

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

Mr SADAOUI Salem

Mr HADJI Fares

En vue de l'obtention du diplôme de **Master** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Bâtiment**

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+11 + un Sous-sol) à usage d'habitation
et commercial Contreventé par un système voile porteur en béton armé**

Devant le jury composé de :

M ^f KENNOUCHE Salim	MCB	UAMOB	Président
M ^f BELMIHOUB Hacene	MAA	UAMOB	Encadreur
M ^f BOUAMRA Youcef	MCB	UAMOB	Examinateur
M ^{me} AIT AHMED Fatiha	MAA	UAMOB	Examinatrice

Année Universitaire 2017/2018

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Mr BELMIHOUB Hacene, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus à notre travail, sans oublier de remercier tous les enseignants qui nous ont formé.

On remercie également le chef de département et tout le groupe pédagogique de Génie Civil.

Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux Bureau d'étude technique (BET) ATRIUM pour toute aide.

En fin, nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué de Près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Salem et Fares

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail

- ✓ A mes très chers parents qui ont consacré toute leurs vies pour mon éducation et mes études et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance, je leurs souhaite tout le bonheur.*
- ✓ A mes chers frères Farid, Ahcene et Yanis*
- ✓ A mes tantes et à mes oncles*
- ✓ A tous mes amis (es) sans exception*
- ✓ A mon binôme Fares et sa famille*
- ✓ A toute la promotion Génie Civil 2017/2018*

S. Salem

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail

- ✓ A mes très chers parents qui ont consacré toute leurs vies pour mon éducation et mes études et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance, je leurs souhaite tout le bonheur.*
- ✓ A mes chers frères*
- ✓ A mes tantes et à mes oncles*
- ✓ A tous mes amis (es) sans exception*
- ✓ A mon binôme Salem et sa famille*
- ✓ A toute la promotion Génie Civil 2017/2018*

H. Fares

Symboles et notations

Symboles	Notations
<i>A'</i>, <i>Aser</i>	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
<i>At</i>	Section d'un cours d'armature transversale.
<i>A</i>	Coefficient d'accélération de zone.
<i>α</i>	Coefficient de la fibre neutre
<i>B</i>	Aire d'une section de béton
<i>Br</i>	Section réduite
<i>b</i>	La largeur en générale.
<i>c</i>	Cohésion du sol
<i>D</i>	Facteur d'amplification dynamique
<i>E</i>	Module d'élasticité longitudinale
<i>Ei</i>	Module de Yong instantané
<i>Ev</i>	Module de Yong différé.
<i>Es</i>	Module d'élasticité de l'acier
<i>ELU</i>	Etat limite ultime.
<i>ELS</i>	Etat limite de service.
<i>fbu</i>	Contrainte de compression du béton.
<i>fe</i>	Limite d'élasticité de l'acier.
<i>fc28</i>	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
<i>ft28</i>	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
<i>fji</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement
<i>fgi</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes
<i>fqi</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
<i>fgv</i>	Flèche différée due aux charges permanentes.
Δf	Fleche totale
Δf_{adm}	Fleche admissible
<i>G</i>	Charges permanentes.
<i>H</i>	Hauteur.
<i>ht</i>	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
<i>hcc</i>	Hauteur du corps creux
<i>hr</i>	Hauteur de la dalle du radier.
<i>hdc</i>	Hauteur de la dalle de compression
<i>he</i>	Hauteur libre d'étage.

<i>I</i>	Moment d'inertie
<i>I_f</i>	Moment d'inertie fissuré
<i>Q</i>	Charge d'exploitation / facteur de qualité
<i>L</i>	Portée d'un élément.
<i>L_{max}</i>	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
<i>L_x</i>	Distance entre de deux poutrelles
<i>L_y</i>	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
<i>M</i>	Moment en générale.
<i>M_a</i>	Moment en appui.
<i>M_t</i>	Moment en travée.
<i>M₀</i>	Moment isostatique
<i>N</i>	Effort normal
<i>n</i>	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
<i>R</i>	Coefficient de comportement global.
<i>S</i>	Section d'un élément.
<i>S_{rad}</i>	Surface du radier.
<i>S_t</i>	Espacement des armatures.
<i>T₁, T₂</i>	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
<i>V</i>	Effort tranchant
<i>W</i>	Poids de la structure.
<i>σ_{bc}</i>	Contrainte de compression du béton.
<i>σ_{st}</i>	Contrainte de traction dans l'acier.
<i>γ_b</i>	Coefficient de sécurité concernant le béton.
<i>γ_w</i>	Pois volumique de l'eau.
<i>γ_s</i>	Coefficient de sécurité concernant l'acier
<i>σ_{adm}</i>	Contrainte admissible.
<i>τ</i>	Contrainte de cisaillement
<i>ξ</i>	Pourcentage d'amortissement critique.
<i>C_r</i>	Coefficient qui dépend du système de contreventement
<i>β</i>	Coefficient de pondération
<i>λ_i</i>	Coefficient instantané
<i>λ_v</i>	Coefficient différé.

Sommaire

CHAPITRE I : DE DESCRIPTION DE L'OUVRAGE ET DES MATERIAUX UTILISES	
I.1 Introduction	2
I.2 Présentation du projet	2
I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	2
I.3.1 En plan	2
I.3.2 En élévation	2
I.4 Données sismique de site	2
I.5 Conception structurelle	2
I.5.1 Choix du système de contreventement	3
I.5.2 Infrastructure	3
I.5.3 Revêtement	3
I.6 Réglementation utilisée	4
I.7 Les caractéristiques des matériaux	4
I.7.1 Le Béton	4
I.7.1.1 Définition	4
I.7.1.2 Compositions du béton	4
I.7.1.3 Dosage du béton	4
I.7.1.4 Résistance caractéristique à la compression	5
I.7.1.5 Résistance à la traction	6
I.7.1.6 Déformation du béton	6
I.7.1.7 Présentation de la méthode de calcul aux états limites	8
I.7.2 Les contraintes limite	9
I.7.2.1 À l'état limite ultime (ELU)	9
I.7.2.2 À l'état limite de service (ELS)	10
I.7.3 Diagramme contraintes déformations	10
I.7.3.1 À l'état limite ultime (ELU)	10
I.7.3.2 À l'état limite de service (ELS)	11
I.7.3.3 Contrainte limite ultime de cisaillement	11
I.7.3.4 Contrainte tangente conventionnelle	12
I.7.4 L'Acier	12

I.7.4.1	Caractéristiques des aciers	12
I.7.4.2	Contrainte limite d'élasticité de l'acier	14
I.8	Les actions	16
I.8.1	Combinaisons d'actions	17
I.8.2	Valeurs de calcul des actions	17

CHAPITRE II : PRE DIMENSION DES ELEMENT ET DECENTE DES CHARGE

II.1	Introduction	19
II.2	Prédimensionnement des éléments secondaires	19
II.2.1	Les planchers	19
II.2.1.1	Planchers à corps creux	19
II.2.1.2	Planchers à dalle pleine	20
II.2.2	L'acrotère	22
II.2.3	Les balcons	22
II.2.4	Les escaliers	22
II.2.5	Pré dimensionnement des poutres	26
II.2.6	Les voiles	28
II.3	Evaluation des charges et des surcharges	29
II.3.1	Pré- dimensionnement des poteaux	35
II.3.2	Vérification des section	39

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1.	Etude de l'acrotère	40
III.1.1.	Hypothèses de calcul	40
III.1.2.	Évaluation des charges et surcharges	40
III.1.3.	Calcul des sollicitations	41
III.1.4.	Calcul de l'excentricité	41
III.1.5.	Ferraillage	42
III.1.6.	Schéma de Ferraillage	45
III.2	Les planchers	46
III.2.1.	Les planchers	46
III.2.2	Etude des poutrelles	46
III.2.2.1	1 ^{ere} étape : avant le coulage de la dalle de compression	47
III.2.2.1	2 ^{ere} étape : Après coulage	48

III.2.3 Différents types de poutrelles	49
III.2.3.1 Calcul de ferrailage : à L'ELU	52
III.2.3.2 Vérifications	53
III.2.3.3 Contrainte d'adhérence pour l'entraînement des barres	54
III.2.4 Vérifications à l'ELS	54
III.2.4.1 Vérification des contraintes à l'ELS	54
III.2.4.2 Vérification de l'état limite de déformation (la flèche)	55
III.2.4.3 Ferrailage transversal	57
III.2.4.4 Ferrailage de la dalle de compression	58
III.3. Calcul du Balcon	60
III.3.1. Détermination des efforts	60
III.3.1.1. Combinaisons de charges.....	60
III.3.1.2. Les moments et Les efforts tranchant	61
III.3.2. Ferrailage de balcon	61
III.3.2.1. Armature principale	62
III.3.2.2. Armature de répartition	62
III.3.2.3. Vérifications	62
III.3.2.3.1 Vérifications à l'ELU	62
III.3.2.3.2 Vérifications à l'ELS	63
III.3.2.4. Schéma de ferrailage de balcon	62
III.4. Plancher en dalle pleine de RDC	65
III.4.2. Les sollicitations de calcul	61
III.4.2.1. Evaluation des moments	66
III.4.2.2. Calcul des armatures en flexion simple	69
III.4.2.2.1 Ferrailage dans le sens x-x	69
III.4.2.2.1 Ferrailage dans le sens Y-Y	71
III.4.3. Vérifications	72
III.4.3.1. Vérification de la condition de non fragilité	72
III.4.3.2. Vérification des diamètres maximaux des barres.....	72
III.4.3.3. Vérifications des contraintes dans l'acier	73
III.4.3.4. Vérification au cisaillement	73
III.4.3.5. Vérification de la contrainte de compression dans le béton ELS	74
III.4.3.6. Vérification de la flèche	74
III.5. Calcul des escaliers.....	77

III.5.1. Définition	77
III.5.2. Terminologie	77
III.5.3. Combinaison des charges	78
III.5.4. Escalier des étages courants	78
III.5.4.1 Combinaison des charges	78
III.5.4.2 Les schémas statiques	79
III.5.4.3 Les réactions aux appuis	80
III.5.4.4 Calcul des armatures	80
III.5.4.4.1 Armature principale	80
III.5.4.4.2 Armature de répartition	80
III.5.4.5 Vérification à L'ELU	82
III.5.4.5.1 Condition de non fragilité	82
III.5.4.5.2 Vérification de l'effort tranchant	82
III.5.4.5.3 Vérification de l'adhérence aux appuis	82
III.5.4.5.4 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis	83
III.5.4.5.5 Calcul la longueur d'Ancrage	83
III.5.4.5.6 Etat limite d'ouverture des fissures	83
III.5.4.6 Vérification à ELS	83
III.5.4.6.1 Vérification des contraintes du béton	84
III.5.4.6.2 Vérification de la flèche	84
III.5.4.7 Etude de la poutre palière.....	85
III.5.4.7.1 Prédimensionnement	86
III.5.4.7.2 Détermination des charges	86
III.5.4.7.3 Ferrailage de la poutre palière	86
III.5.4.7.3.1 Calcul à l'ELU	86
III.5.4.7.3.2 Vérifications divers	87
III.5.5. Escalier type RDC	88
III.5.5.1 Schéma statique	89
III.5.5.2 Calcul des efforts interne (M ; T)	89
III.5.5.3 Calcul de ferrailage	90
III.5.5.4 Vérifications divers	90
III.5.5.5 Etude de la poutre palière.....	91
III.5.5.5.1 Prédimensionnement	91
III.5.5.5.2 Détermination des charges	92

III.5.5.5.3 Ferrailage de la poutre palière	92
III.5.5.5.4. Vérifications divers	93
III.6. Étude de l'ascenseur	95
III.6.1. Étude de la dalle pleine de locale des machines	96

CHAPITRE IV : L'ETUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE POUR LA STRUCTURE

IV.1. Introduction	103
IV1.2. L'étude dynamique	103
IV1.2.1. Objectif de l'étude dynamique	103
IV1.2.2. Présentation du logiciel de calcul ETABS	103
IV1.2.3. Modélisation de la structure	104
IV1.2.4. Détermination des fréquences et modes propre	104
IV1.2.5. Etapes de modélisation	105
IV1.3. Caractéristiques géométriques de la structure	107
IV1.3.1. Centre de masse	107
IV1.3.2. Centre de rigidité	107
IV1.3.3. Excentricité accidentelle	108
IV1.3.4. Calcul de la période fondamentale	108
IV1.3.5. Nombre de modes à considérer	108
IV1.3.6. La disposition des voiles	109
IV1.3.7. Caractéristique massique	110
IV1.3.8. Mode de vibration et participation massique	111
IV.2. Etude sismique	113
IV2.1. Généralité	113
IV2.2. Justification du système de contreventement « détermination du R »	114
IV2.3. Présentation des différentes méthodes de calcul	114
IV2.3.1. la méthode statique équivalente	115
IV2.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale	115
IV2.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	115
IV2.4. Choix de la méthode de calcul	115
IV2.4.1. Classification de l'ouvrage	117
IV2.4.2. Condition d'RPA99/Version 2003	117
IV2.5. Application la méthode dynamique modale spectrale	117
IV2.5.1. Calcul de l'effort tranchant à la base	119

IV2.6	Vérification de la résultante des forces sismiques	122
IV2.6.1.	Vérification des déplacements inter étage	122
IV2.6.2.	Vérification de l'effort normal réduit	123
IV2.6.3.	Vérification de l'effet P-Delta	124

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1.	Introduction	126
IV1.2.	Ferraillage des poteaux	126
IV1.3.	Caractéristiques des matériaux	127
IV1.4.	Combinaison des charges	127
IV1.5.	Calcul des armatures	127
IV1.6.	Calcul des armatures longitudinales	129
IV1.7.	Exemple de calcul	130
IV1.8.	Ferraillage transversales	133
IV1.9.	Vérification	135
IV1.10.	Schéma de ferraillage des poteaux	138
V.2.	Ferraillage des poutres	139
IV2.1.	Prescriptions données par RPA99/version 2003	139
IV2.2.	Prescriptions données par BAEL 91	139
IV2.3.	Ferraillage des poutres	143
IV2.4.	Calcul d'armatures transversales	147
IV2.5.	Vérifications	149
IV2.6.	Schémas de ferraillage des poutres	154
V.3.	Ferraillage des voiles	155
IV3.1.	Introduction	155
IV3.2.	Les combinaisons d'action	155
IV3.3.	Recommandations de RPA	156
IV3.4.	Ferraillage des voiles	157
IV3.5.	Vérification	159
IV3.6.	Exemple de calcul	160
IV3.7.	Vérification a l'ELS	166

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction.....	169
VI.2. Choix du type des fondations.....	169
VI.3. Etude des fondations.....	169
VI.3.1 Vérification des semelles isolée.....	169
VI.3.2. Vérification des semelles filantes	170
VI.3.3 Vérifications radier générale.....	170
VI.3.3.1 Pré dimensionnement	171
VI.3.3.2 Vérifications nécessaires	172
VI.3.4. Ferrailage.....	174
VI.3.4.1 La dalle du radier	174
VI.3.4.2 Calcul des nervures	177
VI.4 Etude du voile périphérique.....	183
V.5. Conclusion	189

CONCLUSION GENERAL

BIBLIOGRAPHIE

LES ANNEXES

LES PLANS

Les Tableaux

CHAPITRE I: DE DESCRIPTION DE L'OUVRAGE ET DES MATERIAUX UTILISES

Tableau I.1 Valeurs de la section et de poids d'acier selon son diamètre.....	12
Tableau I.2 Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e	13

CHAPITRE II: PRE DIMENSION DES ELEMENT ET DECENTE DES CHARGE

Tableau II.1. Charge permanente totale sur le plancher terrasse inaccessible	30
Tableau II.2 .Charge permanente totale sur le plancher étage courant	30
Tableau II.3. Charge permanente totale sur une dalle pleine	31
Tableau II.4 : Charges et surcharges de l'acrotère	31
Tableau II.5.Charge permanente totale et surcharge de la volée d'escalier s.sol.....	31
Tableau II.6.Charge permanente totale et surcharge des paliers d'escalier du bâtiment	32
Tableau II.7.Charge permanente totale et surcharge de la 1 ^{ère} volée du RDC.	32
Tableau II.8.Charge permanente totale et surcharge de la 2 ^{ème} volée du RDC.....	33
Tableau II.9.Charge permanente totale et surcharge de la volée de d'étage courant.....	33
Tableau II.10. Charge permanente totale d'un balcon en dalle pleine	34
Tableau II.11. Charge permanente totale sur un mur extérieur.....	34
Tableau II.12. Charge permanente totale sur un mur intérieur	35
Tableau II.13 Calcul du démentions des poteaux (Poteau voisin de rive)	38
Tableau II.14 Vérification des conditions l'RPA (Poteaux)	39
Tableau II.15 Vérification du flambement (Poteaux).....	39

CHAPITRE III: CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1 : Charges et surcharges.....	40
Tableau III.2: Différentes combinaisons à utiliser.....	41
Tableau III.3 charge et surcharge des poutrelles.....	49
Tableau III.4: moments aux appuis	52
Tableau III.5 : moments en travées	52
Tableau III.6 : efforts tranchants du plancher terrasse	52
Tableau III.7 : ferrailage en travées et aux appuis des poutrelles	53
Tableau III.9 : Vérification de l'effort tranchant.....	54
Tableau III.10: Vérification des contraintes à L'ELS.	55
Tableau III.11: caractéristique géométrique.....	56

Tableau III.12: Résultats des coefficients	57
Tableau III.13: Vérification de la flèche.....	57
Tableau III.14. Vérification des Contrainte de compression dans le béton	64
Tableau III.15. Sollicitations de calcul de la dalle pleine	66
Tableau III.16. Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELU	67
Tableau III.17. Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELS.....	68
Tableau III.18. Ferrailage de la dalle pleine sens X-X	70
Tableau III.19. Ferrailage de la dalle pleine sens Y-Y	72
Tableau III.20. Vérification de la condition de non fragilité	72
Tableau III.21. Valeurs des efforts dans l'ELU et l'ELS (dalle pleine).....	74
Tableau III.22. Vérification de la contrainte de compression dans le béton ELS (sens x-x)...	74
Tableau III.23. Vérification de la contrainte de compression dans le béton ELS (sens y-y)...	74
Tableau III.24. Vérification de la flèche (dalle pleine)	76
Tableau III.25. Calcul des combinaisons des charges.....	78
Tableau III.26. Le chargement de la rampe	79
Tableau III.27. Valeurs des réactions aux appuis.....	80
Tableau III.28. Valeurs des moments fléchissant	80
Tableau III.29. Résultats du calcul des Sections d'Armatures en Travée.....	81
Tableau III.30. Résultats du calcul des Sections d'Armatures en appuis	82
Tableau III.31. Vérification des contraintes du béton.....	84
Tableau III.32. Vérification de la flèche	85
Tableau III.33. Résultats de ferrailage de la poutre palière	87
Tableau III.34. Vérification de contrainte de béton	88
Tableau III.35. Charges appliquées sur l'escalier type 2	89
Tableau III.36. Calcul des efforts interne.....	90
Tableau III.37. Calcul de ferrailage d'escalier.....	90
Tableau III.38. Vérifications divers à ELU.....	91
Tableau III.39. Vérifications des contraintes	91
Tableau III.40. Vérifications de la flèche.....	92
Tableau III.41. Calcul des sollicitations a l'ELU	93
Tableau III.42. Résultats de ferrailage de la poutre palière	93
Tableau III.43. Vérifications divers à ELU.....	94
Tableau III.44. Vérifications des contraintes.....	94
Tableau III.45. Tableau de ferrailage de la dalle locale des machines	96

Tableau III.46.Résultats de calcul des contraintes dans la dalle locale machine	98
Tableau III.47.calculs des moments M_{x1} et M_{y1} dans la dalle locale machine	99
Tableau III.48.Moments en travée et en appui dans la dalle locale machine.....	99
Tableau III.49.Tableau de ferrailage de la dalle du local des machines	100
Tableau III.50.Vérification des contraintes dans le béton de dalle du local machine.....	101

CHAPITRE IV: L'ETUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE POUR LA STRUCTURE

Tableau IV.1: Centre de masse et Centre de rigidité.....	110
Tableau IV.2: participation massique.....	111
Tableau IV.03 Les charges verticales reprises par les voiles et par les portiques.....	114
Tableau IV.4 Les charges horizontales reprises par les voiles et par les portiques	114
Tableau IV.05 : Facteur de qualité	119
Tableau IV.06 : L'effort tranchant (Sens longitudinal).....	119
Tableau IV.07 : L'effort tranchant (Sens transversal).....	120
Tableau IV.8 : Valeurs des rapports T_i/T_j	121
Tableau IV.9. Vérification de la résultante des forces.	122
Tableau IV.10 : Déplacement inter-étage	123
Tableau IV.11 : L'effort normal réduit	123
Tableau IV .12: Vérification de l'effet P-Delta sens longitudinal.....	124
Tableau IV.13: Vérification de l'effet P-Delta sens transversal.....	125

CHAPITRE V: Calcul des éléments structuraux

Tableau .V.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux	127
Tableau .V.2. Ferrailage des poteaux sous combinaisons durables	128
Tableau .V.3. Ferrailage des poteaux sous combinaisons accidentelles $0.8G \pm E$	128
Tableau .V.4. Ferrailage des poteaux sous combinaisons accidentelles $(G+Q \pm E)$	129
Tableau .V.5. Calcul des armatures longitudinales des poteaux.....	130
Tableau .V.6. Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux.....	131
Tableau .V.7. Longueur de recouvrement.....	132
Tableau .V.8. Choix des armatures transversales des poteaux (zone courante).....	134
Tableau .V.9.Vérification des contraintes tangentielles.....	135
Tableau .V.10.vérification des contraintes dans le béton.....	135
Tableau .V.11. Vérification vis-à-vis au flambement.....	137
Tableau V.12. Les sollicitations des poutres principales.	142

Tableau V.13. Les sollicitations des poutres secondaires.....	142
Tableau .V.14. Exemple de ferrailage poutre (35x45) cm ²	144
Tableau .V.15. Ferrailage des poutres principales (35x45) cm ²	145
Tableau .V.16. Ferrailage des poutres secondaires (30x40) cm ²	146
Tableau .V.17. Conclusion de ferrailage des poutres principales	146
Tableau .V.18. Conclusion de ferrailage des poutres secondaires	147
Tableau .V.19. Recouvrement des barres longitudinales	148
Tableau .V.20. Longueur de la zone nodale.....	148
Tableau .V.21.Vérification de l'effort tranchant (PP).....	149
Tableau .V.22.Vérification de l'effort tranchant (PS).....	150
Tableau .V.23. Vérification de l'adhérence	151
Tableau .V.24. Contraint de compression dans le béton (PP).....	152
Tableau .V.25. Contraint de compression dans le béton (PS).....	152
Tableau .V.26.Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L = 1.4m)	162
Tableau .V.27.Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L =3.85m)	163
Tableau .V.28.Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L=4.30m)	164
Tableau .V.29.Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L=1.4m)	165
Tableau .V.19.Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles (L=1.4m)	166
Tableau .V.20.Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles (L=3.85m).	166
Tableau .V.21.Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles (L=4.30m)	167
Tableau .V.22.Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles (L=1.4m).....	167

CHAPITRE VI: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI .1. Résumé des résultats de ferrailage du radier.....	175
Tableau VI.2. Vérification des contraintes de la dalle du radier.....	176
Tableau VI.3.Recalcul des sections d'armatures à l'ELS	177

Tableau.VI.4. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELU.....	179
Tableau VI.5.Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELU.....	179
Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure du radier dans les deux sens à L'	180
Tableau VI.7. Résumé des résultats de ferrailage de la nervure du radier.....	181
Tableau VI.8. Vérification de l'effort tranchant de la nervure du radier	181
Tableau VI.9. Résumé des résultats des contraintes de la nervure	181
Tableau VI.10. Vérification du résultat des contraintes de la nervure.....	182
Tableau VI.11.Section des armatures du voile périphérique	185
Tableau VI.12. Résumé des résultats des contraintes du voile périphérique.....	187
Tableau VI.13. Vérification des résultats des contraintes du voile périphérique.....	188

Listes des figures

Chapitre I: DE DESCRIPTION DE L'OUVRAGE ET DES MATERIAUX UTILISES

Figure I.1 Eprouvette 16x32.....	5
Figure I.2 Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	5
Figure I.3 Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de f_{cj}	6
Figure I.4 Diagramme des déformations limites de la section.....	8
Figure I.5 Diagramme Contraintes - Déformations du béton à l'ELU.....	10
Figure I.6 Diagramme rectangulaire simplifié	11
Figure I.7 Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELS.....	11
Figure I.8 Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	14
Figure I.9 Diagramme contraintes- déformations de calcul.....	15

Chapitre II: PRE DIMENSION DES ELEMENT ET DECENTE DES CHARGE

Figure II.1. Schéma d'une dalle à corps creux.	19
FigureII.2. Schéma d'une poutrelle.....	20
Figure II.3. Schéma d'une Acrotère	22
Figure II.4. Schéma terminologie d'escalier	23
Figure II.5. Schéma d'escalier s.sol	24
Figure II.6. Schéma de la 1 ^{ère} volée de RDC	24
Figure II.7. Schéma statique de la 2 ^{ème} volée	25
Figure II.8. Schéma statique de volée étage courant2	26
Figure II.9. Dimensions à respecter pour les poutres.....	27
Figure II.10. Poutres PP (30x45 cm2).....	28
Figure II.10. Poutres PS (30x40 cm2).....	28
Figure II.12. Coupe de voile en élévation	28
Figure II.13. Coupe de voile en plan.....	29

Chapitre III: CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1. Coupe transversale de l'acrotère	40
Figure III.2 : Les Sollicitations sur l'acrotère	41
Figure III.3: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	45
Figure III.4 Schéma coupe verticale de plancher	46

Figure III.5 schéma isostatique	48
Figure III.6 Dimensions de la poutrelle	49
Figure III.7 : Schéma des dimensions pour le ferrailage des poutrelles.....	53
Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	59
Figure III.9 Ferrailage de la poutrelle.....	59
Figure III.10. Schéma statique pour calcul du balcon a l'ELU et a l'ELS	60
Figure III.11. Diagramme des sollicitations à l'ELU.....	61
Figure III.12. Diagramme des sollicitations à l'ELS	61
Figure III.13. Schéma de ferrailage de balcon.....	65
Figure III.15. Diagrammes des moments à L'ELU.....	68
Figure III.16. Diagrammes des moments à L'ELS.	69
Figure III.17. Schéma de ferrailage de la dalle pleine.....	76
Figure III.18. Coupe A-A	76
Figure III.19. Schémas d'un escalier.....	77
Figure III.20. Combinaison des charges selon chaque cas.....	78
Figure III.21. Le schéma statique à L'ELU (escalier type 01)	79
Figure III.22. Le schéma statique à L'ELS (escalier type 01).....	80
Figure III.23.: Schéma Statique de la poutre palière (escalier type 01)	86
Figure III.24. Schéma statique à L'ELU et à L'ELUS (escalier type 02).....	90
Figure III.25. Schéma statique de poutre palière (escalier type 02).....	93
Figure III.26. Schéma de ferrailage des escaliers	94
Figure III.27. Schéma de ferrailage de poutre palière	94
Figure III.28. Schéma représentant la surface d'impacte	98
Figure III.29. Schéma de ferrailage de dalle du locale machine.....	102

Chapitre IV : L'ETUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE POUR LA STRUCTURE

Figure IV 1 : Modélisation de la structure (Vue en 3D).....	106
Figure IV 2 : Modélisation de la structure (Vue en Plans).....	107
Figure IV 3 : Disposition des voiles 1 ^{eme} jusqu'à dernier étage	109
Figure IV 4: disposition des voiles (2 ^{eme} jusqu'à dernier étage)	110
Figure IV.5: Vue en plan mode 01	112
Figure IV.6: Vue en plan mode 01	113
Figure IV.7: Vue en plan mode 03	113

Figure IV.08: spectre de repense.....	118
---------------------------------------	-----

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

Figure V.1 Schéma de ferrailage des poteaux	138
Figure V.2 Schémas de ferrailage des poutres.....	154
Figure .V.3. Disposition des armatures verticales dans le voile.....	156
Figure .V.4. Disposition des armatures verticales dans le voile.....	168

Chapitre VI: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI .1. Semelle isolée.....	170
Figure VI.2. Semelle filante.	170
Figure VI.3. Schéma de ferrailage de la dalle du radier.....	177
Figure.VI.4. Charges transmises aux nervures longitudinales de radier	178
Figure.VI.5. Charges transmises aux nervures transversales de radier	179
Figure VI.6 section à ferrailer.....	180
Figure.VI.7.Schéma de ferrailage des nervures dans les deux sens.....	183
Figure VI.8.Répartition des contraintes sur le voile périphérique	184
Figure VI.9. Schéma de ferrailage de voile périphérique.....	189

Résumé

*Le but de ce projet consiste à l'étude et la conception d'un bâtiment à usage d'habitation et commerciale contenant (**Sous-sol +RDC + 11 étages**) qui a été implantée à **Tazmalt**, Wilaya de **Bejaia** classée comme une zone de moyenne sismicité **zone(IIa)**.*

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un Système de contreventement de type voiles porteurs en béton armé.

