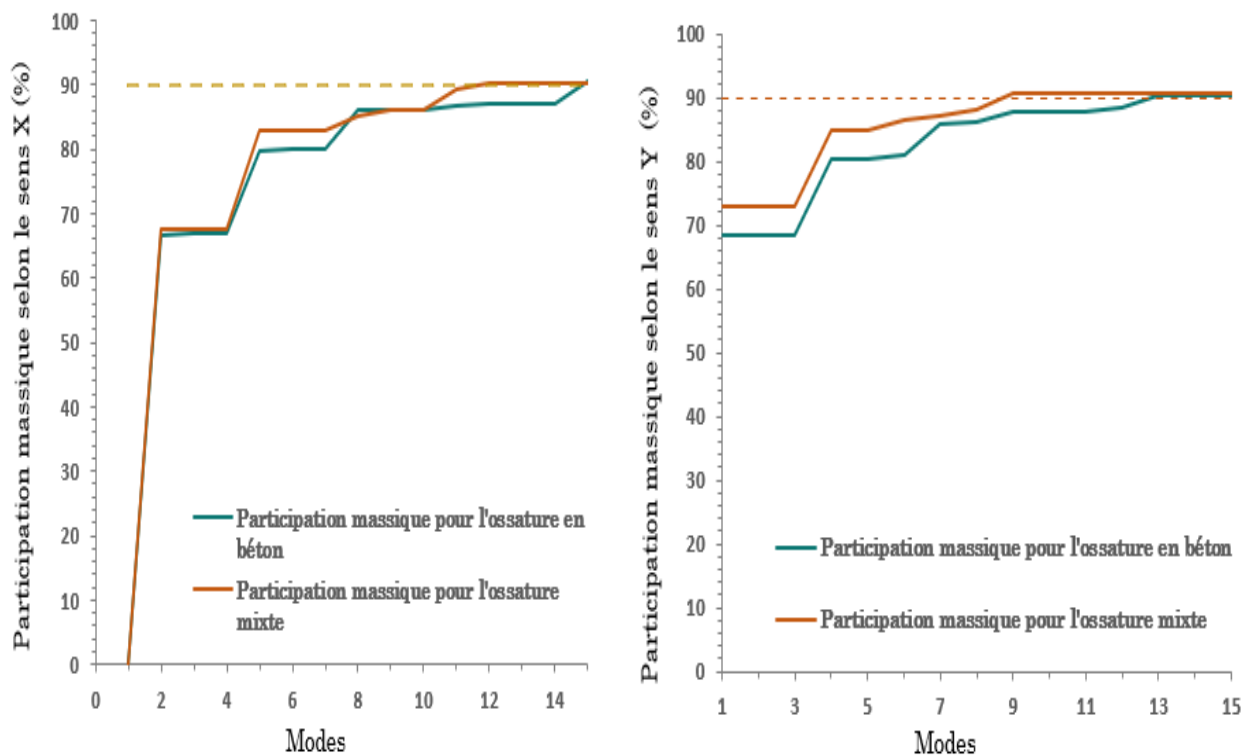


Figure V. 1 Représentation graphique de l'évolution de la participation massique en fonction de nombre de mode de vibration

A partir du tableau de la période et de la participation massique pour chaque type d'ossature (**Tableau V.1**) et de la représentation graphique de l'évolution de la participation massique pour des deux ossatures en fonction de nombre de modes de vibration (**Figure V.1**), on constate que :

- La période de l'ossature en construction mixte (acier, béton) est inférieure à celle de l'ossature en béton armé.
- La participation massique de l'ossature mixte atteint 90% à partir du 9<sup>ème</sup> mode selon l'axe y-y, et à partir du 12<sup>ème</sup> mode selon l'axe x-x. par contre pour l'ossature en béton armé les atteint respectivement en 13<sup>ème</sup> et en 15<sup>ème</sup> mode.
- La participation massique de l'ossature mixte est plus élevée que celle de l'ossature en béton armé.
- Plus la participation massique est élevée, plus la période dynamique de la structure est faible.

La participation massique et la période sont deux paramètres liés par la rigidité globale de la structure. Celle-ci dépend du type de système de contreventement utilisé et leurs dispositions sur le plan architectural. Le choix de cette dernière permet d'avoir une translation dans les deux premiers modes, ainsi que la diminution de la période et l'augmentation de la participation massique simultanément, car ces deux paramètres sont inversement proportionnels.

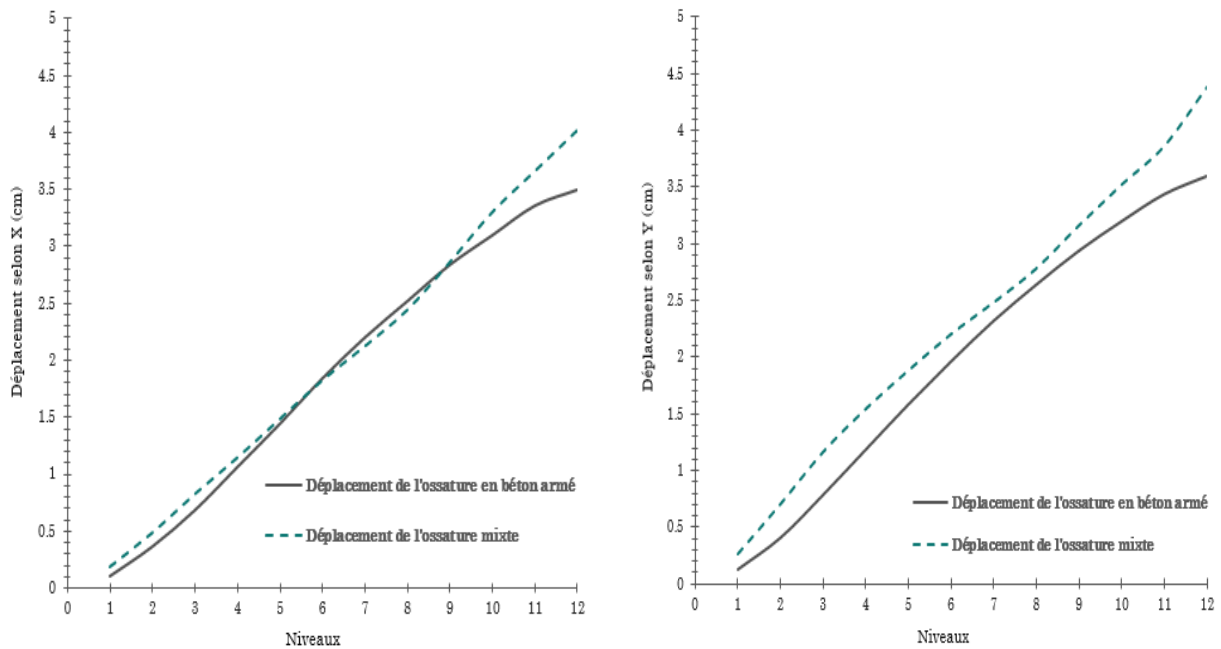
### V.1.2. Les déplacements

Les résultats des déplacements pour les deux ossatures selon le sens (x-x) et (y-y) en fonction de nombre de niveaux sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V. 2** Tableau récapitulatif des déplacements des deux ossatures selon les deux directions

Niveaux	Ossature en béton armé		Ossature en construction mixte	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
	$\delta_{ek}$ (cm)		$\delta_{ek}$ (cm)	
01	0.1	0.12	0.18	0.26
02	0.36	0.4	0.48	0.7
03	0.68	0.78	0.82	1.16
04	1.06	1.18	1.14	1.54
05	1.44	1.58	1.48	1.88
06	1.84	1.96	1.82	2.2
07	2.2	2.32	2.12	2.48
08	2.52	2.64	2.44	2.78
09	2.84	2.94	2.86	3.16
10	3.1	3.2	3.3	3.52
11	3.36	3.44	3.66	3.86
Toiture	3.5	3.6	4.02	4.38

Les représentations graphique des déplacements des deux systèmes de construction selon les deux directions est comme suite :



**Figure V. 2** Représentation graphique des déplacements pour les deux ossatures selon les deux sens (x-x) et (y-y)



D'après le tableau ci-dessus qui montre le déplacement des deux ossatures pour chaque niveaux (**Tableau V.2**), ainsi que leurs représentation graphiques (**Figure V.2**), on conclut que :

- Les déplacements de l'ossature en construction mixte (acier, béton) selon les deux direction (x-x) et (y-y) sont supérieurs à ceux de l'ossature en béton armé.
- Les déplacements varient de manière proportionnelle à la hauteur, ce qui signifie que plus la hauteur augmente, plus les déplacements augmentent.

Les deux ossatures de même hauteur possèdent des déplacements différents, cela revient aux caractéristiques des matériaux utilisé lors de la construction ainsi que leurs modules d'élasticité (module de Young).

Les déplacements des deux structures dans la direction (y-y) sont plus importants que ceux dans la direction (x-x) en raison de la moindre rigidité dans la direction (y-y), qui dépend du nombre de portiques et de contreventements présents dans la structure. Cette configuration entraîne des déplacements plus importants pour l'ossature mixte par rapport à l'ossature en béton armé.

Cependant, l'ossature mixte présente des déplacements plus importants en raison du module d'élasticité plus élevé de la section mixte. De plus, le rapport entre la section et la hauteur des poteaux (élancement) joue un rôle crucial dans les déplacements, car les poteaux en béton armé ont un élancement plus faible que ceux de l'ossature mixte, ce qui rend la structure en béton armé plus rigide et la structure mixte plus ductile et flexible.

En conséquence, l'ossature en béton armé est plus rigide et moins flexible, tandis que l'ossature mixte présente une plus grande flexibilité. Cela signifie que l'ossature mixte est capable de mieux absorber les déformations dues aux charges et aux mouvements, tandis que l'ossature en béton armé a une rigidité plus élevée et limite davantage les déplacements.

### V.1.3. Impacte du poids sur le déplacement

Le Tableau suivant représente le poids et les déplacements de chaque niveau pour les deux systèmes de construction.

Tableau V. 3 Tableau récapitulatif des déplacements et du poids de chaque niveau pour les deux ossatures

Niveaux	Déplacement « $\delta_{ek}$ (cm) »				Poids de chaque niveaux (KN)	
	Béton armé		Construction mixte		Béton armé	Construction mixte
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y		
01	0.1	0.12	0.18	0.26	33538.8	20983.4
02	0.36	0.4	0.48	0.7	28943.2	18186.5
03	0.68	0.78	0.82	1.16	25585.4	15840.8
04	1.06	1.18	1.14	1.54	22323.7	13892.7
05	1.44	1.58	1.48	1.88	19199.7	11993.8
06	1.84	1.96	1.82	2.2	16098.9	10144.9
07	2.2	2.32	2.12	2.48	13046.5	8346.88
08	2.52	2.64	2.44	2.78	10036.8	6596.74
09	2.84	2.94	2.86	3.16	7180.73	4895.83
10	3.1	3.2	3.3	3.52	4777.77	3389.66
11	3.36	3.44	3.66	3.86	2432.4	1927.22
Toiture	3.5	3.6	4.02	4.38	205.21	204.47

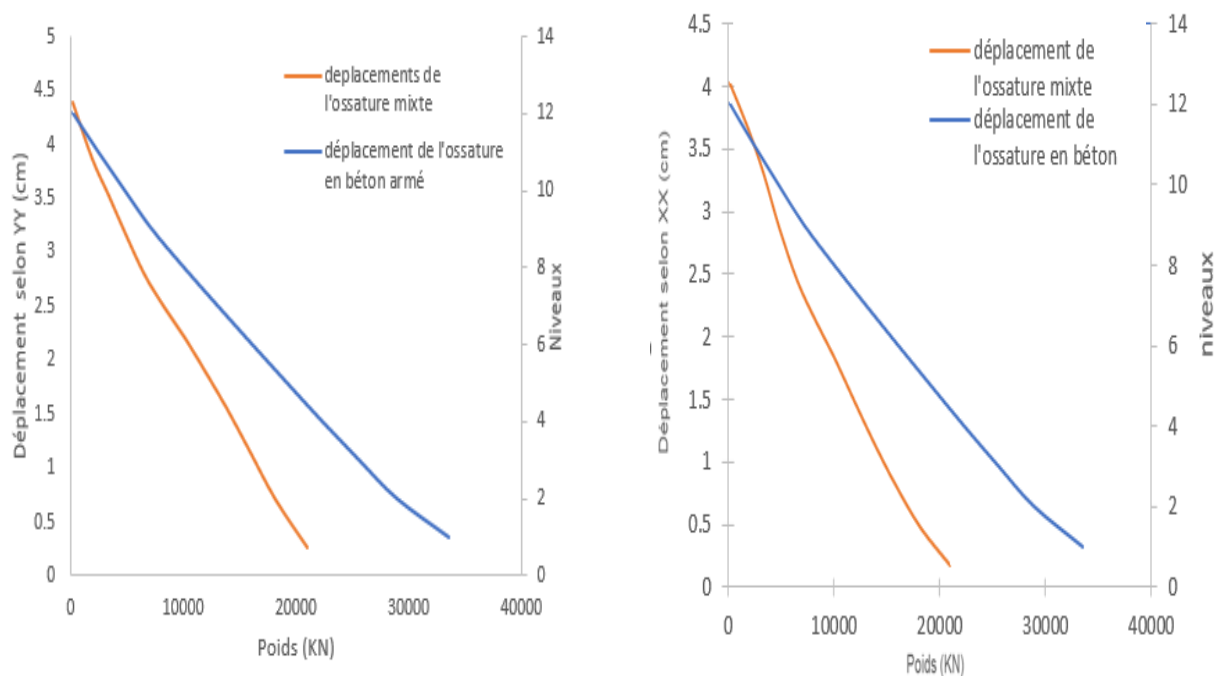


Figure V. 3 Représentation graphique des déplacements en fonction du poids pour les deux ossatures selon les deux directions

On constate d'après le (**Tableau V.3**) et le graphe des déplacements en fonction du poids pour les deux ossatures selon les deux sens (x-x) et (y-y) (**Figure V.3**) que :

Les structures mixtes sont souvent plus légères que les structures en béton armé. Cette différence de poids peut influencer sur les déplacements, mais cela dépend aussi de l'inertie de l'ossature et de la disposition des contreventements.

#### V.1.4. Impacte des dimensions des planchers sur la hauteur de l'ossatures

Les résultats de la différence de hauteur du plancher pour les deux ossatures sont représentés dans le tableau ci-après :

**Tableau V. 4** Tableau récapitulatif des différences de hauteurs du plancher des deux ossatures

Niveaux	$h_{tot}$ du plancher collaborant	$h_{tot}$ du plancher corps creux	Différence de hauteur du plancher	Différence de hauteur cumulé du plancher
01	0.31	0.45	0.14	0.14
02	0.31	0.45	0.14	0.28
03	0.31	0.45	0.14	0.42
04	0.31	0.45	0.14	0.56
05	0.31	0.45	0.14	0.7
06	0.31	0.45	0.14	0.84
07	0.31	0.45	0.14	0.98
08	0.31	0.45	0.14	1.12
09	0.31	0.45	0.14	1.26
10	0.31	0.45	0.14	1.4
11	0.31	0.45	0.14	1.54
12	0.31	0.45	0.14	1.68

D'après le **TableauV.4** qui représente la différence de hauteur entre le plancher mixte et le plancher en béton armé, on constate que pour chaque niveau il y a une différence d'hauteur de « 0.14 m » et de « 1.68 m » par rapport à la hauteur totale de l'ossature.

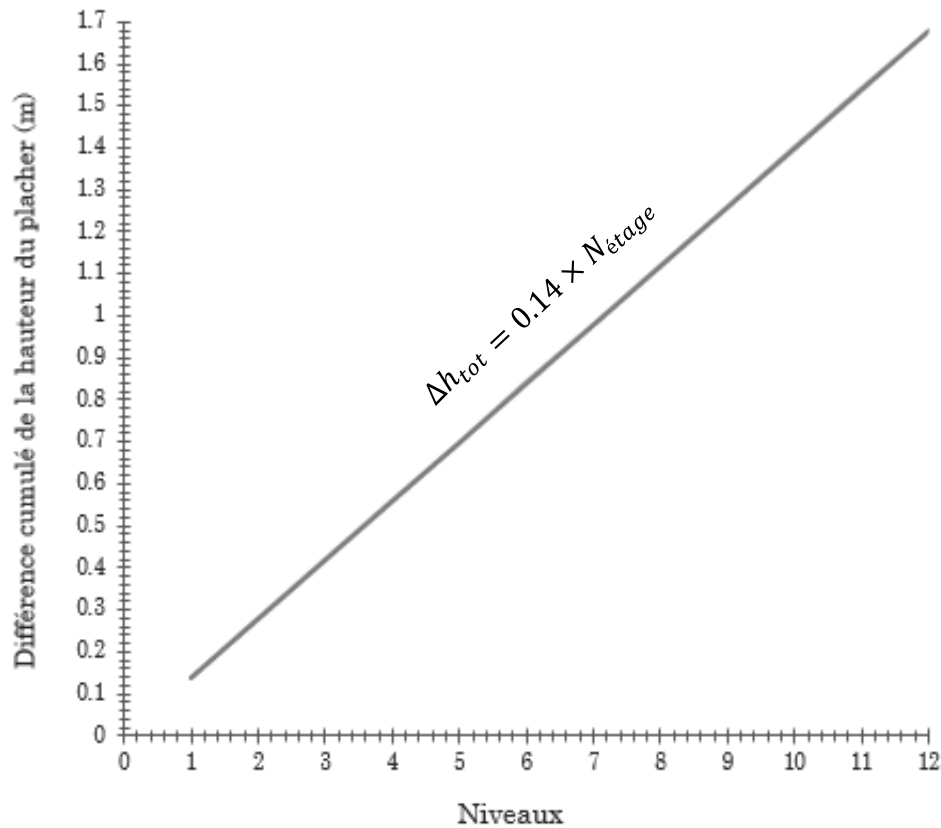
L'évolution de cette différence est décrite par une fonction linéaire croissante, dont l'équation et la représentation graphique sont les suivantes :

$$\Delta h_{tot} = N_{étage} \times \Delta h_{plancher} \Rightarrow \Delta h_{tot} = 0.14 \times N_{étage}$$

$\Delta h_{tot}$  : La somme des variations de hauteur des planchers de l'ensemble de la structure.

$N_{étage}$  : Nombre d'étage.

$\Delta h_{plancher}$  : La différence de la hauteur du plancher.



**Figure V. 4** Courbe de la différence cumulé de la hauteur du plancher en fonction de nombre de niveaux

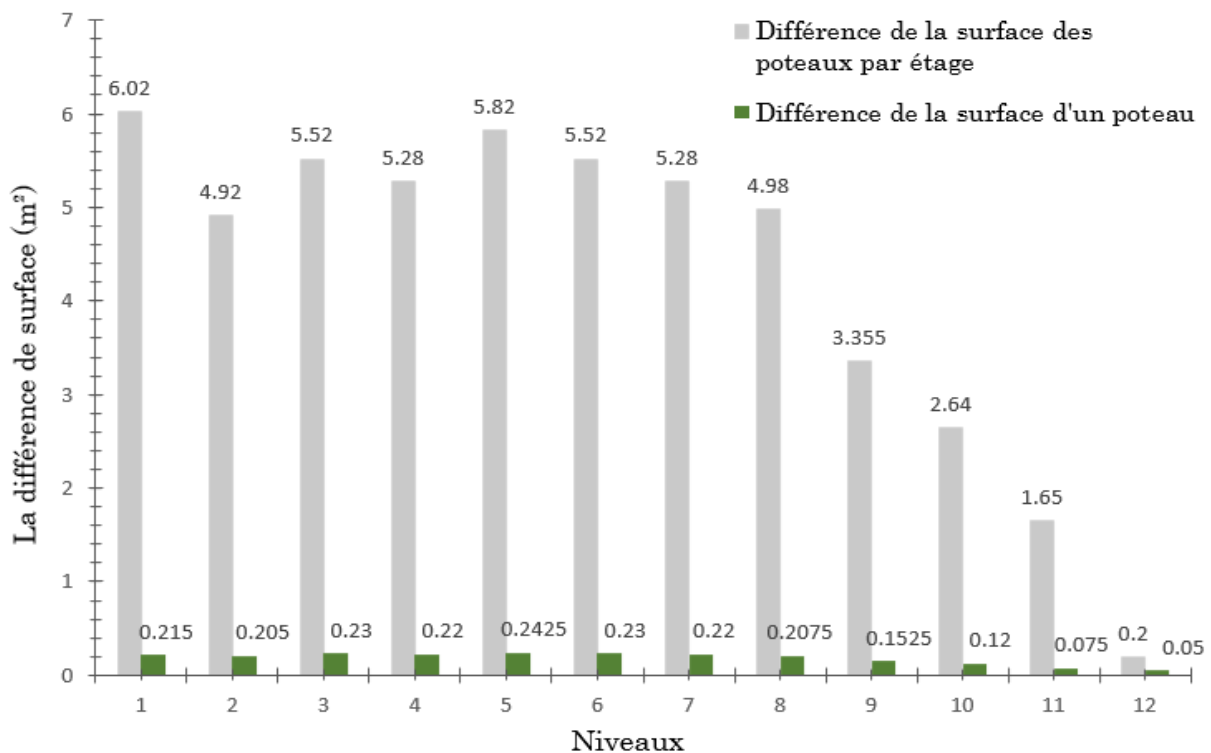
Plus le nombre de niveaux augmente, plus la différence de hauteur s'accroît. Cette augmentation offre la possibilité de bénéficier d'un plus grand nombre d'étages et d'appartements, tout en permettant des économies de matériaux et de coûts de réalisation. De plus, elle permet une utilisation plus efficace de l'espace disponible et d'optimiser l'utilisation de l'emprise au sol ainsi de maximiser la surface habitable, ce qui peut être particulièrement précieux dans les zones urbaines où l'espace est limité.

#### V.1.4. Impacte des dimensions des poteaux sur la surface

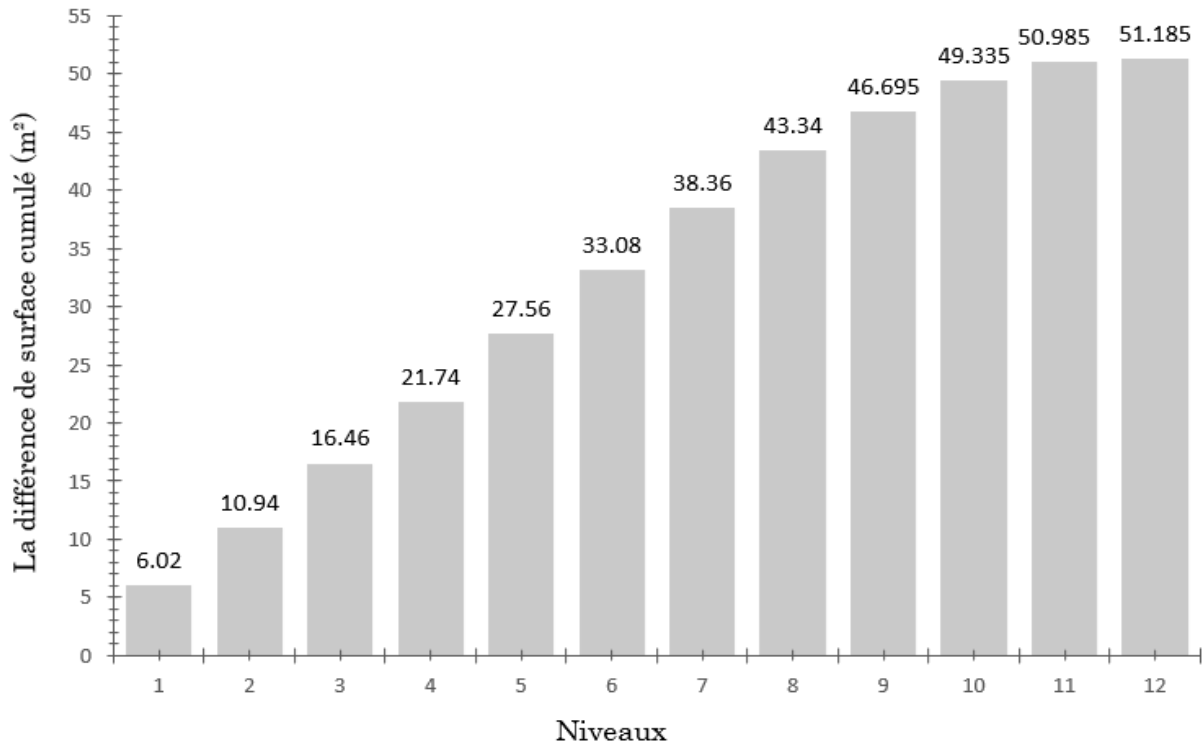
Le tableau ci-dessous présente les variations de surfaces des poteaux en fonction du nombre de niveaux :

**Tableau V. 5** Tableau récapitulatif sur les différences de surface des poteaux

Niveaux	Surface (m <sup>2</sup> )		Différence de surface d'un poteau (m <sup>2</sup> )	Différence de surface des poteaux par niveaux (m <sup>2</sup> )	Différence de surface cumulé (m <sup>2</sup> )
	Béton armé	Mixte			
01	0.49	0.275	0.215	6.02	6.02
02	0.455	0.25	0.205	4.92	10.94
03	0.455	0.225	0.23	5.52	16.46
04	0.4225	0.2025	0.22	5.28	21.74
05	0.4225	0.18	0.2425	5.82	27.56
06	0.39	0.16	0.23	5.52	33.08
07	0.36	0.14	0.22	5.28	38.36
08	0.33	0.1225	0.2075	4.98	43.34
09	0.275	0.1225	0.1525	3.355	46.695
10	0.225	0.105	0.12	2.64	49.335
11	0.18	0.105	0.075	1.65	50.985
12	0.14	0.09	0.05	0.2	51.185
<b>Différence de la surface totale du bâtiment</b>					<b>51.185 m<sup>2</sup></b>



**Figure V. 5** Différence de surface des poteaux en fonction de nombres de niveaux



**Figure V. 6** Différence de surface des poteaux cumulés par niveaux

Selon les informations fournies par le (Tableau V.5) et les deux graphes précédents, on observe que la différence de surface entre un poteau mixte et un poteau en béton armé est pratiquement insignifiante. Cependant, cette différence devient remarquable lorsque l'on considère l'ensemble des poteaux d'un étage ou d'un bâtiment complet, qui atteint une superficie totale de 51.18 m<sup>2</sup>.

La variation de la surface des poteaux entre les deux structures conduit à une augmentation à la fois de la quantité de matériau requise et de la surface totale nécessaire, ce qui peut entraîner une différence remarquable dans le prix de revient du mètre carré (m<sup>2</sup>) habitable.

Une augmentation de la surface des poteaux peut nécessiter un espace supplémentaire pour leur mise en place, ce qui peut influencer l'aménagement de construction et nécessiter des ajustements supplémentaires. De plus, des poteaux plus larges peuvent avoir un impact visuel sur l'apparence externe du bâtiment et sur l'aménagement intérieur. Cela peut également influencer la fonctionnalité de l'espace en termes de circulation, de disponibilité d'espaces ouverts et de division des espaces.

## V.2. Etude et comparaison du coût de revient de la superstructure

L'objectif de cette partie est d'évaluer et de comparer le coût de revient entre l'ossature en béton armé et l'ossature mixte (acier-béton) qui est importante pour déterminer quel système de construction offre la solution la plus économique pour un projet de construction, cela en prenant en compte l'estimation quantitatives et financières des matériaux utilisés dans les deux ossatures toute en supposant que le cout de réalisation des fondations est le même.