*Le dimensionnement et le calcul de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (**CBA93, BAEL91/99 et RPA99 version 2003**).*

*L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur les éléments finis (**ETABS**).*

Le système de fondation adopté est un radier nervuré qui a été dimensionné et calculé.
Mot clés : Bâtiment, voiles porteurs, système de contreventements, étude dynamique, ETABS, Radier nervuré.

Abstract

*The aim of this projects at the design of a building for both use living and commercial, it is composed of a (**Underground level, basement + 11floors**) which has been implemented in **Tazmalt; Bejaia** located, classified as a medium seismicity **zone (IIa)***

A portal shear wall bracing system ensures the structural strength against vertical and horizontal loads.

*Sizing and calculation of all resistance elements were been established according to the Algerian rules (**CBA93, BAEL91/99 and RPA99 version 2003**).*

*The dynamic study was being conducted following the numerical method based on the finite element method through the software (**ETABS**).*

Foundation system chosen was a ribbed raft, that has been designed and calculated.

Key words: Building, Portal shear wall, bracing system, Dynamic study, ETABS, Ribbed Raft.

ملخص

الغرض من هذا المشروع هو دراسة وتصميم مبنى للاستخدام السكني والتجاري يحتوي على (طابق تحت أرضي + أرضي + 11 طابقاً) والمقرر بناؤه في منطقة تازمالت ولاية بجاية المصنفة ضمن المنطقة المعتدلة زلزاليا (IIa) .
يتم ضمان مقاومة الهيكل للأحمال الأفقية والعمودية من خلال نظام تقوية من نوع جدران الخرسانة المسلحة الحاملة.
قياس الإبعاد وحساب كل العناصر المقاومة تم طبقاً للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر

(RPA99/Version2003, BAEL91/99, CBA93)

أجريت الدراسة الديناميكية باستخدام الطريقة العددية القائمة على العناصر المنتهية باستعمال برنامج (ETABS) .
نظام الأساس المعتمد هو لبشة ذات اعصاب، التي تمت بدورها دراستها وحسابها.
الكلمات المفتاحية: بناء، جدران قص حاملة، نظام التدعيم، دراسة ديناميكية، ETABS ، لبشة ذات اعصاب.

Introduction Générale

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles et industriel. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au règlement en vigueur de calcul, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment (**R+11+sous-sol**) à usage d'habitation et commerciale, contreventé par un système voile porteur en béton armé.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en six chapitres à savoir :

- ✓ Chapitre I : Description de l'ouvrage et des matériaux utilisés.
- ✓ Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments et descente des charges.
- ✓ Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.
- ✓ Chapitre IV : Etude sismique et dynamique.
- ✓ Chapitre V : Calcul des éléments structuraux.
- ✓ Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

Pour faciliter l'étude on a fait appel à des logiciels comme :

- ✓ ETABS : pour la modélisation de la structure.
- ✓ EXCEL : pour les calculs.
- ✓ SOCOTEC : pour le calcul de ferrailage.
- ✓ AUTOCAD : pour le dessin de ferrailage.

Chapitre I

I. Description de l'ouvrage et des matériaux utilisés

I.1. Introduction

Les ouvrages et éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation envisagée.

I.2. Présentation du projet

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+11 avec sous-sol, cette structure est destinée à l'usage multiple (habitation et commerces), La circulation verticale est assurée à travers des cages d'escalier et une cage d'ascenseur. Il est implanté dans la Commune de Tazmalt, wilaya de Bejaia classée dans le groupe 2, ayant une importance moyenne, en zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon RPA99/V2003.

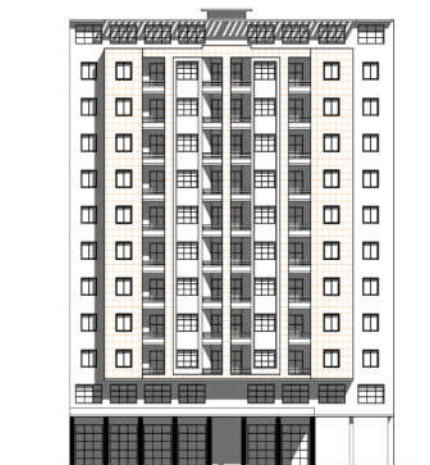
I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I.3.1. En plan

- La longueur totale ----- **30.60 m**
- La largeur totale ----- **17.85 m**

I.3.2. En élévation

- Hauteur de sous-sol ----- **3.74 m**
- Hauteur de RDC ----- **4.42 m**
- Hauteur d'étage courant ----- **3.06 m**
- Hauteur d'acrotère ----- **0.60 m**
- Hauteur totale sans acrotère ----- **38.08 m**
- Hauteur totale du bâtiment ----- **41.82 m**



I.4. Données sismiques de site

- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2.2 \text{ bars}$.
- Le site est considéré comme **meuble (S3) (Art 3.3.1 RPA 99/ version 2003)**.

I.5. Conception structurelle

Le souci de tous les ingénieurs est de concevoir une structure assurant le maximum de sécurité aux usages et de répondre aux besoins économiques des projets et les différentes bases de critère de cette conception sont :

- L'importance de l'ouvrage
- L'usage auquel il est destiné
- Le confort souhaitable

- Nature du sol
- Superstructure
- Structure porteuse
- Assuré la stabilité de l'ouvrage.

I.5.1. Choix du système de contreventement

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassent une hauteur de 14m en zone IIa, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

- Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :
- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de **20 %** des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant 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 d'étage.

I.5.2. Infrastructure

L'infrastructure sera réalisée en béton armé en assurant :

- La transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
- La limitation des tassements différentiels.
- L'encastrement de la structure dans le sol.

I.5.3. Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de **2 cm** pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds (**e = 2 cm**).
- Mortier de ciment (**e=3cm**). Pour crépissages des façades extérieurs.
- Mortier de pose de carrelage (**e = 2 cm**).
- Lit de sable sous le carrelage de (**e = 2 cm**).

I.6. Réglementation utilisée

- **RPA, DTR B.C 2-4.8** (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003)

- **CBA 93** (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)
- **BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites)** (modifié 99 [Règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en BA suivant la méthode des états limites).
- **DTR B.C.2.2** (Charges permanentes et charges d'exploitation).

I.7. Les caractéristiques des matériaux

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA 93** et les règles techniques de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en BA suivant la méthode des états limites **BAEL91** ainsi que le règlement **RPA 99/Version2003**.

I.7.1. Le Béton

I.7.1.1. Définition

Le béton est un mélange de granulats, de ciment, d'eau et éventuellement de produits d'addition « les adjuvants" :

1. La masse volumique de béton armé est égale à **2500 Kg/m³**.
2. Le poids volumique de béton :
 - **2300 à 2400 daN / m³** s'il n'est pas armé
 - **2500 daN / m³** s'il est armé

I.7.1.2. Compositions du béton

- **Ciment** : joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.
- **Granulats** : comprennent les sables et les pierrailles :
- **Sables** : sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à **5 mm**. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.
- **Graviers** : sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre **5 et 25 à 30 mm**. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière ou obtenues par concassage de roches dures.
- **EAU** : l'eau sert à l'hydratation du ciment et assurer une ouvrabilité suffisante de béton.

I.7.1.3. Dosage de béton : Le dosage d'un mètre cube de béton courant est composé de :

- 350 Kg de ciment portland artificiel **CPA 325** bar.
- 400 l de sable (**D < 5 mm**).

- 800 l de gravillons ($D \leq 25\text{mm}$).
- 175 l d'eau.

I.7.1.4. Résistance caractéristique à la compression : f_{cj} ,

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression, notée f_{cj} .

On utilise le plus souvent la valeur de **fc28**. Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (16 x 32) par compression axiale après **28 jours** de durcissement

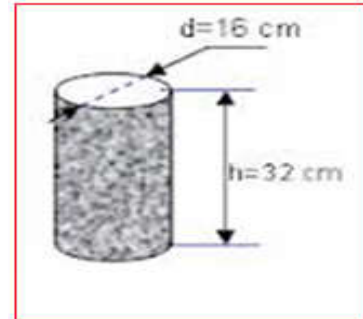


Figure I.1 Eprouvette 16x32

Pour notre présent projet on prend :

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

En cas des calculs en phase de réalisation,

On adoptera les valeurs de f_{cj} à (**j**) jours, à partir de f_{c28} , par les formules suivantes :

- **Pour des résistances** $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$:

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{Si } j < 60 \text{ jours.} \\ 1.1 f_{c28} & \text{Si } j > 60 \text{ jours.} \end{cases}$$

- **Pour des résistances** $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$:

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} & \text{Si } j \leq 28 \text{ j.} \\ f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ j.} \end{cases}$$

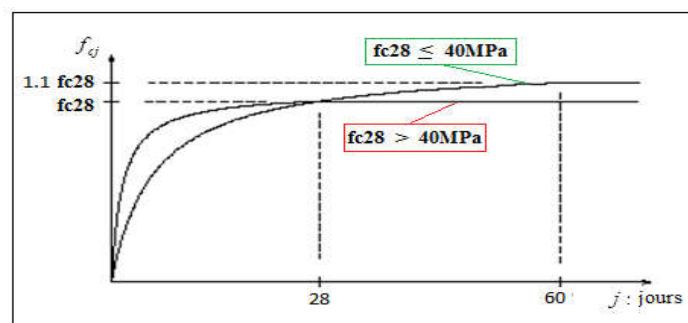


Figure I.2 Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon **BAEL 91(Art 2-1-11)** comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4,76 + 0.83j)} \quad [\text{MPa}] \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(1,4 + 0.95j)} \quad [\text{MPa}] \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

I.7.1.5. Résistance à la traction (Art 2-3-3-1 BAEL91)

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

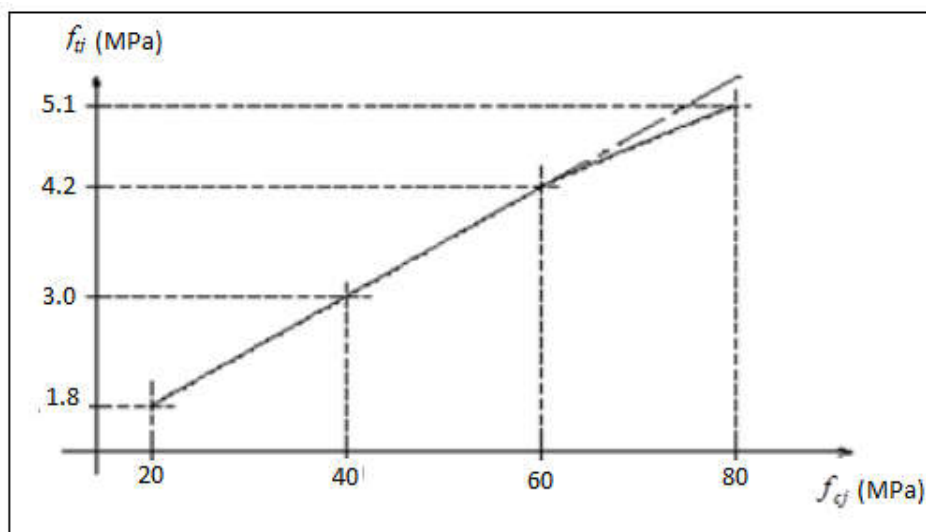


Figure I.3 Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de f_{cj}

La résistance du béton à la traction est donnée par la relation suivante :

$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ avec $f_{cj} < 60 \text{ MPa}$ (BAEL91/Art A2, 1, 12)

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

I.7.1.6. Déformation du béton

1. Module de déformation longitudinale : On distingue deux modules de Young ; instantané (E_{ij}) et différé (E_{vj}) déterminés d’après le BAEL 91.

- **Module de déformation instantané**

Sous les contraintes normales d’une durée d’application inférieure à **24 heures**, le module de déformation longitudinale instantané du béton âgé de (**J**) jours note E_{ij} est égale à (**Art A - 2 .1. 21 BAEL91**)

Dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91 Art 2.1.21}) \\ E_{ij} = 32\,164.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ Pour : } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

• **Module de déformation différée**

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation de fluage du béton finale du béton est donné par la formule (**art A – 2.1.22 BAEL91**) : dans note cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91 Art 2.1.22}) \\ E_{vj} = 10\,818.87 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ Pour : } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Le module instantané est pris égal à trois fois le module différé : (**$E_{ij} = 3E_{vj}$**).

2. Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (\text{MPa})$$

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de Poisson.

3. Coefficient de Poisson : (BAEL91, art A 2.1.3)

Le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Il est pris égal :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \quad (\text{E.L.U}) \text{ pour le calcul des sollicitations} \dots\dots\dots (\text{Section fissurée à ELU}). \\ \nu = 0.2 \quad (\text{E.L.S}) \text{ pour le calcul des déformations} \dots\dots\dots (\text{Section non fissurée à ELS}). \end{array} \right.$$

I.7.1.7. Présentation de la méthode de calcul aux états limites

➤ **Définition de l'état limite**

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée. Suivant les règles **BAEL 91**, on distingue des deux états de calcul :

1. Etat limite ultime (ELU) : (BAEL91/Art A.4.3, 41)

Leur dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Il correspond à la limite :

- De l'équilibre statique de la construction (non-renversement).
- De la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).
- De la stabilité de forme (non flambement).

➤ Hypothèse de calcul à L'ELU

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est limitée à **3.5‰** en flexion simple et **2‰** en compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à **10 ‰**.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- **Pivot A** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple

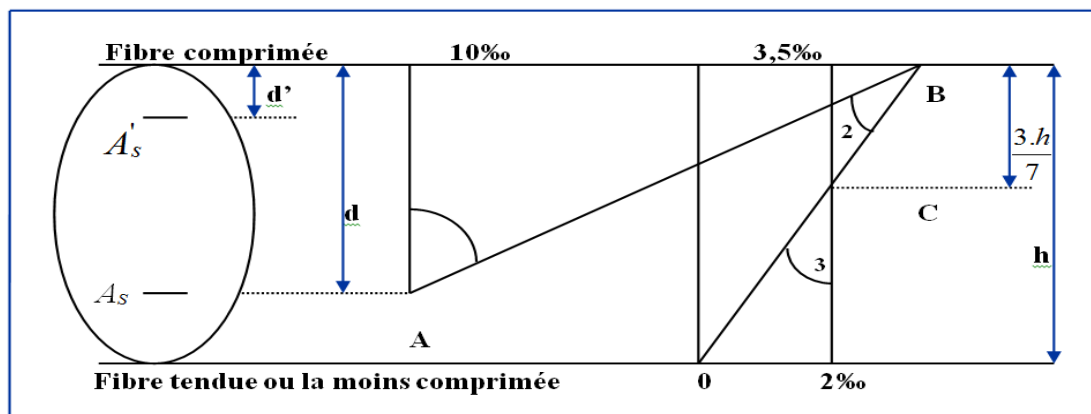


Figure I.4 Diagramme des déformations limites de la section

2. Etat limite de service (ELS) : (BAEL91/ Art 4.2)

C'est l'état dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure. Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il correspond aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures.
- Compression excessive du béton.

- Déformations excessives des éléments porteurs.
- Vibrations excessives et inconfortables
- Pertes d'étanchéité.

➤ Hypothèse de calcul à L'ELS

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention **15 fois** plus grand que celui du béton ($E_s = 15 E_b$; $n = 15$).

$n = E_s / E_b$: coefficient d'équivalence.

I.7.2. Les contraintes limites

I.7.2.1. À l'état limite ultime (ELU)

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \dots \dots \dots \text{(BEAL91.art.A.4.3.41)}$$

Tel que : $\gamma_b =$ Coefficient de sécurité partiel

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \rightarrow \text{en situation durable} \\ 1.15 \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

θ : Est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t \geq 24 \text{ heures} \\ 0,9 & \text{si } 1 \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0,85 & \text{si } t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

On obtient : $f_{be} = 14.17 \text{ MPa}$

I.7.2.2. À l'état limite de service (ELS)

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad \text{(art 4 -5 .2 BAEL91)}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

On obtient : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

I.7.3. Diagramme contraintes déformations

I.7.3.1.À l'état limite ultime (ELU)

La relation contrainte –déformation est illustrée dans le diagramme réel de déformation donné sur la Figure I.11 ce diagramme est constitué :

- D'un tronçon de courbe parabolique et la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique), $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2 \text{‰}$.
- D'une partie rectangle (état plastique), $2 \text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5 \text{‰}$ (compression avec flexion).

ϵ_{bc} : La déformation (raccourcissement) du béton à la compression.

$$\text{Si : } 0 \leq \zeta_{bc} \leq 2\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \left[1 - \left(2 - \frac{\zeta_{bc}}{2} \right)^2 \right]$$

$$\text{Si : } 2\text{‰} \leq \zeta_{bc} \leq 3,5\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

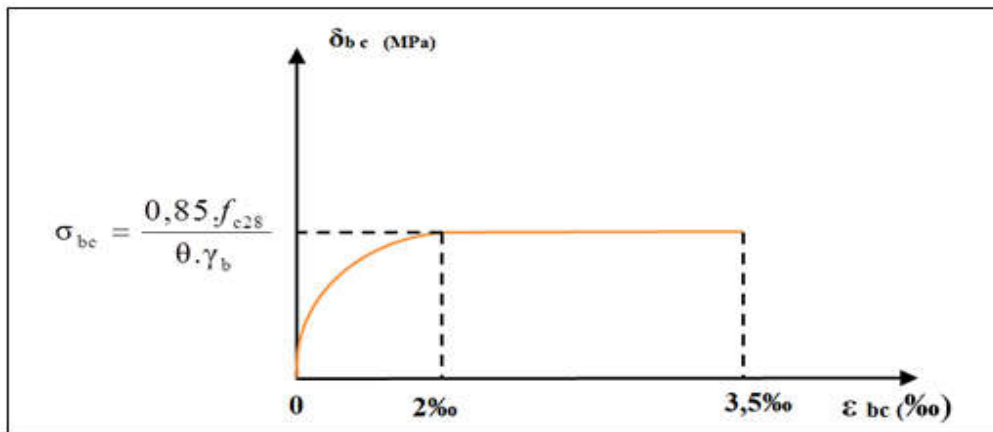


Figure I.5 Diagramme Contraintes - Déformations du béton à l'ELU
(Parabole rectangle)

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié (B.A.E. L91 modifié 99. P81)

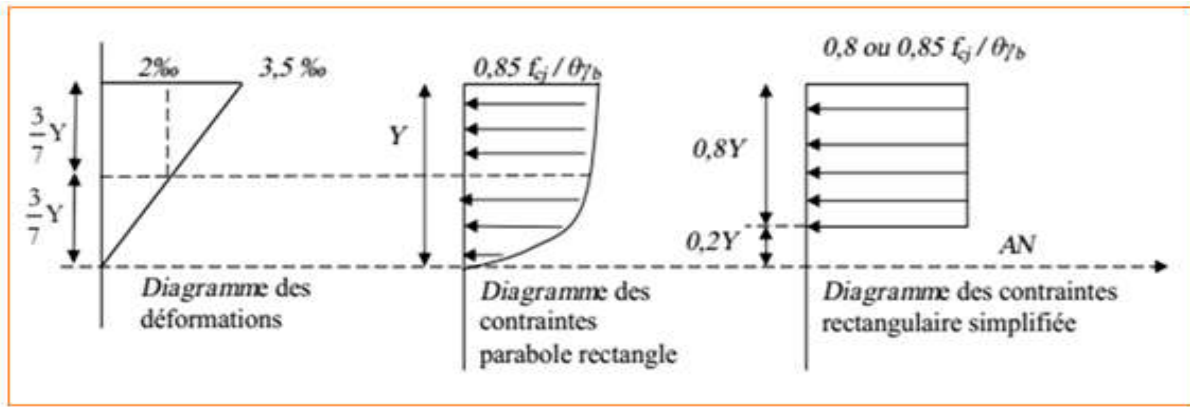


Figure I.6 Diagramme rectangulaire simplifié

- Sur une distance de **0,2 y** compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.
- Sur la distance restante **0,8 y** la contrainte a pour valeur : $\frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$ Pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$\frac{0.8 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$ Pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

I.7.3.2. À l'état limite de service (ELS)

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure suivante :

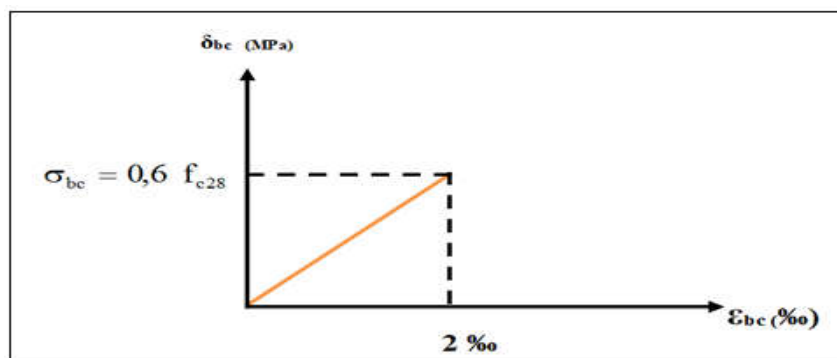


Figure I.7 Diagramme Contraintes-Déformations du béton à l'ELS

I.7.3.3. Contrainte limite ultime de cisaillement

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$v_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \dots \dots \dots \text{(BAEL91/Art5.1, 1)}$$

V_u = valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculé à l'ELU).

b = valeur de la longueur de la section cisailée.

d = Valeur de la hauteur utile ($d = h - c$).

I.7.3.4. Contrainte tangente conventionnelle

La contrainte de cisaillement à L'ELU est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d_{bc}} \quad [\text{MPa}]. \quad \dots\dots\dots (\text{BAEL91 art A. 5.1.21})$$

b_0 : Longueur de la section cisailée.

d_{bc} : Hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

Elle ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \dots\dots\dots \text{Fissuration peu préjudiciable (peu nuisible).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

Dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Fissuration peu préjudiciable.} \\ \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

I.7.4. L'Acier

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, il présente une très bonne résistance à la **traction**, et une bonne résistance à la **compression** dans le cas d'élançements faibles. Mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant la rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

Selon le **RPA99**, les armatures longitudinales pour le béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA) avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$, l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieur ou égale à **5%**.

I.7.4.1. Caractéristiques des aciers

1. Caractéristiques géométriques

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal

Tableau I.1 Valeurs de la section et de poids d'acier selon son diamètre

Ø (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Section (cm ²)	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
Poids (kg/m)	0,222	0,395	0,616	0,888	1,208	1,579	2,466	3,854	6,313	9,864

2. Caractéristiques mécaniques

Fe (résistance caractéristique) = C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de **2‰** (limite d'élasticité garantie) en **MPa**.

Tableau I.2 Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant (étriers, cadres.....etc.)
	F _e E24	235	Épingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant (armatures longitudinales)
	F _e E50	500	Emploi courant (armatures longitudinales)
Fils tréfile HA Type 3	F _e TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de
	F _e TE50	500	Treillis
Fils tréfile lisses Type 4	TL50Φ > 6mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50Φ ≤ 6mm	520	(Dalles de compression).

3. Module d'élasticité

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à : $E_s = 200\ 000$ MPa selon (BAEL 91, art A.2.2, 1).

4. Coefficient de Poisson des aciers

Le coefficient de POISSON (ν) des aciers est pris égal à 0,3.

I.7.4.2. Contraintes limites d'élasticité de l'acier

1. Contrainte limite ultime à l'ELU

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par le BAEL91 (art.A.4.3.2)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Pour notre cas :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \Rightarrow \begin{cases} 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{situations durables.} \\ 400 \text{ MPa} \dots \dots \text{situation accidentelles.} \end{cases}$$

➤ Diagramme contraintes - déformations

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple. Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante

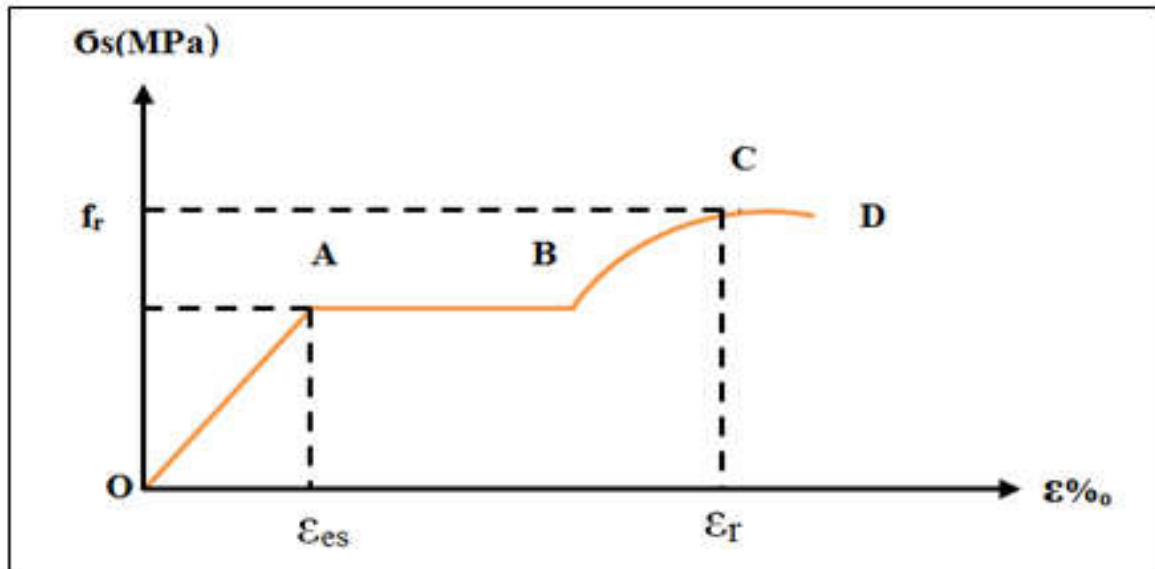


Figure I.8 Diagramme contrainte déformation de l'acier

Avec

f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

2. **Zone OA** : Domaine élastique linéaire.
3. **Zone AB** : Domaine élasto-plastique.
4. **Zone BC** : Domaine de raffermissment.
5. **Zone CD** : Domaine de striction.

Pour les calculs on utilise le diagramme contrainte-déformation de calcul selon (BAEL91/Art 2.2.2) :

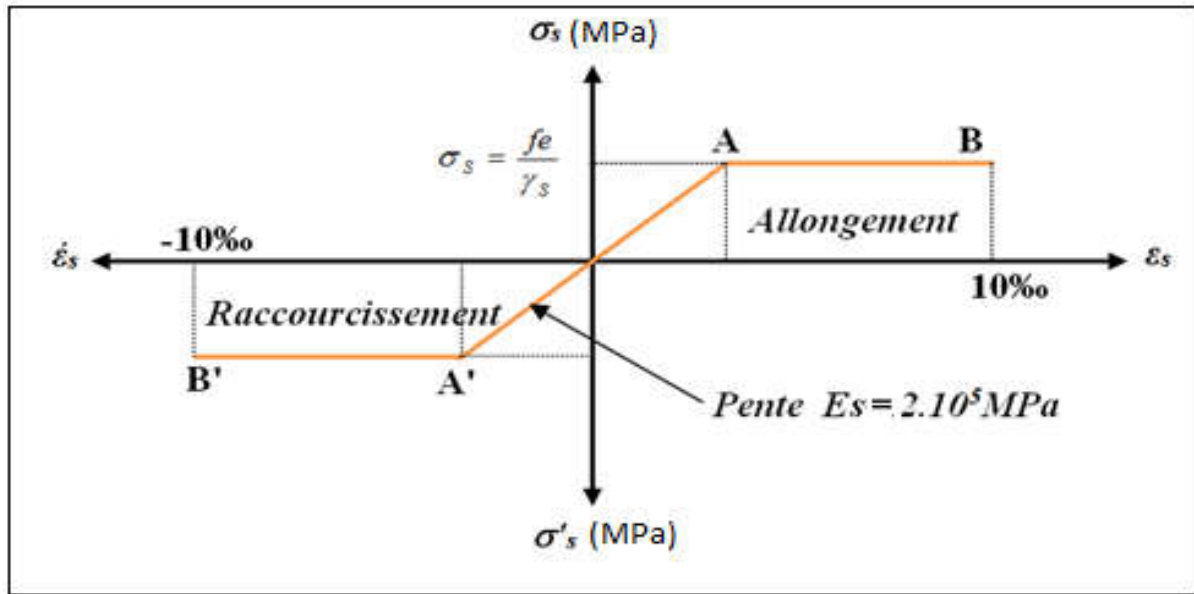


Figure I.9 Diagramme contraintes- déformations de calcul

$$\zeta_L = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 2 \times 10^5} = 1,739 \text{ ‰}.$$

$$\text{Si } \zeta_s < \zeta_L \Rightarrow \sigma_s = \zeta_s \times E_s. \Rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5+1,739} = 0,668 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_L = 0,8 * \alpha_L (1 - 0,4 \alpha_L) = 0,392.$$

5. Contrainte limite de service à l'ELS

Face au risque de corrosion des armatures, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures. D'après les règles **BAEL91 (A.4.5.3)**, on distingue trois cas de fissuration :

➤ **Fissuration peut nuisible : (BAEL91/Art 4.5.3.2)** aucune vérification à faire en dehors de la vérification à l'ELU car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

➤ **Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.3.3)** cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$$

n : coefficient de fissuration.

n=1, 6... Pour les aciers à Haute Adhérence (HA) si $\varnothing \geq 6\text{mm}$

n=1, 3 ... pour les aciers à Haute Adhérence avec $\varnothing < 6\text{mm}$

➤ **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.3.4)** cas d'un milieu agressif où une bonne étanchéité doit être assurée. Dans ce cas la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$$

n=1 Pour les rondes lisse (r.l)

n=1,6 Pour les aciers à Haute Adhérence (HA)

➤ **Protection des armatures : (Art A.7-2.4 BAEL91)**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempérie et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **C ≥ 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3 cm** : les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux. Canal d'eau ...)
- **C ≥ 1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Donc dans notre bâtiment on prend :

I.8. Les actions

Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées ou aux déformations imposées à une construction, l'ouvrage est conçu se trouve dans deux types de situations, à savoir durables et accidentelles, durant lesquelles s'exercent des actions. On distingue :

1. Les actions permanentes (G) : Ce sont des actions dont l'intensité varie très peu dans le temps elles comportent :

- Poids propre des éléments.
- Poussée des terres, etc.

2. Les actions variables (Qi) : Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation et charges appliquées au cours d'exécution.
- Charges climatiques (neige, vent) plus les actions de température, du retrait, etc.

3. Les actions accidentelles (Fa) : Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application : (séisme, explosion...etc.).

I.8.1. Combinaisons d'actions

Les sollicitations de calcul à considérer dans les calculs (moments fléchissant, efforts normaux, efforts tranchants) résultent des combinaisons d'actions définies comme suite :

I.8.2 : Valeurs de calcul des actions : Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable

a) Combinaison d'actions à l'ELU : CBA93 (article : A.3.3.2)

➤ **Situation durable ou transitoire :** On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.5Q_1 + \sum 1,3\psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles**

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + FA + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (I > 1)$$

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b) Combinaison d'action à l'ELS : CBA93 (article : A.3.3.3)

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0.6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

1. Combinaison du BAEL 91

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

2. Combinaisons d'actions données par le RPA99 version 2003

- $G + Q \pm E$ (E : effort de séisme).
- $0,8G \pm E$ (pour les fondations).
- $G + Q \pm 1,2E$ (pour les structures en portiques auto-stables seulement).

Chapitre II

II. Pré dimensionnement des éléments et Descente de charges

II.1. Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du (RPA99/Version 2003), BAEL91 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être modifiés après certaines vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1. Les planchers

II.2.1.1 Planchers à corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$e \geq \frac{\min(l_{x\max}, l_{y\max})}{22,5}$$

Avec :

e : l'épaisseur du plancher.

l : distance maximum entre nus d'appuis

l : $\min(L_{x\max}; L_{y\max}) = \min(430; 385)$

$$e \geq \frac{385}{22,5} = 17,11 \text{ cm}$$

On adopte $e = 20 \text{ cm}$; soit un plancher de (16+4) cm

- 16 cm : hauteur du corps creux.
- 4 cm : épaisseur de la dalle de compression.

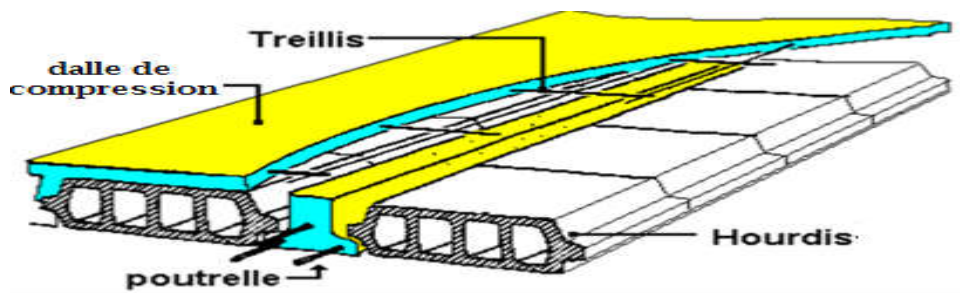


Figure II.1. Schéma d'une dalle à corps creux.

➤ **Pré dimensionnement des poutrelles**

Les poutrelles sont assimilées à une section en T. Ses dimensions sont comme suite.

h_t : La hauteur total du plancher ⇒ **h_t = 20 cm**

L₀ : la distance entre deux parements voisins de deux

Poutrelles (65-12) ⇒ **L₀ = 53cm**

L : la longueur de la plus grande travée ⇒ **L = 430cm**

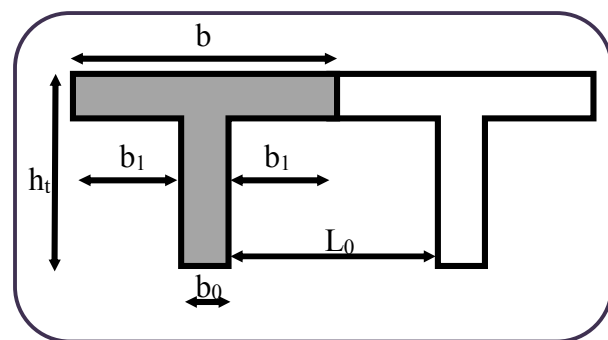
b₀ : largeur de la nervure ⇒ **b₀ = 12cm**

h₀ : L'épaisseur de la dalle de compression ⇒ **h₀ = 4cm**

b : largeur de la dalle de compression ⇒ **b = 2b₁ + b₀**

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_0}{2} \\ \frac{L}{10} \end{array} \right. \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

Donc : **b = 65 cm**



FigureII.2. Schéma d'une poutrelle

II.2.1.2 Planchers à dalle pleine

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles des conditions ci-après :

• **Résistance au feu :**

e = 7 cm pour une heure de coupe-feu.

e = 11 cm pour deux heures de coupe-feu.

On admet que :

e = 11 cm

• **Condition isolation acoustique**

Selon les règles, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à : 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à : **e = 14 cm**

• **Résistance à la flexion**

D'après les règles (BAEL 91), l'épaisseur du plancher doit être calculée selon le critère de rigidité :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \left\{ \begin{array}{l} 0.4 \leq \alpha \leq 1 \text{ plancher porter sur 2 sens} \\ \alpha \leq 0.4 \text{ plancher porter sur 1 seul sens} \end{array} \right.$$

Dalles reposant sur deux appuis : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.

Dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$.

$\alpha = L_x / L_y = 385 / 400 = 0.96$ $0.4 \leq \alpha \leq 1$ plancher porter sur 2 sens

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre appuis a une portée égale à :

$L_x = 4.30$ m .Ceci engendre donc :

$$430 / 50 \leq e \leq 430 / 40 \quad \Rightarrow \quad 8.6 \text{ cm} \leq e \leq 10.7 \text{ cm}$$

On prend : $e = 10 \text{ cm}$

• **Condition de flèche (CBA93 :B65.3).**

Nous devons vérifier que : $F_{\max} \leq \bar{F}$ (\bar{F} : flèche admissible)

$$\bar{F} \leq \frac{L}{500} \quad \text{Si la portée } L \text{ est au plus égale à } 5 \text{ m.}$$

$$\text{Si } \bar{F} \leq \frac{L}{1000} + 0,5 \quad \text{la portée } L \text{ est supérieure à } 5 \text{ m.}$$

Pour ce faire, on considère une bande de dalle de largeur $b = 1 \text{ m}$ avec une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$ (préalablement déterminé).

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par :

$$F_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

Avec :

F_{\max} : Flèche maximale du plancher.

L : Portée du panneau $L = 4.30 \text{ m}$

e : Epaisseur du plancher.

q : Charge uniformément répartie déterminé à l'E L S.

E : Module d'élasticité différée du béton.

$$I : \text{Moment d'inertie de la section} \quad I = \frac{be^3}{12} = \frac{1 \times 0.15^3}{12} = 2.8125 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\bar{F} \leq \frac{L}{500} = 0.86 \text{ cm} \quad E = 321642 \cdot 10^4 \text{ Kg/m}^2$$

Les charges revenant à celle-ci sont les suivantes : (Plancher le plus chargé).

Charge permanente : $G = 517 \text{ Kg/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 500 \text{ Kg/m}^2$

$$q = (G + Q) \times b \quad \Rightarrow \quad q = 1017 \text{ Kg/m}$$

$$F_{\max} = \frac{5 q L^4}{384 EI} = 0.6 \text{ cm} \leq 1.00 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \sqrt[3]{\frac{30000 q L^3}{384 E b}} \geq 14.56 \text{ cm}$$

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$$e \geq \text{Max} (11\text{cm}, 14\text{cm}, 10\text{cm}, 14.56\text{cm})$$

Alors on adopte : **e = 15 cm**

II.2.2 L'acrotère

➤ Définition

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.

• Dimensionnement

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03) / 2$$

$$S = 0.069 \text{ m}^2$$

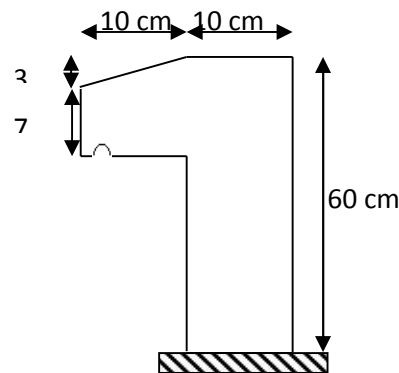


Figure II.3. Schéma d'une Acrotère

II.2.3 Les balcons

• Balcon (dalle pleine)

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il a travaillé comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur de la dalle de balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L: \text{ largeur de balcon}$$

On a trois types de balcons

$$L = 140 \text{ cm}$$

$$e \geq 140 / 10 \quad \text{on opte pour} \quad e = 15 \text{ cm}$$

• Balcon (dalle corps creux)

Le balcon est constitué d'une dalle corps creux ; l'épaisseur de la dalle : **e = 20 cm**

II.2.4 Les escaliers

➤ **Définition**

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place

• **Terminologie**

- (1) e : (Epaisseur du palier de repos)
- (2) L₀ : (Longueur projeté de la paillasse)
- (3) g : (Giron) largeur de la marche.
- (4) h : (Hauteur de la contre marche)
- (5) H : (hauteur d'une volée)
- (6) α : (Inclinaison de la paillasse)
- (7) E : (Emmarchement)
- (8) L' : (longueur réel de l'escalier)
- (9) L : (longueur réel de la volée)

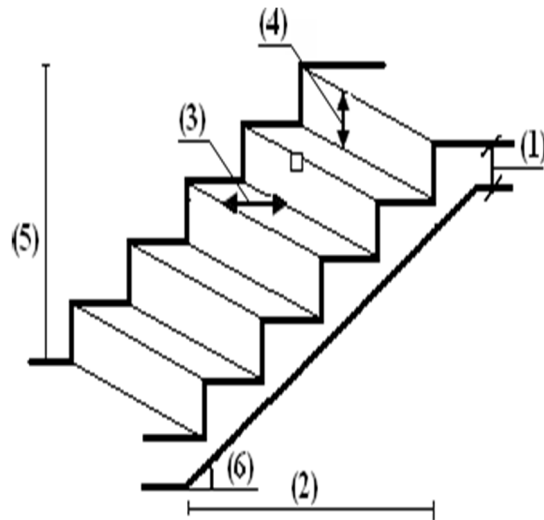


Figure II.4. Schéma terminologie d'escalier

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier :

Escaliers droits à deux volées, du sous-sol jusqu'au dernier étage

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$0.60m \leq g + 2h \leq 0.64m$$

On prend $g + 2h = 64$ (1)

Or: $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

En remplace dans (1) $64n^2 - (L + 2H + 64)n + 2H = 0$ (2)

n : Nombre de contre marche et n-1: Nombre de marches

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par $\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$

• **Escalier sous-sol**

$$L = \sqrt{1.87^2 + 2.30^2} = 2.96m$$

Epaisseur de paillasse ²

$$\Rightarrow \frac{446.42}{30} \leq e \leq \frac{446.42}{20} \Rightarrow 14.88cm \leq e \leq 22.32cm$$

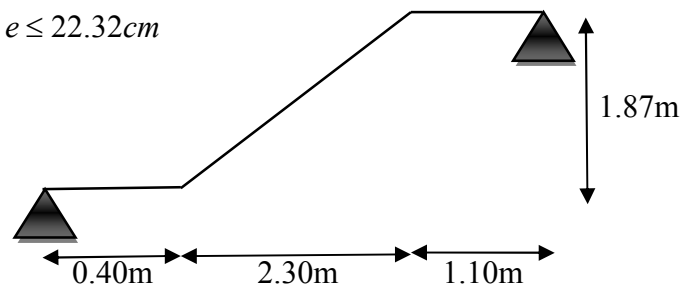


Figure II.5. Schéma d'escalier s.sol

- $e \geq 11cm$ pour deux heures de coupe-feu.

On prend : $e = 16 cm$

D'après la relation de **Blondel** on a : $64n^2 \square 668n \square 374 \square 0$

En trouve $n=10$ nombre de contre marche et $(n-1)= 10$ nombre de marche

Donc $g = \frac{230}{10-1} = 25.55 cm$; $h = \frac{187}{10} = 18.7 cm$

$$tg\alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{1.87}{2.30} = 0,813 \Rightarrow \alpha = 39.11^\circ$$

- Pour l'étage de RDC

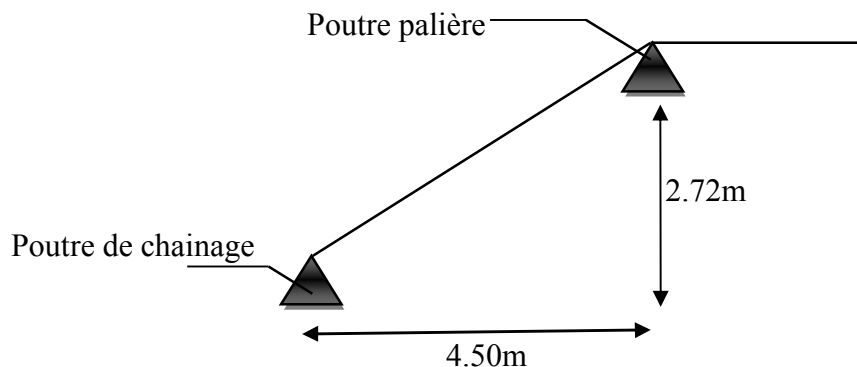


Figure II.6. Schéma de la 1^{ère} volée de RDC

- 1^{er} volée RDC

$H = 2.72m$ et $L_0 = 4.50m$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{2.72^2 + 4.50^2} = 5.25m \Rightarrow L' = L = 5.25m$$

Epaisseur du paillasse

$$\Rightarrow \frac{525}{30} \leq e \leq \frac{525}{20} \Rightarrow 17.5cm \leq e \leq 26.25cm$$

Donc on prend : $e = 18cm$.

On prend $h = 17cm$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{272}{17} = 16$$

Avec $n=16$ nombre de contre marche et $(n-1)= 15$ nombre de marche D'après la relation de **Blondel** on à :

$$g + 2h \leq 65 \text{ donc : } g + 2 \times 17 \leq 65 \rightarrow g \leq 31 \text{ cm} \rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{272}{450} = 0,604 \Rightarrow \alpha = 31.15^\circ$$

• **2^{ème} volée RDC**

$$H=1.7\text{m} ; L_0= 3.55\text{m}$$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{1.7^2 + 3.55^2} = 3.936 \text{ m} \Rightarrow L = L' = 3.93 \text{ m}$$

Epaisseur du paillasse

$$\Rightarrow \frac{393.6}{30} \leq e \leq \frac{393.6}{20} \Rightarrow 13.12 \text{ cm} \leq e \leq 19.68 \text{ cm}$$

On prend : $e = 16 \text{ cm}$

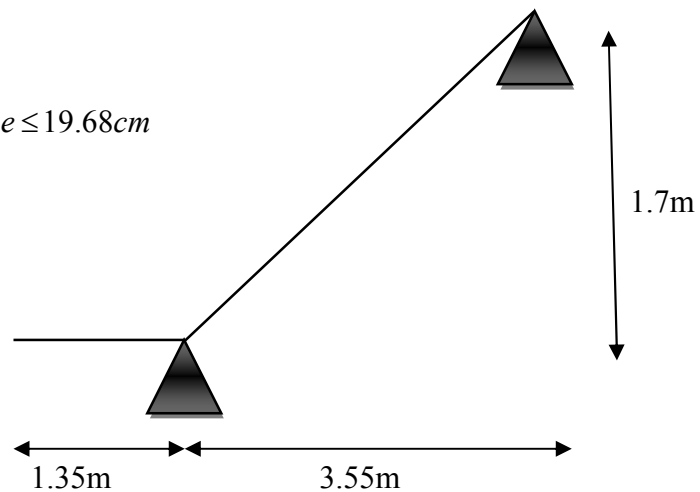


Figure II.7. Schéma statique de la 2^{ème} volée

Calcul g et h ;

D'après la relation de **BLONDEL** on à

$$64n^2 - 759n + 340 = 0$$

En trouve $n=12$ nombre de contre marche et $(n-1)=11$ nombre de marche

$$g = \frac{355}{12 - 1} = 32.2 \text{ cm} ; h = \frac{170}{12} = 14.16 \text{ cm}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{1.70}{3.55} = 0,478 \Rightarrow \alpha = 25.58^\circ$$

• Pour l'escalier étages courants

$$H = 1.53\text{m} \quad \text{et} \quad L_0 = 2.40\text{m}$$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 2.84\text{m}$$

$$L' = 3.99\text{m}$$

Epaisseur du paillasse

$$\Rightarrow \frac{399}{30} \leq e \leq \frac{399}{20} \Rightarrow 13.3\text{cm} \leq e \leq 19.95\text{cm}$$

On prend : $e = 16\text{cm}$

On remplace g et h dans l'équation (1)

$$g + 2h \frac{L_0}{n-1} = \frac{2H}{n} = 64\text{cm} \Rightarrow 64n^2 - 610n + 306 = 0 \Rightarrow n = 9$$

Donc on obtient pour g et h les valeurs suivantes :

$$g = \frac{240}{9-1} = 30\text{cm} ; \quad h = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{153}{240} = 0,637 \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

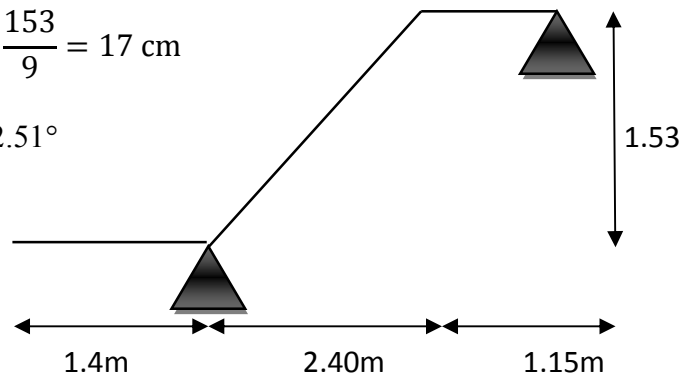


Figure II.8. Schéma statique de volée étage courant2

II.2.5. Pré dimensionnement des poutres

En construction, il existe plusieurs types de poutres de point de vue section. Pour les bâtiments d'habitation on adopte des sections régulières (rectangulaire ; carrée)

Le pré dimensionnement de ces poutres est basé sur le critère suivant :

• Critère de rigidité (flèche) Selon les règles de BAEL91

Pour ne pas compliquer les calculs et rester dans le domaine de la théorie de la poutre on donne la recommandation suivante :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0.3 h \leq b \leq 0.7 h$$

L : portée libre de la poutre.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

• Conditions imposées par (Art 7-5-1 RPA 99)

$b \geq 20 \text{ cm}$ et $h \geq 30 \text{ cm}$

$h/b \leq 4$

$b_{\text{max}} = 1,5.h_1 + b_1$

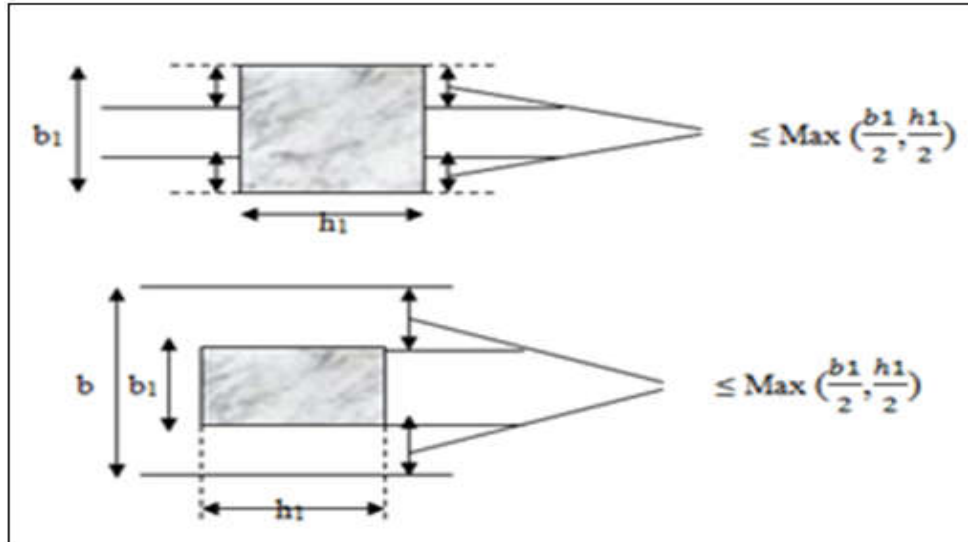


Figure II.9. Dimensions à respecter pour les poutres

• Critère de rigidité

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

• Les poutres principales (porteuses)

$L = 4.30 \text{ m}$

$\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \Rightarrow 28.67 \leq h \leq 43$ on prend $h = 45 \text{ cm}$

$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5$ on prend $b = 30 \text{ cm}$

Vérifications relatives aux exigences du (Art 7-5-1 RPA 99)

- $45 > 30 \text{ cm}$ (cv)
- $30 > 20 \text{ cm}$ (cv)
- $1.6 < 4$ (cv)

• Les poutres secondaires (non porteuses)

Elles sont conçues pour le contreventement du bâtiment ; elles jouent un rôle de chaînage.