### V.2.1 Estimation quantitative

#### ➤ Ossature en béton armé

##### - Estimation du volume du béton pour les poteaux

**Tableau V. 6** Tableau récapitulatif de l'estimation de volume de béton pour les poteaux

Niveaux	Hauteur d'étage (m)	b (m)	h (m)	S (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )	N <sup>br</sup> de poteaux par niveaux	Volume par niveaux (m <sup>3</sup> )
<b>RDC</b>	3.74	0.7	0.7	0.49	1.833	28	51.324
<b>1</b>	3.74	0.65	0.7	0.455	1.702	24	40.848
<b>2</b>	3.74	0.65	0.7	0.455	1.702	24	40.848
<b>3</b>	3.74	0.65	0.65	0.4225	1.58	24	37.92
<b>4</b>	3.74	0.65	0.65	0.4225	1.58	24	37.92
<b>5</b>	3.74	0.6	0.65	0.39	1.459	24	35.016
<b>6</b>	3.74	0.6	0.6	0.36	1.346	24	32.304
<b>7</b>	3.74	0.55	0.6	0.33	1.234	24	29.616
<b>8</b>	3.74	0.5	0.55	0.275	1.029	22	22.638
<b>9</b>	3.74	0.45	0.5	0.225	0.842	22	18.524
<b>10</b>	3.74	0.4	0.45	0.18	0.673	22	14.806
<b>Toiture</b>	2.9	0.35	0.4	0.14	0.406	4	1.624
<b>Le volume total du béton pour les poteaux de tous les niveaux</b>							<b>363.388 m<sup>3</sup></b>

## - Estimation du volume du béton pour les poutres

Tableau V. 7 Tableau récapitulatif de l'estimation de volume de béton pour les poutres

Niveaux	Poutre principale		Poutre secondaire		Longueurs des poutres (m)		Section des poutres (m <sup>2</sup> )		Volume (m <sup>3</sup> )	
	b (m)	h (m)	b (m)	h (m)	Prin	Sec	Prin	Sec	Prin	Sec
RDC	0.3	0.45	0.3	0.4	99.44	78.75	0.135	0.12	13.424	9.45
1	0.3	0.45	0.3	0.4	100.84	78.75	0.135	0.12	13.613	9.45
2	0.3	0.45	0.3	0.4	103.44	78.75	0.135	0.12	13.964	9.45
3	0.3	0.45	0.3	0.4	103.44	67.5	0.135	0.12	13.964	8.1
4	0.3	0.45	0.3	0.4	103.44	68.7	0.135	0.12	13.964	8.244
5	0.3	0.45	0.3	0.4	103.44	68.7	0.135	0.12	13.964	8.244
6	0.3	0.45	0.3	0.4	104.64	68.7	0.135	0.12	14.126	8.244
7	0.3	0.45	0.3	0.4	104.64	68.7	0.135	0.12	14.126	8.244
8	0.3	0.45	0.3	0.4	105.84	71.7	0.135	0.12	14.288	8.604
9	0.3	0.45	0.3	0.4	105.84	71.7	0.135	0.12	14.288	8.604
10	0.3	0.45	0.3	0.4	106.94	71.7	0.135	0.12	14.437	8.604
Toiture	0.3	0.45	0.3	0.4	10.3	7.3	0.135	0.12	1.391	0.876
Volume total du béton pour chaque type de poutres									155.549	96.114
Volume total du béton pour l'ensemble des poutres									251.663 m <sup>3</sup>	

## - Estimation du volume du béton pour les voiles

Tableau V. 8 Tableau récapitulatif de l'estimation du volume de béton pour les voiles

Niveaux	Hauteur d'étage (m)	Epaisseurs (m)	Section (m <sup>2</sup> )	Longueurs (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
RDC	3.54	0.2	3.42	17.1	12.1068
1	3.74	0.2	3.42	17.1	12.7908
2	3.74	0.2	3.42	17.1	12.7908
3	3.74	0.15	2.5875	17.25	9.67725
4	3.74	0.15	2.5875	17.25	9.67725
5	3.74	0.15	2.6175	17.45	9.78945
6	3.74	0.15	2.6175	17.45	9.78945
7	3.74	0.15	2.61	17.4	9.7614
8	3.74	0.15	2.61	17.4	9.7614
9	3.74	0.15	2.67	17.8	9.9858
10	3.74	0.15	2.67	17.8	9.9858
Volume total du béton pour les voiles					116.1162 m <sup>3</sup>



- Estimation du volume du béton pour les planchers corps creux

**Tableau V. 9** Tableau récapitulatif de l'estimation du volume de béton pour les planchers corps creux

Niveaux	01	02	03 jusqu'à 08	09,10,11	12
Surface (m <sup>2</sup> )	270.53	249.53	224.5	193.9	23.94
Surface total pour l'ensemble des planchers (m <sup>2</sup> )					2472.7 m <sup>2</sup>

- Estimation du volume du béton pour les dalles pleines

Surface totale des dalles pleines : 124.37 m<sup>2</sup>

Epaisseur des dalles pleines : 0.15 m

Volume total du béton des dalles pleines :  $0.15 \times 124.37 = 18.65 \text{ m}^3$

**Tableau V. 10** Tableau récapitulatif de l'estimation des quantités des matériaux pour l'ossature en béton

Volume total du béton armé (m <sup>3</sup> )	Surface totale des planchers corps creux (m <sup>2</sup> )
749.817	2472.7

➤ Ossature en mixte (acier-béton)

- Estimation de volume de béton pour les poteaux

**Tableau V. 11** Tableau récapitulatif de l'estimation de volume de béton pour les poteaux

Niveaux	Section du profilé (m <sup>2</sup> )	Section du béton (m <sup>2</sup> )	H <sub>étage</sub> (m)	Volume (m <sup>3</sup> )	Nombre de poteaux	Volume du béton par étage (m <sup>3</sup> )
12	0.00538	0.08462	2.9	0.245	4	0.98
11	0.00643	0.09857	3.74	0.369	22	8.118
10	0.00643	0.09857	3.74	0.369	22	8.118
09	0.00768	0.11482	3.74	0.429	22	9.438
08	0.00768	0.11482	3.74	0.429	24	10.296
07	0.00868	0.13132	3.74	0.491	24	11.784
06	0.00973	0.15027	3.74	0.562	24	13.488
05	0.01125	0.16875	3.74	0.631	24	15.144
04	0.01125	0.19125	3.74	0.715	24	17.16
03	0.01244	0.21256	3.74	0.795	24	19.08
02	0.01335	0.23665	3.74	0.885	24	21.24
01	0.01428	0.26072	3.74	0.975	28	27.3
Volume du béton pour l'ensemble des poteaux						162.146 m <sup>3</sup>

## - Estimation du poids des profilés pour les poteaux

Tableau V. 12 Tableau récapitulatif de l'estimation du poids des profilés pour les poteaux

Niveaux	H <sub>étage</sub> (m)	Poids unitaire du profilé (Kg/ml)	Poids d'un poteau (Kg)	Nombre de poteaux	Poids du profilé par étage (Kg)
12	2.9	42.3	122.67	4	490.68
11	3.74	50.5	188.87	22	4155.14
10	3.74	50.5	188.87	22	4155.14
9	3.74	60.3	225.522	22	4961.484
8	3.74	60.3	225.522	24	5412.528
7	3.74	68.2	255.068	24	6121.632
6	3.74	76.4	285.736	24	6857.664
5	3.74	88.3	330.242	24	7925.808
4	3.74	88.3	330.242	24	7925.808
3	3.74	97.6	365.024	24	8760.576
2	3.74	105	392.7	24	9424.8
1	3.74	112	418.88	28	11728.64
<b>Poids total des profilés dans les poteaux</b>				<b>77919.9 kg</b>	

## - Estimation de la surface du plancher collaborant

Tableau V. 13 Tableau récapitulatif de l'estimation de la surface du plancher collaborant

Étage	RDC	01	02	03 à 08	09, 10	11
Surface (m <sup>2</sup> )	317.212	297.051	316.936	271.78	241.18	23.94
Epaisseur (m)	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14
<b>Surface total du béton dans les planchers (m<sup>2</sup>)</b>					<b>3068.1784 m<sup>2</sup></b>	

## - Estimation des poids des solives

Tableau V. 14 Tableau récapitulatif de l'estimation du poids des solives

Niveaux	Solive sablière		Solive		Poids en chaque niveau (Tonne)
	IPE	Poids de la sablière (Kg)	IPE	Poids (Kg)	
12	200	188.16	180	315.84	504
11	200	143.584	180	2850.08	4285.92
10 et 09	200	152.992	180	2496.64	4026.56
08,07,06, 05,04,03	200	172.032	180	2816.24	4536.56
02	200	191.296	180	2977.92	4890.88
01	200	200.704	180	3292.668	5384.156
			160	84.448	0
<b>Le poids total des solives</b>				<b>50.252988 Tonnes</b>	

## - Estimation des poids des poutres

Tableau V. 15 Tableau récapitulatif de l'estimation du poids des poutres

Niveaux	IPE	Longueur (m)	Poids (Tonne)
12	270	11.4	0.412
11	270	88.4	3.191
10, 09	270	34.9	2.52
08, 07, 06, 05, 04, 03	270	23.9	3.451
02	270	28.2	4.072
01	270	28.2	4.072
<b>Le poids total des poutres</b>		<b>17.718 Tonne</b>	

## - Estimation de poids des contreventements (HEA)

Tableau V. 16 Tableau récapitulatif de l'estimation du poids des profilés de contreventement

Longueur totale (m)	HEA	Poids (Kg/ml)	Poids (Kg)	Poids (Tonne)
1038.49	140	24.7	27276.185	27.276
68.39	160	30.4	2325.205	2.325
<b>Poids total pour les systèmes de contreventements</b>			<b>29.601 Tonne</b>	

Tableau V. 17 Tableau récapitulatif de l'estimation des quantités des matériaux pour l'ossature en mixte

Poids total du béton dans les poteaux (Tonne)	Poids total des profilés (Tonne)	Surface total des planchers (m <sup>2</sup> )	Coffrage perdu (m <sup>2</sup> )
162.15	148.867	3068.178	429.55

## V.2.2. Estimation financière

## ➤ Ossature en béton armé

Tableau V. 18 Tableau récapitulatif du coût de revient pour la superstructure de l'ossature en béton

Eléments	Plancher corps creux	Plancher dalle pleine	Voiles	Poteaux	Poutres
Quantité du matériau	2472.7 (m <sup>2</sup> )	18.65 (m <sup>3</sup> )	116.116 (m <sup>3</sup> )	363.388 (m <sup>3</sup> )	251.663 (m <sup>3</sup> )
Prix unitaire	3800 (DA/m <sup>2</sup> )	45000 (DA/m <sup>3</sup> )	45000 (DA/m <sup>3</sup> )	45000 (DA/m <sup>3</sup> )	45000 (DA/m <sup>3</sup> )
Prix de chaque élément	9396260 (DA)	839250 (DA)	5225229 (DA)	16352460 (DA)	11324835 (DA)
<b>Prix total pour l'ossature en béton armé</b>				<b>43138034 DA</b>	

Le coût de revient de la superstructure de l'ossature en béton armé est : 43138034DA.

➤ Ossature en mixte (acier-béton)

Tableau V. 19 Tableau récapitulatif du coût de revient pour l'ossature en mixte

Eléments	Quantité	Prix unitaire (DA/m)	Prix (DA)
Béton armé	162.15 (Tonne)	45000 (DA/m <sup>3</sup> )	7296750
Poids du profilé	148.867 (Tonne)	300000 (DA/T)	44661000
Surface du plancher	3068.178 (m <sup>2</sup> )	4200 (DA/m <sup>2</sup> )	12886356
Coffrage perdu	429.55 (m <sup>3</sup> )	985 (DA/m <sup>3</sup> )	423106.75
<b>Prix total pour l'ossature en mixte</b>			<b>65267212.75 DA</b>

Le coût de revient de l'ossature en mixte est : **65267212.75 DA**

Après avoir minutieusement analysé les coûts de revients obtenus de notre étude comparative entre l'ossature mixte et l'ossature en béton armé, il est évident que l'ossature mixte se révèle être plus coûteuse de 34% que l'ossature en béton armé, en particulier en ce qui concerne uniquement la superstructure d'un R+10.

En examinant attentivement les données et les facteurs économiques associés, il devient évident que l'incorporation de l'acier dans l'ossature mixte entraîne des coûts supplémentaires par rapport à l'utilisation exclusive du béton dans l'ossature en béton armé. L'acier est généralement un matériau plus cher que le béton, ce qui se reflète dans le coût global de la structure.

Cependant, il convient de noter qu'au-delà d'un certain nombre d'étages, la situation peut s'inverser. Cela s'explique par le fait que le poids de la structure en béton armé devient excessif, ce qui nécessite des dimensions plus importantes pour les fondations ou un renforcement du sol plus coûteux. Dans de tels cas, l'ossature mixte peut devenir une option plus économique, malgré les coûts initiaux plus élevés liés à l'utilisation de l'acier.

### V.3. Etude et comparaison du process et délai de réalisation

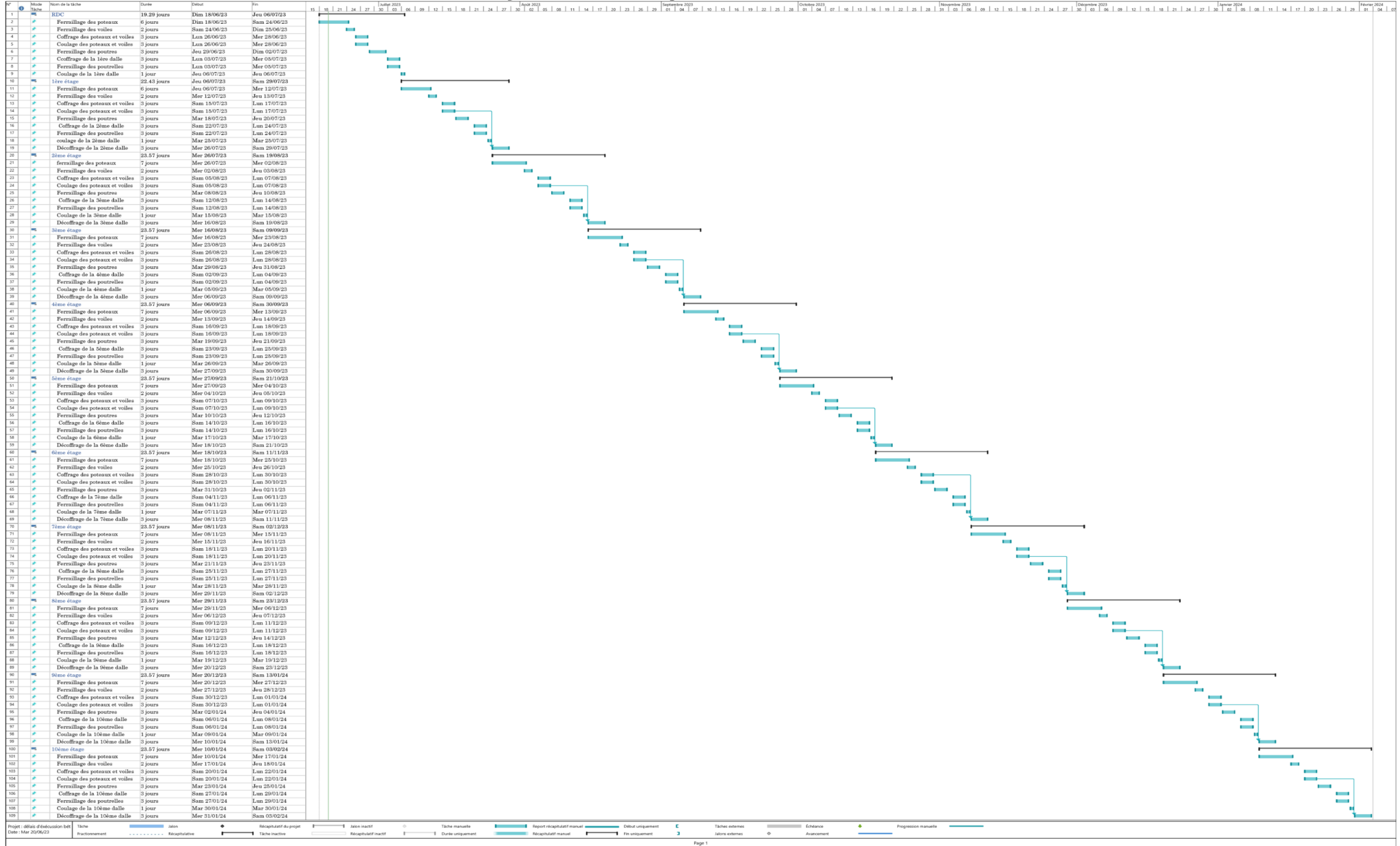
L'étude comparative entre l'ossature mixte (acier, béton) et l'ossature en béton armé ne se limite pas seulement à l'évaluation des coûts et des performances structurelles. Il est également important de prendre en compte les aspects liés aux processus de construction et aux délais de réalisation. Ces facteurs jouent un rôle crucial dans la planification et la gestion efficace d'un projet de construction.

Dans cette partie, nous mettons en évidence l'importance cruciale des délais de réalisation lors de la comparaison entre deux types d'ossatures : l'ossature en béton armé et l'ossature mixte (acier-béton). Pour estimer ces délais de réalisation, nous avons conçu deux plannings de réalisation, en utilisant le logiciel de gestion de projet "MS Project", qui permet une planification précise et une visualisation graphique des différentes étapes de construction.

Pour établir ces plannings, nous supposons que l'effectif (15 ouvriers) d'exécution est le même pour les deux systèmes d'ossatures.

Les plannings d'exécution des deux systèmes d'ossatures sont présentés dans les tableaux suivants :

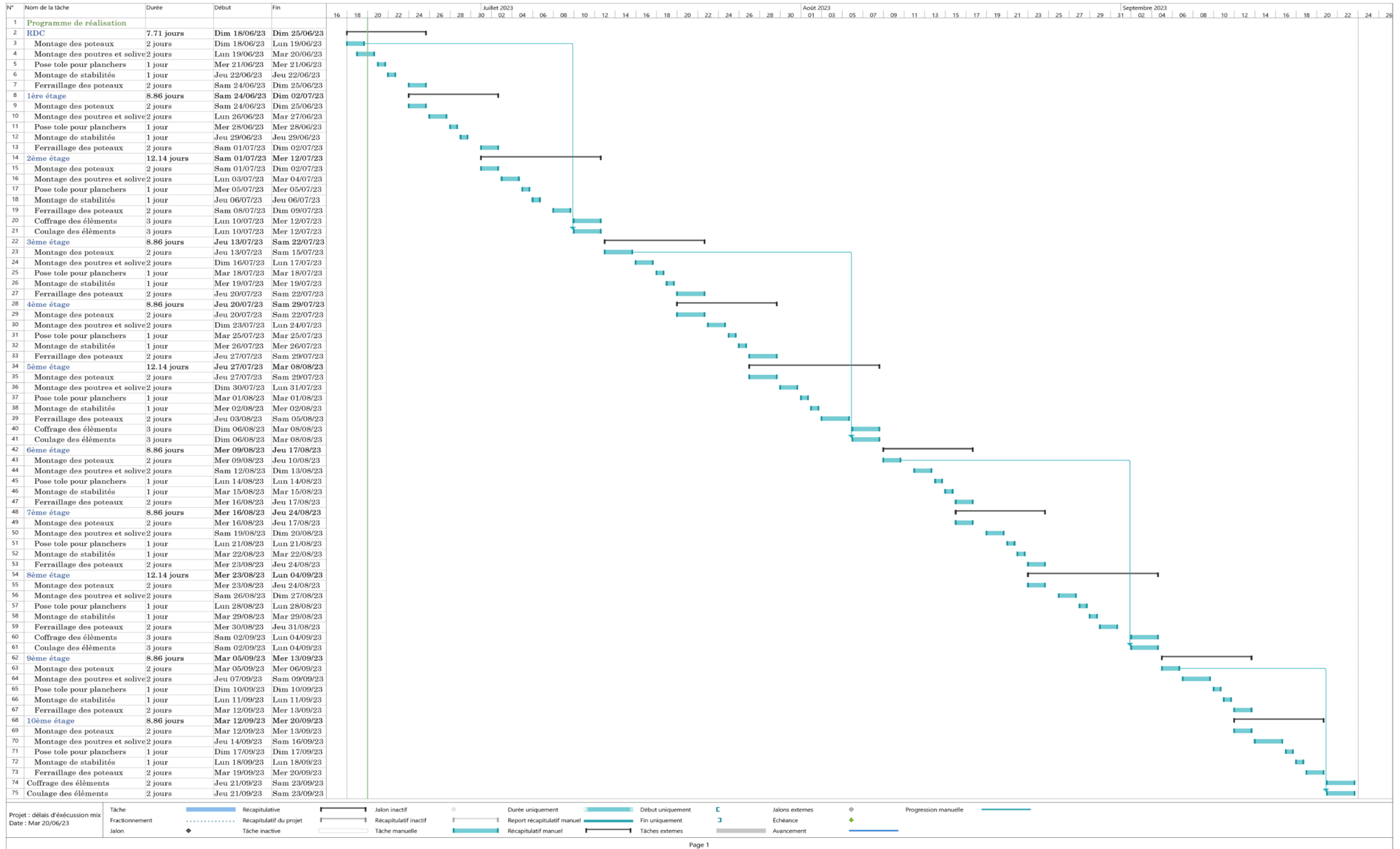
Planning de réalisation de la superstructure de l'ossature en béton armé



Délais globale : 230 jours



Planning de réalisation de la superstructure de l'ossature en mixte (Acier- Béton)



Délais globale : 97 jours

D'après les deux tableaux ci-dessus qui représente le planning de réalisation de la superstructure des deux types d'ossature, on note que :

- Le délai d'exécution de l'ossature en béton armé dure 230 jours.
- Le délai d'exécution de l'ossature en mixte (acier, béton) dure 97 jours.

L'ossature mixte (acier, béton) présente des délais de réalisation nettement plus courts que l'ossature en béton armé, en particulier en ce qui concerne uniquement la superstructure d'un R+10. En effet, le délai d'exécution de l'ossature mixte est environ 60% plus court que celui de l'ossature en béton armé. Par conséquent, la construction en ossature mixte peut être achevée en 97 jours, tandis que le bâtiment en béton armé nécessite une durée de 230 jours. Cette différence s'explique par la complexité du ferrailage et le temps d'attente requis pour le durcissement du béton avant de pouvoir retirer les coffrages, ce qui est nécessaire dans le cas de l'ossature en béton armé. En revanche, dans la construction mixte, l'utilisation de profilés permet de décoffrer dès le lendemain grâce à leur contribution à la résistance de la structure.

Les délais de réalisation peuvent varier en fonction de la taille et de la complexité spécifiques du projet, ainsi que des compétences et de l'efficacité de l'équipe de construction. Une planification et une coordination adéquates sont nécessaires pour tirer pleinement parti des avantages de l'ossature mixte en termes de délais de réalisation.



# **Conclusion générale**

## Conclusion générale

Ce projet est basé sur une étude comparative d'un bâtiment (R+10+sous-sol) en utilisant deux types de structures : le béton armé et la construction mixte (acier-béton). La modélisation des deux structures a été réalisée avec le logiciel Robot Structural Analysis.

Durant cette étude, le dimensionnement et la vérification des éléments structuraux du bâtiment ont été effectués pour toutes les combinaisons d'actions requises. Cela nous a permis de comparer et de vérifier les dimensions des éléments principaux, ainsi que d'analyser leur comportement, leur résistance et d'estimer les coûts et les délais d'exécution associés à chaque type de structure.

Lors de la comparaison et de l'analyse du comportement des deux types de structures il a été constaté que la participation massique et la période de la structure dépendent de la rigidité et la disposition des contreventements. Grâce à la légèreté de l'ossature mixte représentant deux tiers (2/3) du poids de l'ossature en béton armé et l'élancements des poteaux ainsi que son élasticité supérieure, elle peut se déplacer jusqu'à 20% de plus par rapport à la structure en béton armé sans se rompre, ce qui la rends plus ductile. Les déplacements dans la direction y-y sont plus significatifs que dans la direction x-x, ce qui est attribuable à la faible rigidité de la structure dans cette direction. En outre ces performances dépendent également de la hauteur du bâtiment et de la disposition des contreventements, en conséquence la structure mixte est ductile tandis que la structure en béton armé est rigide.

La structure mixte est un choix approprié pour les constructions de grande hauteur en raison de plusieurs facteurs. Premièrement, les dimensions des éléments structuraux dans la construction mixte offrent des avantages significatifs par rapport à l'ossature en béton armé. Les différences de dimensions deviennent remarquables lorsque l'on prend en compte l'ensemble du bâtiment. La construction mixte permet de gagner 51 m<sup>2</sup> de surface dans les poteaux et 1,68 m dans la hauteur des planchers par rapport au béton armé. Ce gain d'espace et de nombre d'étages, ainsi que la diminution du poids total, s'accroissent lorsque les dimensions du bâtiment augmentent.

Cependant, il convient de noter que la superstructure de la construction mixte est plus coûteuse d'environ 34% que celle de l'ossature en béton armé, le coût de l'ossature mixte est de 6.5 milliards et celle en béton de 4.4 milliards. Cette différence de coût s'explique principalement par le coût plus élevé des profilés métalliques utilisés dans la construction mixte. Malgré ça, la construction mixte présente un avantage en termes de délai d'exécution, avec un délai d'environ 60% plus court que celui de la superstructure en béton armé, dont le délai de l'ossature mixte dure 97 jours et le délai de l'ossature en béton armé est de 230 jours.

Dans le cas des structures en mixte, il est recommandé d'utiliser des travées plus longues qu'en béton armé. Cette caractéristique permet de réduire les coûts de construction mixte en nécessitant moins de poteaux, ce qui se traduit par une diminution de la quantité de matériaux et de main-d'œuvre requise. De plus, cela offre la possibilité d'optimiser l'espace habitable, car les espaces peuvent être plus ouverts et moins obstrués par les poteaux, ce qui permet une plus grande flexibilité dans la conception de l'aménagement intérieur.

En conclusion, la structure mixte présente des avantages importants par rapport à l'ossature en béton armé dans les constructions de grande hauteur. Elle permet de : surmonter les limitations liées au poids élevé du béton, offre des dimensions plus avantageuses pour les éléments structuraux, une plus grande flexibilité de conception et un gain d'espace significatif malgré son coût initial plus élevé par rapport au béton armé, la structure mixte devient plus rentable à mesure que la hauteur du bâtiment augmente, en raison des coûts supplémentaires associés aux fondations, au renforcement du sol et à l'acquisition de terrain. La construction mixte présente l'avantage d'accélérer le processus de construction, ce qui permet de résoudre rapidement le problème du logement sans nécessiter une utilisation excessive d'espace vert (terrain).