$L = 3.85 \text{ m}$

$\frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10} \Rightarrow 25.66 \leq h \leq 38.5$ on prend $h = 40 \text{ cm}$

$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \Rightarrow 12 \leq b \leq 28$ on prend $b = 30 \text{ cm}$

Vérifications relatives aux exigences du (Art 7-5-1 RPA 99)

- $40 > 30$ cm (cv)
- $30 > 20$ cm (cv)
- $1.4 < 4$ (cv)

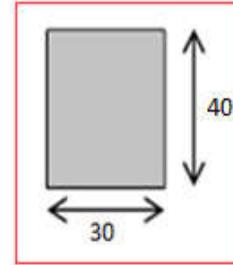
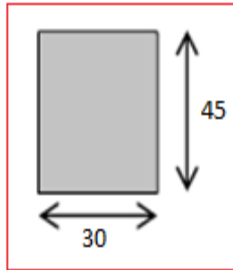


Figure II.10. Poutres PP (30x45 cm²)

Figure II.11. Poutres PS (30x40 cm²)

II.2.6 Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré-dimensionnement est justifié par **l'article 7.7.1 du RPA99**. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations. D'après le **RPA99V2003 article 7.7.1**« les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. ».Où **L** et **e** sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique les figures ci-après

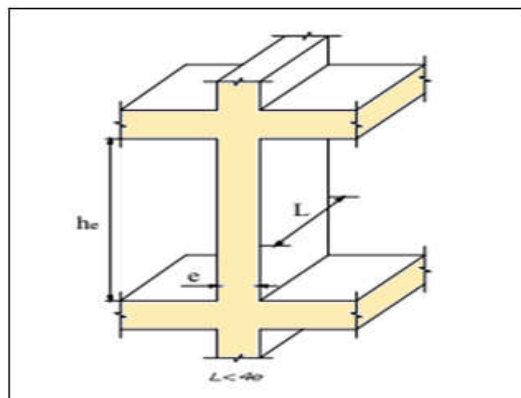


Figure II.12. Coupe de voile en élévation

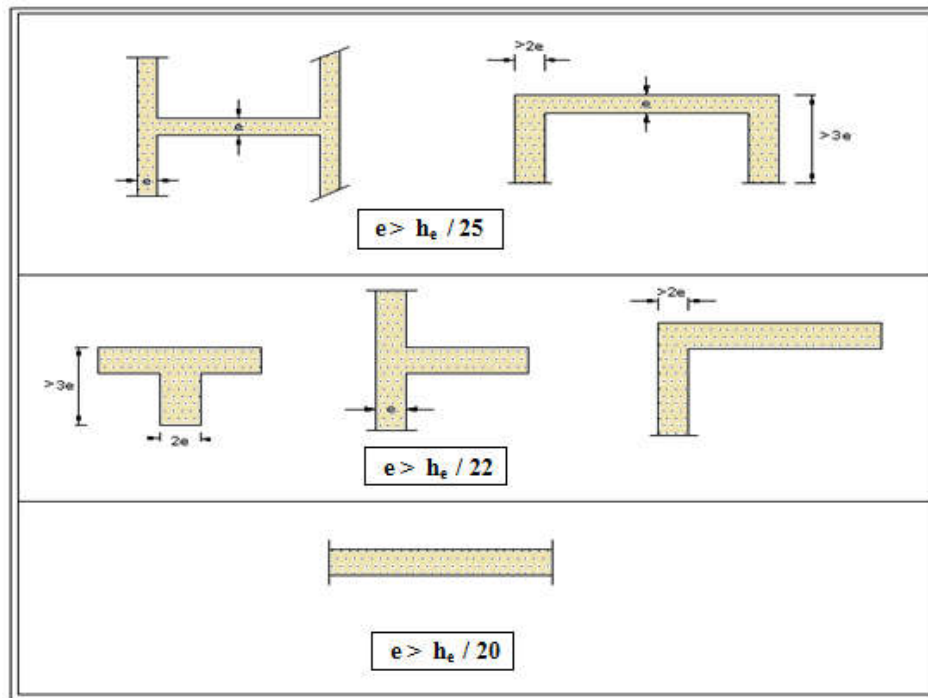


Figure II.13. Coupe de voile en plan.

- **Calcul de l'épaisseur (e) :** Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article (7.7.1 de RPA99) $e_{min} = 15cm.$

A partir de la hauteur d'étage et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

- Pour sous-sol : $he = 3.74 - 0.2 = 3.54 m$

$$e \geq \max \left(e_{min}, \frac{he}{25}, \frac{he}{22}, \frac{he}{20} \right)$$

$$e \geq \max (15, 14.1, 16.09, 17.7) \Rightarrow e = 25cm$$

- Pour RDC : $he = 4.42 - 0.20 = 4.22 m$

$$e \geq \max \left(e_{min}, \frac{he}{22}, \frac{he}{20} \right)$$

$$e \geq \max (15, 19.18, 21.1) \Rightarrow e = 25 cm$$

- Pour l'étage courant : $he = 3.06 - 0.20 = 2.86 m$

$$e \geq \max \left(e_{min}, \frac{he}{22}, \frac{he}{20} \right)$$

$$e \geq \max (15, 13, 14.3) \Rightarrow e = 20 cm$$

II.3 Evaluation des charges et des surcharges

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

▪ **Terrasse inaccessible**

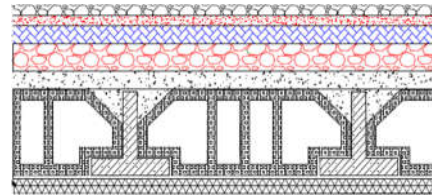
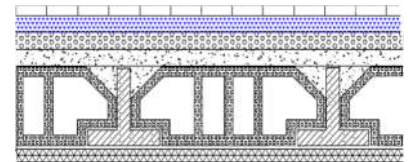


Tableau II.1. Charge permanente totale sur le plancher terrasse inaccessible

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1-Protection en gravillon	20	0.05	1
2-Etanchéité multicouche	12	0.02	0.24
3-Forme de pente	22	0.12	2.64
4-Isolation thermique	4	0.04	0.16
5-Dalle de compression+corps creux	14	0.16 +0.0 4	2.85
6-Par vapeur	1	0.01	0.01
7-Papier kraft	/	2 feuilles	0.5
8-Enduit plâtre	10	0.02	0.2
		Total	G = 7.60 KN/m²

▪ **Charges d'exploitation** $Q = 1 \text{ KN/m}^2$



▪ **Plancher des étages courants**

➤ **Tableau II.2** .Charge permanente totale sur le plancher étage courant

Désignation	P. volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Plancher en corps creux	14	0.2	2.85
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
Cloison de séparation		/	1
		Total	G = 5.21 KN/m²

▪ **Charges d'exploitation :** $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$ (pour les étages courants)

▪ **Plancher de RDC (usage commercial)**

Tableau II.3. Charge permanente totale sur une dalle pleine

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable.	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
		Total	G = 5.27 KN/m²

Charges d'exploitation : Q = 5 KN/m² (pour RDC commercial)

▪ **Acrotère**

Tableau II.4 : Charges et surcharges de l'acrotère

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment KN/ml	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.069	0.069*25=1.725	0.03*0.6* 20 = 0.36	2.085	1

Escaliers de sous-sol :

Tableau II.5.Charge permanente totale et surcharge de la volée d'escalier s.sol

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids "G"(KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44
Revêtement en carrelage vertical	0.013	22	0.286
Matière de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marches	0.18/ 2	22	1.98
Paillasse	0.16/cos(α)	25	5.155
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
ΣG		8.82	

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 8.82 \text{ KN/m}^2$.
- D'après le **DTR BC 2.2** la charge d'exploitation est : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.
- **Palier : on à la même charge et surcharge pour tous les paliers de notre bâtiment**

Tableau II.6. Charge permanente totale et surcharge des paliers d'escalier du bâtiment

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.16	25	4
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
ΣG		5.4	

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 5.4 \text{ KN/m}^2$, et $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.
- **Pour l'escalier de RDC**
 - **Volée 1**

Tableau II.7. Charge permanente totale et surcharge de la 1^{ère} volée du RDC.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44
Revêtement en carrelage vertical	0.013	22	0.286
Matière de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marches	0.17/ 2	22	1.87
Paillasse	0.18/cos(α)	25	5.258
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
ΣG		8.814	

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 8.814 \text{ KN/m}^2$.
- D'après le **DTR BC 2.2** la charge d'exploitation est : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Volée 2**

Tableau II.8. Charge permanente totale et surcharge de la 2^{ème} volée du RDC.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids "G"(KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44
Revêtement en carrelage vertical	0.013	22	0.286
Matière de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marches	0.17/ 2	22	1.87
Paillasse	0.16/cos(α)	25	4.43
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Σ G		7.986	

La charge permanente totale est estimée à : **G = 7.986 KN/m²**, et **Q = 2,5 KN/m²**

▪ **La volée**

Tableau II.9. Charge permanente totale et surcharge de la volée de d'étage courant

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité " γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement horizontale	0.02	20	0.40
2	Revêtement verticale	0.013	20	0.26
3	Matière de pose	0.02	20	0.40
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Marches	0.17 (1/2)	22	1.87
6	Paillasse	0.16/cos α	25	4.74
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Σ G		8.23		

- La charge permanente totale pour l'étage courant est estimée à : **G = 8.23 KN/m²**.
- **D'après le DTR BC 2.2 (Art 7-2-1)** la surcharge d'exploitation pour un escalier a usage d'habitation est: **Q = 2.5 KN/m²**.

▪ **Balcons**

▪ **Balcon en dalle pleine**

Tableau II.10. Charge permanente totale d'un balcon en dalle pleine

Désignation	P. volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.01	0.18
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Revêtement en ciment	20	0.02	0.4
Garde-corps métallique	/	/	0.15
Total			G = 5.32 KN/m²

▪ **Charges d'exploitation** **Q = 3.5 KN/m²**

▪ **Murs extérieures**

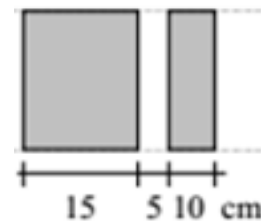


Tableau II.11. Charge permanente totale sur un mur extérieur

N°	Description	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	20	0.40
2	Brique creuse	0.15	09	1.35
3	Ame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	09	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
ΣG	2.85			

▪ La charge permanente totale est estimée à : **G = 2.85 KN/m²**

▪ **Murs interieures**

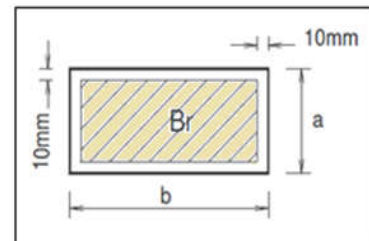
Tableau II.12. Charge permanente totale sur un mur intérieur

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
		Total	1.46 KN/m²

La charge permanente totale est estimée à : **G = 1.46 KN/m²**

II.3.1 Pré- dimensionnement des poteaux

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite. En enlevant une bande de largeur de «**1cm**» sur toute la périphérie de la section droite afin de tenir compte de la ségrégation du béton.



▪ **Principe**

Le calcul de la section du béton sera fait en compression simple, uniquement basé sur la descente des charges, et les étapes de calcul sont comme suite:

- On considère les 3 différents poteaux (central, de rive et d'angle) les plus sollicités.
- On cherche les surfaces reprises par chaque poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent à chaque poteau.

Le calcul sera fait à L'ELU (**Pratique du BAEL 91**) et la vérification sera faite selon le (**RPA99/V2003**).

➤ **BAEL 91**

Le pré dimensionnement des poteaux s'effectue à l'ELU sous charges verticales engendrant une compression centrée :

$$Nu = \alpha \times \left(\frac{Br \times fc_{28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \times \frac{Fe}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

Br : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : résistance a la compression de béton.

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

$$\left\{ \begin{array}{l} Br = (b - 0,02) \times (a - 0,02) \quad \text{pour une section rectangulaire.} \\ Br = (a - 0,02)^2 \quad \text{pour une section carrée.} \\ \gamma_b : 1,5. \end{array} \right.$$

$$\gamma_s = 1,15.$$

α: coefficient qui est fonction de l'élancement géométrique λ

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50. \Rightarrow \alpha = 0,85 / \beta \\ \text{Avec : } \beta = 1 + 0,2 (\lambda / 35)^2 \\ \alpha = 0,6 \cdot \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Puisque la structure est implantée dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa);

Le % min(A)=0,8% de la section du béton (Selon l'article 7.4.2.1 du RPA 2003). ⇒

$$\frac{A}{B} = 0.008 \approx \frac{A}{Br} \quad \text{et donc } A = 0.008 B$$

En remplaçant dans la formule on obtient

$$B_r \geq \frac{1,35 \beta \cdot Nu}{0,008 f_e + 0,85 f_{c28}} \quad \text{Avec : } \beta = 1 + \frac{0,163 (\lambda)^2}{1000}$$

$$\text{Pour éviter le flambement on prend } \lambda = 35 \Rightarrow \beta = 1 + \frac{0,163 \times (35)^2}{1000}$$

$$\Rightarrow \beta \approx 1.2$$

$$B_r \geq 0,064 * Nu$$

$$a = \sqrt{B_r} + 0.02$$

➤ **Le minimum requis par (RPA99/V2003)**

Pour une zone sismique (IIa) on doit avoir au minimum:

- Min (a, b) ≥ 25cm
- Min (a, b) ≥ h_e / 20
- 1/4 < a / b < 4

avec : **(a ; b)** : dimension de la section de poteau.

h_e : la hauteur d'étage.

➤ **Vérification (solicitation normale)**

L'art (7.4.3.1) du RPA 99 outre les vérifications prescrit par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normale de compression de calcule est limité par la condition suivante :

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

Où

- N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_c : c'est l'aire (section brute) de cette dernière.
- f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

➤ **Poteau voisin de rive**

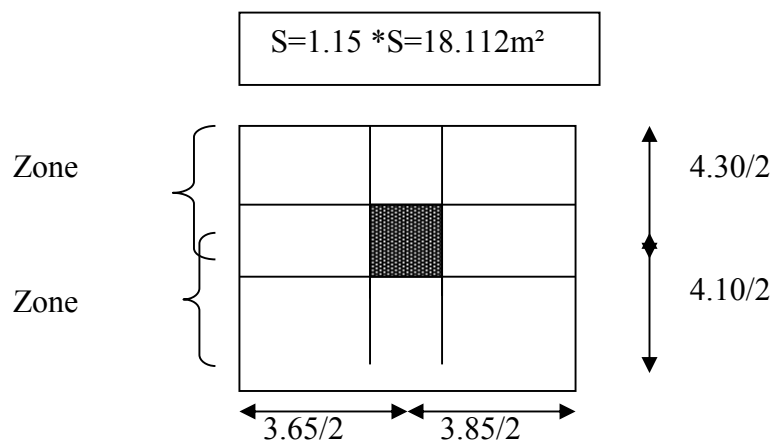
Calcul de N_u

Les charges permanentes seront majorées de 10% pour tenir compte le poids propres des poteaux et des poutres.

La surface portée par le poteau voisin de rive :

$$S = \left(\frac{4.30}{2} + \frac{4.10}{2} \right) * \left(\frac{3.85}{2} + \frac{3.65}{2} \right) = 15.75m^2$$

On doit majorée la surface avec 15%



- Calcul du démentions des poteaux
- Poteau voisin de rive

Tableau II.13 Calcul du démentions des poteaux (Poteau voisin de rive)

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Q maj (KN/m ²)	G maj. (KN/m ²)	Nu(KN/m ²)	Nu (KN)	Nu cumule(KN)	Br (cm ²)	A (cm)	Le choix
Terrasse	7.60	1	1	8.36	12.28	222.42	/	/	/	/
N 11	5.21	1.5	1.5	5.74	9.99	180.94	222.42	142.34	13.93	35x40
N 10	5.21	1.5	1.35	5.74	9.77	176.95	403.36	258.15	18.06	35x40
N 9	5.21	1.5	1.27	5.74	9.68	175.34	580.01	371.20	21.26	35x40
N 8	5.21	1.5	1.2	5.74	9.65	174.78	755.35	483.42	23.98	35x40
N 7	5.21	1.5	1.125	5.74	9.44	170.98	930.13	595.28	26.39	40x45
N 6	5.21	1.5	1.05	5.74	9.32	168.81	1101.11	704.71	28.54	40x45
N 5	5.21	1.5	0.9	5.74	9.09	164.65	1269.92	812.74	30.50	40x45
N 4	5.21	1.5	1.5	5.74	9.99	180.94	1434.57	918.12	32.30	40x45
N 3	5.21	1.5	1.5	5.74	9.99	180.94	1615.51	1033.39	34.14	45x50
N 2	5.21	1.5	1.5	5.74	9.99	180.94	1796.45	1149.7	35.90	45x50
N 1	5.21	1.5	1.5	5.74	9.99	180.94	2158.33	1381.33	39.16	45x50
RDC	5.27	5.11	5	5.62	15.08	273.49	2339.27	1497.13	40.69	50x55
Sous-sol	/	/	/	/	/	/	2612.76	1672.16	42.89	50x55

II.3.1 Vérification des sections

➤ **Vérification de l’RPA**

L’article 7.4.1 du RPA 99 exige que les dimensions des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour la zone IIa on a : (b₁, h₁, h_e : les dimensions du poteau)

- Min (b₁, h₁) ≥ 25 cm
- Min (b₁, h₁) ≥ h_e/20
- 1/4 < b₁/h₁ < 4

Tableau II.14 Vérification des conditions l’RPA (Poteaux)

Conditions	50x55	45x50	40x45	35x40	
Min (b₁, h₁)	50	45	40	35	cv
h_e/20	20.4	17	15.3	15.3	cv
b₁/h₁	0.9	0.9	0.9	0.9	cv

D’après l’article 7.4.1 de RPA 99, il est recommandé de donner aux poteaux d’angles et de rives des sections comparables à celle de poteaux centraux; pour leur conférer une meilleur résistance aux sollicitations sismiques.

➤ **Vérification au flambement**

On vérifier que $\lambda = \frac{L_f}{i} < 35$

Pour un palier de bâtiment à étages multiples on a : L_f= 0,7 L

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \cdot h}} \text{ Avec } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{h^4}{12} \Rightarrow i = \frac{h}{\sqrt{12}} \text{ donc } \lambda = \frac{l_f}{h} \cdot \sqrt{12}$$

Tableau II.15 Vérification du flambement (Poteaux)

Section (cm ²)	L _f	i	λ	
50x55	309.4	15.87	19.48	cv
45x50	214.2	14.43	14.84	cv
40x45	214.2	12.99	16.48	cv
35x40	214.2	11.54	18.55	cv

Chapitre III

III. Calcul des éléments secondaires

III.1. Etude de l’acrotère

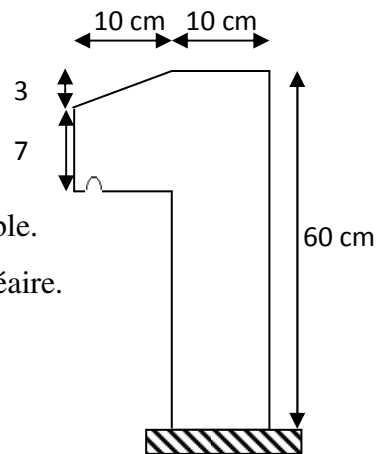
L’acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasses, destiné à assurer la sécurité des personnes contre la chute et d’éviter le ruissellement d’eau sur la façade, il sert aussi à l’accrochage du matériel des travaux d’entretiens des bâtiments.

Il est considéré comme une console encastree à sa base, due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d’un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1kN/ml$.
- Une force latérale due à l’effet sismique F_p .

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d’encastrement pour une bande de **1m** linéaire.

L’acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l’ELU, et à l’ELS.



III.1.1. Hypothèses de calcul

- L’acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande d’un mètre linéaire.

Figure III.1. Coupe transversale de l’acrotère

III.1.2. Évaluation des charges et surcharges

Tableau III.1 : Charges et surcharges.

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment KN/ml	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.069	$0.069 \times 25 = 1.725$	$0.03 \times 0.6 \times 20 = 0.36$	2.085	1

➤ **Vérification au séisme**

D’après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l’action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

F_p : Une force horizontale due au séisme

- ✓ **A** : Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone sismique (zone IIa) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2)
- ✓ **C_p** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tab. 6.1** du **RPA99**).
- ✓ **W_p** : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : - Zone II_a (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2,085 \text{ KN / ml}. \end{cases}$$

$$F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 2,085 \Rightarrow F_p = 1 \text{KN}$$

III.1.3. Calcul des sollicitations

A. Calcul du centre de pression

$$x_c = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i}, y_c = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i} \quad \sum A_i = S$$

A.N:

$$x_c = \frac{0,6 * 0,1 * (0,1/2) + 0,07 * 0,1 * (0,1 + 0,1/2) + 0,5 * 0,1 * 0,03 * (0,1 + 0,1/3)}{0,069}$$

$$x_c = 0,0616 \text{ m}$$

$$y_c = 0,327 \text{ m}$$

B. Moment engendré par les efforts normaux

$$N_G = 2,085 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1 \text{KN / ml} \Rightarrow M_Q = 1 * 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{KN .m.}$$

$$F_p = 1 \text{KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p * y_c = 1 * 0,327 \Rightarrow M_{F_p} = 0,327 \text{KN .m.}$$

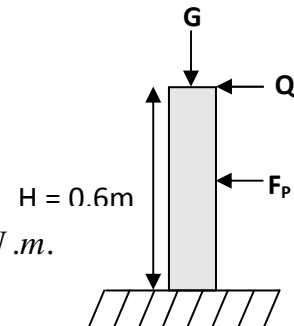


Figure III.2 : Les Sollicitations sur l'acrotère

La section dangereuse se situe à l'encastrement

Tableau III.2: Différentes combinaisons à utiliser.

Sollicitation	RPA 99/2003	ELU	ELS
		G + Q + F _p	1,35*G + 1,5*Q
N (KN)	2.085	2,81	2,085
M (KN)	0.927	0,9	0,6

III.1.4. Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.927}{2.085} = 0.44 \text{ m} \\ \frac{H}{6} &= 0.016 \text{ m} \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$e_2 = e_1 + e_a$; Tel que e_a : Excentricité additionnelle.

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max(2\text{cm}; \frac{l}{250}) = \max(2\text{cm}; \frac{60}{250}) = 2\text{cm}$$

$$d'où : e_2 = 0.44 + 0.02 = 0.46\text{m}$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 * l_f^2 * (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h} \dots\dots\dots \text{BAEL91}$$

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 * (2 * 0.6)^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0.1} = 0.864\text{cm.}$$

$$d'où : e_t = e_2 + e_3 = 46 + 0.864 = 46.864\text{cm.}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 2.085 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_U = N_U * e_t = 2.085 * 0.46864 = 0,98 \text{ KN.}$$

III.1.5. Ferrailage

A. ELU $h = 10 \text{ cm}; d = 8 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la

flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_{uG} + N_u * (d - \frac{h}{2})$

- ✓ M_{UG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.
- ✓ M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature

$$\Rightarrow M_{uA} = 0.98 + 2.085 * (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 1.042 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1.042 * 10^{-3}}{1 * 0.08^2 * 14.2} = 0.0114 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E 400)$$

d'où : $A's = 0$.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0143$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.0795$$

$$A_{Ls} = \frac{M_{uA}}{z * f_{st}} = \frac{1.042 * 10^{-3}}{0.0795 * 348} = 0.3766 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{Ls} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.3766 * 10^{-4} - \frac{2.085 * 10^{-3}}{348} = 0.3166 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.08 * \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ on adopte $A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 (1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}).$$

- **Espacement**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartition : $S_t \leq 60/4 = 15 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0.13 * f_{c28}, 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(3.25, 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 3.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1.5 * (F_p + Q) = 1.5 * 2 = 3 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{3 * 10^{-3}}{1 * 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0,0375 \text{ MPa} .$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

- **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 * d * \sum \mu_i}; \sum \mu_i: \text{ La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n * \pi * \phi = 4 * \pi * 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{3000}{0.9 * 0.08 * 7.54 * 10^{-2}} = 0.552 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 * \psi_s^2 * f_{c28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

B. ELS : (vérification des contraintes)

$$d = 0.08 \text{ m ;}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante

✓ Position de l'axe neutre

$$C = d - e_A ;$$

Tel que e_1 : distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.085} = 0.2877 \text{ m} < h/2 = 0.3 \text{ m}$$

$\Rightarrow c = 0.08 - 0.2877 = -0.2077 \text{ m} (C < 0 \text{ et } y_c > 0) \rightarrow C$ à l'extérieur de la section.

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

Tel que :

$$p = -3 * c^2 + (d - c) * \frac{90 * A_s}{b}.$$

$$q = -2 * c^3 - (d - c)^2 * \frac{90 * A_s}{b}.$$

$$\begin{cases} P = -3 * 0.2077^2 + (0.08 - 0.2077) * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = -0.1297 \text{ m}^2 \\ q = -3 * 0.2077^3 + (0.08 - 0.2077)^2 * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = 0.0164 \text{ m}^3 \end{cases}$$

Par itération $y_c = 0.25 \text{ m}$; Donc : $y = 0.0423 \text{ m}$

✓ Calcul des contraintes

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 7.81 * 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y = 0.113 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 * N_{ser}}{\mu_t} * (d - y) = 1.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

III.7.6. Schéma de Ferrailage

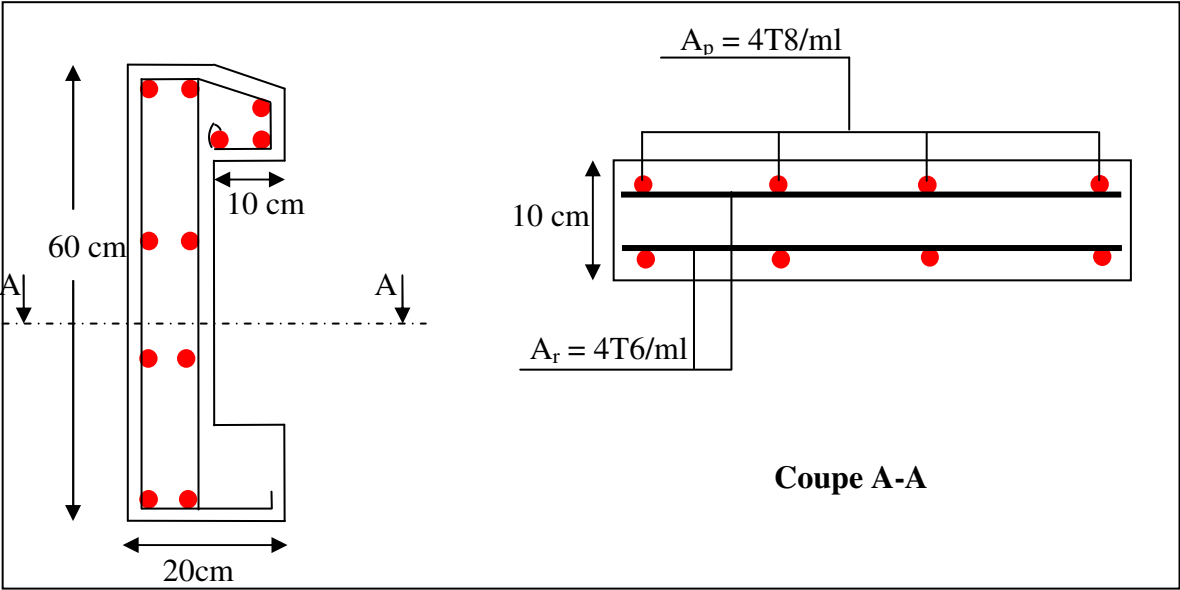


Figure III.3: Schema de ferrailage de l'acrotère

III.2.1-Les planchers

➤ Calcul des Planchers à corps creux

➤ Définition

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, permettant la séparation entre les niveaux successifs, et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment. Sont des éléments porteurs. Ils ont pour rôle de :

- Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Dans notre projet on a les deux types, des planchers en corps creux, ce type est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et élément de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$, le tout surmonté d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur. Elle est armée d'un quadrillage d'armatures (Treillis soudés) ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
- Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

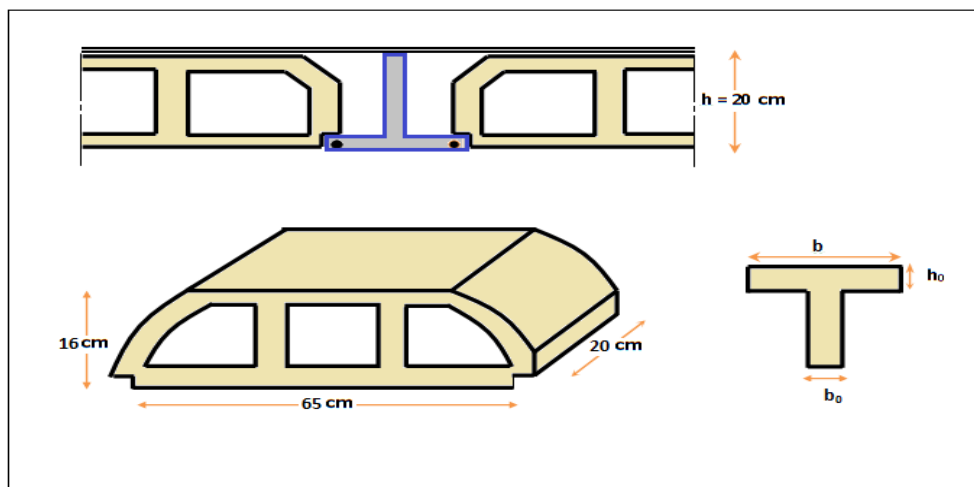


Figure III.4 Schéma coupe verticale de plancher

III.2.2 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

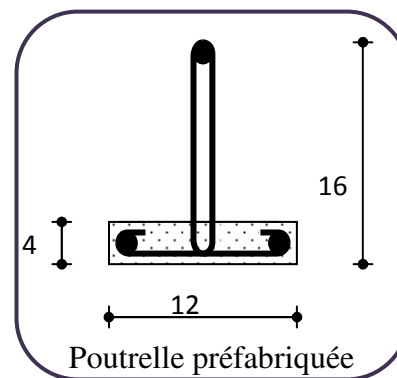
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

Le calcul se fait en deux étapes :

- **1^{ère} étapes** : avant le coulage de la table de compression
- **2^{ème} étapes** : après le coulage de la table de compression

III.2.2.1 1^{ère} étape : avant le coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux, ainsi qu'à la charge due à la main d'œuvre.



➤ Charges et surcharges

Poids propre de poutrelle : $0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$

Poids de corps creux d'épaisseur (16cm) : $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$

$$\text{D'où: } \mathbf{G = 0.62 + 0.12 = 0.74 \text{ KN/ml}}$$

- **Surcharge d'exploitation**

Surcharge due à la main d'œuvre : $\mathbf{Q=0.65 \text{ KN/ml}}$

- **Combinaison des charges**

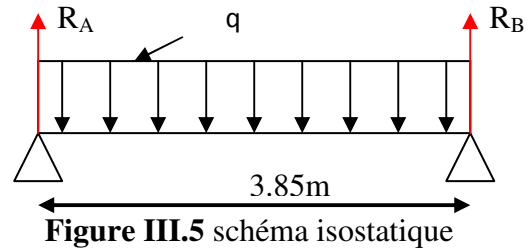
➤ Ferrailage à l'ELU

La poutrelle travaille en flexion simple, et comme elles n'étant pas exposées aux Intempérie, le calcul se fait à l'ELU car la fissuration est considérées comme peu nuisible.

- Combinaison des charges:

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (0.74) + 1.5 (0.65) = 1.97 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = G + Q = 0.74 + 0.65 = 1.39 \text{ KN/ml}$$



- Le moment en travée :

$$M_u = q_u \frac{L^2}{8} = 1.97 \times \frac{(3.85)^2}{8} = 3.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = q_{ser} \frac{L^2}{8} = 1.39 \times \frac{(3.85)^2}{8} = 2.58 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant :

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{1.97 \times 3.85}{2} = 3.79 \text{ KN}$$

$$R_A = R_B = \frac{q_{ser} L}{2} = \frac{1.39 \times 3.85}{2} = 2.68 \text{ KN}$$

• **Calcul de ferrailage**

La poutrelle travaille en flexion simple à l'ELU

$b = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 3,6 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_u} = \frac{3.65 \times 10^6}{120 \times 36^2 \times 14,17} = 1.66$$

On a: $\mu_{lu} = 0.391$ donc: $\mu_{lu} < \mu_{bu} \implies A' \neq 0$, La section est doublement armée.

Conclusion : Comme la section de béton est trop faible, il est donc nécessaire de prévoir des étais pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage de la dalle de compression. Les étalements seront disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées telle que :

$$\mu_{bu} < \mu_{lu}$$

$$\frac{M_{ser}}{0.12 \times 0.036^2 \times 14,17 \times 10^3} < \mu_{lu} = 0.391 \implies M_{ser} = \frac{q_u l^2}{8} < 0.862 \implies l < 1.87 \text{ m}$$

III.2.2.2 2^{ème} étapes : Après coulage

Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre en T avec les dimensions suivantes : $b=65 \text{ cm}$, $h_0=4 \text{ cm}$, $b_0=12 \text{ cm}$, $h_t=20 \text{ cm}$.

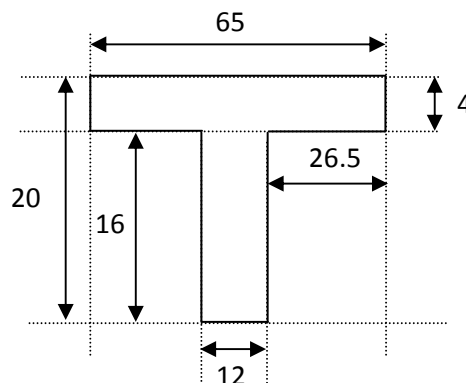


Figure III.6 Dimensions de la poutrelle

➤ Charge et surcharge et La combinaison de charge

ELU : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$

ELS : $q_{ser} = (G + Q) \times 0.65$

Tableau III.1 charge et surcharge des poutrelles

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)	0.65q _u (KN/m)	0.65q _s (KN/m)
Terrasse inaccessible	7.60	1	11.76	8.60	7.64	5.59
Étage courant	5.21	1.5	9.28	6.71	6.03	4.36

Le cas le plus défavorable c'est le cas de terrasse inaccessible : $q_u = 7.64 \text{ KN/m}$

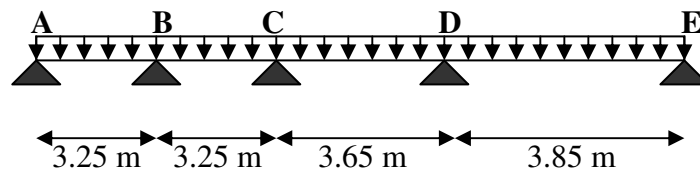
$q_s = 5.59 \text{ KN/m}$

Donc on va travailler avec : $G = 7.60 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

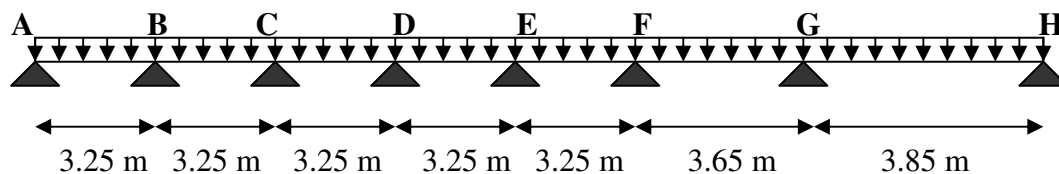
III.2.3 Différents types de poutrelles

Dans le cas de notre projet, on a trois types de poutrelles

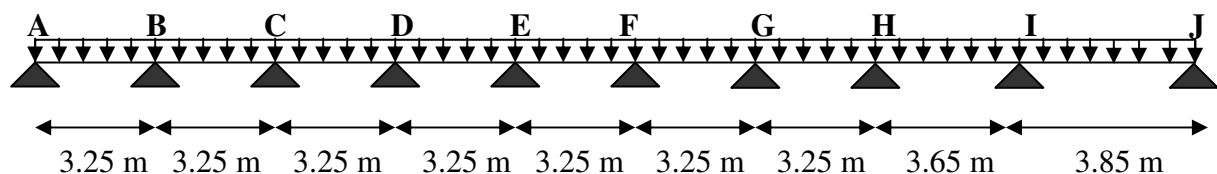
Type 01:



Type 02:



Type 03:



• Choix de la méthode de calcul

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

• **Méthode forfaitaire**

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1) $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\begin{cases} 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 \end{cases}$$

- 4) Fissuration peu nuisible.

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

• **Application**

- 1) $Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2 \times 7.60 = 15.2 \text{ KN/m}^2 , 5 \text{ KN/m}^2)$ condition vérifié.
- 2) Les moments d'inerties sont les mêmes condition vérifié.
- 3) Les portées ayant un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

$$\begin{cases} 0.8 < \frac{3.65}{3.25} = 1.12 < 1.25 \\ 0.8 < \frac{3.65}{3.85} = 0.95 < 1.25 \end{cases} \implies \text{Conditions sont vérifiées}$$

- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte la **méthode Forfaitaire** pour le calcul des poutrelles.

• **Exposée de la méthode**

Soit une poutre continue soumise à une charge q

Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : Coefficient traduit l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

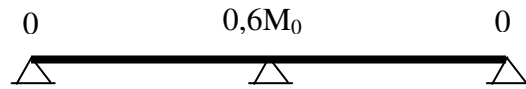
• **Moment aux appuis**

Sur les **Appuis de rive** les moments sont nuls cependant on les ferrailles (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(- 0,15 \times M_0)$.

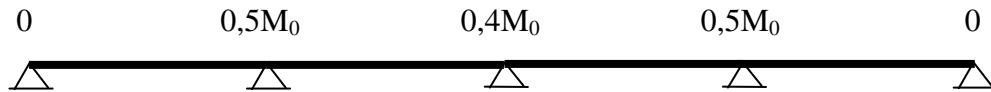
• Appuis intermédiaires

- Poutres à deux travées

Les moments sont de l'ordre de $(-0.6 \times M_0)$



- Poutres à plus de deux travées



Ces moment sont de l'ordre de : $(- 0.5 \times M_0)$: Pour les appuis voisin de l'appui de rive.
 $(-0,4 \times M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q \times L_i^2}{8}$$

• Moment en Travées

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

(a) : Si c'est une travée de rive.

(b) : Si c'est une travée intermédiaire.

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

• Effort tranchant

$$\begin{cases} V_e = 2 \cdot \frac{M_e + M_t}{b} \\ V_w = -2 \cdot \frac{M_w + M_t}{a} \end{cases} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} b = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \\ a = L - b \end{cases}$$

• Application numérique

• **Plancher terrasse**

$M_{u1}=10,09$ KN.m, $M_{u2}=10,09$ KN.m, $M_{u3}= 12,72$ KN.m, $M_{u4}= 14,16$ KN.m

$M_{ser1}=7,38$ KN.m, $M_{ser2}=7,38$ KN.m, $M_{ser3}=9,30$ KN.m, $M_{ser4}=10,35$ KN.m

Tableau III.4: moments aux appuis

	Moment (KN.m)	M_A	M_B	M_C	M_D	M_E
Plancher terrasse	ELU	-1.51	-5.05	-5.09	-6.36	-2.12
	ELS	-1.11	-3.69	-3.72	-4.65	-1.55

Tableau III.5 : moments en travées

	Moment (KN.m)		M_1	M_2	M_3	M_4
Plancher Terrasse $\alpha=0.12$	ELU	M_t	7,31	5,52	7,60	10,63
		$M_{t\min}$	6,24	5,23	6,59	8,75
	ELS	M_t	5,35	4,04	5,58	7,77
		$M_{t\min}$	4,56	3,82	4,82	6,40

Tableau III.6 : efforts tranchants du plancher terrasse

Travée	1		2		3		4	
	V_w	V_e	V_w	V_e	V_w	V_e	V_w	V_e
ELU	11,84	14,04	13,05	13,02	14,26	14,93	16,49	14,24
ELS	8,67	10,27	9,54	9,52	10,45	10,94	12,06	10,41

III.2.3.1 Calcul de ferrailage : à L'ELU

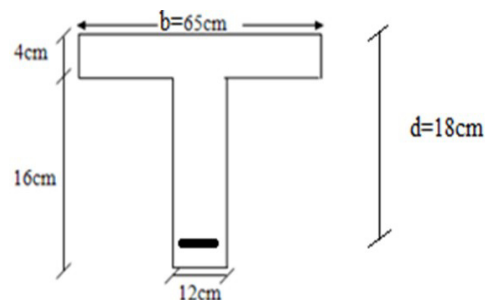


Figure III.7 : Schéma des dimensions pour le ferrailage des poutrelles

✓ En travée

Le calcul des armatures s’effectue comme une poutre de section en T en flexion simple, en considérant le moment en travée le plus défavorable :

$$M_{ut} = 10.63 \text{ kN.m}$$

Avec :

$$h = 20 \text{ cm}; \quad b = 65 \text{ cm}; \quad d = 0.9h = 18 \text{ cm}; \quad b_0 = 12 \text{ cm}$$

Position de l’axe neutre

✓ Calcul de moment équilibré par la table de compression

$$\text{On a } M_t = \mu_0 b d^2 f_{bu}$$

$$\mu_0 = 0.8 \alpha_0 (1 - 0.4) = 0.16 \qquad \alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{4}{18} = 0.22$$

$$M_t = 47.84 \text{ kN.m} > M_{ut} = 10.63 \text{ kN.m}$$

⇒ L’axe neutre dans la table de compression

On calcule une section rectangulaire (b =65cm et d=18cm)

✓ Sur appuis :

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire (b₀ =12 cm, d= 18 cm).

Tableau III.7 : ferrailage en travées et aux appuis des poutrelles

En Travée								
M_{max} (KN.m)	μ_{bu}	μ_{lu}	A' (cm ²)	Z_b (cm)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	
TER	10. 63	0.0 35	0.39 2	0	17.6 8	1.73	1.41	2HA10 = 1.57
Sur Appui								
M_{max} (KN.m)	μ_{bu}	μ_{lu}	A' (cm ²)	Z_b (cm)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	
TER	6.3 6	0.11 5	0.39 2	0	16.9 2	1.08	0.26	2HA10 = 1.57

III.2.3.2. Vérifications

a) Vérifications à l’ELU

✓ Vérification de la contrainte tangentielle

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Donc il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tableau III.8 : Vérification de la contrainte tangentielle.

Plancher	Vu (KN)	(MPa) τ_u	(MPa) τ_u	Observation
Terrasse	16,49	0.76	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$

✓ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

$$Vu_{max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b_0 \times a$$

$$avec : \begin{cases} a = 0.9d \\ \gamma_b = 1.5 \end{cases}$$

$$Vu_{max} \leq 0.24 \cdot f_{c28} \cdot b_0 d$$

Tableau III.9 : Vérification de l'effort tranchant.

Plancher	Appuis	Vu (KN)	Vu,max (KN)	Observation
Terrasse	De rive	14.24	129.6	Vérifiée
	Intermédiaire	14,93	129.6	Vérifiée

III.2.3.3. Contrainte d'adhérence pour l'entraînement des barres

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \varphi_s f_{t28} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15 MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = (\pi + 2)\phi = 0.051m$$

$$\tau_{se} = 1.80 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15 MPa \dots \dots \dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

III.2.4. Vérifications à l'ELS

III.2.4.1. Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration étant peu préjudiciable, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$ et $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$.

$$y = \frac{15(A_S + A'_S)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_S + d' \cdot A'_S)}{7,5(A_S + A'_S)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - d')^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.10: Vérification des contraintes à L'ELS.

		M_{ser}	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} < $\bar{\sigma}_{bc}$
Terrasse	Travée	7.77	1.57	3.27	5867.30	4.33	Vérifiée
	Appui	4.65	1.57	6.66	4210.06	7.36	Vérifiée

III.2.4.2. Vérification de l'état limite de déformation (la flèche)

On doit vérifier que:

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} Mpa$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiées.

Avec:

L: la portée entre nus d'appuis (L=3.85 m)

M_t: moment maximum en travée

M₀: moment isostatique

A_s: section d'armateur tendu correspondante

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{385} = 0.052 < \frac{1}{16} = 0.062 \Leftrightarrow \text{La 1}^{ere} \text{ condition n'est pas vérifiée}$$

Donc il est indispensable de calculer la flèche et vérifier celle-ci avec la flèche admissible

✓ Section homogène

$$B_0 = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

$$B_{0,TER} = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 1.57 = 475.55 \text{ cm}^2$$

✓ Moment statique de la section homogène par rapport à (x-x) et moment d'inertie

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d ; \quad V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} ; \quad V_2 = h - V_1$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) h_0 \cdot (V_1 - 0.5 h_0)^2 + 15 A_s (V_2 - c)^2$$

Tableau III.9: caractéristique géométrique.

	$S_{/xx}$ (cm ³)	V ₁ (cm)	V ₂ (cm)	I ₀ (cm ⁴)
TER	3247,9	6,83	13,17	18578,44

✓ Calcul de la flèche

$$f_{pi} = \frac{M_{gq.ser} \cdot l^2}{10E_I I_{fi}} \qquad f_{gi} = \frac{M_{g.ser} \cdot l^2}{10E_I I_{fi}} \qquad f_{gv} = \frac{M_{g.ser} \cdot l^2}{10E_V I_{fv}}$$

$$I_{fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \qquad I_{fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} + f_{pi} - 2f_{gi} < l/500 (cm)$$

Avec :

f_{gv} : flèche différée due aux charges permanentes

f_{pi} : flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation

f_{gi} : flèche instantanée due aux charges permanentes

E_i : module de déformation instantanée du béton

E_v : module de déformation différée du béton

I₀ : moment d'inertie de la section totale homogène

I_{fi} , **I_{fv}** : module d'élasticité fictif

M_{g.ser} : moment dû aux charges permanentes

M_{gq.ser} : moment dû aux charges permanentes et charges d'exploitation

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \cdot \rho} : \text{Coefficient pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0,4 \cdot \lambda_i \quad : \text{Coefficient pour la déformation différée.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Avec : } \sigma_s \text{ et } f_{t28} \text{ en MPa } \rho = \frac{A_s}{b_0 d} \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{C28}} = 3,22 \cdot 10^4 \text{ MPa} ; \qquad E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{C28}} = 1,08 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

Tableau III.12: Résultats des coefficients

	M _{gq.ser}	M _{g.ser}	ρ	λ _v	λ _i	μ	I _{fv}	I _{fi}
TER	10,36	9,15	0,0073	2,25	5,63	0,74	7668,4	3955,76

Tableau III.13: Vérification de la flèche

	f_{gv} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf_t (mm)	$\Delta f_t < 7.7$ (mm)
TER	1,60	1,20	1,00	0,80	Vérifiée

III.2.4.3 Ferrailage transversal

Le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

- Suivant le **BAEL 91** (Art.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,8 \cdot f_e} \\ S_t \leq \min(0,9d; 40cm) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4MPa \end{array} \right. \quad \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right)$$

K=1 : pas de reprise de bétonnage.

- Suivant le **RPA99/V2003** (Art.7.5.2.2)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots zone nodale \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots zone courante \end{array} \right.$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_t \leq \min(5,7,12,10) = 5,7mm$.On adopte $\phi_t = 6 mm$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036cm \\ S_t \leq 5cm \dots\dots\dots zone nodale \\ S_t \leq 10cm \dots\dots\dots zone courante \end{array} \right.$$

On adopte $A_t = 2T6 = 0,57cm^2$

Avec un espacement de : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{0,57}{10} > 0,036cm$ donc $S_t = 10cm$

III.2.4.4 Ferrailage de la dalle de compression

- La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations. Le ferrailage est en treilles soudés.

- Les conditions suivantes doivent être respectées :
- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment de celles correspondant aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées (**ART.B 6.8. 423. CBA 93**)

Comme suit :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures

(A en : cm² pour 1 mètre de nervures).

Si : L (: Écartement entre axe des nervures) ≤ 50 cm ⇒ A > 200/f_e.