# Référence bibliographique

## Références bibliographiques

- [1] Document technique règlementaire DTR BC 2 48 règles parasismique algériennes RPA99 / version 2003 (Centre national de recherche parasismique appliquée en génie parasismique, C.G.S 2002 Hussein dey Alger).
- [2] Béton armé B.A.E.L 91 modifié 99 DTU associés (JEAN-PIERRE MOUGIN édition EYROLLES, 2000).
- [3] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93), « Document technique règlementaire B.C.2.41», Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger, (1994).
- [4] Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC 2.2, Alger, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, (2003).
- [5] CCM 97 Calcul de Charpente Métallique 97.
- [6] EUROCODE 3 Conception et dimensionnement des structures métalliques.
- [7] EUROCODE 4 Règles de calcul des structures mixtes acier-béton armé.
- [8] KRIMAT, C. et SEBBANE, N. (2020). Étude d'un bâtiment (R+5+2 Sous-sol) en construction mixte à usage de banque (mémoire master). Université de Bejaïa.
- [9] Pierre Bourrier et Jacques Brozzetti (1996), construction métallique et mixte acier béton : calcul et dimensionnement selon Eurocodes 3 et 4.
- [10] Guenane, I. et Hai, A. (2020). Etude d'un réfectoire en R+1 En Construction mixte acier-béton (mémoire master). Université de Bejaïa.
- [11] B.A.E.L.91 Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites révisées en 99.
- [12] Merakchi, S. et Ghazi, Y. (2019). Etude comparative entre les poteaux métalliques et les poteaux mixte (acier-béton) (mémoire master). Université Mohamed El Bachir Elibrahimi. Bordj Bou Arreridj
- [13] Benkraled, M, I. et Dali, Y, F. (2013). Etude comparative entre une construction en Beton Arme et une Construction mixte (mémoire master). Université AbouBakr Belkaid.

- [14] Djammal, A. et Salem, I. (2020). Etude d'un bâtiment(2ss+RDC+9) en BA, Application de la méthode dynamique temporelle en considérant le séisme de Boumerdès (mémoire master). Université Saad Dahleb. Blida.
- [15] Benzaoui, K.et Hadid,M.Hamel,M,H. (2020). Etude comparative d'une deux structures en Béton Armé et mixte (sous-sol+RDC+11étage) a usage bureaux (mémoire master). Université Yahia Fares. Médéa.
- [16] Marbouti,D. et Zeroukhi ,C.et Mebarek,F. (2014). Etude d'un bâtiment (RDC+8+s/sol) a usage d'habitation, commerciale a pour une structure mixte avec l'application du logiciel ETABS V9.7.0 (mémoire master). Université Mouloud Mammeri. Tizi-Ouzou.
- [17] Messahel, F. (2021). Etude d'une structure R+9 à usage d'habitation à ossature mixte contreventée par voile (mémoire master). Université Mouloud Mammeri. Tizi-Ouzou.
- [18] Semmar,A. et Terki, G. (2019). Etude d'un bâtiment (R+9+2 entres-sol) à usage d'habitation et commercial contreventé par un système mixte (voile-portique) (mémoire master). Université de béjaia.
- [19] Yahia, Y. et Mahmadi, M. (2020). Etude d'un bâtiment (R+5) a usage résidentiel avec une structure mixte béton-acier (mémoire master). Université Ahmed draia. Adrar.
- [20] Fardeheb, A. et Cherifi, I. (2020). Etude d'un bâtiment En Construction mixte (R+8) a Sétif (mémoire master). Université AbouBakr Belkaid.
- [21] Eswzd, Y. et Bouragaa, K. (2018). Etude d'un bâtiment R+7+s-sol a structure mixte acier béton armé (adaptation du batiment de bruxelles environnement) (mémoire master). Université AbouBakr Belkaid.
- [22] Amriou,S . et Alili, R. (2019). Etude d'un bâtiment (R+10+2 entres-sol + sous-sol) a usage multiple contreventé par un système mixte (voile-portique) (mémoire master). Université de Bejaia.
- [23] RAMI, A. (2016), POTEAUX MIXTES.

[24] Merakchi, S. et Ghazi, Y. (2019). Etude comparative entre les poteaux métalliques et les poteaux mixte (acier-béton) (mémoire master). Université Mohamed El Bachir Elibrahimi. Bordj Bou Arreridj

# **Annexes**



## ANNEXE 01

**Tableau 1** Evaluation des charges dans les murs extérieurs (doublé cloisons)

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Brique creuse	0.1	/	0.9
Lame d'aire	0.05	/	/
Brique creuse	0.15	/	1.3
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente « G »</b>			<b>2.76</b>

**Tableau 2** Evaluation des charges dans les plancher à corps creux et dalle pleine

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Ossature en Béton Armé	Ossature en construction mixte
			Charges (KN/m <sup>2</sup> )	
Revêtement en dalle de sol	0.007	/	0.2	0.2
Mortier de pose	0.02	20	0.4	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36	/
Dalle en corps creux (16+4)	0.2	14.25	2.75	/
Dalle en béton armée	0.15	25	3.75	/
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2	/
Cloison de séparation	0.1	10	0.9	1
Faux plafond en plâtre	/	/	/	0.1
Plancher collaborant	0.14	/	/	3.25
<b>Charge permanente « G »</b>			<b>G<sub>cc</sub> = 4.81</b>	<b>4.95</b>
			<b>G<sub>DP</sub> = 5.81</b>	
<b>« Q » Plancher courant à usage administratif</b>			<b>2.5</b>	

**Tableau 3** Evaluation des charges d'un plancher terrasse accessible à corps creux

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Ossature en Béton Armé	Ossature en construction mixte
			Charges (KN/m <sup>2</sup> )	
Revêtement en dalle de sol	0.007	20	0.2	0.2
Mortier de pose	0.02	20	0.4	0.4
Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12	0.12
Isolation thermique en liège	0.025	4	0.1	0.1
Forme de pente 1%	0.05	22	1.1	1.1
Couche de sable	0.02	18	0.36	/
Dalle en polystyrène	0.2	/	2.75	/
Plancher collaborant	0.14	/	/	3.25
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2	/
Charge permanente « G »			<b>5.23</b>	<b>5.17</b>
Charge d'exploitation « Q »			<b>1.5</b>	

**Tableau 4** Evaluation des charges d'un plancher terrasse inaccessible à corps creux et dalle pleine

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Ossature en Béton Armé	Ossature en construction mixte
			Charge (KN/m <sup>2</sup> )	
Protection gravillon roulés	0.04	17	0.68	0.68
Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12	0.12
Isolation thermique	0.025	4	0.1	0.1
Plancher à corps creux (16+4)	0.21	/	2.75	/
Plancher en béton armé	0.15	25	3.75	/
Plancher collaborant	0.14	/	/	3.25
Enduit de ciment	0.01	18	0.18	/
Forme de pente 1%	0.05	22	1.1	1.1
Faux plafond	/	/	/	0.1
Charge permanente « G »			<b>G<sub>cc</sub> = 4.93</b>	<b>5.35</b>
			<b>G<sub>DP</sub> = 5.93</b>	
Charge d'exploitation « Q »			<b>1</b>	

Tableau 5 Evaluation des charges sur les paliers en béton armée

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse	0.12	25	3
Revêtement en carrelage	0.007	/	0.2
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente « G »</b>			<b>4.16</b>
<b>Charge d'exploitation « Q »</b>			<b>2.5</b>

Tableau 6 Evaluation des charges sur la volée du 1<sup>er</sup> type d'escalier

Type d'escalier	Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
1 <sup>er</sup> type (Principale)	Paillasse (e=12)	Sous-sol	0.12/cos(33.25)	25	3.59
		RDC au 9 <sup>ème</sup>	0.12/cos(34.71)	25	3.65
	Poids des marches		$h/2 = 0.085$	22	1.87
	Carrelage horizontale		0.02	/	0.2
	Carrelage verticale		$0.02 * h/g = 0.01$	20	0.2
	Mortier de pose vertical		$0.02 * h/g = 0.01$	20	0.2
	Enduit de pâtre		0.02	10	0.2
	Mortier de pose horizontale		0.02	20	0.4
	<b>Charge permanente « G »</b>				<b>G<sub>SS</sub> = 6.66</b>
					<b>G<sub>RDC-9</sub> = 6.72</b>
<b>Charge d'exploitation « Q »</b>				<b>2.5</b>	

**Tableau 7** Evaluation des charges sur la volée du 2<sup>ème</sup> type d'escalier

Type d'escalier	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
2 <sup>ème</sup> type (RDC au 1 <sup>ère</sup> étage)	Paillasse (e = 12)	0.12/cos(31.937)	25	3.54
	Poids des marches	h/2 = 0.085	22	1.87
	Carrelage horizontale	0.007	/	0.2
	Carrelage verticale	0.02 * h/g = 0.01	20	0.2
	Mortier de pose vertical	0.02 * h/g = 0.01	20	0.2
	Enduit de pâtre	0.02	10	0.2
	Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.4
	<b>Charge permanente « G »</b>			
<b>Charge d'exploitation « Q »</b>				<b>2.5</b>

**Tableau 8** Evaluation des charges sur les paliers en construction mixte

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Tôle	4	0.025	0.1
Dalle en béton	10	0.25	2.5
Mortier de pose	2	0.18	0.36
Revêtement	2	0.2	0.4
<b>Charge permanente « G »</b>			<b>3.37</b>
<b>Charge d'exploitation « Q »</b>			<b>2.5</b>

**Tableau 9** Evaluation des charges sur la volée en mixte

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Tôle striée	0.5	0.9	0.45
Mortier de repos	2	0.09	0.18
Revêtement	2	0.35	0.7
Garde-corps	/	/	0.6
<b>Charge permanente « G »</b>			<b>1.63</b>
<b>Charge d'exploitation « Q »</b>			<b>2.5</b>

## ANNEXE 02

### Tableau de section d'armature

Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre  $\Phi$  (mm)

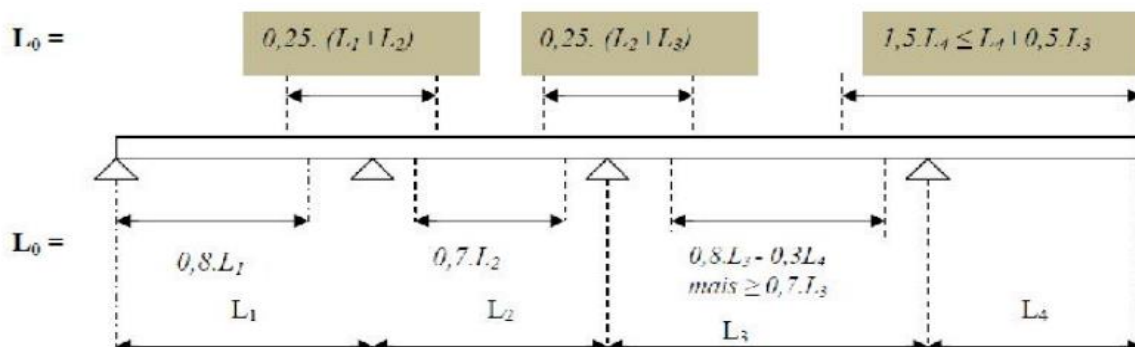
$\Phi$ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

## ANNEXE 03

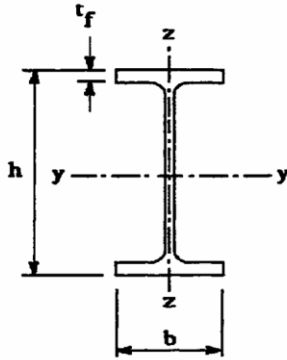
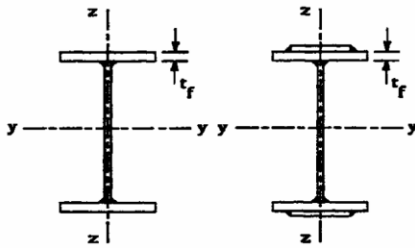

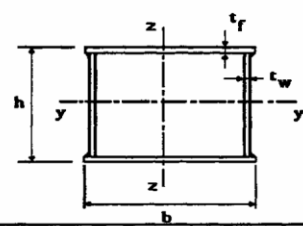
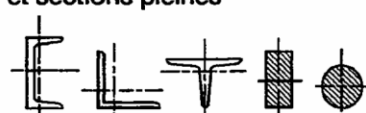
Valeur de  $\chi$  en fonction de  $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de $\chi$ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Travées équivalentes pour le calcul de la largeur participante de la dalle



ANNEXE 04

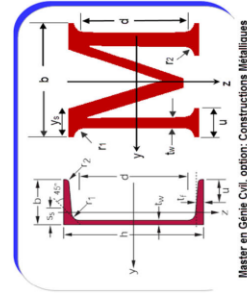
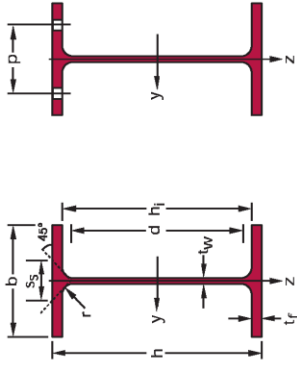
Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
<b>Sections en I laminées</b> 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d
<b>Sections en I soudées</b> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
<b>Sections creuses</b> 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}$ *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{ya}$ *)	quel qu'il soit	c
<b>Caissons soudés</b> 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et  $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
<b>Sections en U, L, T et sections pleines</b> 		quel qu'il soit	c

\*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

# ANNEXE 05

## Profilé HEA

HE-HL



Master en Génie Civil, option: Constructions Métalliques

# HEA

**Poutrelles européennes à larges ailes**  
 Dim : HE A, HE B et HE M, 100-1000 conformes à l'Euronorme 53-62; HE AA 100-1000; HL 920-1100  
 Tolérances, EN 10034: 1993

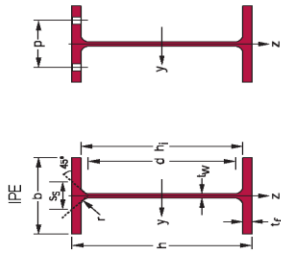
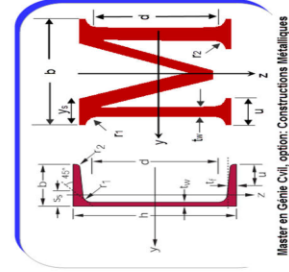
HE 100 - 900; HE 1000 AA-M; HL AA-R  
 A6 - 05  
 HE avec  $G_{HE} > G_{HE M}$ ; HL 920; HL 1000 avec  $G_{HE} > G_{HE M}$ ,  $G_{HE} > G_{HE M}$   
 Etai de surface conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

Designation	Dimensions										Dimensions de construction				Surface		Designation	Valeurs statiques										Classification EN 1993-1-1									
	G	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	A	h <sub>1</sub>	d	ø	P <sub>min</sub>	P <sub>max</sub>	A <sub>L</sub>	A <sub>G</sub>	G	I <sub>y</sub>		W <sub>pl,y</sub> *	I <sub>y</sub>	A <sub>yz</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>pl,z</sub> *	W <sub>pl,z</sub> *	I <sub>z</sub>	s <sub>g</sub>	I <sub>t</sub>	I <sub>w</sub>		Pure bending S <sub>SS</sub>	Pure compression S <sub>SS</sub>	EN 10225-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225-2:2004				
HE 100 A	16,7	96	100	5	8	12	21,2	80	56	M 10	54	58	0,561	33,68	16,7	349,2	72,78	83,01	4,06	7,56	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58	1	1	1	1	1	0	0	0		
HE 120 A	19,9	114	120	5	8	12	25,3	98	74	M 12	58	68	0,677	34,06	19,9	606,2	106,3	119,5	4,89	8,46	230,9	38,48	58,85	3,02	35,06	5,99	6,47	1	1	2	1	2	0	0	0		
HE 140 A	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,4	116	92	M 16	64	76	0,794	32,21	24,7	1033	155,4	173,5	5,73	10,12	389,3	55,82	84,85	3,52	36,56	8,13	15,06	1	2	3	1	2	3	0	0	0	
HE 160 A	30,4	152	160	6	9	15	38,8	134	104	M 20	78	84	0,906	29,78	30,4	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41	1	2	3	1	2	3	0	0	0	
HE 180 A	35,5	171	180	6	9,5	15	45,3	152	122	M 24	86	92	1,024	28,83	35,5	2510	293,6	324,9	7,45	14,47	924,6	102,7	156,5	4,52	42,57	14,88	60,21	1	3	3	1	3	3	0	0	0	
HE 200 A	42,3	190	200	6,5	10	18	53,8	170	134	M 27	98	100	1,136	26,89	42,3	3692	388,6	429,5	8,28	18,08	1336	133,6	203,8	4,98	47,59	20,98	108,0	1	3	3	1	3	3	0	0	0	
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118	1,255	24,85	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3	1	3	3	1	3	3	0	0	0	
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138	1,369	22,70	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5	1	3	3	1	3	3	0	0	0	
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158	1,484	21,77	68,2	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,50	60,62	52,37	516,4	2	3	3	2	3	3	0	0	0	
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178	1,603	20,99	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	516,1	7,00	62,12	62,10	785,4	2	3	4	2	3	4	0	0	0	
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198	1,717	19,43	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200	2	3	3	2	3	3	0	0	0	
HE 320 A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	M 27	118	198	1,756	17,98	97,6	22930	1479	1628	13,58	41,13	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108,0	1512	1	3	3	1	3	3	0	0	0	
HE 340 A	105	330	300	9,5	16,5	27	133,5	297	243	M 27	118	198	1,795	17,13	105	27690	1678	1850	14,40	44,95	7436	495,7	755,9	7,46	74,13	127,2	1824	1	3	3	1	3	3	0	0	0	
HE 360 A	112	350	300	10	17,5	27	142,8	315	261	M 27	120	198	1,834	16,36	112	33090	1891	2088	15,22	48,96	7887	525,8	802,3	7,43	76,63	148,8	2177	1	2	3	1	2	3	0	0	0	
HE 400 A	125	390	300	11	19	27	159,0	352	298	M 27	120	198	1,912	15,32	125	45070	2311	2562	16,84	57,33	8564	570,9	872,9	7,34	80,63	189,0	2942	1	1	3	1	2	3	0	0	0	
HE 450 A	140	440	300	11,5	21	27	178,0	398	344	M 27	122	198	2,011	14,39	140	63720	2896	3216	18,92	65,78	9465	631,0	965,5	7,29	85,13	243,8	4148	1	1	1	1	2	3	0	0	0	
HE 500 A	155	490	300	12	23	27	197,5	444	390	M 27	122	198	2,110	13,60	155	86970	3550	3949	20,98	74,72	10370	691,1	1059	7,24	89,63	309,3	5643	1	1	1	1	1	3	4	0	0	0
HE 550 A	166	540	300	12,5	24	27	211,8	492	438	M 27	122	198	2,209	13,29	166	111900	4146	4622	22,99	83,72	10820	721,3	1107	7,15	92,13	351,5	7189	1	1	1	2	4	4	0	0	0	
HE 600 A	178	590	300	13	25	27	226,5	540	486	M 27	122	198	2,308	12,98	178	141200	4787	5350	24,97	93,21	11270	751,4	1156	7,05	94,63	397,8	8978	1	1	1	2	4	4	0	0	0	
HE 650 A	190	640	300	13,5	26	27	241,6	588	534	M 27	124	198	2,407	12,69	190	175200	5474	6136	26,93	103,2	11720	781,6	1205	6,97	97,13	448,3	11030	1	1	1	3	4	4	0	0	0	
HE 700 A	204	690	300	14,5	27	27	260,5	636	582	M 27	124	198	2,505	12,25	204	215300	6241	7032	28,75	117,0	12180	811,9	1257	6,84	100,1	513,9	13350	1	1	1	3	4	4	0	0	0	
HE 800 A	224	790	300	15	28	30	285,8	734	674	M 27	130	198	2,698	12,03	224	303400	7682	8699	32,58	136,8	12640	842,6	1312	6,65	106,1	596,9	18290	1	1	1	4	4	4	0	0	0	
HE 900 A	252	890	300	16	30	30	320,5	830	770	M 27	132	198	2,896	11,51	252	422100	9485	10810	36,29	163,3	13550	903,2	1414	6,50	111,1	736,8	24960	1	1	1	4	4	4	0	0	0	
HE 1000 A	272	990	300	16,5	31	30	346,8	928	868	M 27	132	198	3,095	11,37	272	553800	11190	12820	39,96	184,6	14000	933,6	1470	6,35	113,6	822,4	32070	1	1	2	4	4	4	0	0	0	



# ANNEXE 06

## Profilé IPE



### Poutrelles I européennes

Dimensions: IPE 80 - 600 conformes à l'Euronorme EN 1957; IPE A 80 - 600; IPE C 180 - 600; IPE 750

Tolérances: EN 10034: 1993

Etat de surface conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

# IPE

Designation	Dimensions						Dimensions de construction				Surface		Designation	Valeurs statiques													
	G	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	A	h <sub>1</sub>	d	Ø	P <sub>min</sub>	P <sub>max</sub>		A <sub>L</sub>	A <sub>G</sub>	G	I <sub>y</sub>	W <sub>eIy</sub>	W <sub>pl,y</sub>	I <sub>y</sub>	A <sub>z</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>eIz</sub>	W <sub>pl,z</sub>	I <sub>z</sub>	s <sub>5</sub>	I <sub>t</sub>
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /m	kg/m	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup>	mm	mm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>
IPE 80	6,0	80	46	3,8	5,2	5	7,64	69,6	59,6	-	-	0,328	54,64	IPE 80	6,0	80,14	20,03	23,22	3,24	3,58	8,49	3,69	5,82	1,05	20,10	0,70	0,12
IPE 100	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,3	88,6	74,6	-	-	0,400	49,33	IPE 100	8,1	171,0	34,20	39,41	4,07	5,08	15,92	5,79	9,15	1,24	23,70	1,20	0,35
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	107,4	93,4	-	-	0,475	45,82	IPE 120	10,4	317,8	52,96	60,73	4,90	6,31	27,67	8,65	13,58	1,45	25,20	1,74	0,89
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,4	126,2	112,2	-	-	0,551	42,70	IPE 140	12,9	541,2	77,32	88,34	5,74	7,64	44,92	12,31	19,25	1,65	26,70	2,45	1,98
IPE 160	15,8	160	82	5	7,4	9	20,1	145,2	127,2	-	-	0,623	39,47	IPE 160	15,8	869,3	108,7	123,9	6,58	9,66	68,31	16,66	26,10	1,84	30,34	3,60	3,96
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8	9	23,9	164	146	M 10	48	0,698	37,13	IPE 180	18,8	1317	146,3	166,4	7,42	11,25	100,9	22,16	34,60	2,05	31,84	4,79	7,43
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	183	159	M 10	54	0,768	34,36	IPE 200	22,4	1943	194,3	220,6	8,26	14,00	142,4	28,47	44,61	2,24	36,66	6,98	12,99
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,4	201,6	177,6	M 12	60	0,848	32,36	IPE 220	26,2	2772	252,0	285,4	9,11	15,88	204,9	37,25	58,11	2,48	38,36	9,07	22,67
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	39,1	220,4	190,4	M 12	66	0,922	30,02	IPE 240	30,7	3882	324,3	366,6	9,97	19,14	283,6	47,27	73,92	2,69	43,37	12,88	37,39
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	45,9	249,6	219,6	M 16	72	1,041	28,86	IPE 270	36,1	5780	428,9	464,0	11,23	22,14	419,9	62,20	96,95	3,02	44,57	15,94	70,58
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	53,8	278,6	248,6	M 16	72	1,160	27,46	IPE 300	42,2	8356	557,1	628,4	12,46	25,68	603,8	80,50	125,2	3,35	46,07	20,12	125,9
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,6	307	271	M 16	78	1,254	25,52	IPE 330	49,1	11770	713,1	804,3	13,71	30,81	788,1	98,52	153,7	3,55	51,59	28,15	199,1
IPE 360	57,1	360	170	8	12,7	18	72,7	334,6	298,6	M 22	88	1,363	23,70	IPE 360	57,1	16270	903,6	1019	14,95	36,14	1043	122,8	191,1	3,79	54,49	37,32	313,6
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	84,5	373	331	M 22	96	1,467	22,12	IPE 400	66,3	23130	1156	1307	16,55	42,69	1318	146,4	229,0	3,95	60,20	51,08	490,0
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21	98,8	420,8	378,8	M 24	100	1,605	20,69	IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,48	50,85	1676	176,4	276,4	4,12	63,20	66,87	791,0
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16	21	116	468	426	M 24	102	1,744	19,23	IPE 500	90,7	48200	1928	2194	20,43	59,87	2142	214,2	335,9	4,31	66,80	89,29	1249
IPE 550	106	550	210	11,1	17,2	24	134	515,6	467,6	M 24	110	1,877	17,78	IPE 550	106	67120	2441	2767	22,35	72,34	2668	254,1	400,5	4,45	73,62	123,2	1884
IPE 600	122	600	220	12	19	24	156	562	514	M 27	118	2,015	16,45	IPE 600	122	92080	3069	3512	24,30	83,78	3387	307,9	485,6	4,66	78,12	165,4	2846

Classification EN 1993-1-1	Pure bending yy		Pure compression	
	S235	S355	S460	S355
EN 10225:2001	1	1	1	1
EN 10025-4:2004	1	1	1	1
EN 10025-2:2004	1	1	1	1

## ANNEXE 07

### Rapport de sol

9

#### IV / CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

LES PRINCIPAUX ENSEIGNEMENTS A RETENIR, SUR LES PLANS GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE, AU TERME DES INVESTIGATIONS MENEES SUR LE PRESENT SITE, SONT RESUMES CI - DESSOUS.

#### CONTEXTE GEOLOGIQUE :

LE TERRAIN ETUDIE FAIT PARTIE D'UN VASTE PLATEAU DE NATURE ALLUVIONNAIRE. IL EST CONSTITUE PAR L'AGENCEMENT DE DEUX TYPES DE SEDIMENTS :

- UNE TRANCHE DE LIMON A GALETS;
- UNE COUCHE TRES EPAISSE D'ARGILE A GALETS EPARS, DE TEINTE ROUGE CARACTERISTIQUE.

COMPTE - TENU DES EPAISSEURS CONSIDERABLES DE CES DEPOTS, LE SUBSTRATUM DE MARNE GIT A DE GRANDES PROFONDEURS.

#### COMPAGITE DES DEPOTS :

LES ESSAIS AU PENETROMETRE CONSTITUENT DONC UN MOYEN D'INVESTIGATION EN PROFONDEUR PERMETTANT D'APPRECIER CLAIREMENT LA COMPAGITE DES TRANCHES SUCCESSIVES DU TERRAIN.

L'ANALYSE DES DIAGRAMMES A PERMIS D'ABOUTIR A LA SYNTHESE ETABLIE CI - DESSOUS, LAQUELLE APPELLE LES REMARQUES SUIVANTES :

- ✓ LA TRANCHE SOMMITALE, SUR 2.00M D'EPAISSEUR, EST DE RESISTANCE ET DE COMPAGITE TOUT JUSTE MOYENNES.
- ✓ LES TRANCHES SUCCESSIVES SOUS - JACENTES SONT DE RESISTANCES CROISSANTES ET NETTEMENT PLUS ELEVEES.
- ✓ IL S'AGIT D'UNE ARGILE PEU PLASTIQUE, MOYENNEMENT A PEU COMPRESSIBLE ET NON GONFLANTE.
- ✓ ELLE EST EN OUTRE DOUEE D'UNE COHESION MOYENNE ET D'UN ANGLE DE FROTTEMENT ELEVE.

#### MODES DE FONDATIONS CONSEILLES:

ON RAPPELLERA QU'EN TERMES DE FONDATIONS SEUL LE BET - MAITRE DE L'ŒUVRE EST HABILITE A CHOISIR LE MODE D'INFRASTRUCTURE QU'IL JUGERA LE PLUS APPROPRIE.