Si : 50cm ≤ L ≤ 80cm ⇒ A = 4.L / f_e. (Avec L en cm et f_e en MPa)

Quand aux armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures de ces dernières, elles doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à (A /2)

Pour notre cas : On a une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

Soit :

L : écartement entre nervures = 65 cm.

f_e = 400 Mpa pour tous les diamètres.

D'où : A_⊥ = 4×65 /400= 0.65 cm²/ml. On prend 5Φ6 = 1.41 cm²

Pour la section des armatures parallèles aux nervures on prend :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.325 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } 5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un Treillis soudé en φ6 (200 x 200)

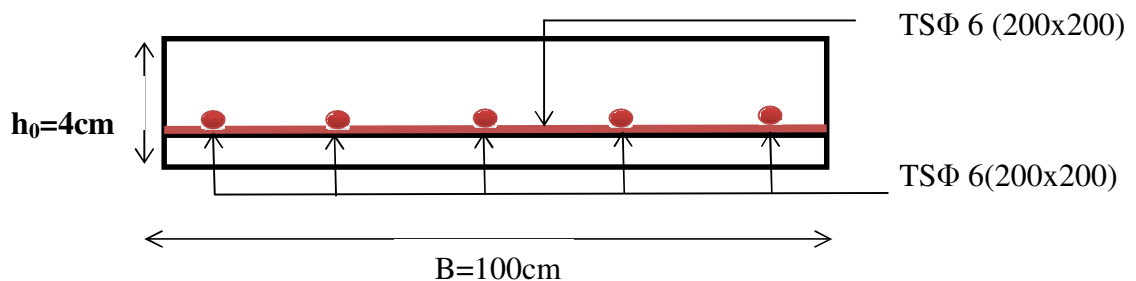


Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

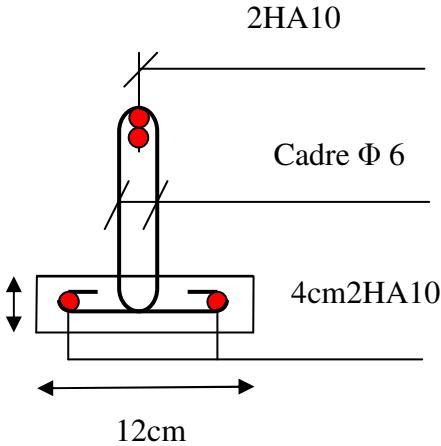


Figure III.9 Ferrailage de la poutrelle

III.3 .Calcul du Balcon

Le bâtiment comprend des balcons en dalles pleines de **15cm** d'épaisseur. Elles sont de type console (dalle pleine encastrée au niveau du plancher).

III.3.1.Détermination des efforts

- Charges permanentes : $G_1 = 5,32 \text{ KN/ m}^2$
- Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3,5 \text{ KN/ m}^2$
- Surcharges dus à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$
- Charges de garde-corps (en maçonnerie) : $G_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$

III.3.1.1.Combinaisons de charges

L'état limite ultime(ELU)

$$P_u = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 1,35 \times 5,32 + 1,5 \times 3,5 = 12,432 \text{ KN/ml}$$

$$P = 1,35 \times G_2 = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,5 \times Q_2 = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ KN/ml}$$

L'état limite de service (ELS) :

$$P_s = 5,32 + 3,5 = 8,82 \text{ KN/ml}$$

$$P' = 1 \times G_2 = 1 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 1 \times Q_2 = 1 \text{ KN/ml}$$

Schéma statique de calcul

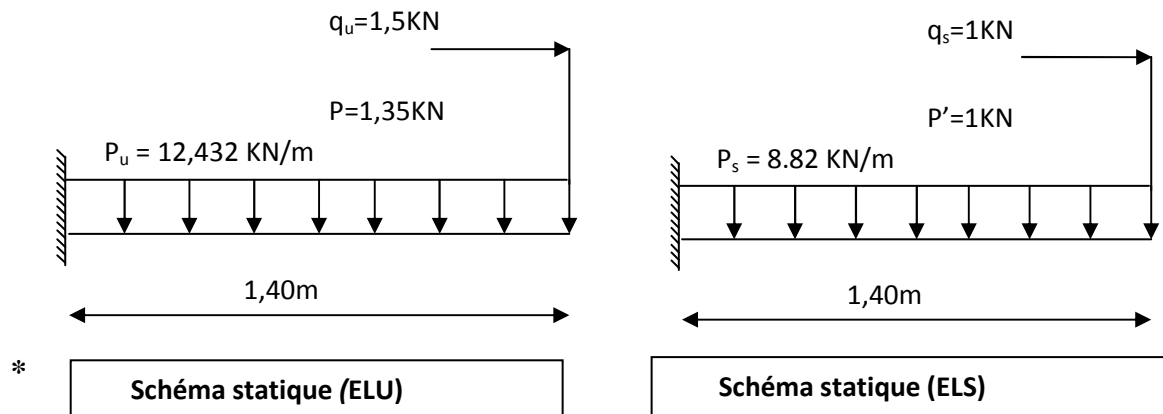


Figure III.10. Schéma statique pour calcul du balcon a l'ELU et a l'ELS

III.3.1.2. Les moments et Les efforts tranchant

- L'ELU

$$M_u = \frac{P_u l^2}{2} + p \times l + q_u = 14.073 \text{ KN.m}$$

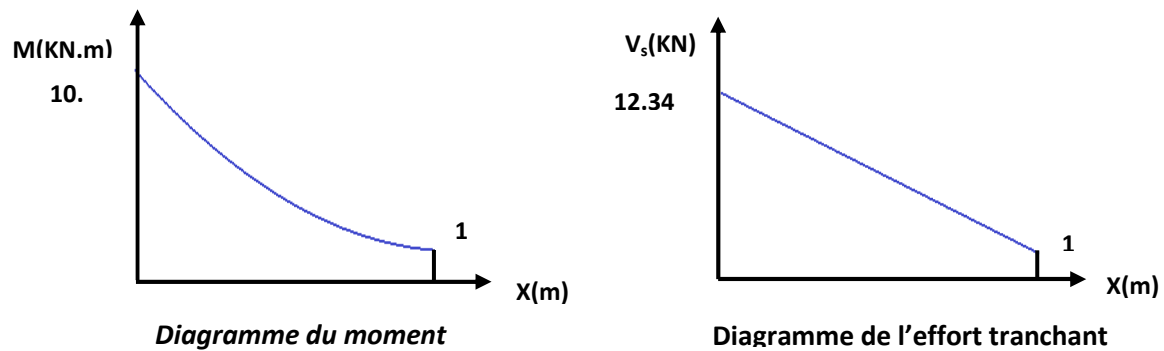
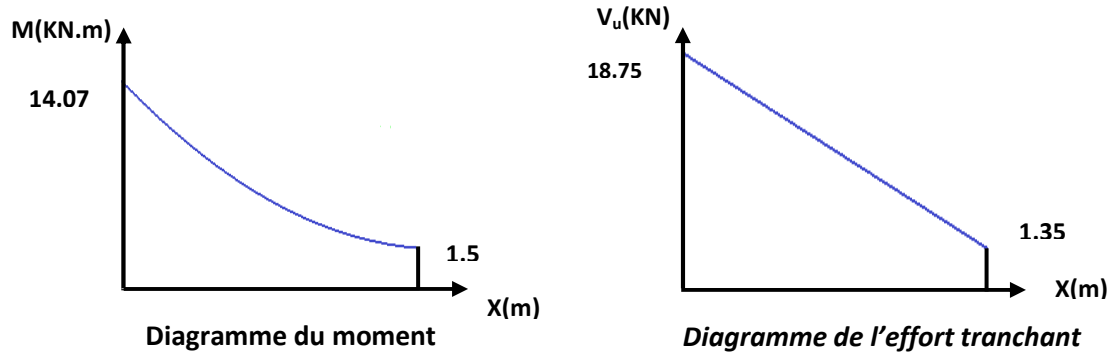
$$V_u = P_u l + P = 18.754 \text{ KN}$$

- L'ELS

$$M_s = \frac{P_s l^2}{2} + P' l + q_s = 10.043 \text{ KN.m}$$

$$V_s = P_s l + P' = 12.348 \text{ KN.m}$$

- Diagrammes des sollicitations



III.3.2 Ferrailage de balcon

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est très préjudiciable

En considérant une section de **1.00 m** de largeur et de **15 cm** d'épaisseur

III.3.2.1. Armature principale

$$b = 1\text{m},$$

$$h = 15\text{ cm},$$

$$d = 0.9 h = \mathbf{13.5\text{ cm}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{14.073 \cdot 10^6}{1000 (135)^2 \cdot 14.2} = \mathbf{0.054}$$

$$\text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14.073}{10.04} = \mathbf{1.40}$$

- **Calcul de μ_{lu}**

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \cdot 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.40) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = \mathbf{0.29}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.054} < \mu_{lu} = \mathbf{0.29} \quad \Rightarrow \quad (\text{Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.054} < 0.27 \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

- **Calcul de Z_b**

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 135 \times [1 - 0.6 \times (0.054)]$$

$$Z_b = \mathbf{130.626\text{ mm}}$$

- **Calcul de A_l :**

$$A_l = \frac{M_u(\max)}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{14.073 \times 10^6}{130.626 \times 348} = 309.583 \text{ mm}^2 = \mathbf{3.09\text{ cm}^2}$$

$$\text{Soit: } \mathbf{5HA12 = 6.65\text{ cm}^2} \quad \text{Avec: } S_t = \frac{100}{4} = \mathbf{25\text{ cm}}$$

III.3.2.2. Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_l}{4} = \frac{3.09}{4} = \mathbf{0.77\text{ cm}^2}$$

$$\text{Soit: } \mathbf{6HA8 = 3.02\text{ cm}^2} \quad \text{Avec: } S_t = \frac{100}{5} = \mathbf{20\text{ cm}}$$

III.3.2.3. Vérifications**III.3.2.3.1 Vérification à l'ELU****1) Condition de non fragilité**

$$\begin{cases} A_l \geq A_{\min} \\ A_r \geq A_{\min} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 13.5 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.63\text{ cm}^2}$$

$$\begin{cases} A_l = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 & \Rightarrow \text{CV} \\ A_r = 3.02 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 & \Rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

2) Vérification de disposition des armatures

• Armatures longitudinales

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec : h : l'épaisseur du balcon $h = 15 \text{ cm}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow (cv)$$

• Armature de répartition

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \Rightarrow (cv)$$

3) Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad v_u = 18.754 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 2.5 \text{ MPa}\right) \leq \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 2.5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{18.754 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.13 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow (cv)$$

4) Vérification de l'adhérence d'appui (Art A 6.1.3 BAEL/91)

Il faut vérifier que : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$V_u = 18.754 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_{su} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{18.754 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 188.5} = 0.81 \leq \bar{\tau}_{su}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times \pi \times 1.2 = 18.85 \text{ cm}$$

$\sum U_i$ =: Somme des périmètres utiles des barres

$$\tau_{su} = 0.81 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow (CV) \quad (\text{Pas de risque d'entraînement des barres.})$$

III.3.2.3.2 Vérification à L'ELS

• Vérification des Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = K y \quad K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n A (d - y)^2 + n A' (y - d')^2 \quad \text{Avec : } n = 15$$

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \quad n : \text{ est le coefficient d'équivalence}$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau III.14. Vérification des Contrainte de compression dans le béton

Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
10.043	5.65	9.782 10 ³	4.01	102.6	4.114	15	C.V

• **Vérification des contraintes maximales dans l'acier**

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{su}$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

η = 1.6 (Coefficient de fissuration pour les armatures à haute adhérence).

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\{266.67 ; \text{Max}(200 ; 202)\} \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \mathbf{202 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = n K (d - y) = 15 \times 102.6 \times (0.135 - 0.0401) = \mathbf{146.051 \text{ MPa}}$$

Tel que: n = 15

$$\sigma_s = \mathbf{146.051 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_{su} = \mathbf{202 \text{ MPa}} \Rightarrow (\mathbf{c.v})$$

• **Vérification de la flèche**

On doit vérifier que :

$$1) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 2) \quad \frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_s} \quad 3) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

Avec :

L : la portée entre nus d'appui.

M = M₀ : moment maximum en travée.

M₀ : moment isostatique.

A_s : section d'armature tendue correspondante

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{130} = 0.115 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow (\mathbf{c.v})$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{130} = 0.115 \geq \frac{1}{10} \frac{14.073}{14.073} = 0.1 \quad \Rightarrow (\mathbf{c.v})$$

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 4.185 \times 10^{-3} \text{ MPa} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{c v})$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.2.4. Schéma de ferrailage de balcon

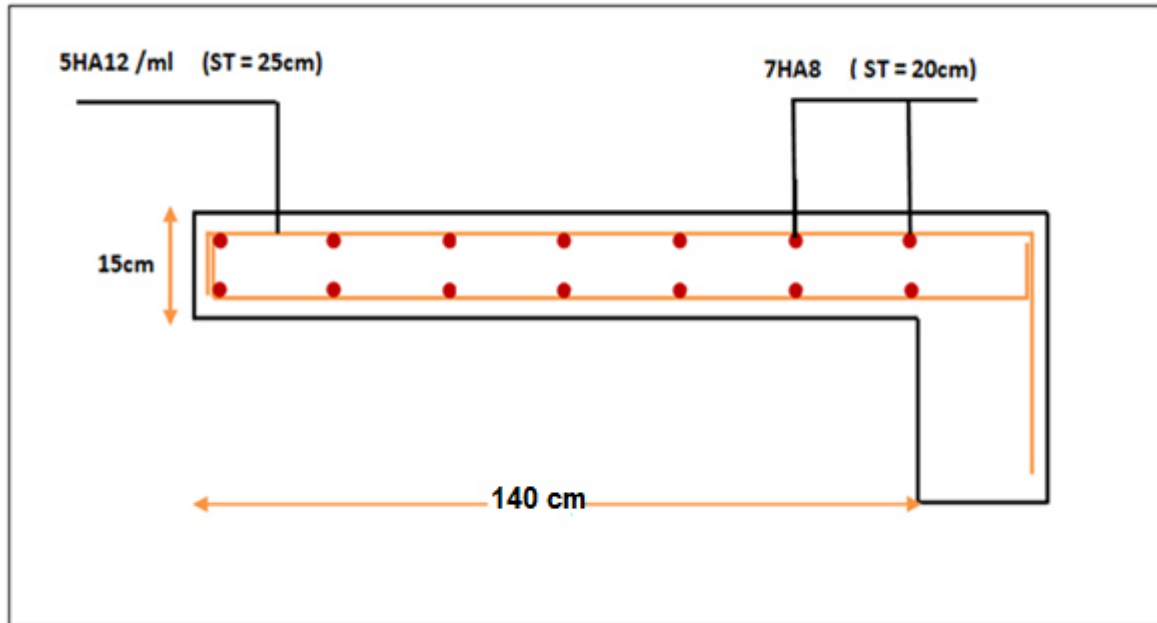


Figure III.13. Schéma de ferrailage de balcon

III.4. Plancher en dalle pleine de RDC

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargées perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis.

Dans notre structure, nous avons des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.

Dimensionnement

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{385}{30} = 12.83 \text{ cm}$$

Le R.P.A impose que $h_{min} = 12 \text{ cm}$.

Donc on prend **h = 15 cm**.

$$l_x = 3.85 \text{ m}$$

$$l_y = 4.30 \text{ m}$$

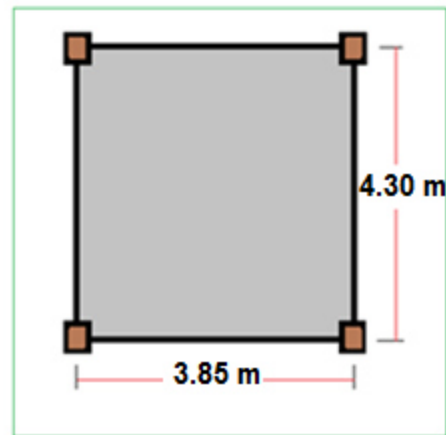


Figure III.14. Dimensions de la dalle rectangulaire.

III.4.2. Les sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul pour le panneau de dalle sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.15. Sollicitations de calcul de la dalle pleine

Dalle pleine	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u = 1.35 G + 1.5 Q (KN /m ²)	q _s = G + Q (KN/m ²)
La charge	5.13	5	14.425	10.13

Le ferrailage sera déterminé à partir des moments isostatiques au centre de la dalle M_x et M_y , correspondant respectivement aux sens L_x et L_y et évalués pour des bandes de **1 m** de largeur.

Les portées L_x et L_y d'un «panneau» de dalle sont mesurées entre les nus des appuis :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

- Si $0,40 \leq \alpha \leq 1$: la dalle est considérée comme portant dans deux directions.
- Si $\alpha < 0,40$: la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée.

III.4.2.1. Evaluation des moments

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{385}{430} = 0.89 \Rightarrow 0.4 \leq \alpha = 0.89 \leq 1 \Rightarrow$$

La dalle travaille dans les deux sens.

Au centre de la dalle et pour une bande de **1 m** de largeur on aura :

$$M_x = \mu_x q_u L^2 \quad (\text{Bande parallèle } L_x).$$

$$M_y = \mu_y M_x \quad (\text{Bonde parallèle } L_y).$$

- ν : coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0.2 & \implies \text{à L'ELS} \\ \nu = 0 & \implies \text{à L'ELU} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

1) À L'ELU

$$\nu = 0$$

Pour:

$$\alpha = 0.8 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0406 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q u L^2 = 8.68 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6.764 \text{ KN.m}$$

- **Remarque**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis à l'ELU et à l'ELS.

$$\begin{cases} M_{X \text{ app}} = -0,30 M_x & \implies M_{Y \text{ app}} = -0,30 M_y \\ M_{X \text{ tra}} = 0,85 M_x & \implies M_{Y \text{ tra}} = 0,85 M_y \end{cases}$$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant

Tableau III.16. Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELU

	Sens	Zone	Moments (KN.m)
ELU	X-X	sur appuis	-2.60
		En travée	7.38
	Y-Y	sur appuis	-2.02
		En travée	5.749

2) À L'ELS

$v = 0.2$

Pour:

$$\alpha = 0.8 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x qu L^2 = 11.48 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 9.59 \text{ KN.m}$$

Tableau III.17. Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELS

	Sens	Zone	Moments (KN.m)
ELS	X-X	sur appuis	-3.44
		En travée	9.75
	Y-Y	sur appuis	-2.98
		En travée	8.45

• Diagrammes des moments

À L'ELU

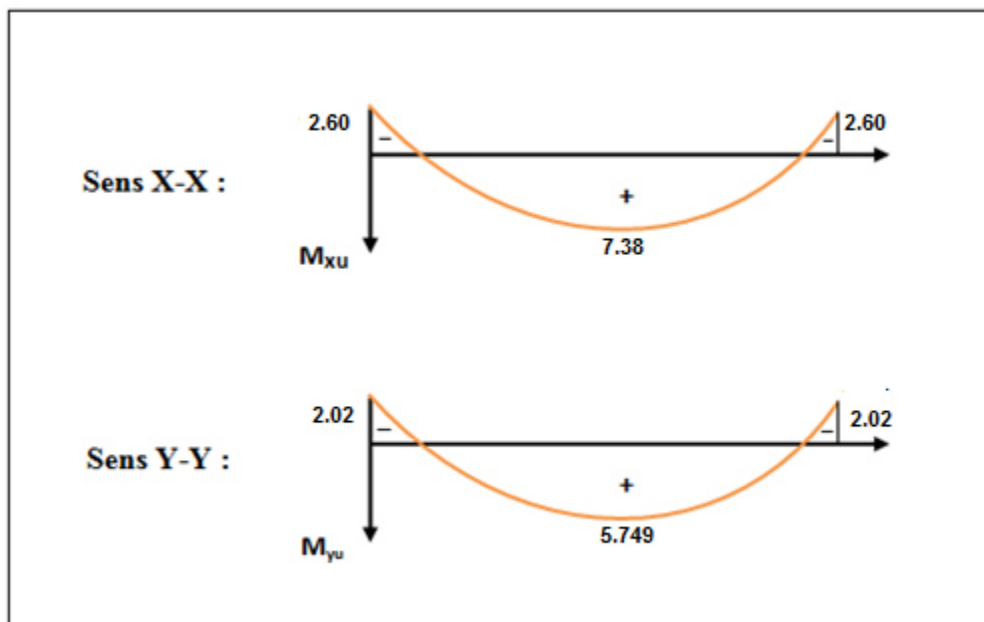


Figure III.15. Diagrammes des moments à L'ELU.

À L'ELS

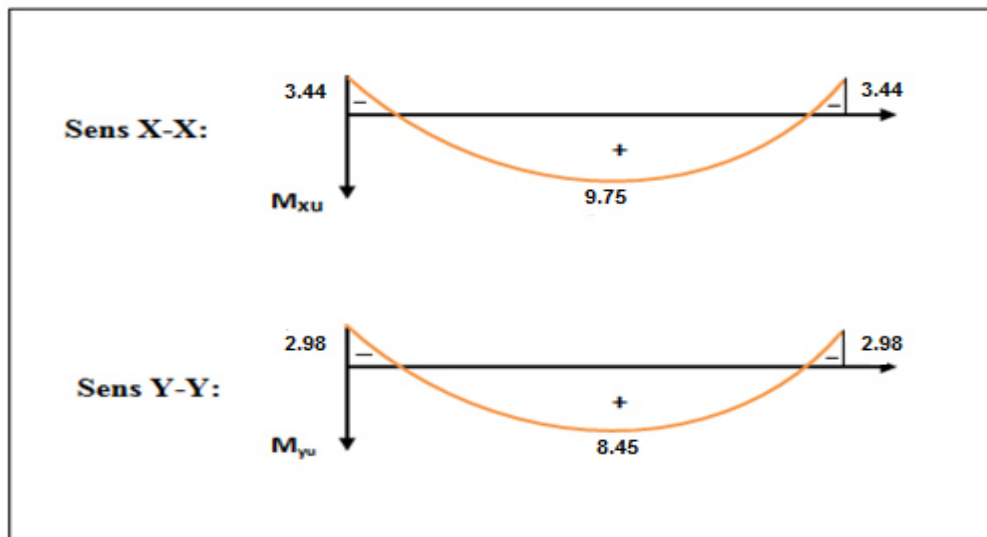


Figure III.16. Diagrammes des moments à L'ELS.

III.4.2.2 Calcul des armatures en flexion simple

Le calcul se fera à *L'ELU* pour une bande de **1m**.

$H = 15\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $d = 13.5\text{cm}$; $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$; FeE400.

$F_{cd} = 348\text{ MPa}$; $f_{c28} = 25\text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1\text{ MPa}$; $F_{bu} = 14.20\text{ MPa}$. $A' = 0$

III.4.2.2.1 Ferrailage dans le sens x-x : (Fissuration peu préjudiciable).

Aux appuis $\Rightarrow M_{app\ ELU} = 3.44\text{ kN.m}$

En travée : $\Rightarrow M_{tra\ ELU} = 9.75\text{ kN.m}$

• Aux appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{2.60 \cdot 10^6}{1000 \cdot (135)^2 \cdot 14.2} = 0.01$$

Avec : $\gamma = \frac{Ma_u}{Ma_{ser}} = \frac{2.60}{3.40} = 0.76$

$$\mu_{li} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \cdot 10^{-4}$$

$$\mu_{li} = [3440(0.76) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.78$$

$$\mu_{bu} = 0.01 < \mu_{li} = 0.78 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.01 < 0.78 \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 135 \times (1 - 0.6(0.01)) = 134.19\text{ mm}$$

$$A_s = \frac{Ma_U}{Z_B \cdot f_{cd}} = \frac{2.6 \cdot 10^6}{134.19 \cdot 384} = 0.55 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \text{ HA12}$ avec $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

• Aux travées

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{7.38 \cdot 10^6}{1000 \cdot (135)^2 \cdot 14.2} = 0.0285$$

Avec : $\gamma = \frac{Mt_u}{Mt_{ser}} = \frac{7.38}{9.75} = 0.76$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_c 28) - 3050] \cdot 10^{-4}$$

$$\mu_{li} = [3440(0.76) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.78$$

$$\mu_{bu} = 0.0285 < \mu_{li} = 0.78 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.0285 < 0.78 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 135 \times (1 - 0.6(0.0285)) = 132.69 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{Mt_U}{Z_B \cdot f_{cd}} = \frac{7.38 \cdot 10^6}{132.69 \cdot 384} = 1.44 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \text{ HA12}$

avec un espacement $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

• Les résultats sont groupés dans le tableau suivant

Tableau III.18. Ferrailage de la dalle pleine sens X-X

	Sens X-X					
	M_U (KN.m)	A' (cm ²)	A_S (calculer) (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix	S_t (cm)
Sur appuis	2.60	0	0.55	5.65	5 HA12	20
En travée	7.38	0	1.44	5.65	5 HA12	20

III.4.2.2.2 Ferrailage dans le sens y-y

Aux appuis $\Rightarrow M_a = 2.02 \text{ KN.m}$

En travée : $\Rightarrow M_t = 5.749 \text{ KN.m}$

- Aux appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{2.02 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14.2} = \mathbf{0.008}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{Ma_u}{Ma_{ser}} = \frac{2.02}{2.98} = 0.68$$

$$\mu_{li} = (3440(0.68) + 49(25) - 3050) \cdot 10^{-4} = 0.052$$

$$\mu_{bu} = 0.008 < \mu_{li} = 0.052 \quad \text{Pas d'armature comprimé} \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.008 < 0.052 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 135 \times (1 - 0.6(0.008)) = \mathbf{134.35 \text{ mm}}$$

$$A_s = \frac{Ma_u}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{2.02 \times 10^6}{134.35 \times 348} = 39.15 \text{ mm}^2 = 0.39 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = \mathbf{5.65 \text{ cm}^2} \Rightarrow \mathbf{5 \text{ HA12}}$ avec $S_t = \frac{100}{5} = \mathbf{20 \text{ cm}}$

Aux travées

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{5.749 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14.2} = \mathbf{0.0222}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{Mt_u}{Mt_{ser}} = \frac{5.749}{8.45} = 0.68$$

$$\mu_{li} = (3440(0.68) + 49(25) - 3050) \cdot 10^{-4} = 0.052$$

$$\mu_{bu} = 0.0222 < \mu_{li} = 0.052 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.0222 < 0.275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 135[1 - 0.6(0.0222)] = \mathbf{133.20 \text{ mm}}$$

$$A_s = \frac{Mtu}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{5.749 \times 10^6}{133.20 \times 348} = 124.02 \text{ mm}^2 = 1.24 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = \mathbf{5.65 \text{ cm}^2} \Rightarrow \mathbf{5 \text{ HA12}}$ avec $S_t = \frac{100}{5} = \mathbf{20 \text{ cm}}$

- Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau III.19. Ferrailage de la dalle pleine sens Y-Y

	Sens Y-Y					
	M _U (KN.m)	A' (cm ²)	A _S (calculer) (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix	S _t (cm)
Sur appuis	2.02	0	0.39	5.65	5 HA 12	20
En travée	5.749	0	1.24	5.65	5 HA 12	20

III.4.3.Vérifications

III.4.3.1Vérification de la condition de non fragilité : (Art : A.4.2.1.BAEL91)

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3 - \alpha)}{2}$$

Avec : $\rho_0 = 0.8 \%$ pour FeE400 et $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.89$

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3 - 0.89)}{2} = 1.26 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_u^a \geq A_{min} \text{ (cm}^2/\text{ml)} \\ \text{En travées : } A_u^t \geq A_{min} \text{ (cm}^2/\text{ml)} \end{array} \right.$$

Tableau III.20. Vérification de la condition de non fragilité

	Sens X-X			Sens Y-Y		
	A _{ua} (cm ²)	A _{min} (cm ²)		A _{ua} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	
Aux appuis	5.65	1,32	cv	5.65	1,32	cv
En travées	5.65	1,32	cv	5.65	1,32	cv

III.4.3.2Vérification des diamètres maximaux des barres

On doit vérifier que

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10}$$

$$\phi_{max} = 12 \text{ mm} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \implies (CV)$$

Ecartement des barres

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

Armatures $A_x // L_x : S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

Armatures $A_y // L_y : S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

III.4.3.3 Vérifications des contraintes dans l'acier

Contraintes maximale de traction de l'acier $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

$\sigma_s = n K (d - y)$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (5.65)}{100} \times \left[\sqrt{1 + \frac{100(13.5 \times 5.65)}{7.5(5.65)^2}} - 1 \right] = \mathbf{4.01 \text{ cm}}$$

$I = \frac{100 \times 4.01^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (13.5 - 4.01)^2 = \mathbf{9781.97 \text{ cm}^4}$

$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{9.75}{9781.97} \cdot 10^5 = \mathbf{99.67 \text{ MPa/m}}$

$\sigma_s = n K (d - y) = 15 \times 99.67 \times (0.135 - 0.0401) = \mathbf{141.88 \text{ MPa}}$

$\sigma_s = \mathbf{125.88 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_s = \mathbf{348 \text{ MPa}} \implies \text{(CV)}$

III.4.3.4 Vérification au cisaillement

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Pour $\alpha = 0.89 \geq 0.4$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{q L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = \frac{q L_x}{3} \leq V_x \end{array} \right.$$

Tableau III.21. Valeurs des efforts dans l'ELU et l'ELS (dalle pleine)

	Zone	V(KN)
L'ELU	V_x	18.59
	V_y	18.51
L'ELS	V_x	13.45
	V_y	13.00

$$\tau_u = \frac{18.59 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.14 \leq 3.33 \implies (CV)$$

III.4.3.5 Vérification de la contrainte de compression dans le béton ELS

On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 15 MPa \quad (\text{La fissuration est peu nuisible})$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K y$

- **Sens X-X**

Tableau III.22. Vérification de la contrainte de compression dans le béton ELS (sens x-x)

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	K (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	
Appui	3.05	5.65	9781.97	4.01	35.16	1.4	15	C.V
Travée	8.68	5.65	9781.97	4.01	99.67	3.99	15	C.V

- **Sens YY**

Tableau III.23. Vérification de la contrainte de compression dans le béton ELS (sens y-y)

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	K (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	
Appui	2.17	5.65	9781.97	4.01	30.46	1.22	15	C.V
Travée	6.15	5.65	9781.97	4.01	86.38	3.46	15	C.V

III.4.3.6 Vérification de la flèche

D’après le **BAEL91**, Il faut faire la vérification des trois conditions citées ci-dessous :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \qquad \frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{0.15}{4.30} = 0.03 < 0.062 \implies (CNV)$$

La première condition n’est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

• **Calcul de la flèche**

$$f_{max} = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Tel que $\bar{f} = \frac{L}{500} = 1\text{cm} \dots$ Si $L \leq 5.00\text{ m}$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = \mathbf{0.86\text{cm}}$$

• **Moment d'inertie de la section rectangulaire**

$$b y^2 + 30 A'(y - d')^2 - 30A (d - y) = 0$$

$$y = \frac{15 (A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b (d A_s + d' A'_s)}{7.5 (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

• **Moment d'inertie fictive d'après BAEL 91.**

$$I_0 = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2] \qquad I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \mathbf{6551.873\text{ cm}^4}$$

$$I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \mathbf{8560.905\text{ cm}^4}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = \mathbf{0.659\text{ cm}}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = \mathbf{1.499\text{ cm}}$$

$$f_{max} = f_v - f_i = 1.499 - 0.659 = \mathbf{0.84\text{ cm}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = \mathbf{0.128}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \mathbf{5.018} \quad \text{: coefficient pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i = \mathbf{2.007} \quad \text{: coefficient pour la déformation différée.}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I_0} (d - y) = \mathbf{126.314\text{ MPa}} \quad \text{: contrainte de traction des armatures tendues.}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \mathbf{4.185 \cdot 10^{-3}} \quad \text{: tel que } A_s \text{ section des armatures tendues.}$$

Tableau III.24. Vérification de la flèche (dalle pleine)

Mser (KN.m)	Y (cm)	σs (MPa)	λi	λv	I ₀ (cm ⁴)	I _{FI} (cm ⁴)	I _{Fv} (cm ⁴)	f _{max} (cm)	\bar{f} (cm)	
8.68	4.01	126.314	5.018	2.007	9781.97	6551.87	8560.91	0.84	1	cv

Schéma de ferrailage

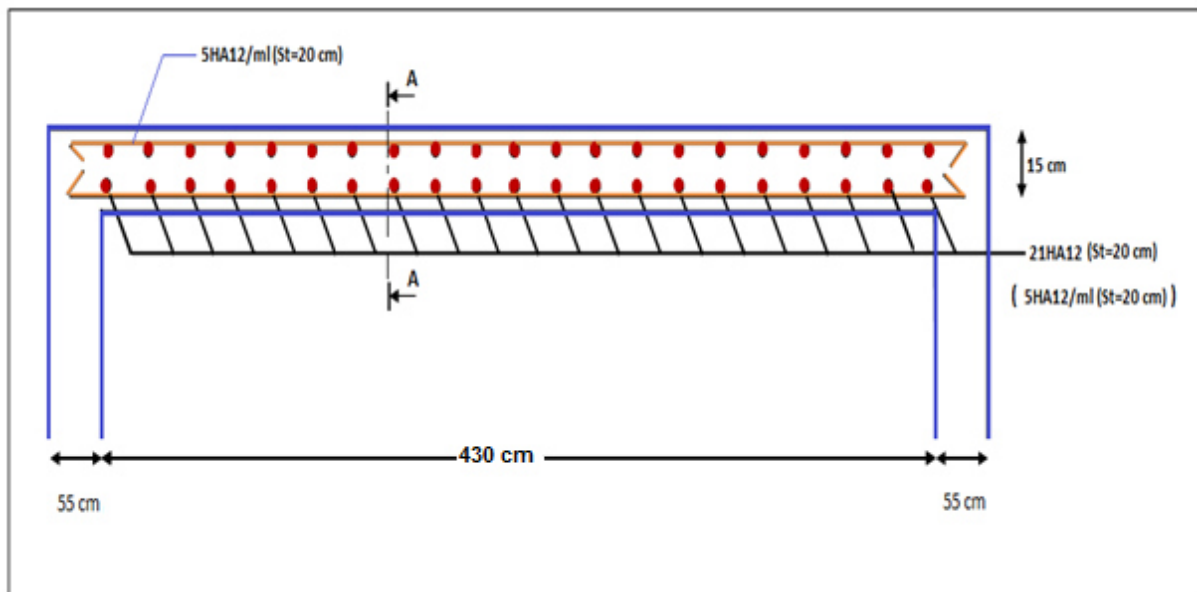


Figure III.17. Schéma de ferrailage de la dalle pleine

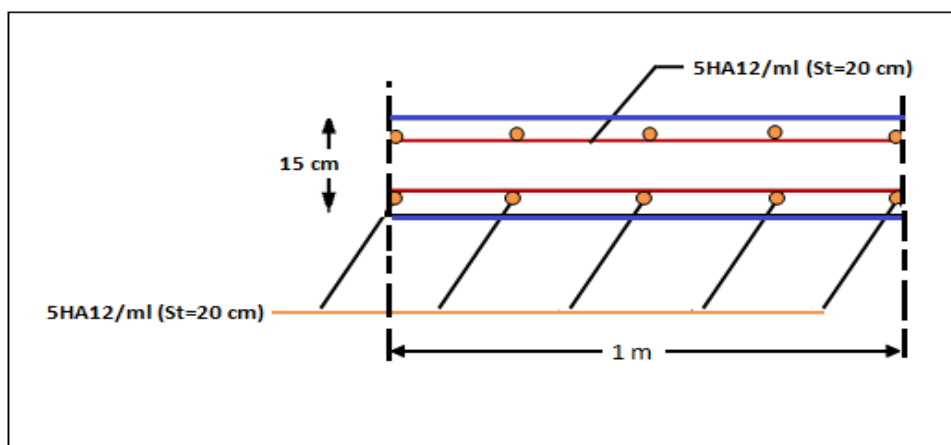


Figure III.18. Coupe A-A

III.5.CALCUL DES ESCALIERS

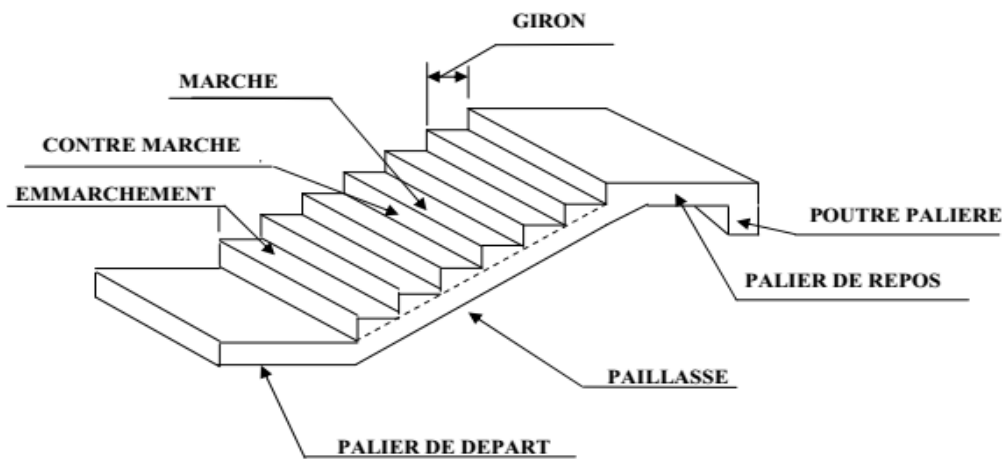
III.5.1.Définition

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

Dans Notre structure il y a 1 seul type d'escalier : *droit à deux volées*.

Ce type est présent dans tous les étages.

III.5.2 Terminologie



- Giron : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- l : portée de la paillasse.
- l_2 : largeur du palier
- l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

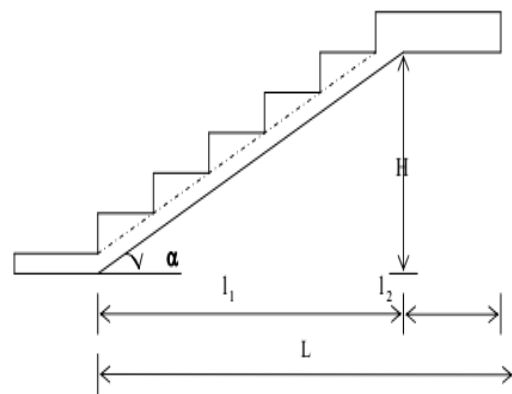


Figure III.19. Schémas d'un escalier

III.5.3 Combinaison des charges

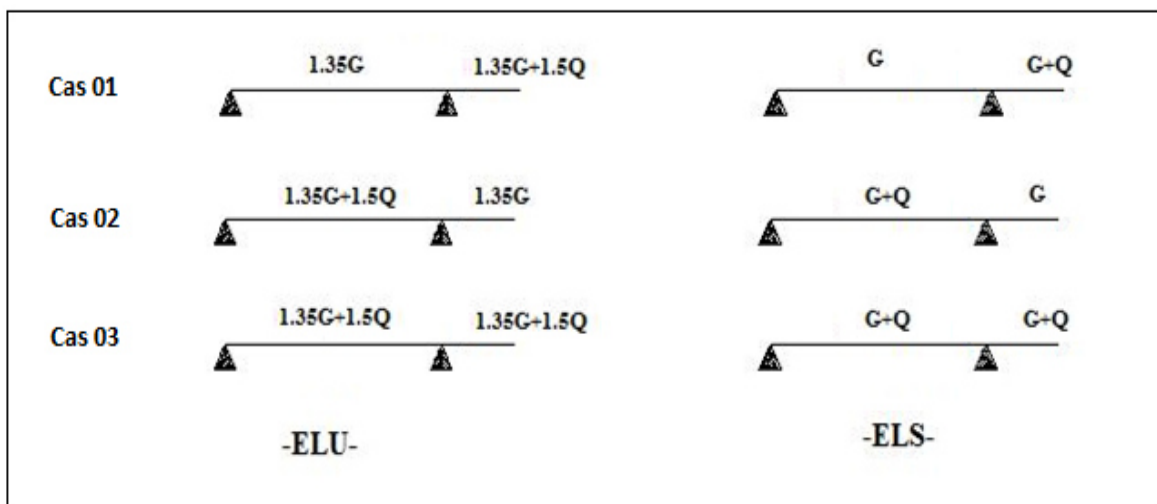


Figure III.20. Combinaison des charges selon chaque cas

III.5.4 Escalier des étages courants

III.5.4.1. Combinaison des charges

Tableau III.25. Calcul des combinaisons des charges

	Elément	ELU			ELS		
		1.35G (KN/m ²)	1.5Q (KN/m ²)	P _u (KN/m ²)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	P _{ser} (KN/m ²)
cas 01	Volée	11.097	/	11.097	8.23	/	8.23
	Palier de repos	6.831	3.75	10.581	5.4	2.5	7.9
	Volée	11.097	3.75	14.847	8.23	2.5	10.73
cas 02	Palier de repos	6.831	/	6.831	5.4	/	5.4
	Volée	11.097	3.75	14.847	8.23	2.5	10.73
cas 03	Palier de repos	6.831	3.75	10.581	5.4	2.5	7.9

On prend les valeurs du 3eme cas (les plus grandes valeurs de P_u et P_{ser}) dans les calculs.

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III.26. Le chargement de la rampe

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	P _u (KN/m ²)	P _{ser} (KN/cm ²)
Volée	8.22	2,50	14.847	10.72
Palier	5.06	2,50	10,581	7.56
Mur ext	1.995	0	2.693	1.995

III.5.4.2. Les schémas statiques

On présente les diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant :

• **L'ELU**

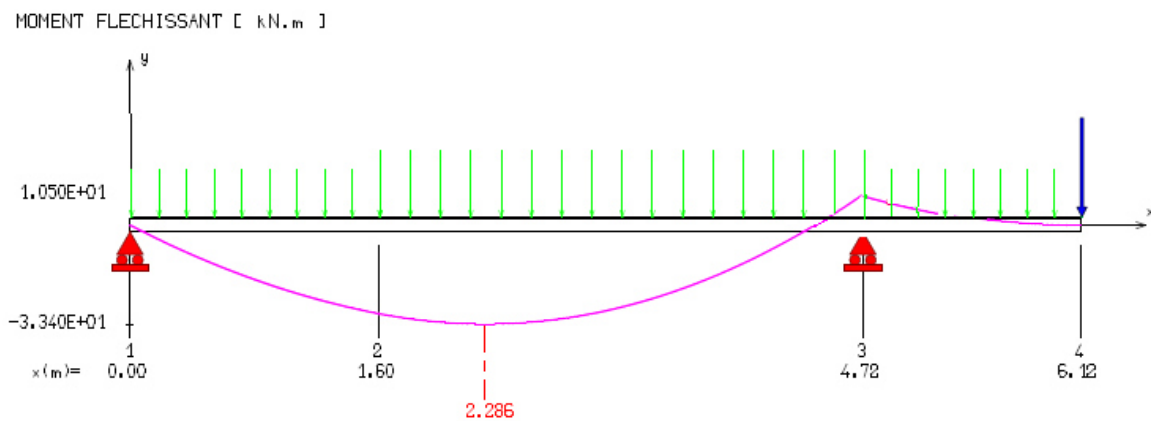


Figure III.21. Le schéma statique à L'ELU (escalier type 01)

• **A L'ELS**

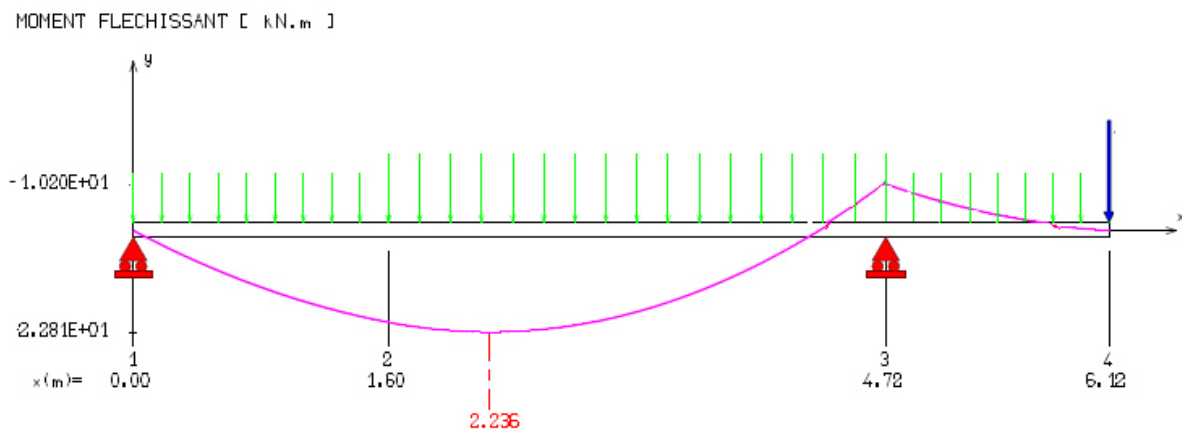


Figure III.22. Le schéma statique à L'ELS (escalier type 01)

III.5.4.3. Les réactions aux appuis

Tableau III.27. Valeurs des réactions aux appuis

Réactions	ELU	ELS
R _a (KN)	26.37	18.94
R _b (KN)	54.38	39.18

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés

Aux appuis : $M_a = - 0.3 \times M_{Z_{max}}$

En travée: $M_t = 0,85 \times M_{Z_{max}}$

Tableau III.28. Valeurs des moments fléchissant

Moment	ELU	ELS
$M_{Z_{max}}$ (KN .m)	31.66	22.8
M_a (KN.m)	- 9.49	- 6.84
M_t (KN.m)	26.91	19.38

III.5.4.4 Calcul des armatures

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable. Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire de 1.00 m de largeur et de 14 cm d'épaisseur, soumise à la flexion simple

$b_0 = 100 \text{ cm}, \quad d = 12.6 \text{ cm}, \quad \gamma_s = 1.15, \quad \gamma_b = 1.5,$
 $h = 14 \text{ cm} \quad FeE400 \text{ MPa}, \quad Fed = 348 \text{ MPa.}$
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa.} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.} \quad F_{bu} = 14.2 \text{ MPa.}$

III.5.4.4.1 Armature principale

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

1) En travée

- **Calcul de μ_{bu}**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}}$$

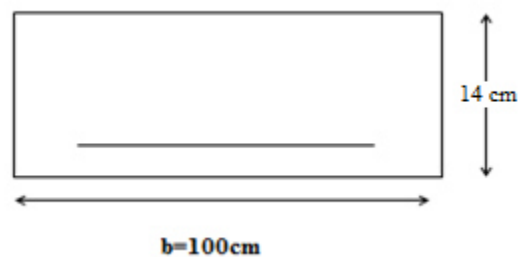
$$\mu_{bu} = \frac{26.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126^2 \times 14.2} = 0.119$$

- **Calcul de μ_{lu}**

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ser}} = \frac{26.91}{19.38} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050]. 10^{-4} \quad \mu_{lu} = 0.292$$

$$\mu_{bu} = 0.119 < \mu_{lu} = 0.292 \Rightarrow \text{(Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$



$$\mu_{bu} = 0.119 < 0.285 \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

- **Calcul de Z_b**

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.126 \times [1 - 0.6 \times (0.115)] = 0.117\text{m}$$

$$\Rightarrow Z_b = 0.117 \text{ m}$$

- **Calcul de A_{st}**

$$A_{st} = \frac{M_{tu}(\max)}{Z_b f_{ed}} = \frac{25.89 \times 10}{0.117 \times 348} = 7.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } \quad \mathbf{5HA14 = 7.70 \text{ cm}^2} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

Tableau III.29. Résultats du calcul des Sections d'Armatures en Travée

	$M_u^t(\max)$ [KN.m]	μ_{bu}	Z [cm]	A_{st} [cm ²]	Choix	S_t [cm]	A_s adopté [cm ²]
Résultats	26.91	0.119	11.7	7.34	5HA14	20	7.70

2) En appuis

- **Calcul de μ_{bu}**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126^2 \times 14.2} = 0.041$$

- **Calcul de μ_{lu}**

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{ser}} = \frac{9.14}{6.58} = 1.39 \quad \mu_{lu} = 0.295$$

$$\mu_{bu} = 0.041 < \mu_{lu} = 0.295 \quad \Rightarrow \quad \text{(Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0.041 < 0.285 \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

- **Calcul de Z_b**

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.123 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad Z_b = 0.123 \text{ m}$$

- **Calcul de A_{sa}**

$$A_{sa} = \frac{M_{au}(\max)}{Z_b f_{ed}} = \frac{9.49 \times 10}{0.123 \times 348} = 2.21\text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } \quad \mathbf{5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

Tableau III.30. Résultats du calcul des Sections d'Armatures en appuis

	$M_u^{a(max)}$ [kN.m]	μ_{bu}	Z [cm]	A_{st} [cm ²]	Choix	S_t [cm]	A_s adopté [cm ²]
Résultats	9.49	0.042	12.3	2.21	5HA10	20	3.93

III.5.4.4.2 Armatures de répartition

- En travée : $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.93 \text{ cm}^2$
 - En appuis : $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$
- $\Rightarrow A_r = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA } 10$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.5.4.5 Vérification à L'ELU

III.5.4.5.1 Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.1/BAEL99).

$$A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.6 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_s^a = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.5.4.5.2 Vérification de l'effort tranchant

$$\begin{cases} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5\text{MPa}\right) = 3.33$$

$$V_u^{max} = 33.32 \text{ KN} \implies \tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 d} = \frac{33.32 \times 10^{-3}}{1000 \times 126} = 0.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.26 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.5.4.5.3. Vérification de l'adhérence aux appuis

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} = 1.87 \text{ MPa}$$

On a:

$$\tau_{se} = 1.87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

• **Armatures longitudinales**

$$S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min\{42 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = \{20 ; 20\text{cm}\} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition**

$$S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{56; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = \{25 ; 25\text{cm}\} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.5.4.5.4. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

• **Influence sur le béton : (BAEL 91 Art A 5-1.3.13)**

$$\frac{2V_u}{b a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad a = 0.9 d$$

$$V_u \leq 0.4 * b \cdot 0.9 d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad V_u = 33.32 \text{ KN} \leq 75.6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{cv}$$

• **Influence sur les armatures longitudinales inférieures : (BAEL 91 Art A 5-1.3.12)**

Si $M_u < 0.9 V_u$ donc $V_u = V_u + \frac{M_u}{0.9 d}$ appuis intermédiaires

$$A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 d} \right)$$

$$A = 3.93 \text{ cm}^2 \geq 0.33 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

III.5.4.5.5. Calcul la longueur d'Ancrage (BAEL 91 Art A6-1.2.1)

La longueur de scellement droit :

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = 35.27 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse la largeur de la poutre on adoptera un crochet normal dont la longueur de recouvrement d'après le **BAEL** est fixée parfaitement pour les aciers à haute adhérence à :

$$L_a = 0,4 L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} \quad (L_r : \text{longueur d'ancrage})$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b} = 39.3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

III.5.4.5.6. Etat limite d'ouverture des fissures

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pour les aciers.