LES AVIS CI - DESSOUS NE SONT FORMULES QU'A TITRE DE CONSEIL OU DE RECOMMANDATION.

A LA LUMIERE DE TOUTES LES DONNEES RECUEILLIES LA SOLUTION OPTIMALE A ENVISAGER EST UNE FONDATION SUR RADIER GENERAL AVEC UN ENCASTREMENT MINIMAL DE 2.00M PAR RAPPORT A LA COTE ACTUELLE.

**MODE DE CALCUL DE LA CONTRAINTE ADMISSIBLE :****1/ A PARTIR DES ESSAIS DE LABORATOIRE**

LES CARACTERISTIQUES A PRENDRE EN COMPTE :

$$C = 0.42 \text{ BARS}$$

$$\varnothing = 18.7^\circ$$

$$\gamma = 2.02 \text{ T/M}^3, D = 2.00 \text{ M}, F = 4$$

LES RESULTATS :

LA CONTRAINTE ULTIME :  $q_u = 8.21 \text{ BARS}$ LA CONTRAINTE ADMISSIBLE :  $q_a = 2.35 \text{ BARS}$ **2/ A PARTIR DES ESSAIS IN SITU (PENETROMETRE DYNAMIQUE)**

LE MODE DE CALCUL DE LA CONTRAINTE ADMISSIBLE USITE, SUIVANT LE DTR EN VIGUEUR, EST DEVELOPPE CI - DESSOUS:

- ON EVALUE D'ABORD LA CONTRAINTE ULTIME :  $q_u = R_d/7$  ;  
R<sub>d</sub> ETANT LA RESISTANCE A LA PENETRATION.
- ON CALCULE ENSUITE LA CONTRAINTE ADMISSIBLE :

$$q_a = \gamma_h \cdot D + (q_u - \gamma \cdot D)/F ;$$

AVEC  $\gamma_h$ : MASSE VOLUMIQUE APPARENTE HUMIDE, D : PROFONDEUR D'ANCRAGE ET F : COEFFICIENT DE SECURITE.

LES RESULTATS SONT SYNTHETISES COMME SUIVANT :

APPLICATIONS NUMERIQUES :

VALEURS DES PARAMETRES PRISES EN COMPTE :

- $R_d = 48 \text{ BARS}$  ;
- $\gamma_h = 2.02 \text{ T/M}^3$  ;
- $F = 4$ .

RESULTATS :

FONDATIONS SUR RADIER GENERAL :

- ANCRAGE :  $D = 2.00 \text{ M}$  ;
- CONTRAINTE ULTIME :  $q_u = R_d/7 = 48/7 = 6.85 \text{ BARS}$  ;
- CONTRAINTE ADMISSIBLE :  $q_a = 2.01 \text{ BARS}$ .

UNE CONTRAINTE DE 2.00 BARS PEUT EN DEFINITIVE ETRE RETENUE.

**CLASSIFICATION DES SOLS EN PLACE :**

LA CLASSIFICATION DES SOLS EST BASEE, EN GENERAL, SUR PLUSIEURS TYPES DE CARACTERISTIQUES DONT LA RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE.

CELLE - CI PEUT ETRE EVALUEE A L'AIDE DES CARACTERISTIQUES INTRINSEQUES : COHESION ET ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE.

EN TENANT COMPTE DU COUPLE DE PARAMETRES LE PLUS DEFAVORABLE ( $C_u = 0.30$  BAR ;  $\phi_u = 32^\circ$ ), LA RESISTANCE A LA COMPRESSION EST ALORS EVALUEE A 1.082 BARS.

LA CLASSIFICATION A ADOPTER EST, PAR CONSEQUENT, CELLE D'UN SOL MEUBLE.

SIGNALONS ENFIN QUE LES SOLS EN PRESENCE NE SONT PAS AGRESSIFS VIS A VIS DU BETON, COMPTE - TENU DE LEUR FAIBLE TENEUR EN SULFATES.

TIZI OUZOU LE, 08 SEPTEMBRE 2014

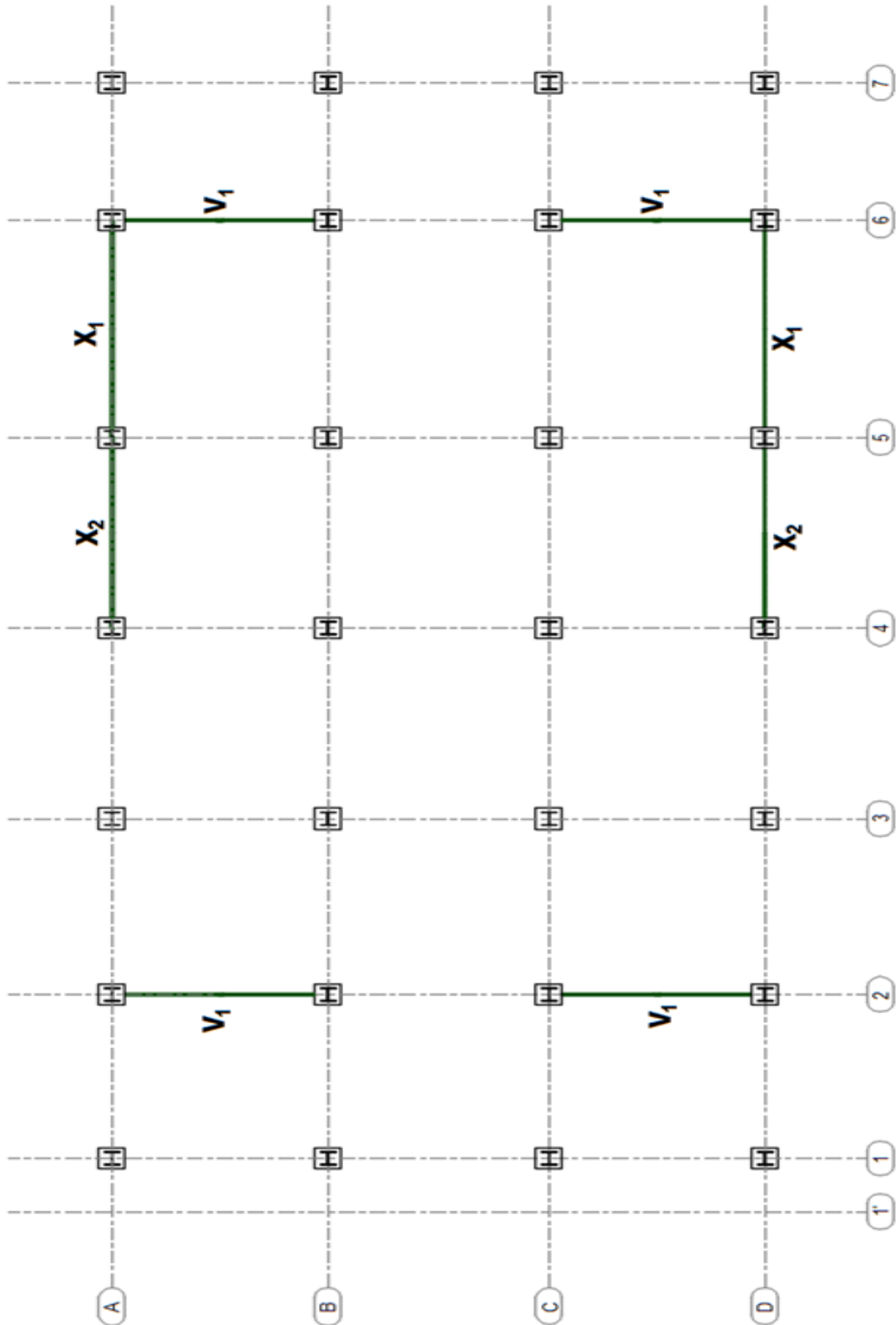
CHARGEE D'ETUDE

MME CHERIFI SALIMA

BETHA CONTRÔL  
LABORATOIRE DE BETON ET SOL  
Mme. CHERIFI Salima  
Agrément N° 47/2011/478/651/01

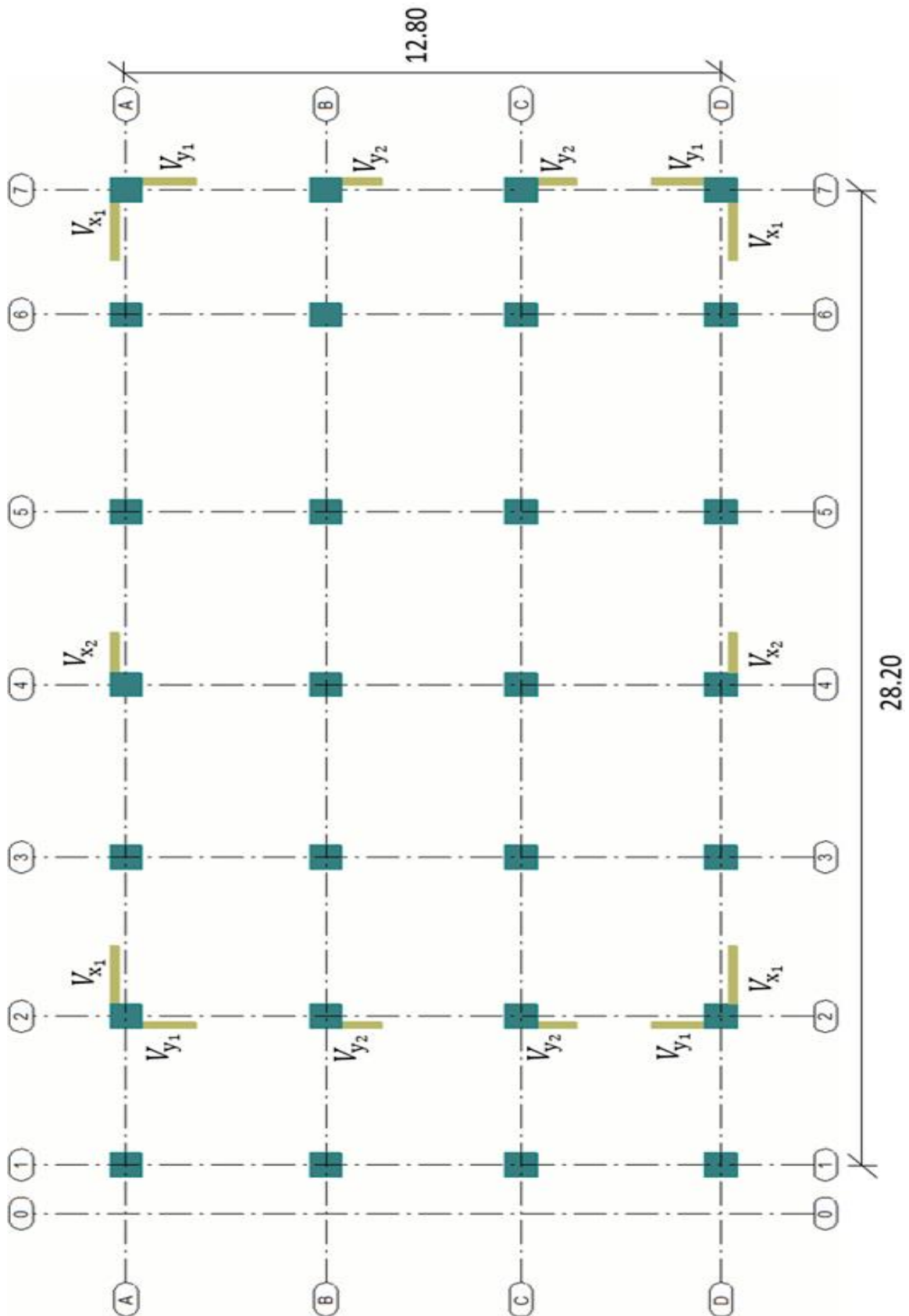
ANNEXE 08

Figure des plans  
Disposition des contreventement structures mixte (acier-béton)



# ANNEXE 09

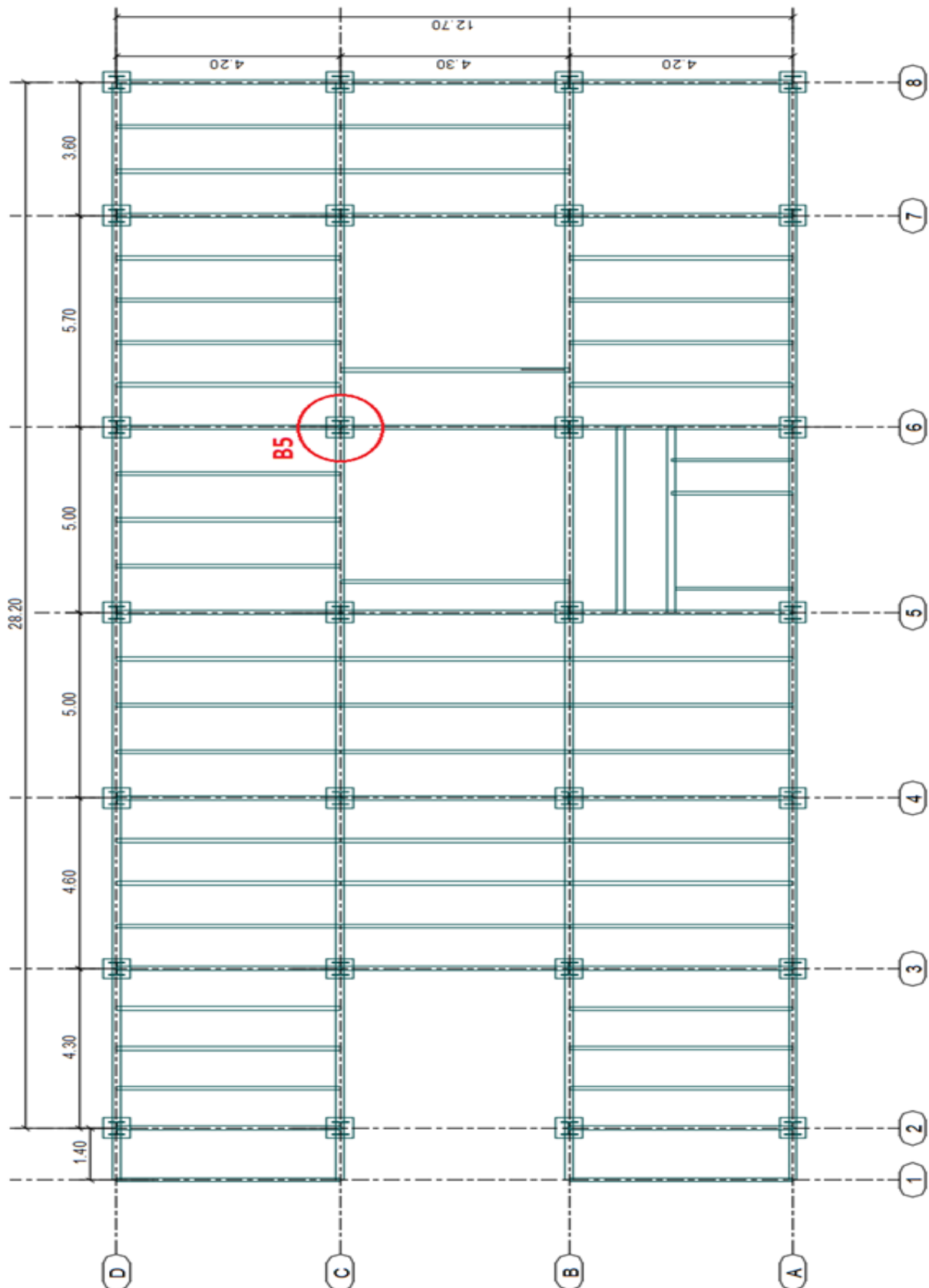
## Disposition des contreventement structures en béton armé





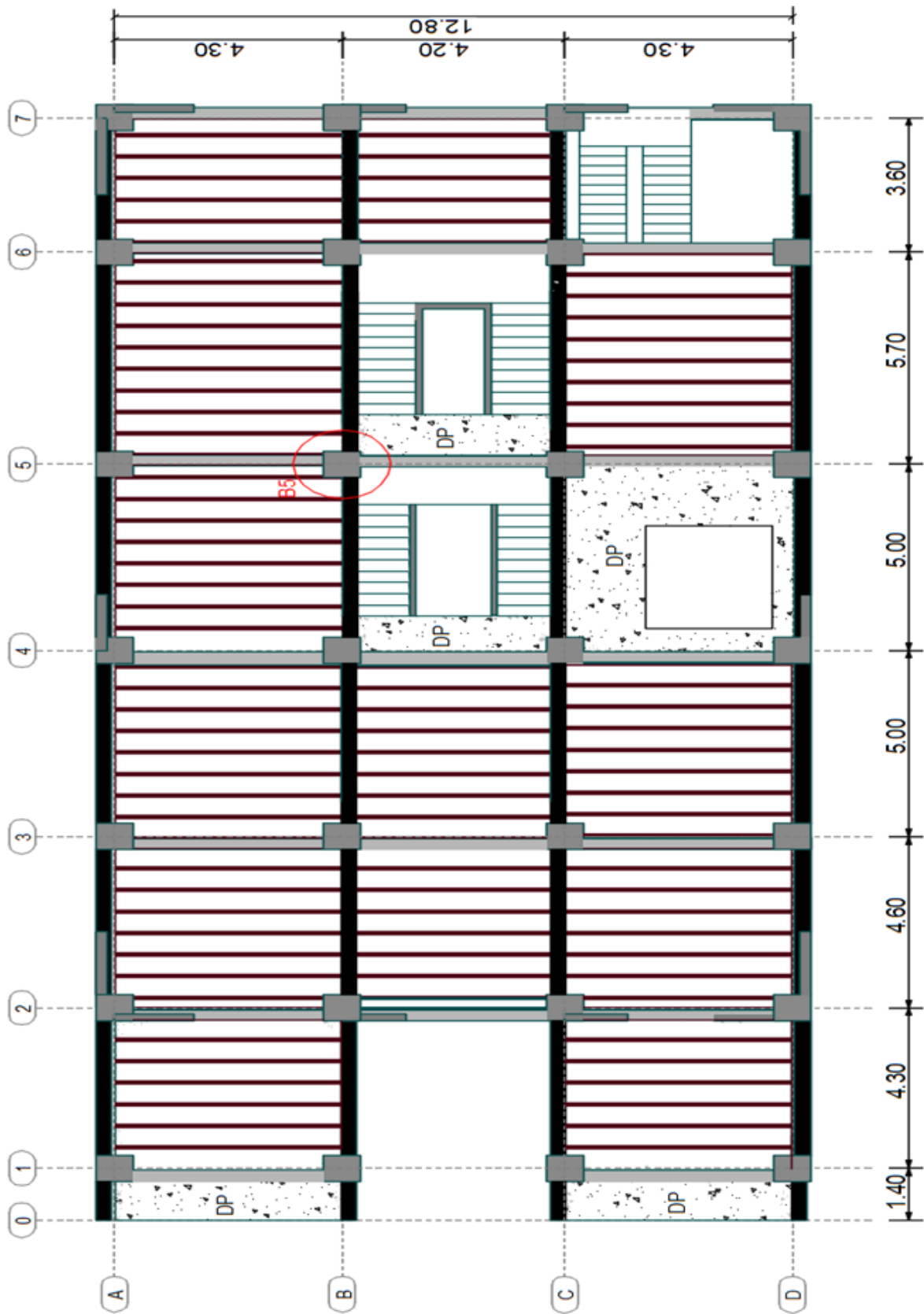
# ANNEXE 10

## Disposition des solives structures mixte (acier-béton)



# ANNEXE 11

## Disposition des poutrelles structures en béton armé



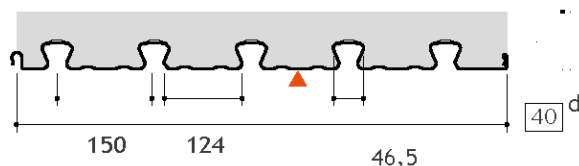
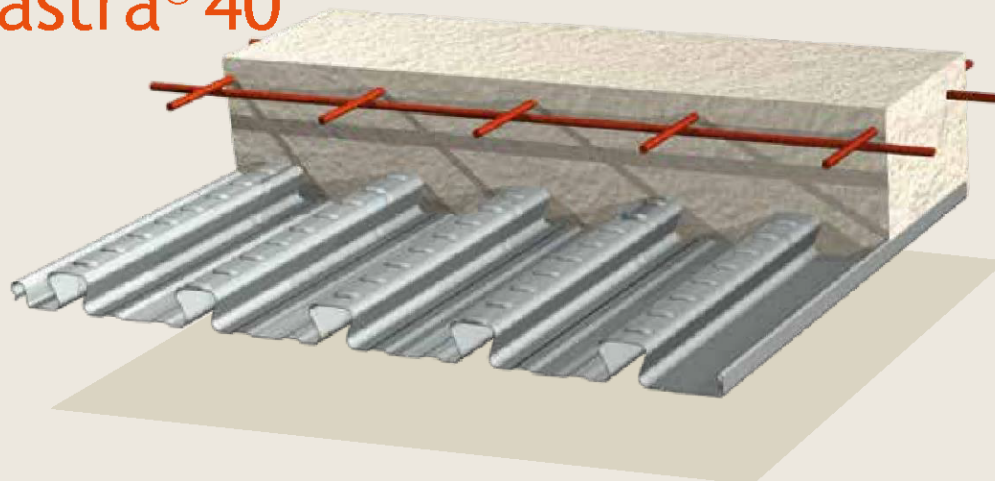




# Planchers collaborants

## Cofrastra® 40

ArcelorMittal



Largeur utile : 750 mm



Face prélaquée

Suivant DTA N° 3/15-801

Caractéristiques du matériau de base		Normes
Nuance d'acier	S 350 GD	NF EN 10346
Type de protection	Acier galvanisé ZM 175	NF P 34-310 ETPM ZM Evolution

Caractéristiques du profil	Epaisseur nominale du profil (mm)		
	0,75	0,88	1,00
Poids (daN/m <sup>2</sup> )	9,80	11,50	13,10
Section $A_p$ : (cm <sup>2</sup> /ml)	11,83	14,00	16,00
Inertie efficace $I_{eff}$ (cm <sup>4</sup> /ml)	17,58	22,23	25,41
Position fibre neutre $v_i$ (cm)	1,06	1,06	1,06
Module d'inertie $I/v_i$ (cm <sup>3</sup> /ml)	16,57	20,95	23,95

Cofrastra® 40 est un profil nervuré destiné à la réalisation de dalles mixtes.

L'adhérence du béton au profil donne à la dalle ainsi armée l'appellation de plancher collaborant.

Le profil constitue le coffrage en phase provisoire et permet d'économiser la nappe d'armatures basses.

Cofrastra® 40 permet de réaliser des dalles peu épaisses ou de masse surfacique importante.

Sa géométrie en queue d'aronde assure une parfaite adhérence à la dalle et permet, grâce à son système *clips Cofrafix*, la suspension de charges en sous-face sans chevillage.

### Consommation nominale de béton

	Epaisseur d de la dalle (cm)									
	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Litrage (l/m <sup>2</sup> )	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170
Poids théorique du plancher (daN/m <sup>2</sup> )	200	225	250	275	300	325	350	375	400	425

Poids volumique du béton 2 500 daN/m<sup>3</sup>

Epaisseur maximale admissible d = 20 cm

### Cofrastra 40P :

Version préperçée adaptée pour des connecteurs de type NELSON préalablement soudés sur des poutres mixtes.



### Le logiciel de calcul Cofra® 5

donnera l'ensemble des renforts d'armatures à prévoir suivant les hypothèses retenues.



[www.arcelormittal.com/cofra5](http://www.arcelormittal.com/cofra5)

# Planchers collaborants

## Cofrastra® 40



### Résistance au feu

Épaisseur d de la dalle (cm)	REI (min)			
	30	60	90	120
	9	9	11	13

REI : degré coupe-feu du plancher brut  
L'épaisseur minimale est requise pour respecter le critère (I) de température sur la face non exposée.

En l'absence d'armatures spécifiques, les planchers Cofrastra® 40 sont REI 30.  
Pour des résistances supérieures, des renforts d'armatures sont nécessaires. Ces dernières sont positionnées dans les nervures du profil. Leur dimensionnement sera établi par calcul (cf. Cofra5).

### Isolation acoustique

Le comportement acoustique d'un plancher collaborant brut suit la logique de la loi de masse.  
Valeurs calculées par modélisations - rapport d'étude CSTB N° AC15-26054708

Rw (dB)	Épaisseur d de la dalle (cm)									
	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
	46	47	48	49	50	50	51	52	52	53
(C;Ctr) (dB)	(-1;-6)	(-2;-6)	(-2;-6)	(-2;-6)	(-2;-7)	(-1;-6)	(-2;-6)	(-2;-7)	(-1;-6)	(-2;-7)

### Performances mécaniques en version standard

Valeurs Q admissibles non pondérées avec  $G' = 0$  en daN/m<sup>2</sup>  
Un calcul via Cofra 5 permet d'optimiser ces valeurs selon les hypothèses du projet

Travée simple

Épaisseur d de la dalle (cm)	Portée (m)																				
	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,0	3,1	3,2	3,3	3,4	3,5	3,6	3,7	3,8	3,9	4,0
18	3000	3000	2932	2761	2606	2465	2335	2216	2107	2005	1911	1823	1741	1664	1593	1525	1462	1402	1346	1293	1242
17	3000	2959	2779	2616	2468	2333	2210	2096	1991	1895	1805	1721	1643	1570	1502	1438	1377	1321	1267	1216	1168
16	2989	2798	2626	2471	2330	2202	2084	1976	1876	1784	1699	1619	1545	1476	1411	1350	1293	1239	1188	1140	1095
15	2819	2637	2474	2326	2192	2070	1958	1856	1761	1674	1593	1517	1447	1382	1320	1263	1208	1157	1109	1064	1021
14	2649	2476	2321	2181	2054	1938	1833	1736	1646	1563	1487	1416	1349	1287	1229	1175	1124	1076	1030	987	947
13	2478	2315	2168	2036	1916	1807	1707	1615	1531	1453	1381	1314	1251	1193	1138	1087	1039	994	951	911	873
12	2308	2154	2016	1891	1778	1675	1581	1495	1416	1343	1275	1212	1153	1099	1048	1000	955	912	872	835	-
11	2330	1993	1863	1746	1640	1544	1456	1375	1301	1232	1169	1110	1055	1004	957	912	870	-	-	-	-
10	2160	1832	1710	1601	1502	1412	1330	1255	1186	1122	1063	1008	958	910	-	-	-	-	-	-	-
9	1894	1847	1558	1456	1364	1280	1204	1134	1070	1012	957	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Sans étais										Avec étais										

Travées multiples L1 L2 avec L1 = L2 et largeur d'appui 100 mm

Épaisseur d de la dalle (cm)	Portée (m)																				
	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,0	3,1	3,2	3,3	3,4	3,5	3,6	3,7	3,8	3,9	4,0
18	3000	3000	3000	3000	2878	2746	2624	2510	2405	2307	2185	2019	1868	1730	1605	1490	1385	1288	1198	1116	1039
17	3000	3000	2989	2841	2705	2581	2466	2359	2260	2168	2022	1868	1727	1600	1483	1377	1279	1189	1106	1029	958
16	3000	2950	2798	2659	2532	2415	2308	2208	2115	2017	1859	1717	1587	1469	1362	1263	1173	1089	1013	942	876
15	2904	2749	2607	2478	2359	2250	2150	2056	1970	1842	1697	1566	1447	1339	1240	1150	1067	990	920	855	794
14	2692	2548	2416	2296	2186	2085	1992	1905	1812	1666	1534	1415	1307	1208	1118	1036	960	891	827	768	713
13	2480	2347	2225	2115	2013	1920	1834	1754	1622	1490	1372	1264	1167	1078	997	923	854	792	734	681	631
12	2268	2146	2035	1933	1840	1755	1676	1562	1432	1315	1209	1113	1026	947	875	809	748	693	641	594	549
11	2056	1945	1844	1752	1667	1590	1484	1356	1242	1139	1046	962	886	817	753	696	642	593	548	506	-
10	1844	1744	1653	1570	1494	1384	1260	1150	1052	963	884	811	746	686	632	582	536	-	-	-	-
9	1498	1337	1198	1076	969	875	792	718	651	591	537	489	444	-	-	-	-	-	-	-	-
	Sans étais										Avec étais										

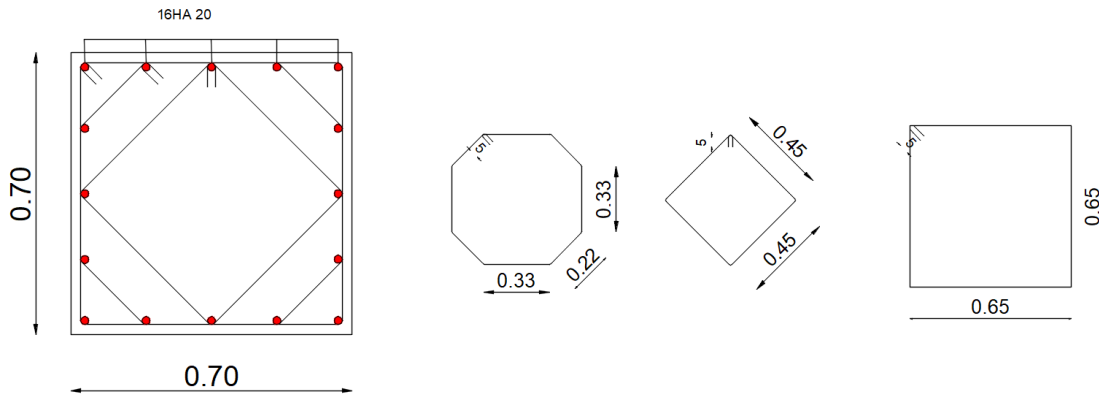
### Hypothèses

- Béton C25/30 (Poids volumique 2 500 daN/m<sup>3</sup>)
- Stabilité au feu REI30
- Flèche au coulage L / 180
- Flèche en service L (cm) / 350 si L < 3,5 m ou (0,5 cm + L / 700) si L > 3,5 m

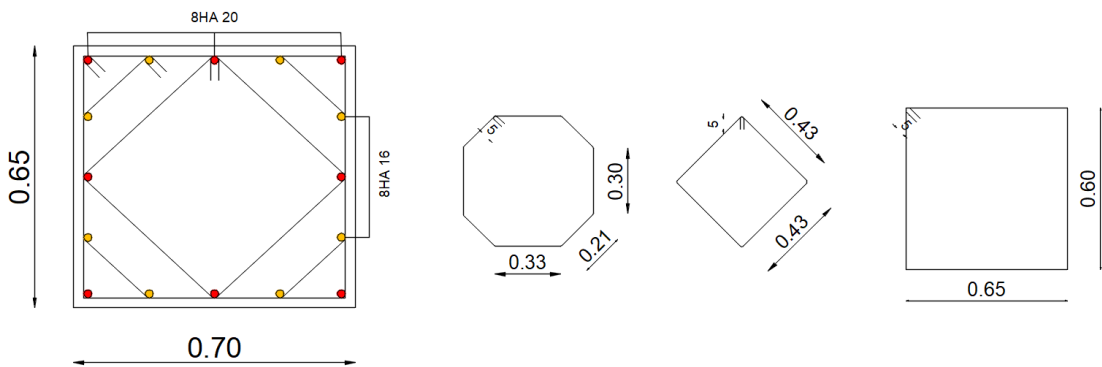
Légende	Épaisseur (mm)
Pose sans étais	0,75
	0,88
Avec étaielement	0,75

## ANNEXE 13

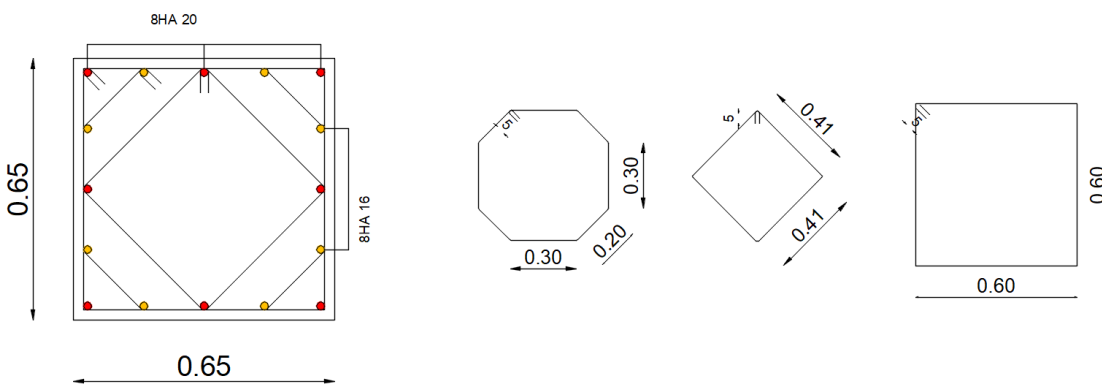
### Schéma de ferrailages des poteaux



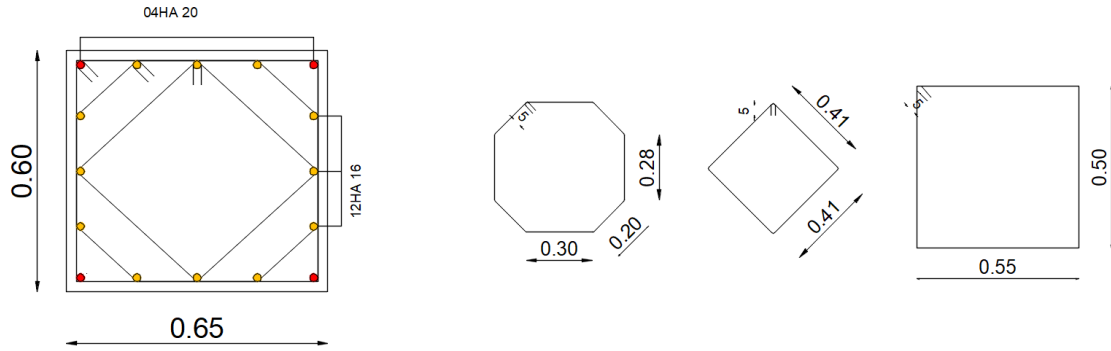
**Figure 01** Schéma de ferrailage du poteau (70 x 70 cm<sup>2</sup>)



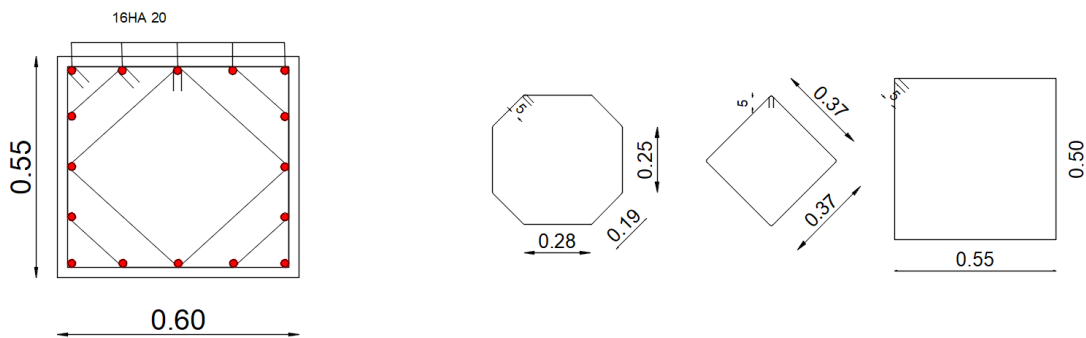
**Figure 02** Schéma de ferrailage du poteau (65 x 70 cm<sup>2</sup>)



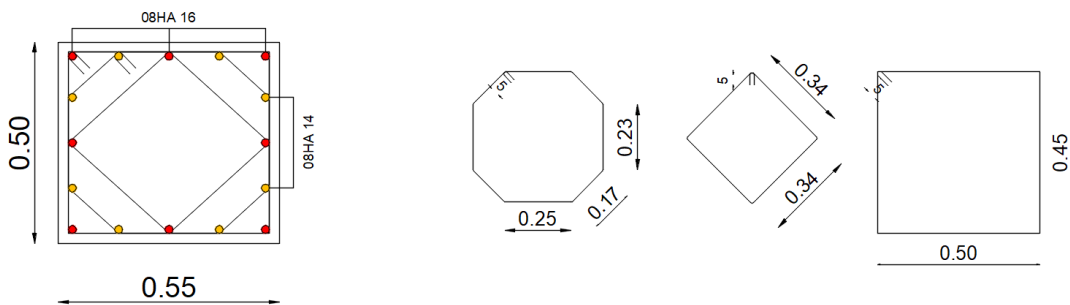
**Figure 03** Schéma de ferrailage du poteau (65 x 65 cm<sup>2</sup>)



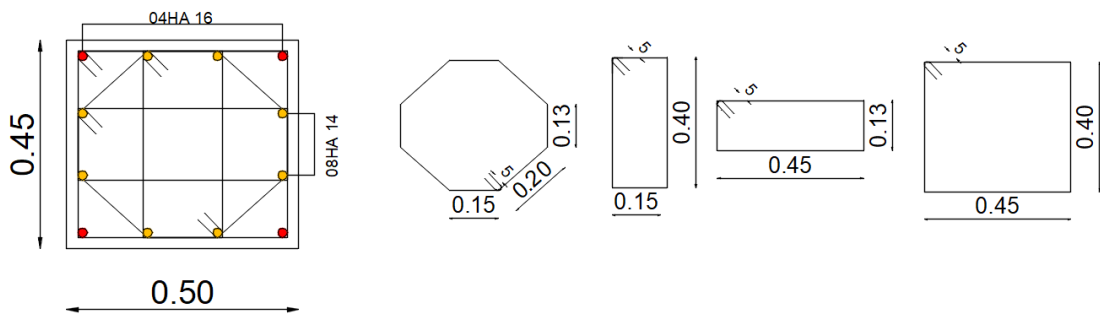
**Figure 04** Schéma de ferrailage du poteau (60 x 65 cm<sup>2</sup>)



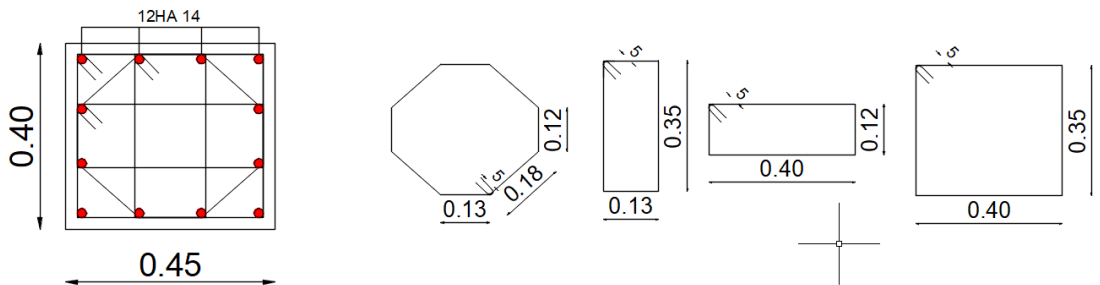
**Figure 05** Schéma de ferrailage du poteau (55 x 60 cm<sup>2</sup>)



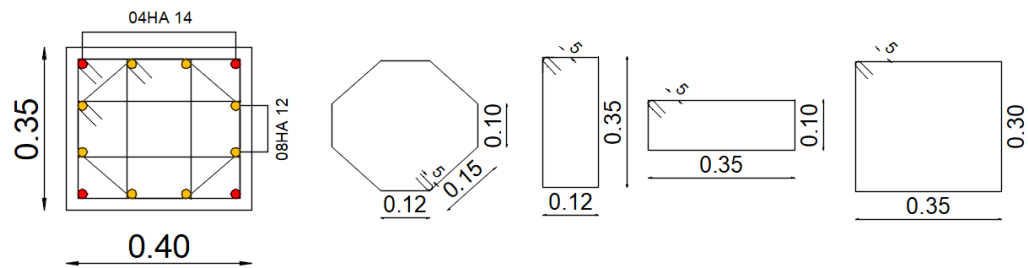
**Figure 06** Schéma de ferrailage du poteau (50 x 55 cm<sup>2</sup>)



**Figure 07** Schéma de ferrailage du poteau (45 x 50 cm<sup>2</sup>)

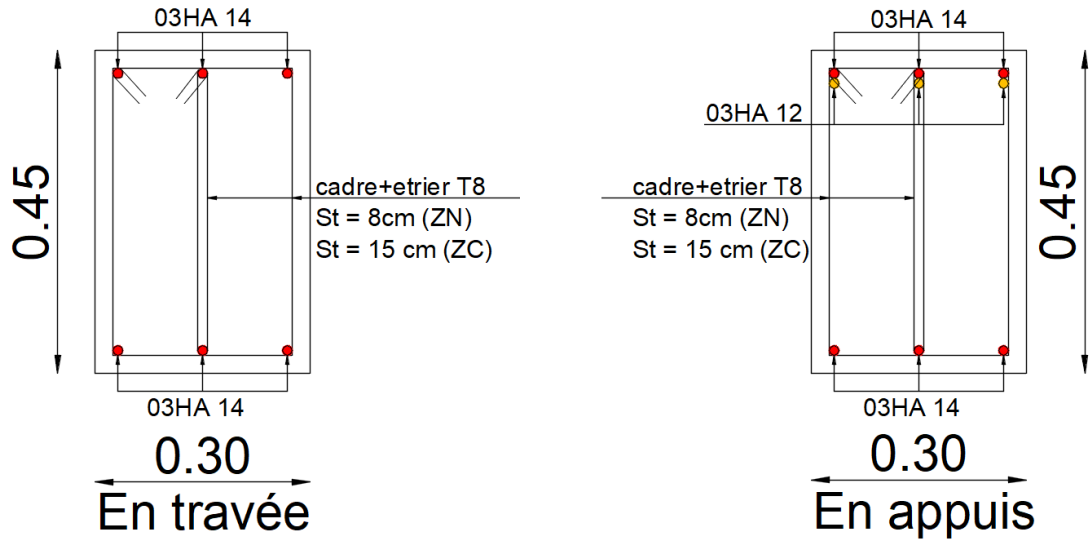


**Figure 08** Schéma de ferrailage du poteau (40 x 45 cm<sup>2</sup>)

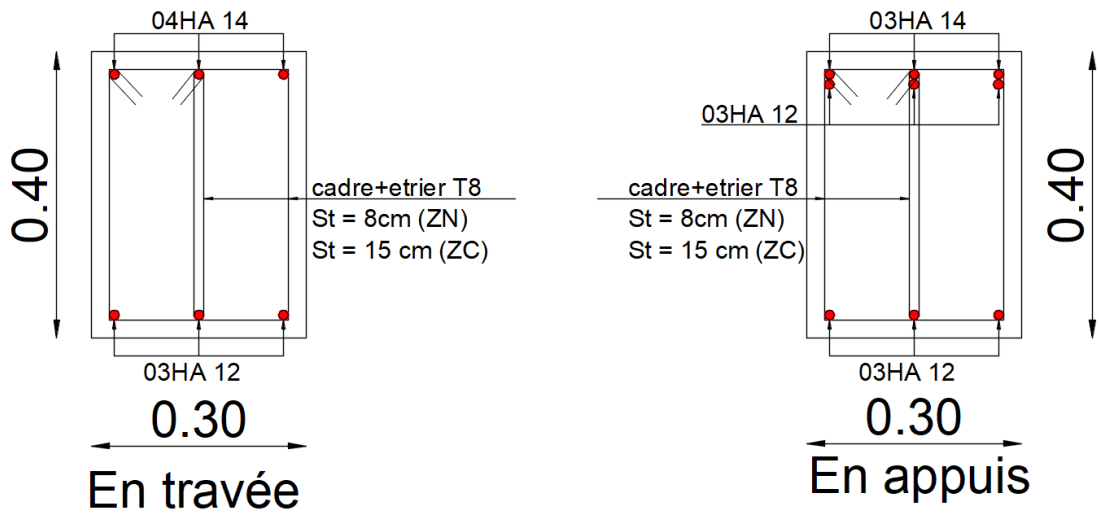


**Figure 09** Schéma de ferrailage du poteau (35 x 40 cm<sup>2</sup>)

**ANNEXE 14**  
**Schéma de ferrailages des poutres**



**Figure 10** Schéma de ferrailage de la poutre principal RDC et 1<sup>er</sup> étage (30 x 45 cm<sup>2</sup>)



**Figure 11** Schéma de ferrailage de la poutre secondaire RDC et 1<sup>er</sup> étage (30 x 40 cm<sup>2</sup>)

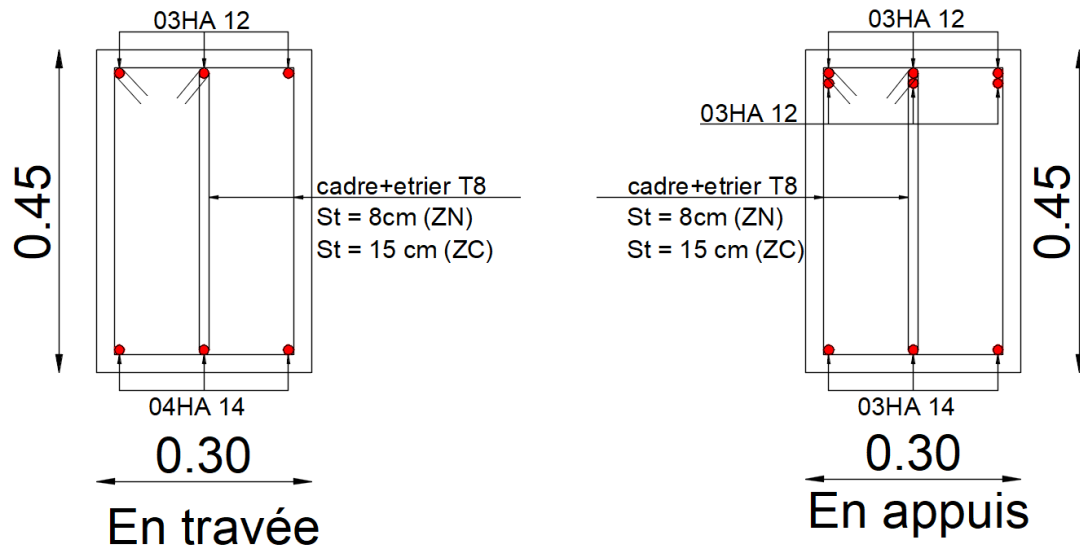


Figure 12 Schéma de ferrailage de la poutre principale 2<sup>ème</sup> étage au 11<sup>ème</sup> étage (30 x 45 cm<sup>2</sup>)

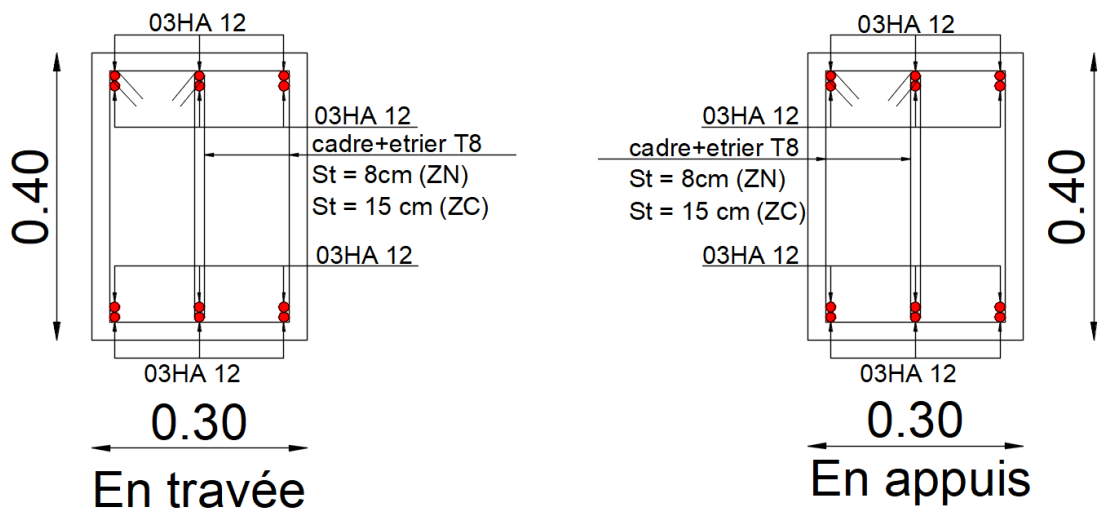
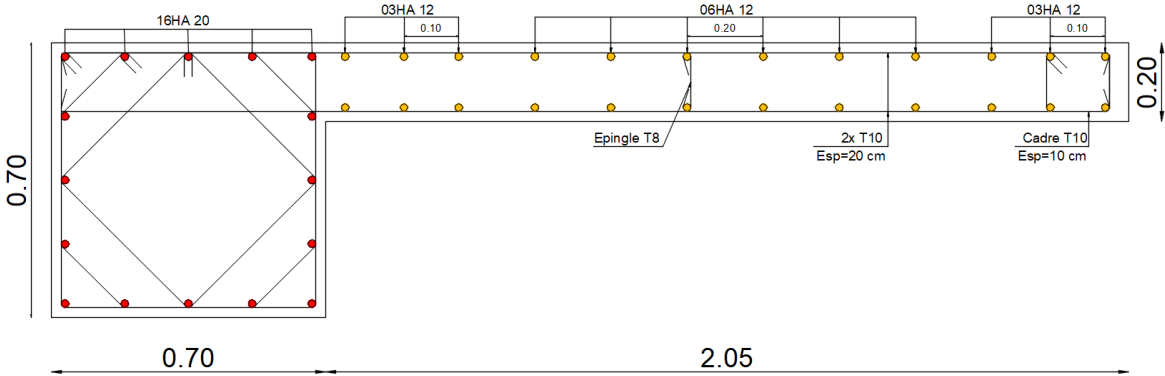


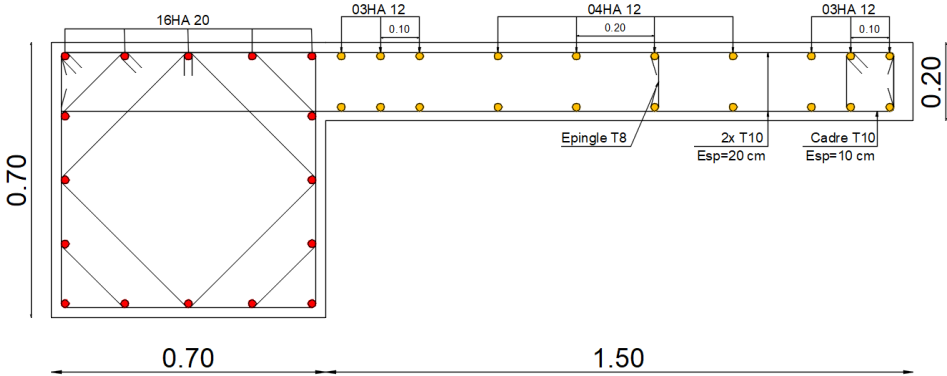
Figure 13 Schéma de ferrailage de la poutre secondaire 2<sup>ème</sup> étage au 11<sup>ème</sup> étage (30 x 40 cm<sup>2</sup>)

# ANNEXE 15

## Schéma de ferrailages des voiles



**Figure 14** Schéma de ferrailage du voile V<sub>x1</sub> (0.20 x 2.05 m<sup>2</sup>)



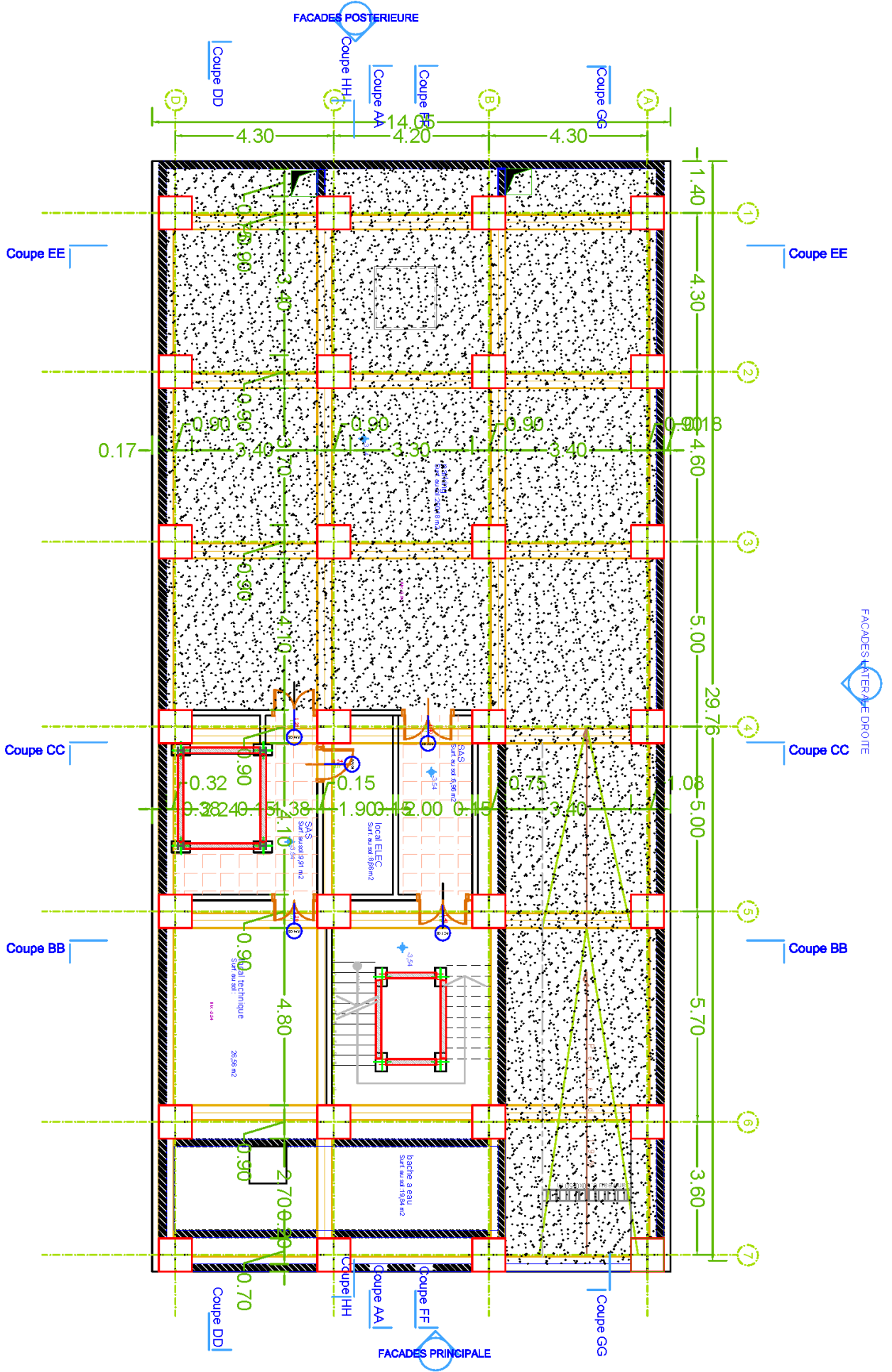
**Figure 15** Schéma de ferrailage du voile V<sub>y1</sub> (0.2 x 1.5 m<sup>2</sup>)



# **Plan de la structure**

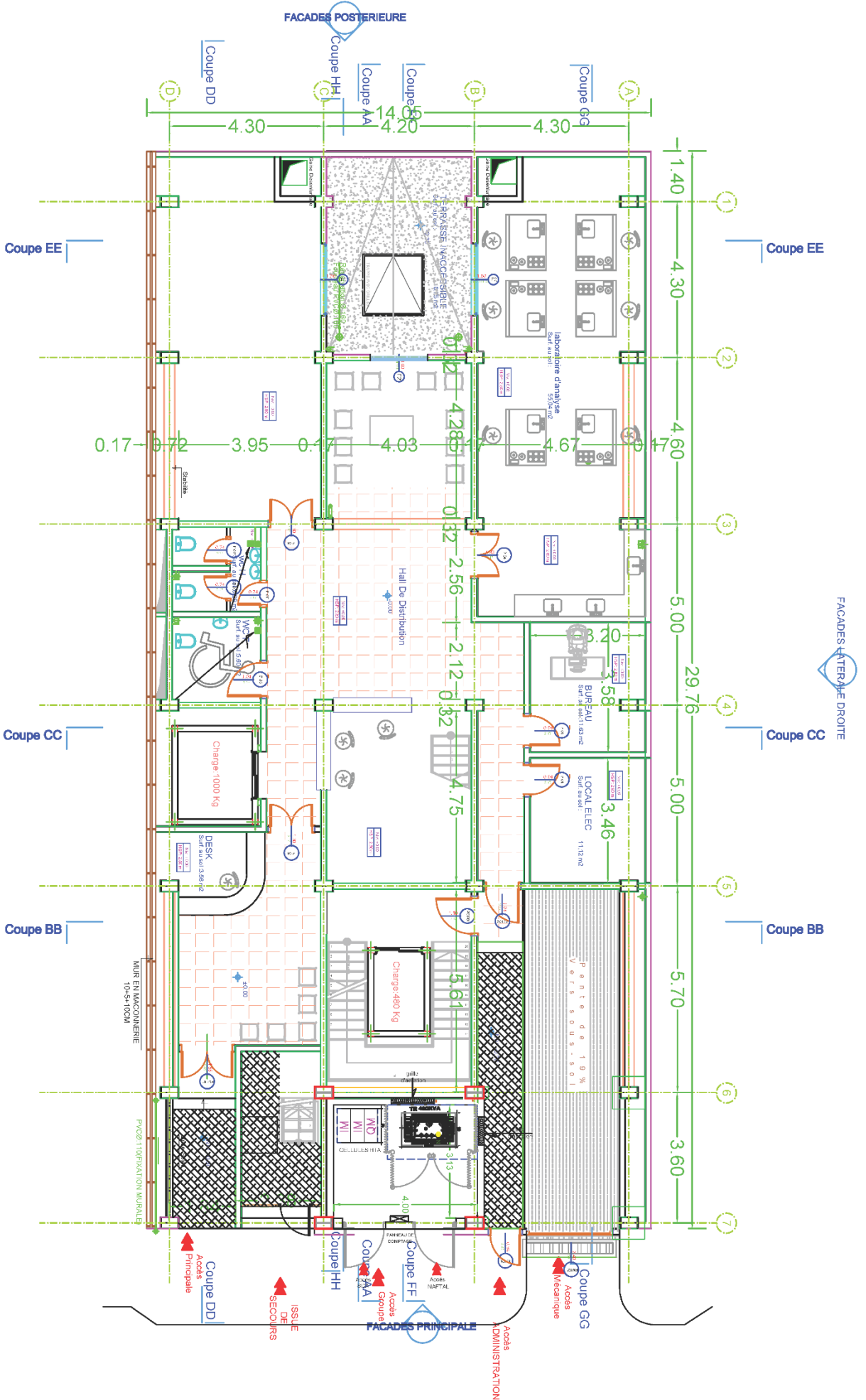
# PLAN SOUS-SOL

FACADES EXTERIEURE GAUCHE



# PLAN RDC

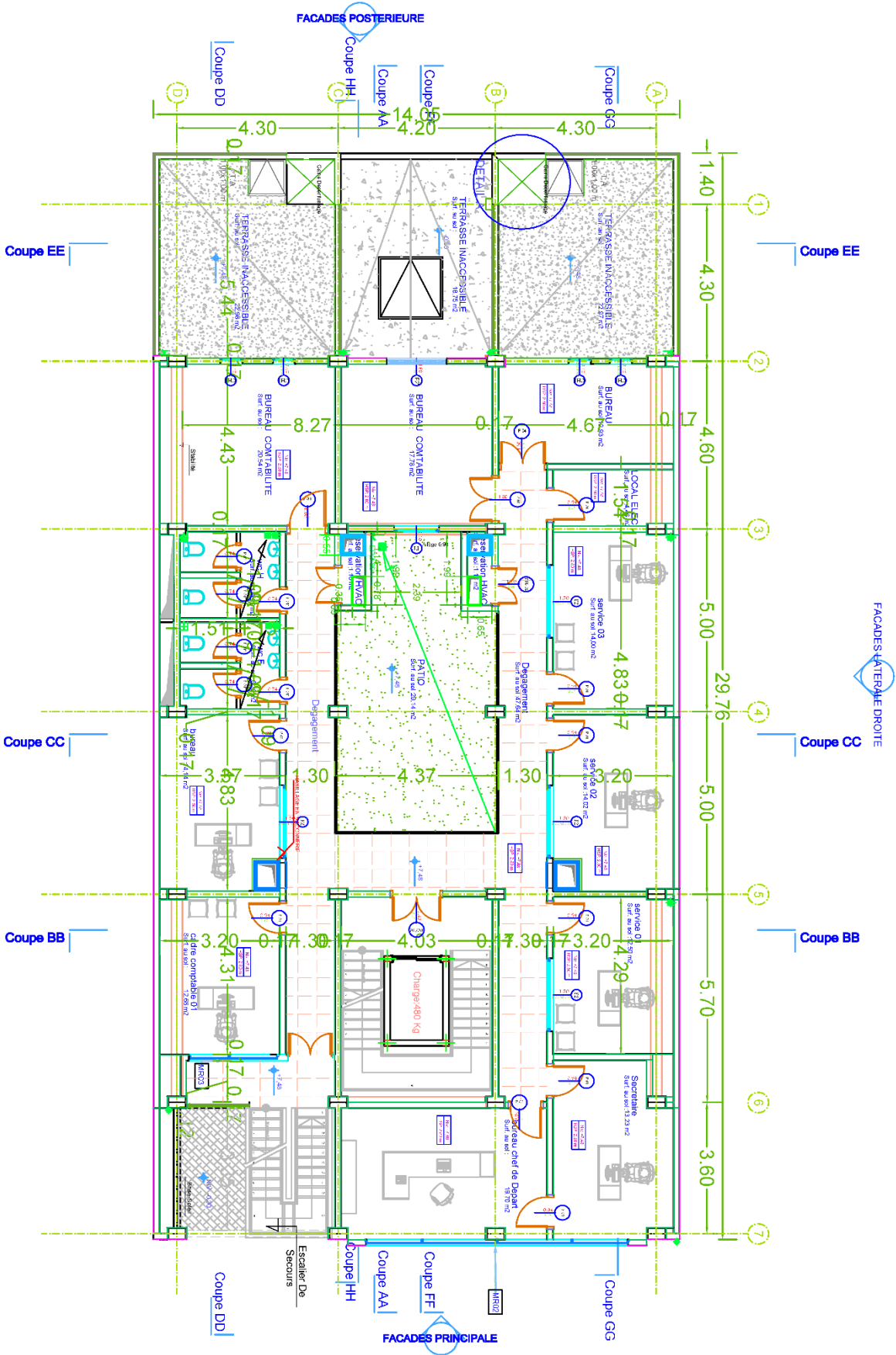
FACADES LATÉRALE GAUCHE





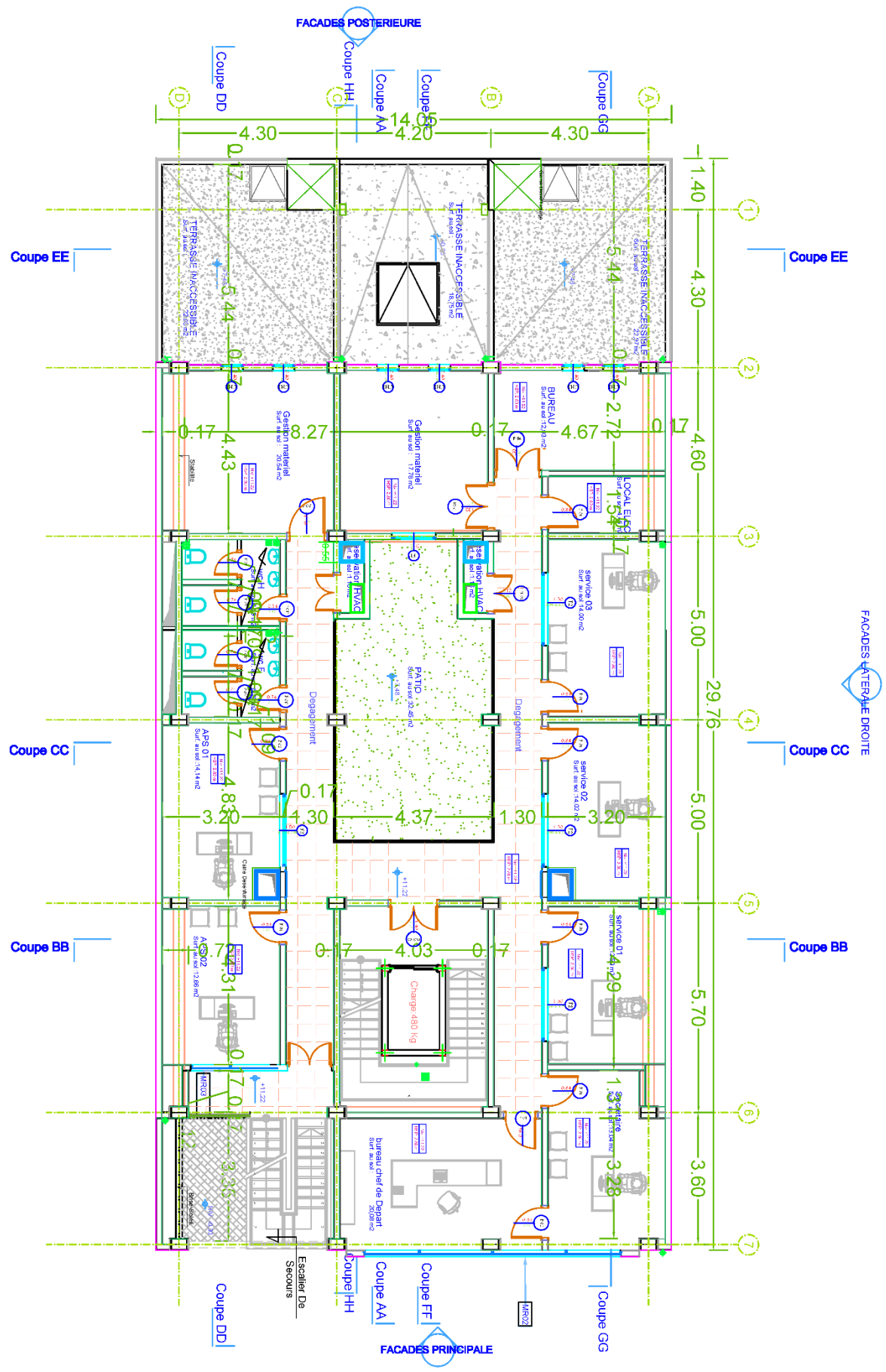
# PLAN ETAGE 02

FACADES LATÉRALES GAUCHE



# PLAN ETAGE 03

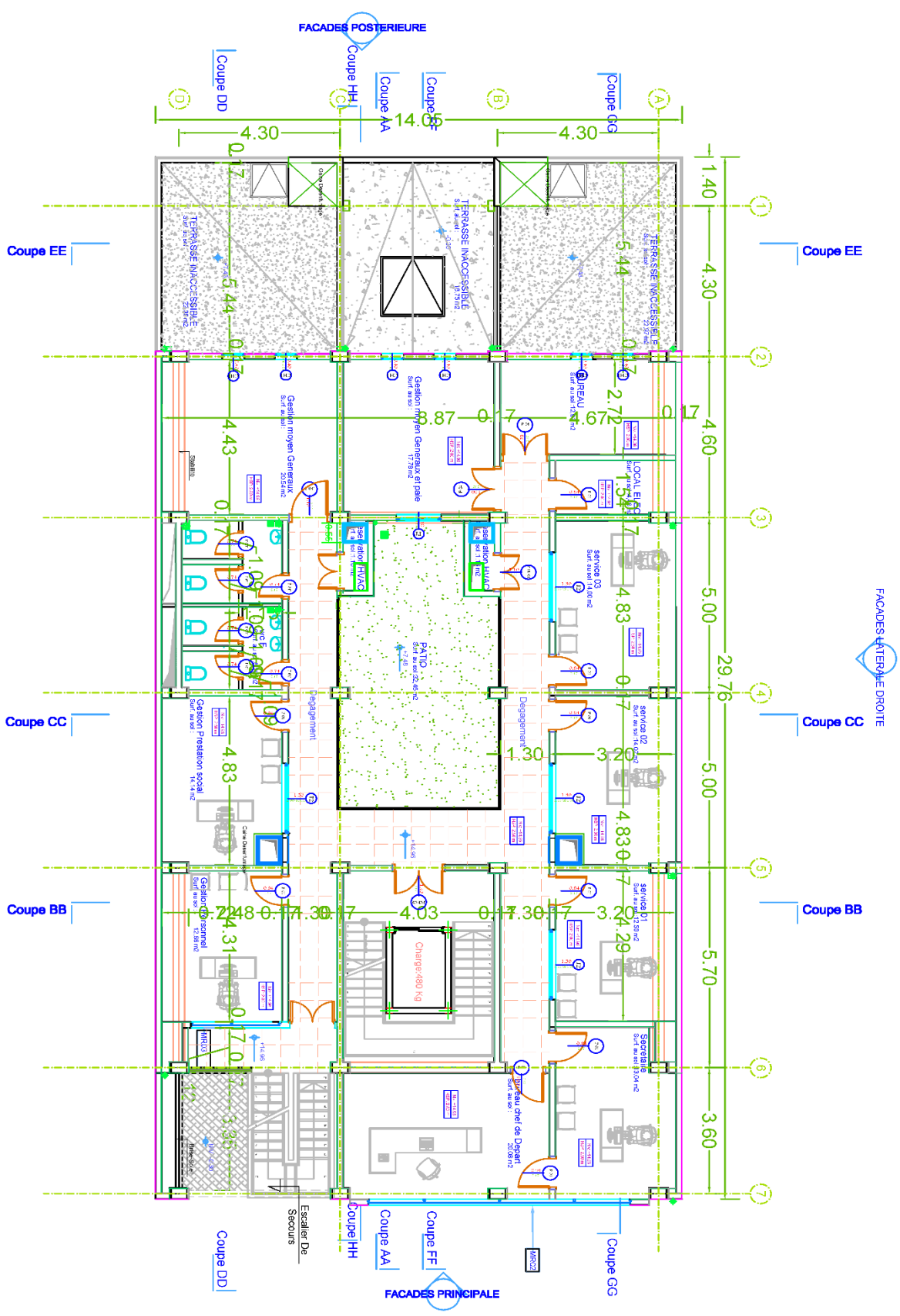
FACADES EXTÉRIÈRES GAUCHE



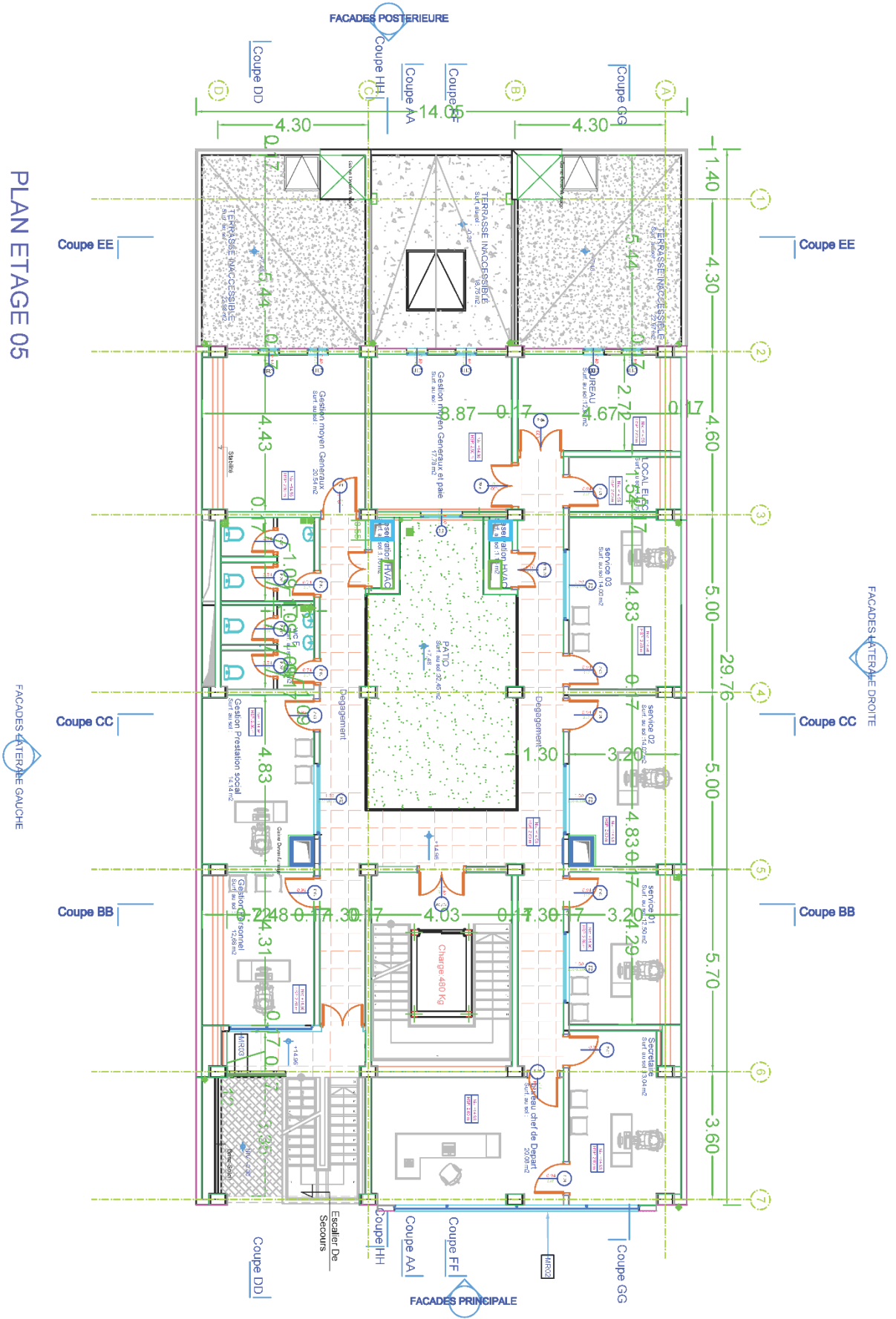


# PLAN ETAGE 04

FACADES LATÉRALES GAUCHE



PLAN ETAGE 05



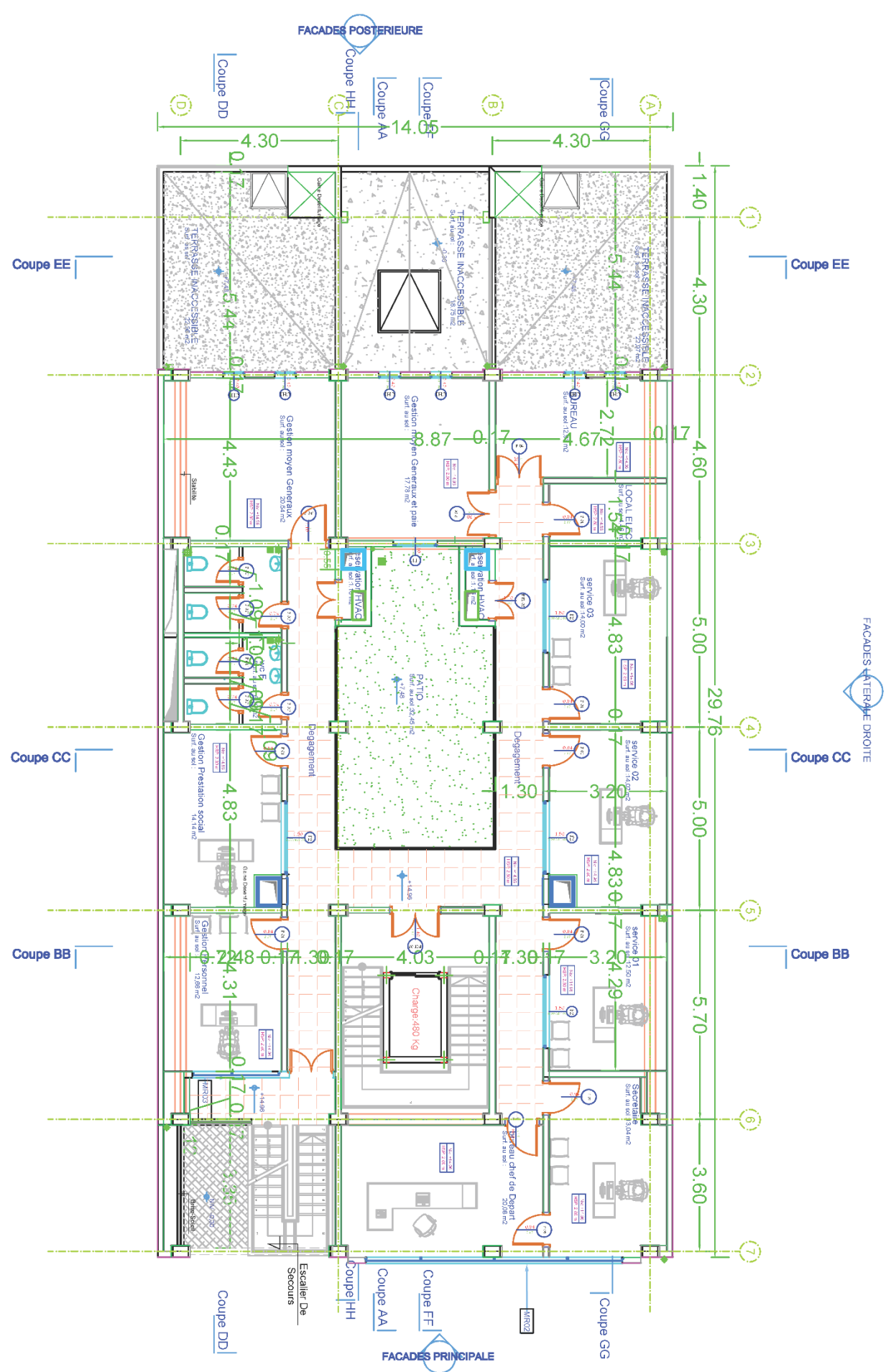
FACADES EXTERIEURE GAUCHE

FACADES PRINCIPALE

FACADES EXTERIEURE DROITE



PLAN ETAGE 06



FACADES LATÉRALE GAUCHE

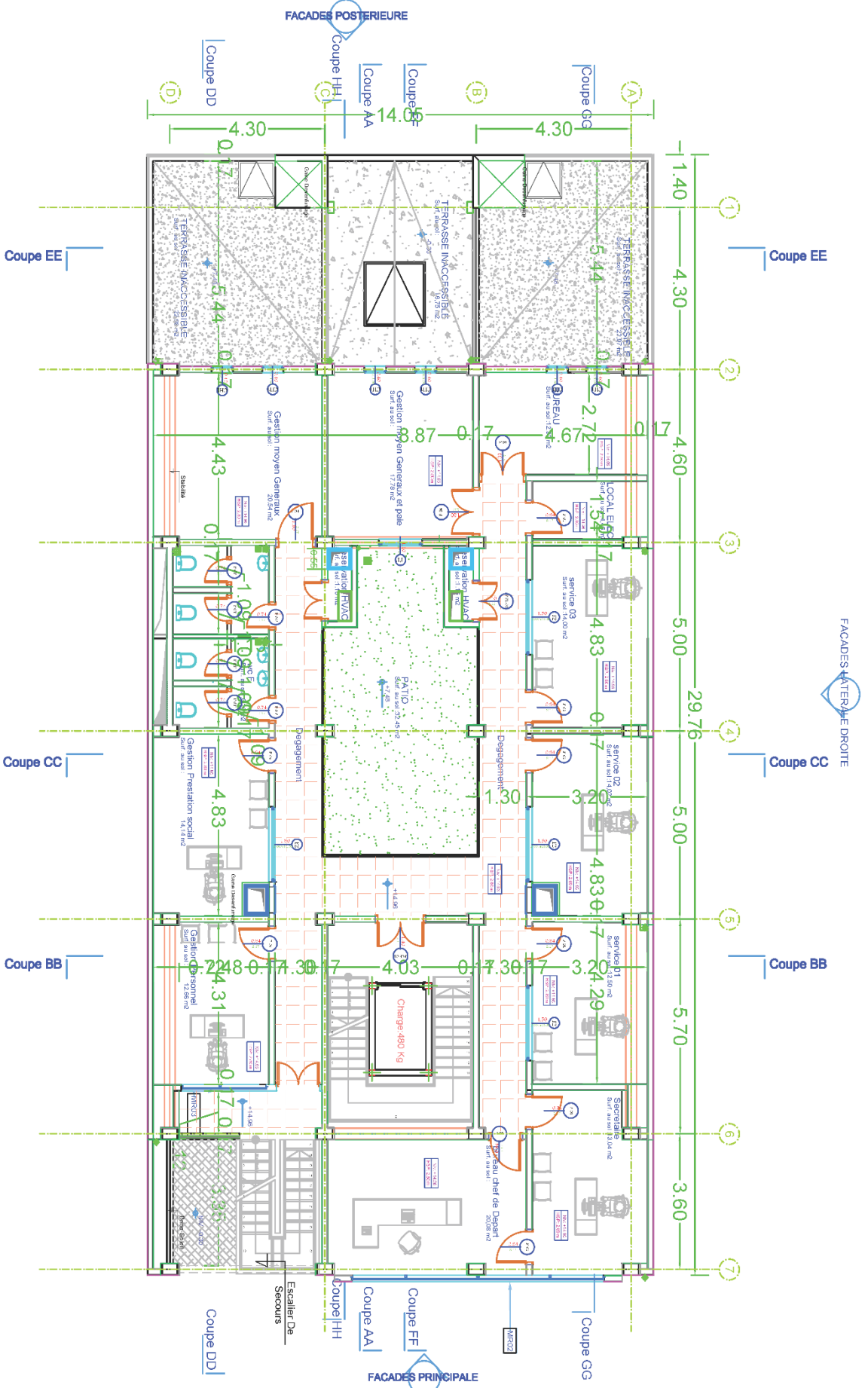
FACADES LATÉRALE DROITE

FACADES PRINCIPALE

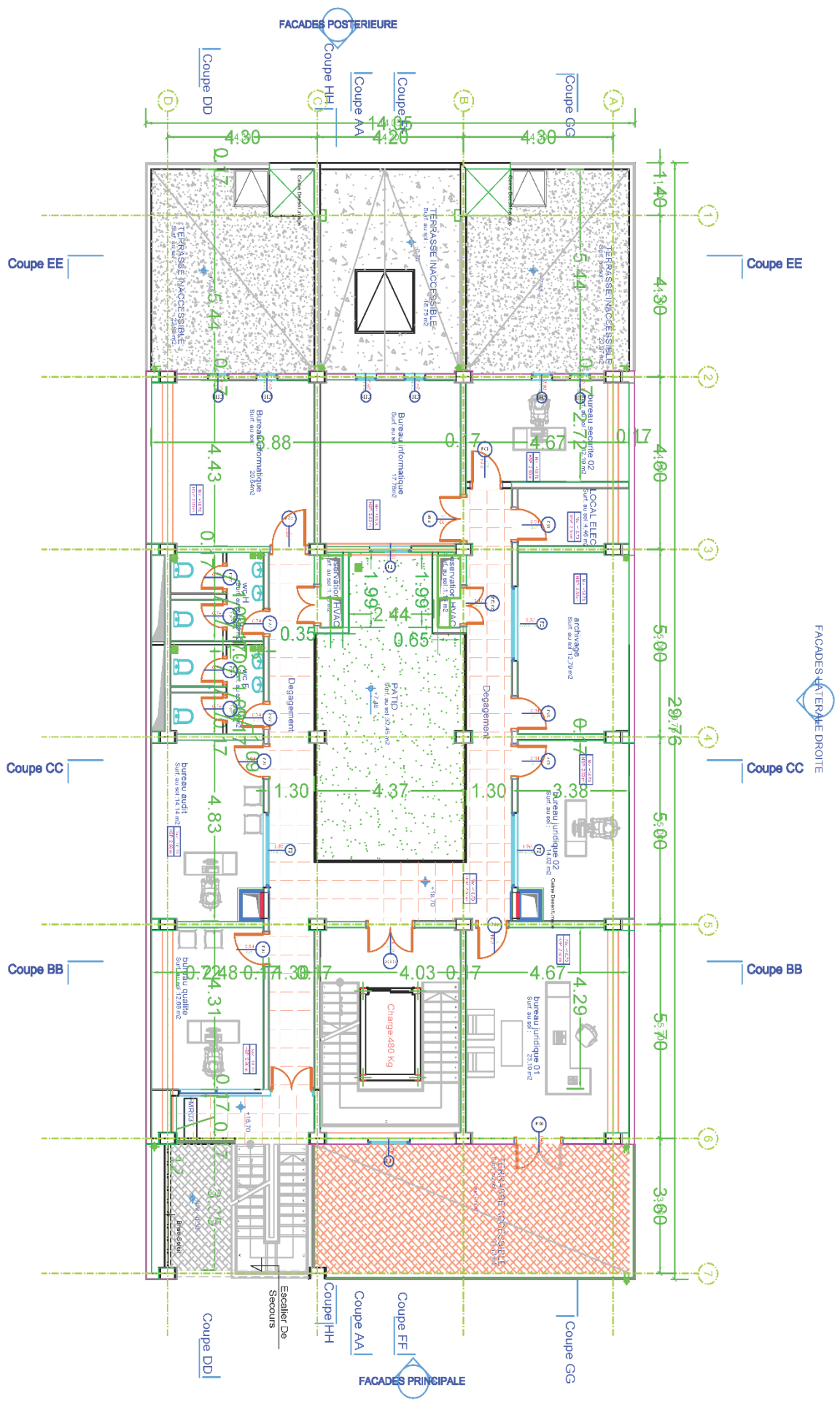
FACADES POSTERIEURE

# PLAN ETAGE 07

FACADES LATÉRALE GAUCHE



# PLAN ETAGE 08



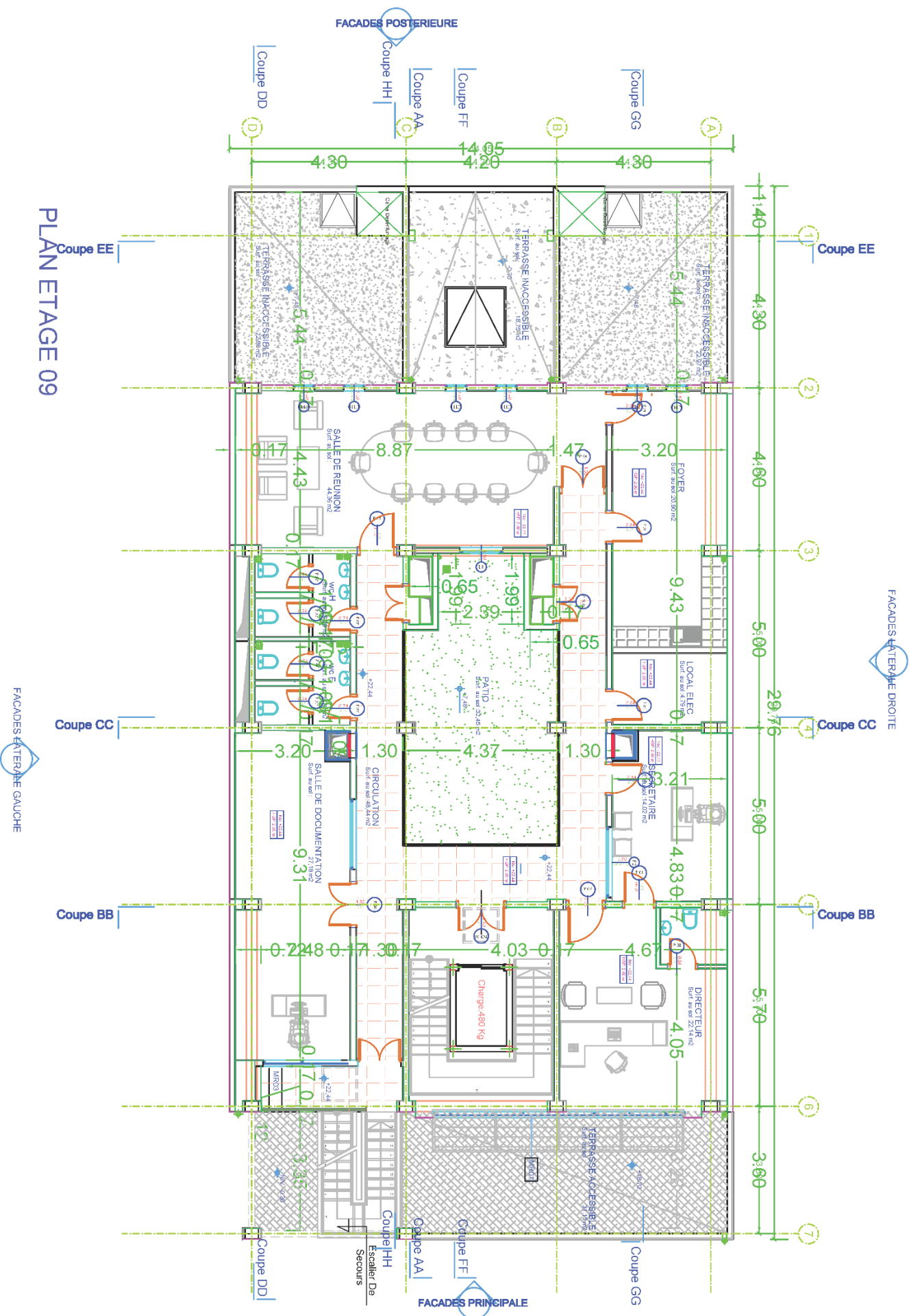
FACADES LATÉRALE GAUCHE

FACADES LATÉRALE DROITE

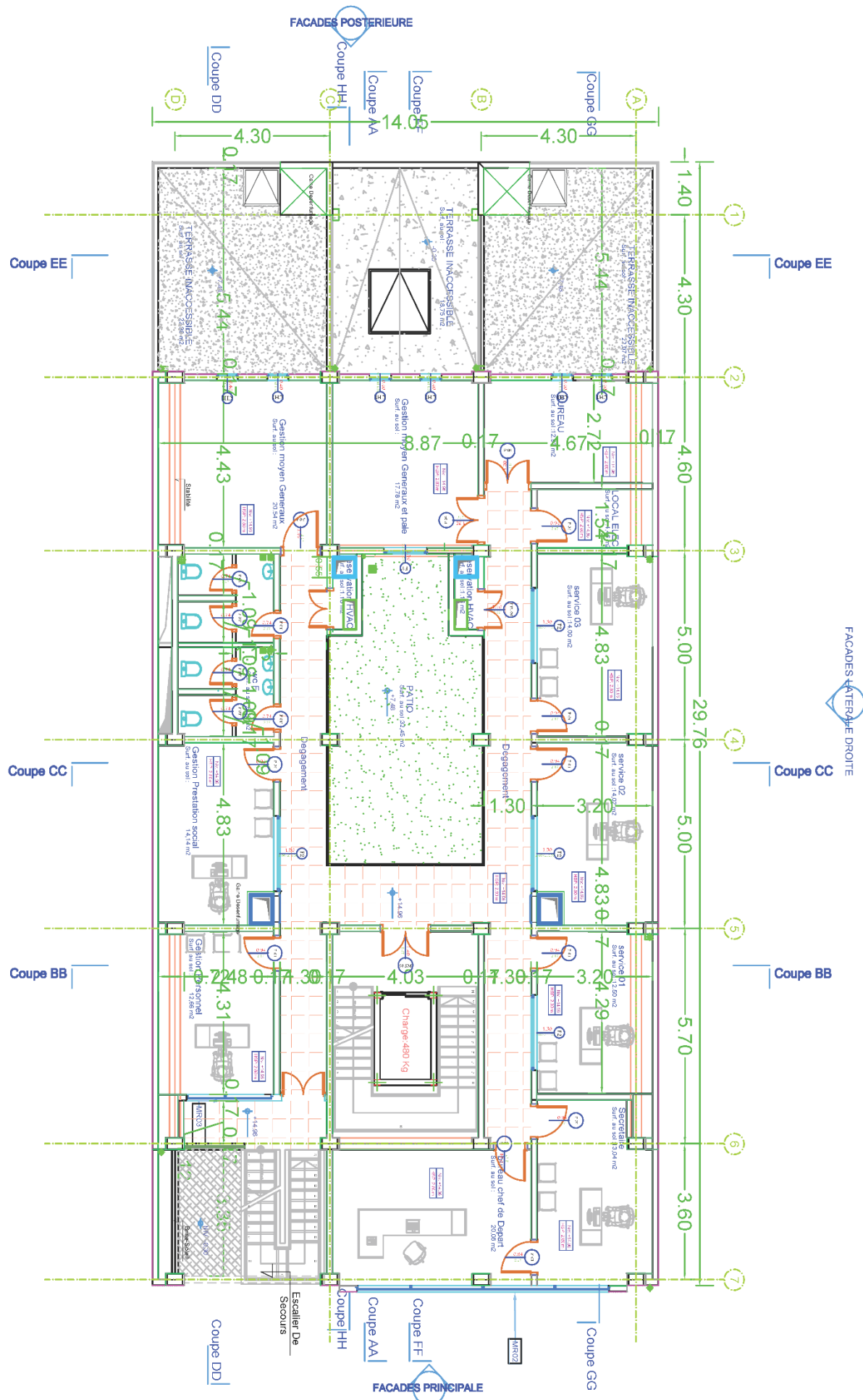
FACADES POSTÉRIEURE

FACADES PRINCIPALE

# PLAN ETAGE 09



# PLAN ETAGE 10

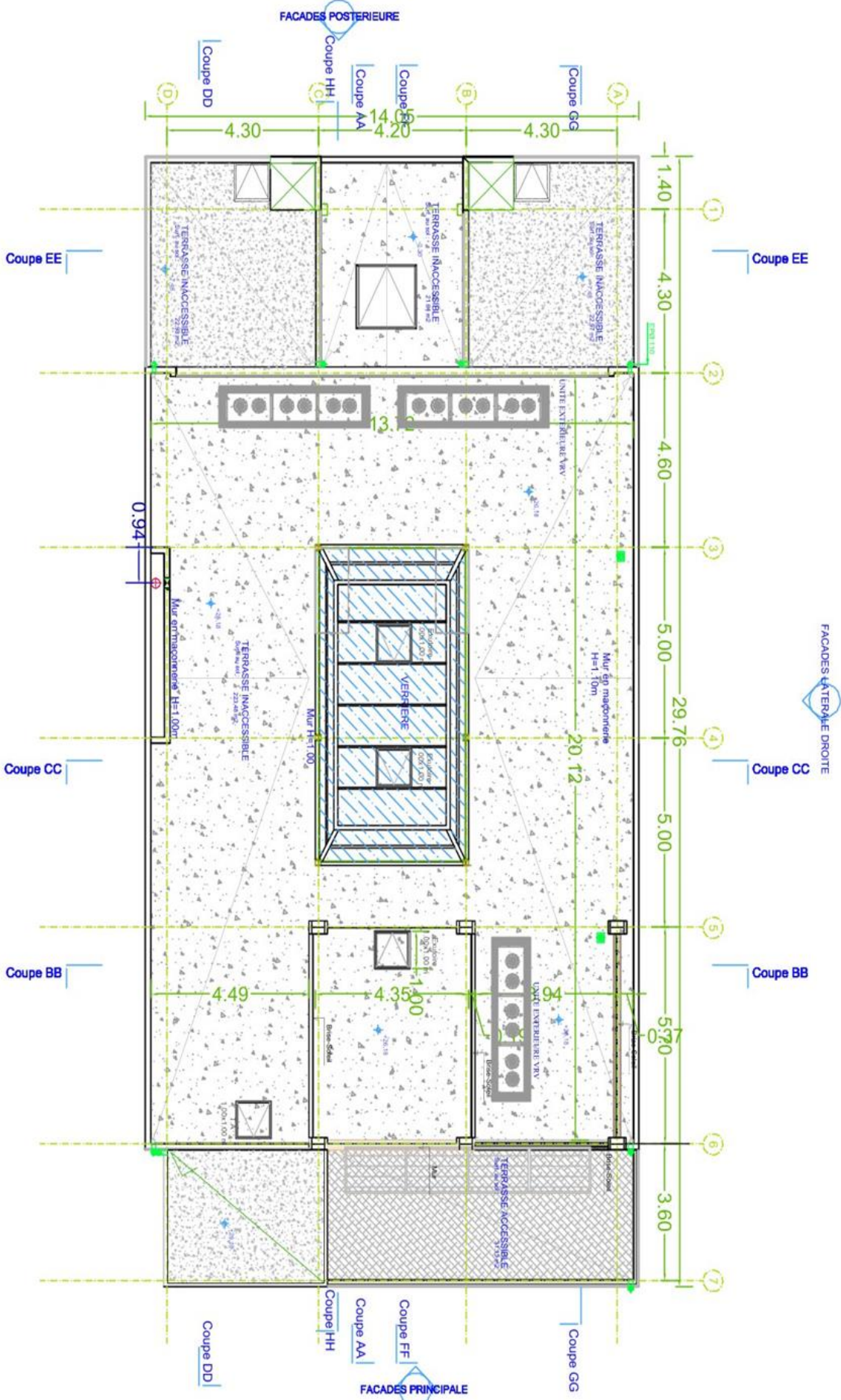




PLAN TERRASSE

FACADES EXTERIEURE DROITE

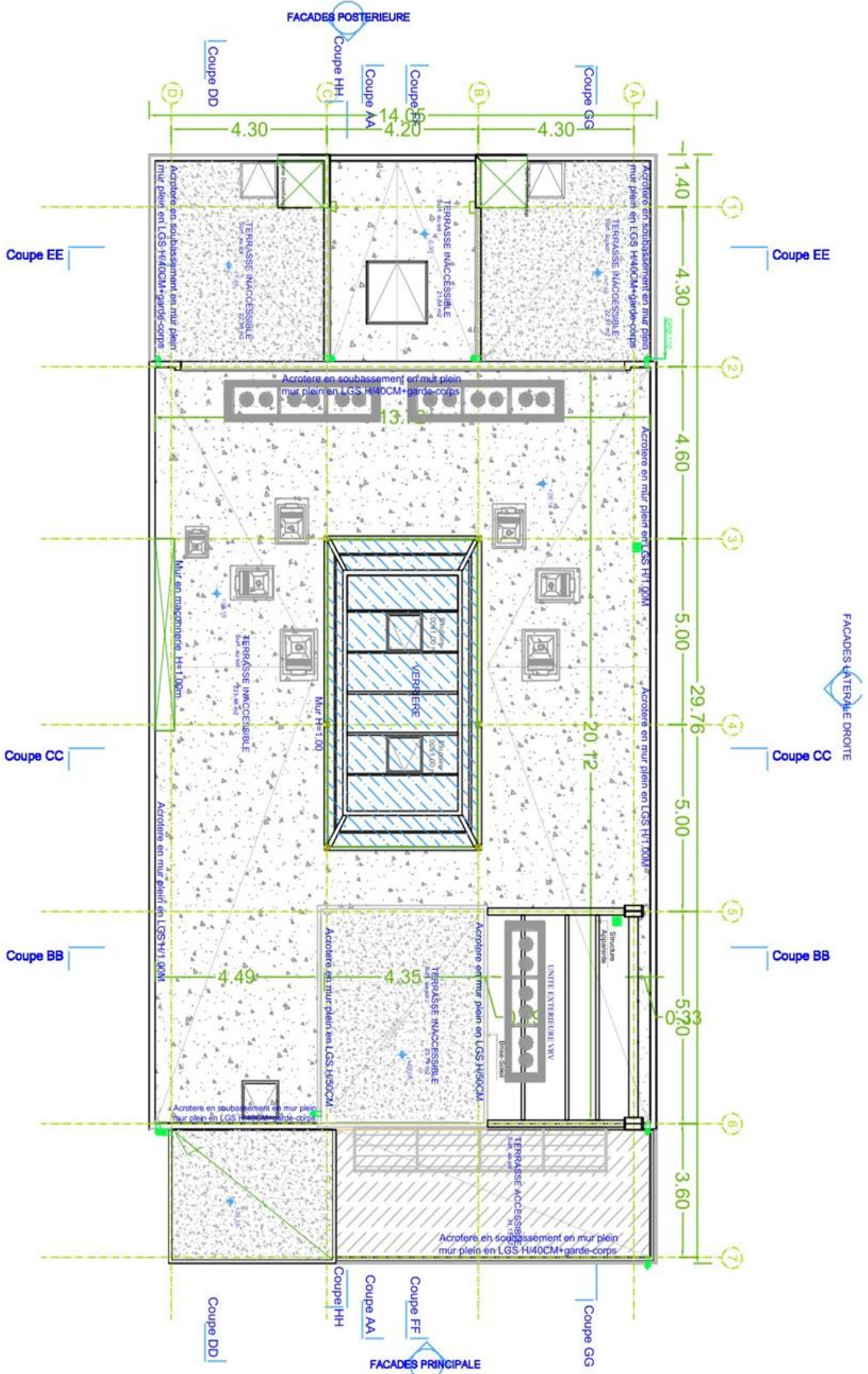
FACADES EXTERIEURE GAUCHE



FACADES POSTERIEURE

FACADES PRINCIPALE

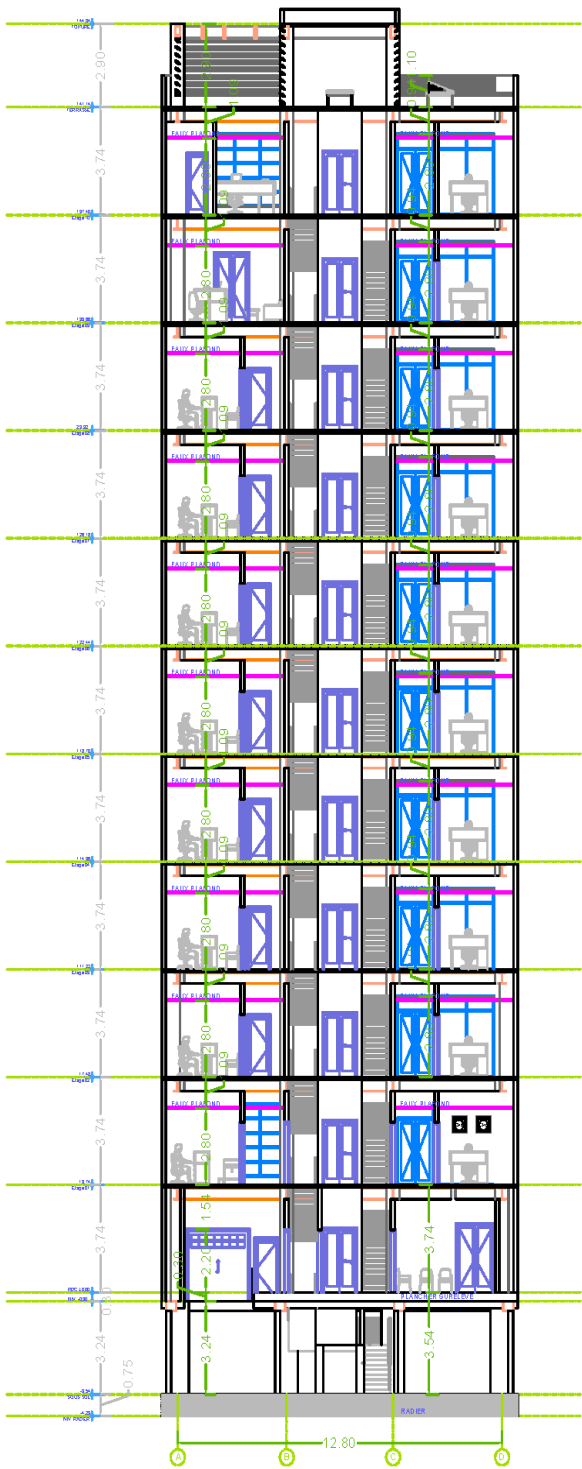
# PLAN TOITURE



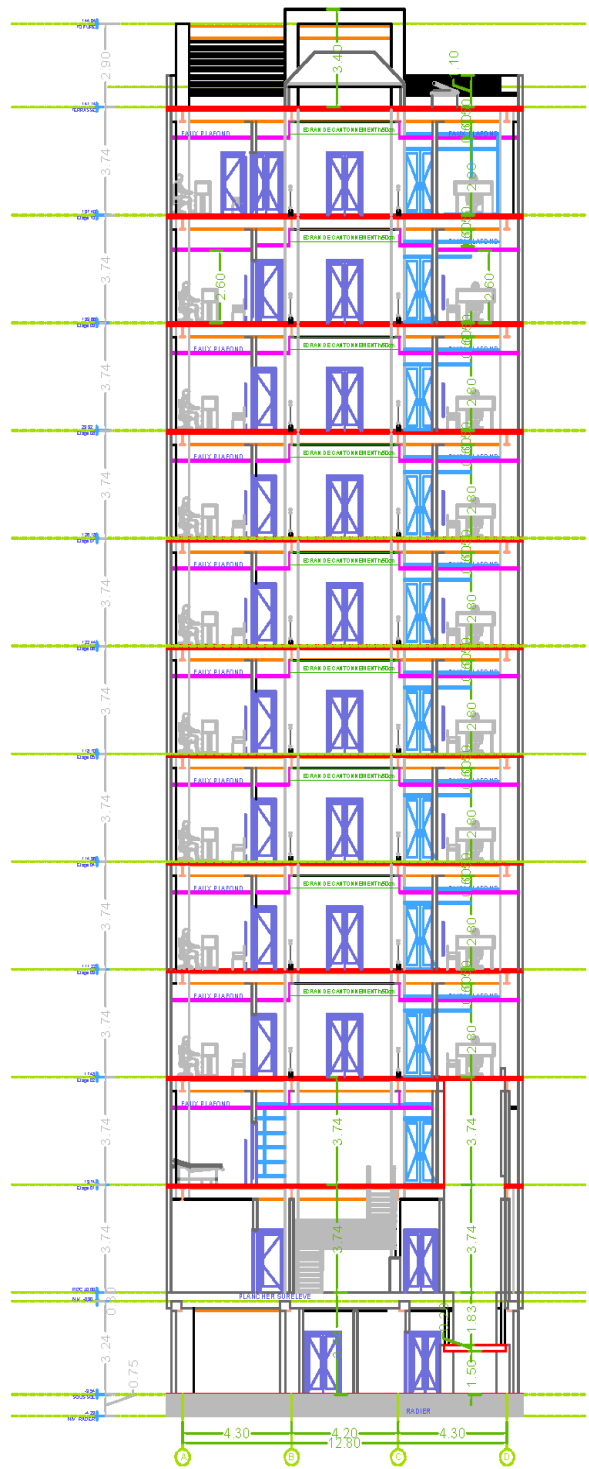




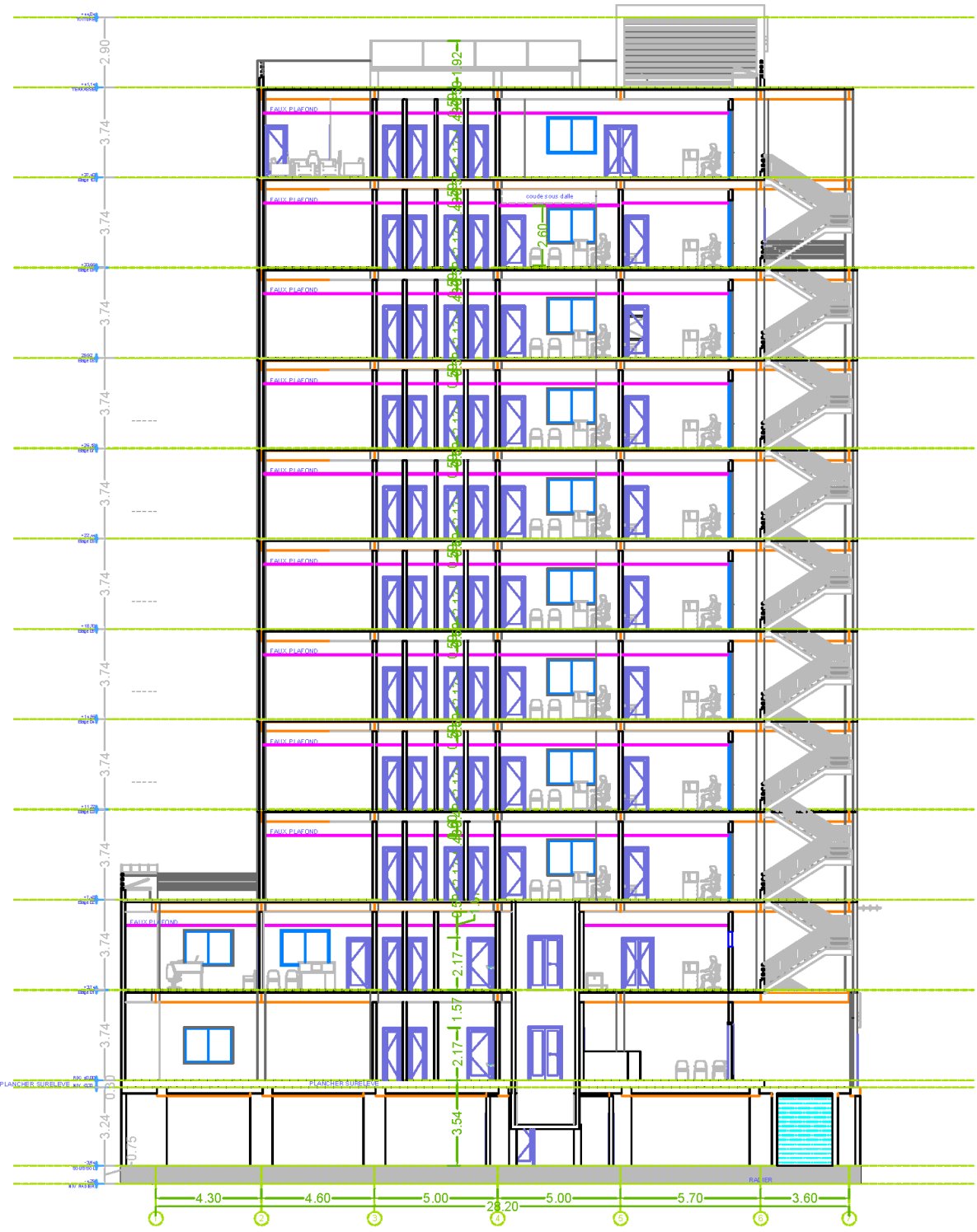




COUPE BB



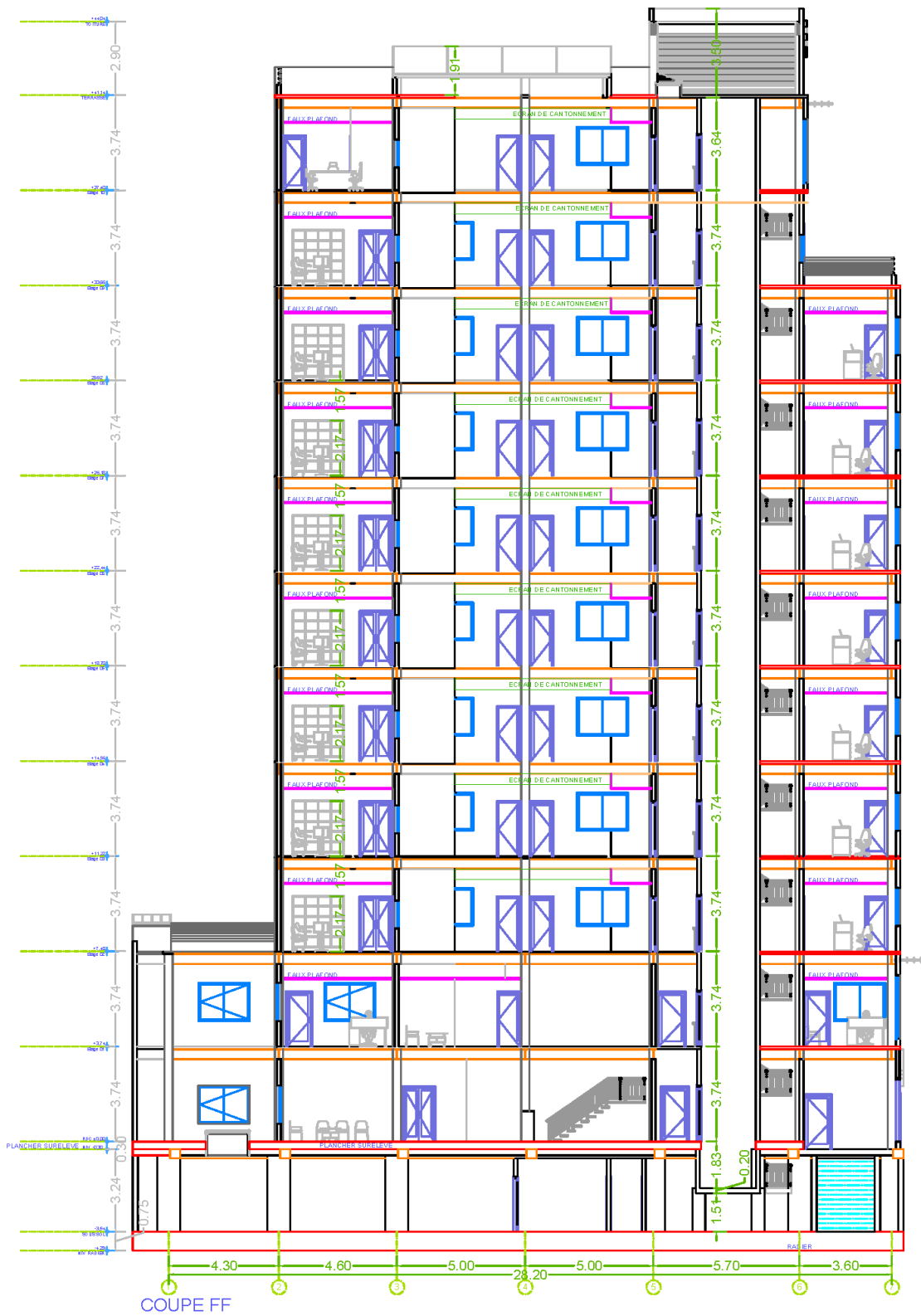
COUPE CC

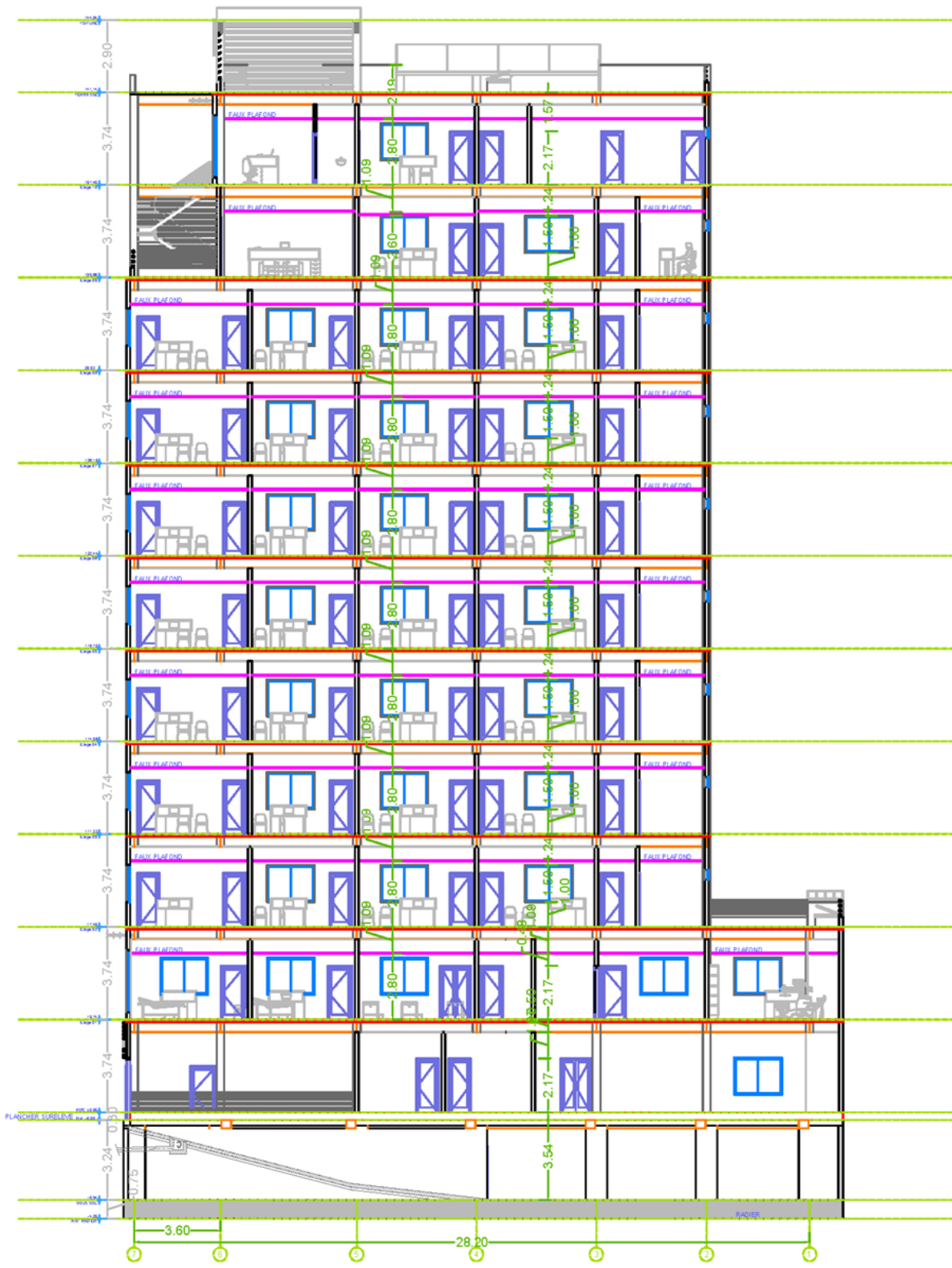


COUPE DD

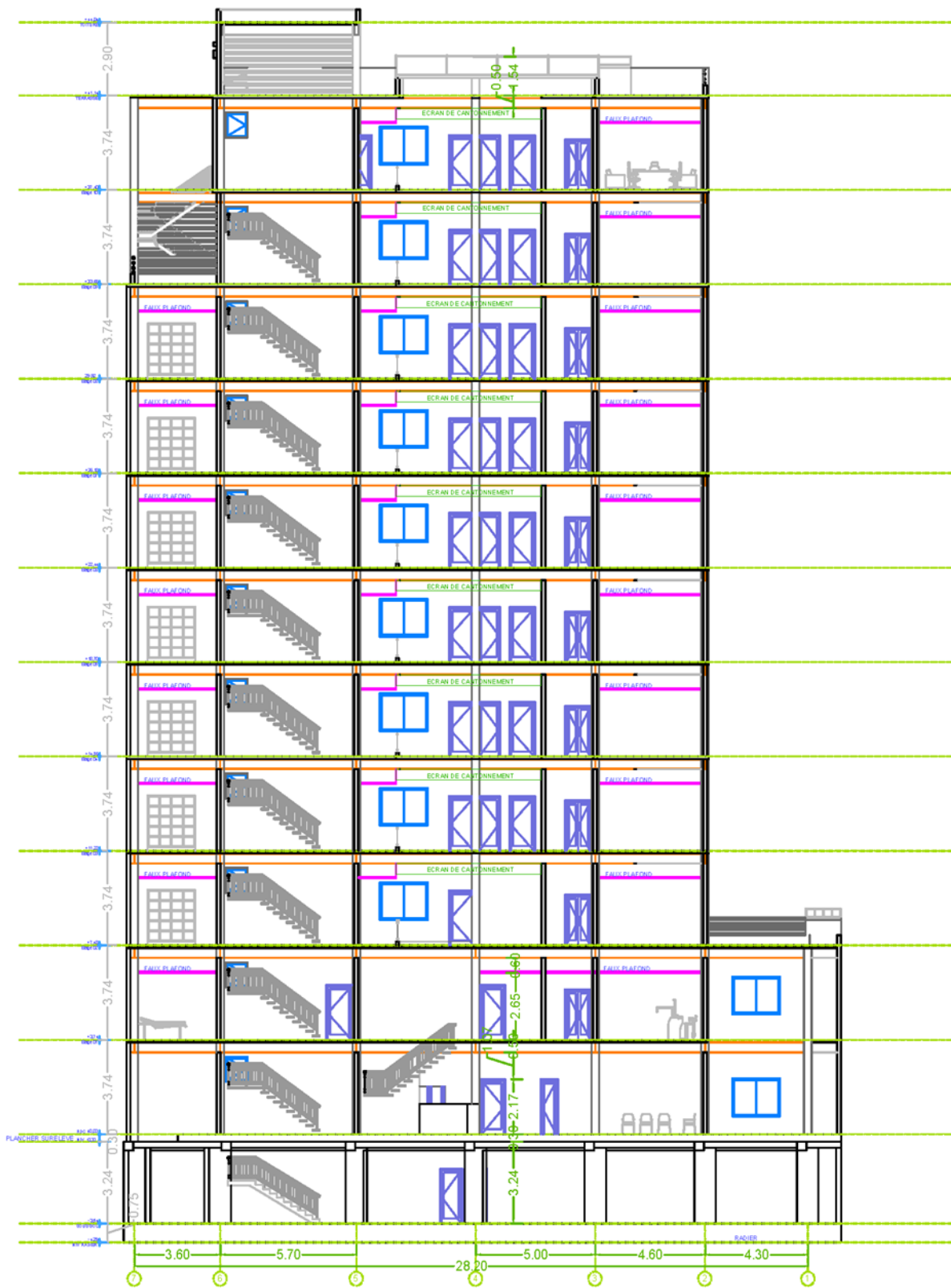


COUPE EE

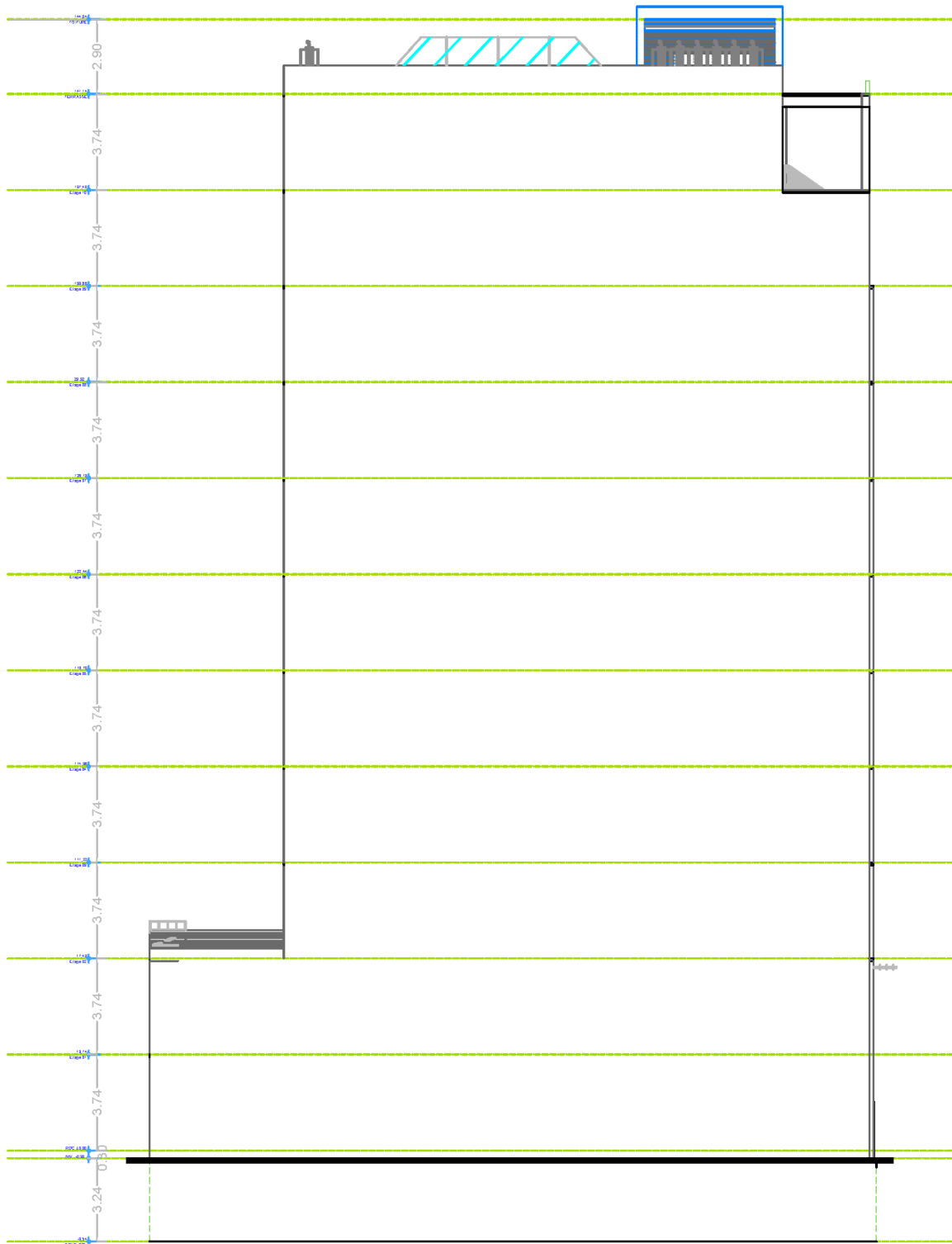




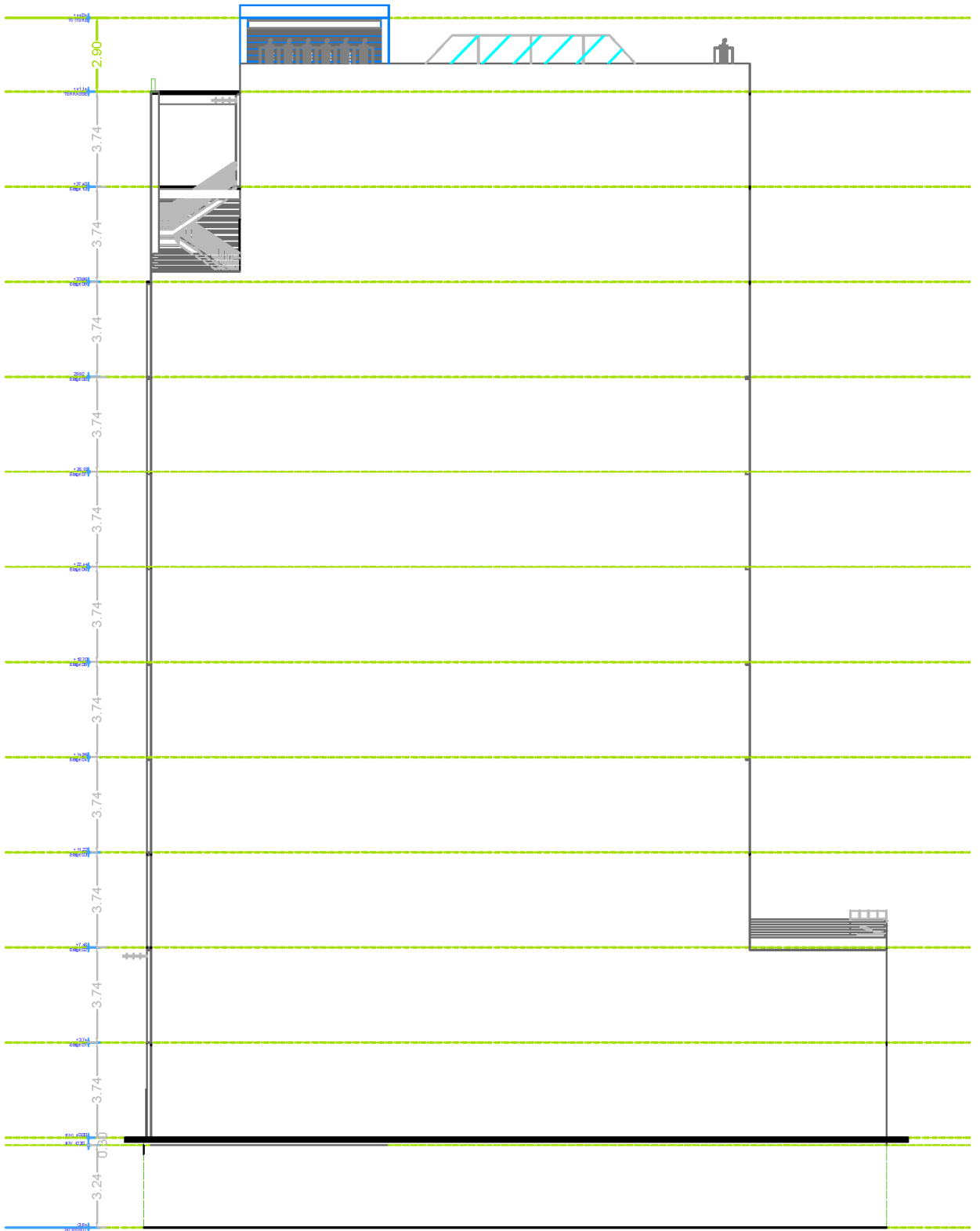
COUPE GG



COUPE HH

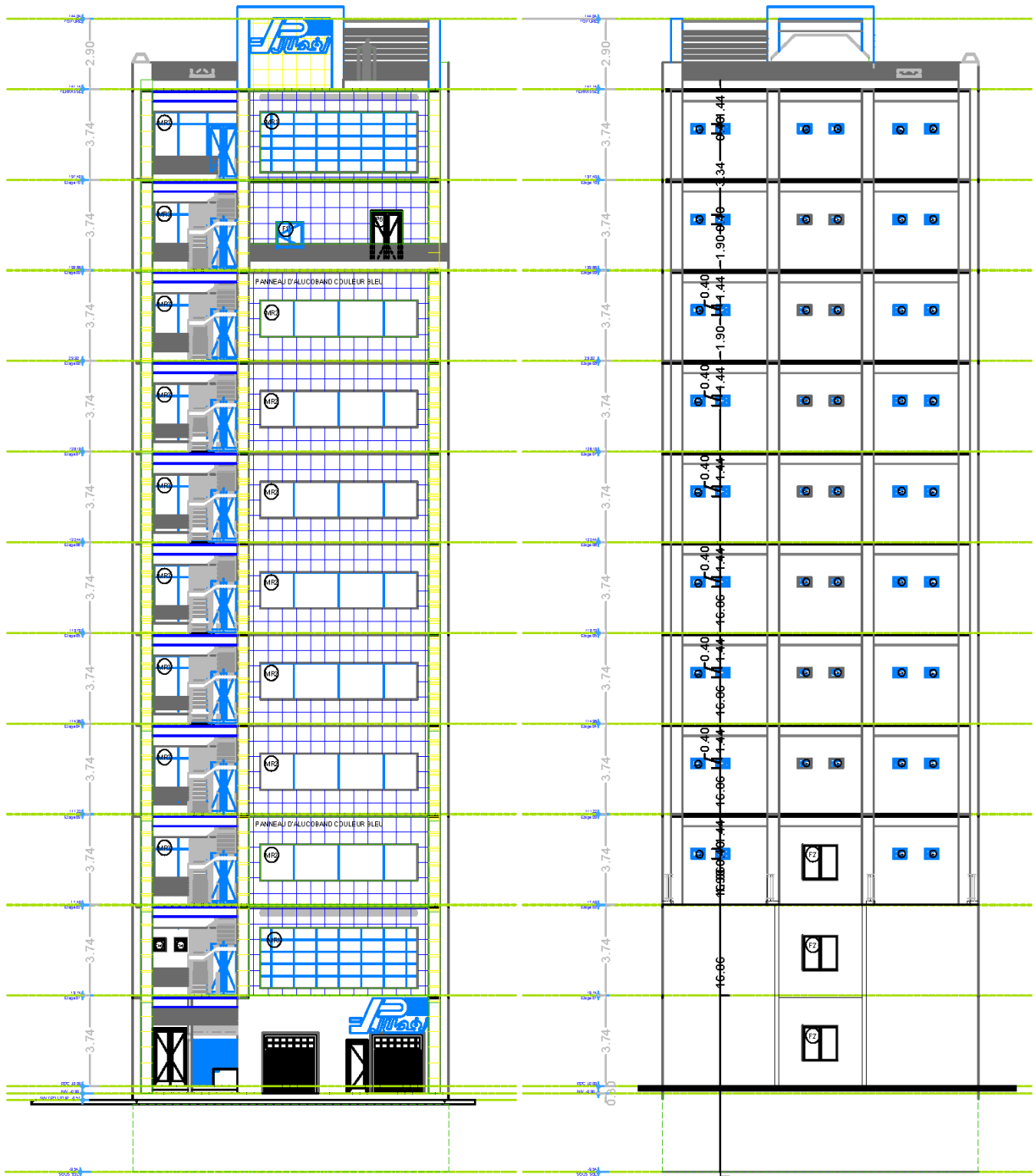


FACADE LATÉRALE GAUCHE



FACADE LATÉRALE DROITE





FACADE PRINCIPALE

FACADE POSTERIEURE

## Résumé

L'objectif de ce projet de fin de cycle est de comparer deux méthodes de construction pour un même bâtiment : le béton armé et la construction mixte (acier-béton). Pour ce faire, nous avons réalisé des modélisations des deux ossatures sur Robot Structural Analysis, afin de déterminer les dimensions des différents éléments structuraux tels que les poteaux, les poutres et les voiles. Cette étude nous a permis d'évaluer le comportement de la structure face aux charges sismiques.

Les résultats montrent que l'ossature mixte est considérablement plus légère que l'ossature en béton armé, avec une réduction de poids de  $2/3$ . Cette légèreté et son élancement permettent à l'ossature mixte de présenter des déplacements supérieurs de 20% par rapport à l'ossature en béton armé, ce qui la rend plus ductile. Ces déplacements sont également influencés par la rigidité et la hauteur totale de la structure, étant minimaux dans le sens de forte inertie.

Par ailleurs, bien que la différence de dimensions d'un seul élément entre les deux structures soit insignifiante, elle devient remarquable pour l'ensemble de la structure. Dans le cas de la construction mixte, on observe un gain de 51 mètres carrés de surface pour les poteaux et une hauteur supplémentaire de 1,68 mètre pour les planchers.

En revanche, il est important de noter que la construction mixte présente un coût supérieur de 34% par rapport au béton armé. Cependant, elle compense ce surcoût par une exécution plus rapide de 60% par rapport au béton armé. De plus, la construction mixte offre une grande flexibilité de conception et permet de réaliser des gains significatifs de terrain. Au final, en prenant en compte les coûts supplémentaires associés aux fondations ou au renforcement du sol, la construction mixte devient plus rentable que le béton armé.

## Abstract

The objective of this end-of-cycle project is to compare two construction methods for the same building: reinforced concrete and composite construction (steel-concrete). To achieve this, we conducted structural modeling of both frameworks using Robot Structural Analysis to determine the dimensions of various structural elements such as columns, beams, and walls. This study allowed us to evaluate the behavior of the structure under seismic loads.

The results show that the composite framework is significantly lighter than the reinforced concrete framework, with a weight reduction of  $2/3$ . This lightweight and slender nature enable the composite structure to exhibit displacements 20% higher than those of the reinforced concrete structure, making it more ductile. These displacements are also influenced by the stiffness and overall height of the structure, being minimal in the direction of high inertia.

Furthermore, although the difference in dimensions of a single element between the two structures is insignificant, it becomes remarkable when considering the entire structure. In the case of the composite construction, there is an additional surface area of 51 square meters for the columns and an extra height of 1.68 meters for the floors.

However, it is important to note that composite construction comes with a 34% higher cost compared to reinforced concrete. Nevertheless, it compensates for this cost difference with a 60% faster execution time than reinforced concrete. Moreover, composite construction offers significant design flexibility and allows for substantial gains in usable space. Ultimately, when considering the additional costs associated with foundations or soil reinforcement, composite construction becomes more cost-effective than reinforced concrete.