III.5.4.6. Vérification à ELS

Position de l'axe neutre : $\frac{b}{2} y^2 + 15 A'_s (y-c) - 15 A_s (d-y) = 0$

Moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + n \cdot A'_s \cdot (Y - c')^2 + n \cdot A_s \cdot (d - Y)^2$

III.5.4.6.1. Vérification des contraintes du béton

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b \left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{Ser}}{I} \cdot Y \\ \overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Tableau III.31. Vérification des contraintes du béton

Position	Ms [kN.m]	As (cm ²)	I [cm ⁴]	Y [cm]	σ _b (MPa)	Obs.
En travée	19.38	7.70	10604.90	4.36	8.02	CV
Sur appui	6.84	3.93	6296.45	3.31	3.59	CV

III.5.4.6.2. Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier d'après le BAEL91. : On a trois inégalités à vérifier

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$ 3) $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,20}{f_e}$

h : hauteur totale : h = 14 cm ; L : porté entre nue d'appuis ;
 Mt : moment max en travée ; A : section des armatures ;
 d : hauteur utile de la section droite. b₀ : largeur de la nervure ;
 M₀ : moment max de la travée isostatique ;

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{612} = 0,02 < 0,063$ ----- non vérifiée.
 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \Rightarrow 0,02 < 0,086$. ----- non vérifiée.
 3) $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{7.70}{100 \times 12.6} = 0,006 \leq 0,011$ vérifié

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche :

$\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500}$ L < 5,00 m

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{612}{500} = 1.22cm$$

• **Moment d’inertie de la section rectangulaire**

$$b y^2 + 30 A'(y - d')^2 - 30 A (d - y) = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + A_s'(y - d')^2]$$

• **Moment d’inertie fictive d’après BAEL 91**

$$I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

$$I_{Fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} : \text{Coefficient pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0,4 \cdot \lambda_i : \text{Coefficient pour la déformation différée}$$

$$\sigma_s = n \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) : \text{Contrainte de traction des armatures tendues.}$$

Tableau III.32. Vérification de la flèche

<i>Mser</i> (kN.m)	<i>As</i> (cm ²)	<i>Y</i> (cm)	<i>σs</i> (MPa)	<i>λi</i>	<i>λv</i>	<i>I₀</i> cm ⁴	<i>I_{Fi}</i> cm ⁴	<i>IFv</i> cm ⁴	<i>f_{max}</i> (cm)	<i>f̄</i> (cm)
18.63	7.70	4.36	217.10	3.44	1.37	10604.90	4270.91	6892.22	0.21	1.22

III.5.4.7.ETUDE DE LA POUTRE PALIERE

La poutre palier est prévue pour être un support d’escalier.

Avec une longueur de **3.50 m**, son schéma statique est le suivant :

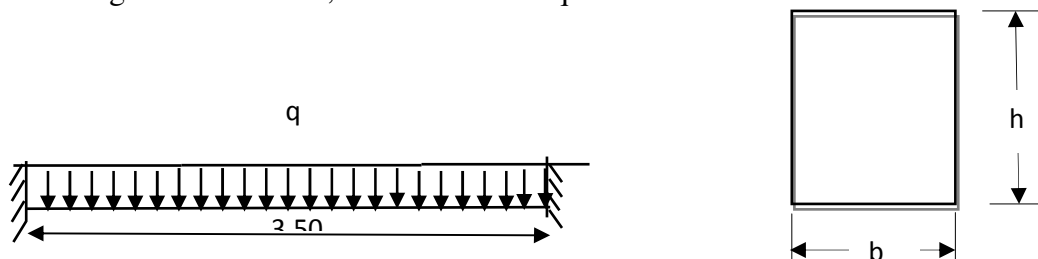


Figure III.23.: Schéma Statique de la poutre palier

La poutre palier se calcul a ELU puisque la fissuration est considéré peu nuisible.

III.5.4.7.1.PREDIMENSIONNEMENT

1) Selon le CBA 93 : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ et $0,3h \leq b \leq 0,7h$

$L_{max} = 3.50 \text{ m} \Rightarrow 23.33 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm} \quad \mathbf{h = 35 \text{ cm}}$
 $10.5 \text{ cm} \leq b \leq 25 \text{ cm} \quad \mathbf{b = 25 \text{ cm}}$

2) Selon RPA 2003 :

$b \geq 20 \text{ cm}$

$h \geq 30$

$\frac{h}{b} < 4$

On opte : $\mathbf{h = 35 \text{ cm}}$ et $\mathbf{b = 30 \text{ cm}}$

3) Vérifications relatives aux exigences du RPA (Art 7.5 .1du RPA99)

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \mathbf{CV}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \mathbf{CV}$
- $h/b \leq 4 \dots\dots\dots 35/25 = 1,4 \leq 4 \dots\dots\dots \mathbf{CV}$

III.5.4.7.2. Détermination des charges

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2.625 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU : $\dots\dots\dots \mathbf{T_u = 54.38 \text{ KN}}$
- Réaction du palier à l'ELS : $\dots\dots\dots \mathbf{T_s = 39.18 \text{ KN}}$

III.5.4.7.3. FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE

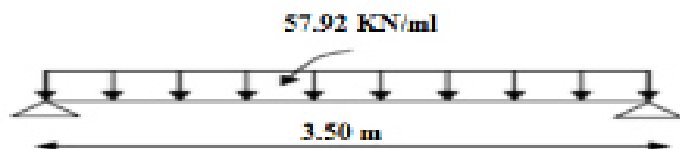
III.5.4.7.3.1 Calcul à l'ELU

1) Combinaison de charges

$q_u = 1.35 G_p + T_u$

$q_u = 1.35 \times 2.625 + 54.38$

$q_u = 57.92 \text{ KN/ml}$



2) Calcul du moment et l'effort tranchant

- **Moment isostatique**

$M_u^t = \frac{q_u L^2}{24} = \frac{57.92 \times 3.5^2}{24} = 29.56 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$M_u^a = \frac{q_u L^2}{12} = \frac{57.92 \times 3.5^2}{12} = 59.13 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{57.92 \times 3.5^2}{8} = 88.69 \text{ KM.m}$$

- Effort tranchant

$$T_u \text{ max} = \frac{q_u L}{2} = \frac{57.92 \times 3.5}{2} = 101.36 \text{ KM}$$

Tableau III.33. Résultats de ferrailage de la poutre palière

	$T_u \text{Max}$ KN	M_u^{max} (KN.m)	μ_{bu}	Z (cm)	σ_s	$As(\text{cm}^2)$ calculée	$As(\text{cm}^2)$ adoptée	Choix
Travée	0	29.56	0.0699	30.2	348	2.81	4.62	3HA14
Appui	100.3	59.13	0.139	28.87	348	5.88	6.88	3HA14 2HA12

3) Calcul des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est de

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{h}{35} = 8,74 \\ \phi_l = 12 \\ \frac{b}{10} = 3 \end{cases} \Rightarrow \phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 2HA8 = 1,01\text{cm}^2$$

Pour l'espacement, nous avons d'après le BAEL 91 ce qui suit :

$$S_t \leq \min \begin{cases} 0,9d \\ 40\text{cm} \end{cases} = 28.35\text{cm} \quad \text{on adopte} \quad S_t = 20\text{cm}$$

III.5.4.7.3.2 VERIFICATIONS DIVERS

1) A L'ELU

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq 0,23 \cdot A_{s \text{ min}} = 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \begin{cases} 4,62 \\ 6,88 \end{cases} \geq 0,23 \times 25 \times 0,9 \times 30 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow \begin{cases} 4,62 \\ 6,88 \end{cases} > 0,82\text{cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{33.32 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,27} = 0.49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} 0,13 \cdot f_{c28} \\ 4\text{Mpa} \end{cases} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV 2)$$

A L'ELS

• **Vérification de contrainte de béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

Tableau III.34. Vérification de contrainte de béton

	M_{ser}	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Observation
<i>Travée</i>	17.25	4.62	9.97	42033.65	4.09	15	CV
<i>Appuis</i>	46.01	6.88	11.67	40697.92	13.19	15	CV

• **Vérification de la flèche**

Les conditions ont vérifié d'après le BAEL91. On a trois inégalités à vérifier.

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{350} = 0,1 > 0,063$ ----- CV

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0,1 > 0,08$ ----- CV

3) $\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{25 \times 31.5} = 0,006 \leq 0,011$ ----- CV

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.5 Escalier type RDC

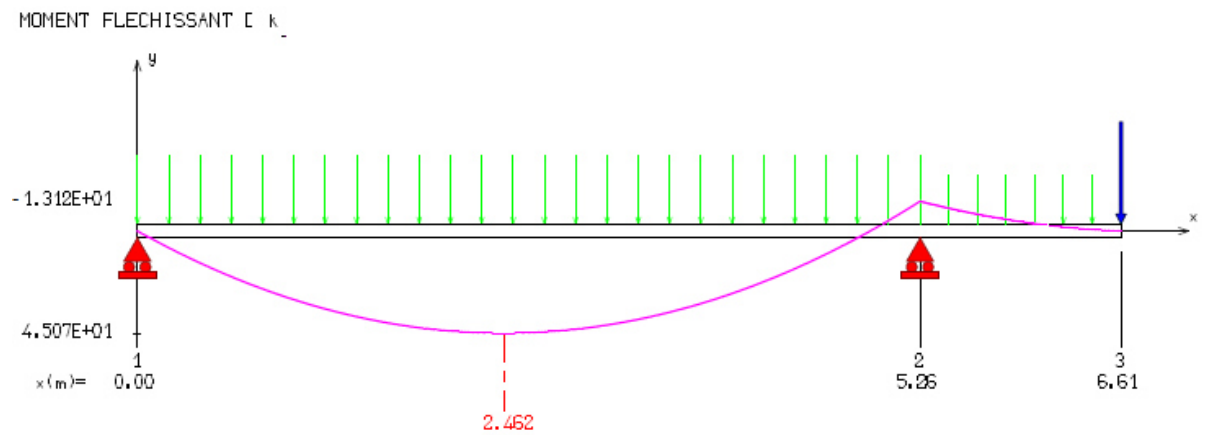
Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III.35. Charges appliquées sur l'escalier type 2

	$G (\text{KN/m}^2)$	$Q (\text{KN/m}^2)$	$P_u (\text{KN/m}^2)$	$P_{ser} (\text{KN/m}^2)$
<i>Volée</i>	8.22	2.5	14.87	10.72
<i>Palier</i>	5.06	2.5	10.581	7.56

III.5.5.1 Schéma statique

• **A L'ELU**



• A L'ELS

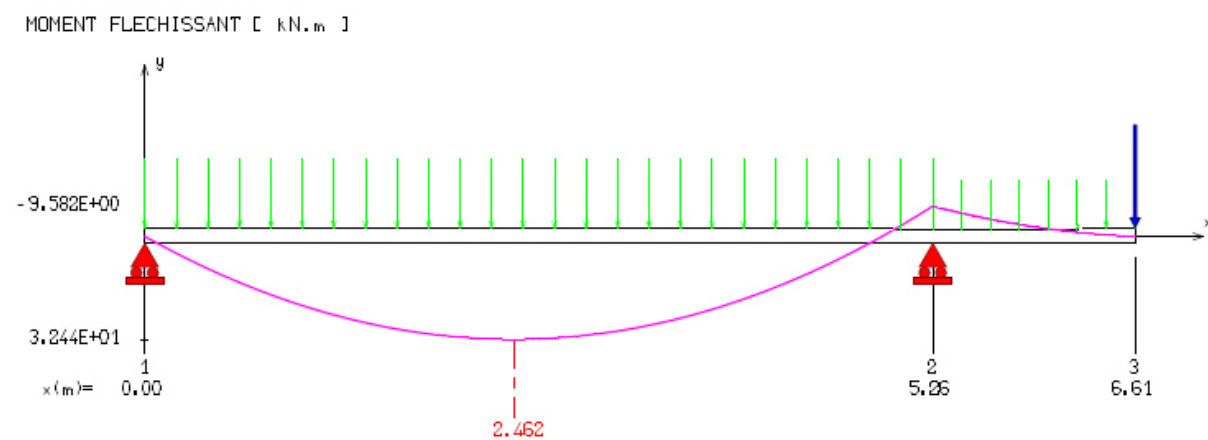


Figure III.24. Schéma statique à L'ELU et à L'ELUS (escalier type 02)

III.5.5.2 Calcul des efforts interne (M ; T)

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de (1 m). Cependant, on doit prendre en compte un encastrement partiel au niveau des appuis. Le règlement BAEL 91 préconise une réduction du moment isostatique d'où :

Tableau III.36. Calcul des efforts interne

Moment	ELU	ELS
$M_{Z_{max}}$ (KN .m)	44.92	32.44
M_a (KN.m)	-13.47	-9.73
M_t (KN.m)	38.18	27.57

III.5.5.3 Calcul de ferrailage

Le ferrailage sera fait en flexion simple avec $(b \cdot h) = (100. 15) \text{ cm}^2$.

Les dimensions de l'élément étudié, les sollicitations agissantes maximales, ainsi que les résistances Caractéristiques des matériaux sont présentés dans le tableau ci-dessous .les résultats de ferrailage résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.37. Calcul de ferrailage d'escalier

	M_u <i>max</i> $kN.m$	μ_{bu}	Z (cm)	$A_s(cm^2)$ <i>calculée</i>	$A_s(cm^2)$ <i>adoptée</i>	<i>Choix</i>	$A_r(cm^2)$ <i>calculée</i>	$A_r(cm^2)$ <i>adoptée</i>	<i>Choix</i>
<i>Travée</i>	38.18	0.169	11	9.97	10,05	5HA16	2.51	3,14	4HA10
<i>Appui</i>	13.47	0.0597	12.4	3.12	3.93	5HA10	0.98	3,14	4HA10

Avec $S_t = 20 \text{ cm}$

III.5.5.4. Vérifications divers

1) Vérification à ELU

Les vérifications des divers conditions (condition non fragilité. vérifications des contraintes), sont résumées dans le tableau suivant:

Tableau III.38. Vérifications divers à ELU

Condition	$A_s \geq A_{s_{min}} = 1.63cm^2$		$\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)		$\tau_{se} < \bar{\tau}_s$ (MPa)		$S_t \leq \left(\frac{A_t f_e}{0.4b_0}\right) (cm)$	
Variables	A_s^t	A_s^a	τ_u	$\bar{\tau}$	τ_{se}	$\bar{\tau}_s$	S_t	$\frac{A_t f_e}{0.4b_0}$
Valeurs	10.05	3.93	0.3	3.33	2.1	3.15	20	39.3
Observation	Cv		Cv		Cv		Cv	

- **Ancrage des barres**

$$\tau_{gu} = 2.84 \text{ MPa} \Rightarrow L_g = 40 \text{ cm} \Rightarrow L_g = 0.4L_g = 16 \text{ cm}$$

2) Vérification à ELS

- **Vérification des contraintes :** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau III.39. Vérifications des contraintes

Position	Ms [kN.m]	As (cm ²)	Y [cm]	I [cm ⁴]	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	
En travée	27.57	10.05	5.05	15056.85	12.03	15	CV
Sur appui	9.73	3.93	3.44	7322.87	5.11	15	CV

• Vérification de la flèche

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{470} = 0,028 < 0,063$ ----- non vérifiée.

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0,028 < 0,084$non vérifié

3) $\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{5.26}{f_e} \Rightarrow \frac{10.05}{100 \times 13.5} = 0,009 \leq 0,015$ vérifié

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche :

$\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5$Si $5m < L$

$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} = 0.5 + \frac{526}{1000} = 1.03cm$

Tableau III.40. Vérifications de la flèche

Mser (kN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	σ _s (MPa)	λi	λv	I ₀ (cm ⁴)	I _{FI} (cm ⁴)	I _{Fv} (cm ⁴)	f _{max} (cm)	f̄ (cm)
27.57	10.05	5.05	235.47	2.82	1.13	15056.85	6172.80	9898.36	0.26	0.94

III.5.5.5 ETUDE DE LA POUTRE PALIERE

La poutre palier est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 4.00 m, poutre palier se calcul a ELU puisque la fissuration est considéré peu nuisible.

III.5.5.5.1 PREDIMENSIONNEMENT

• Selon le CBA 93

$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ et $0,3h \leq b \leq 0,7h$

$L_{max} = 3.50 \text{ m}$

$\Rightarrow 23.33 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm} \quad \mathbf{h = 35 \text{ cm}}$

$10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \quad \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$

- Selon RPA 2003 :

$b \geq 20 \text{ cm}$

$h \geq 30$

$\frac{h}{b} < 4$

On opte : $\mathbf{h = 35 \text{ cm}}$ et $\mathbf{b = 30 \text{ cm}}$

III.5.5.5.2 Détermination des charges

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,35 = 2.62 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU : $T_u = 58.61 \text{ KN}$
- Réaction du palier à l'ELS : $T_s = 42.22 \text{ KN}$

III.5.5.5.3 FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE

Calcul à l'ELU

Tableau III.41. Calcul des sollicitations a l'ELU

$q_u \text{ (KN/ml)}$	$M_{ut} \text{ (KN.m)}$	$M_{ua} \text{ (KN.m)}$	$M_0 \text{ (KN.m)}$	$T_u \text{ max (KN)}$
61.23	31.40	62.81	94.21	107.67

- Schéma statique

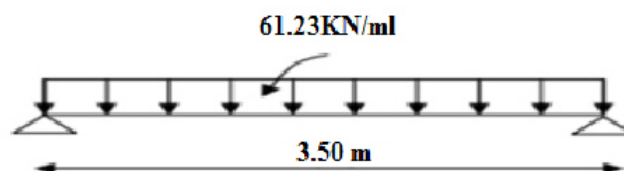


Figure III.25. Schéma statique de poutre palière (escalier type 02)

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

Tableau III.42. Résultats de ferrailage de la poutre palière

	T_{uMax} <i>KN</i>	M_u^{max} <i>(KN.m)</i>	μ_{bu}	Z <i>(cm)</i>	σ_s	$As(cm^2)$ <i>calculée</i>	$As(cm^2)$ <i>adoptée</i>	<i>Choix</i>
<i>Travée</i>	0	31.40	0.074	30.1	348	2.99	4,62	3HA14
<i>Appui</i>	107.67	62.81	0.148	29	348	6.22	6.88	3HA14 + 2HA12

Calcul des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{h}{35} = 1 \\ \phi_l = 14 \\ \frac{b}{10} = 3 \end{cases} \Rightarrow \phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$$

Pour l'espacement, nous avons d'après le BAEL 91 ce qui suit :

$$S_t \leq \min \begin{cases} 0,9d \\ 40cm \end{cases} = 28,35cm \quad \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,47 \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \quad \text{on adopte: } S_t = 20cm$$

III.5.5.5.4 VERIFICATIONS DIVERSES

1) A L'ELU

Tableau III.43. Vérifications divers à ELU

Condition	$A_s \geq A_{smin} = 1.14$		$\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)		$\tau_{se} < \bar{\tau}_s$ (MPa)	
Variables	A_s^t	A_s^a	τ_u	$\bar{\tau}$	τ_{se}	$\bar{\tau}_s$
Valeurs	4.62	6.88	1.13	3.33	2.01	3.15
Observation	cv		Cv		Cv	

2) A L'ELS

- **Vérification de contrainte de béton** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau III.44. Vérifications des contraintes

	M_{ser}	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	
Travée	22.88	4,62	12.28	44118.04	6.26	15	CV
Appuis	45.77	6.03	14.1	55416.85	11.56	15	CV

- **Vérification de la flèche**

Les conditions ont vérifié d'après le BAEL91. On a trois inégalités à vérifier.

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{350} = 0,1 > 0,063$ ----- CV

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0,1 > 0,033$ ----- CV

$$3) \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{25 \times 31.5} = 0,006 \leq 0,011 \text{ ----- CV}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Pour que cet escalier est le plus sollicité on opte le ferrailage de ce dernier pour les autres escaliers.

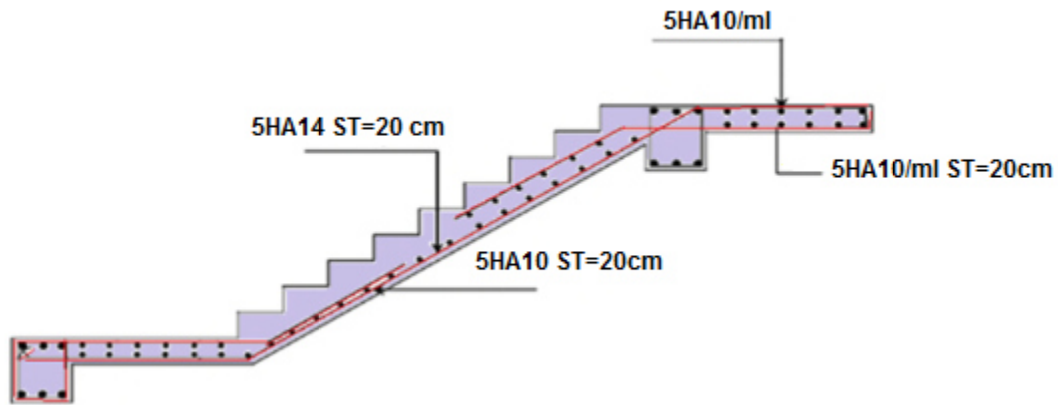


Figure III.26. Schéma de ferrailage des escaliers

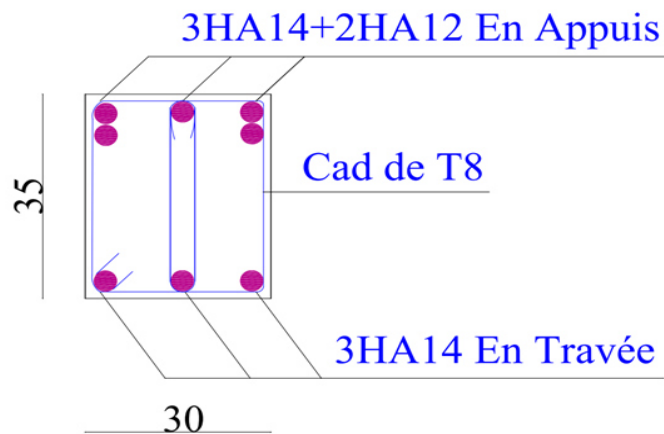


Figure III.27. Schéma de ferrailage de poutre palière

III. Étude de la dalle de la salle machine

III.6. Étude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre bâtiment on adopte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes : (**Annexe III**)

La course maximale = 50m

DM : La charge due à l'ascenseur = 51 KN

PM : La charge due à la machine = 15 KN

FC : Poids de la cuvette = 145 KN

La vitesse minimale = 1.6 m/s

Les dimensions de la cabine $BK \times TK \times HK = (160 \times 160 \times 220) \text{cm}^3$

Les dimensions de la gaine : $BS = l = 180 \text{cm}$

$TS = L = 210 \text{cm}$

III.6.1. Étude de la dalle pleine de locale des machines

a) Évaluation des charges et surcharge

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur $h = 20 \text{cm}$

La charge nominale = 6.3 KN

$P = PM + DM + \text{charge nominale} = 15 + 51 + 6.3 = 72.3 \text{KN}$

Poids propre de la dalle et des revêtements

On a un revêtement en béton d'épaisseur ($e = 5 \text{cm}$)

$G = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.05 = 6.1 \text{KN}$

$Q = 1 \text{KN/m}^2$

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.735 \text{KN/m}^2$

$q_s = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{KN/m}^2$

$L_x = 2.90 \text{m}$

$L_y = 3.80 \text{m}$

$\frac{L_x}{L_y} = \frac{290}{380} = 0.76 \geq 0.4$

La dalle porte sur les deux sens, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

- **Les sollicitations**

À l'ELU : ($\nu=0$)

$$\rho = 0.76 \begin{cases} \mu_x=0.0608 \\ \mu_y=0.5274 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l^2$$

$$M_{0x} = 0.0608 \times 9.735 \times 2.9^2 = 4.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.5274 \times 5.185 = 2.62 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées**

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 4.98 = 4.23 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 2.62 = 2.23 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 4.98 = -2.49 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m

Le diamètre des barres utilisées doit être

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} \rightarrow \emptyset \leq \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

On prend des barres de $\emptyset = 12 \text{ mm}$ pour le ferraillage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\emptyset_x}{2} + e \right) \rightarrow d_x = 20 - \left(\frac{1.2}{2} + 2 \right) = 17.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\emptyset_y}{2} + \emptyset + e \right) \rightarrow d_y = 20 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.4 + 2 \right) = 16 \text{ cm}$$

Tableau III.45. Tableau de ferraillage de la dalle locale des machines

Localisation	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t calculée (cm ²)	A _a calculée (cm ²)	A _t adoptée (cm ²)	A _a adoptée (cm ²)
Sens xx	4.23	2.49	0.71	0.412	5HA8=2.51	5HA8=2.51
Sens yy	2.23	2.49	0.37	0.412	5HA8=2.51	5HA8=2.51

- **Vérification de condition de non fragilité**

Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

- **En travée**

- **Sens xx** : $A \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$

$$A = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh = 0.00081 \times \left(\frac{3-0.76}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.79 \text{ cm}^2$$

- **Sens yy** : $A_y \geq \rho_0 bh \rightarrow A_y = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 bh = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$

$$A \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$$

- **En appui**

$$A = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh = 0.00081 \times \left(\frac{3-0.76}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.79 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures**

- **Armatures // Lx**: $St = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

- **Armatures // Ly**: $St = 20 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

- **Vérification au cisaillement**

$$V_U = \frac{q_u \times L_x}{2 \times \left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = \left(\frac{9.735 \times 2}{2 \times \left(1 + \frac{0.76}{2}\right)} \right) = 10.23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{10.23 \times 10^{-3}}{1 \times 0.174} = 0.058 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

- **Vérification à l'ELS**

- **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$q_s = G + Q = 7.1 \text{ KN/m}$$

A L'ELS : ($\nu=2$)

$$\Rightarrow U_x = 0.0672 \text{ et } U_y = 0.6580 \text{ (Annex II)}$$

$$M_x = U_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0672 \times 7.1 \times 2.9^2 = 4.012 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.6580 \times 4.012 = 2.64 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travées**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 4.012 = 3.41 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 2.64 = 2.24 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis**

$$M_y^a = M_x^a = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 4.012 = 2.01 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des contraintes**

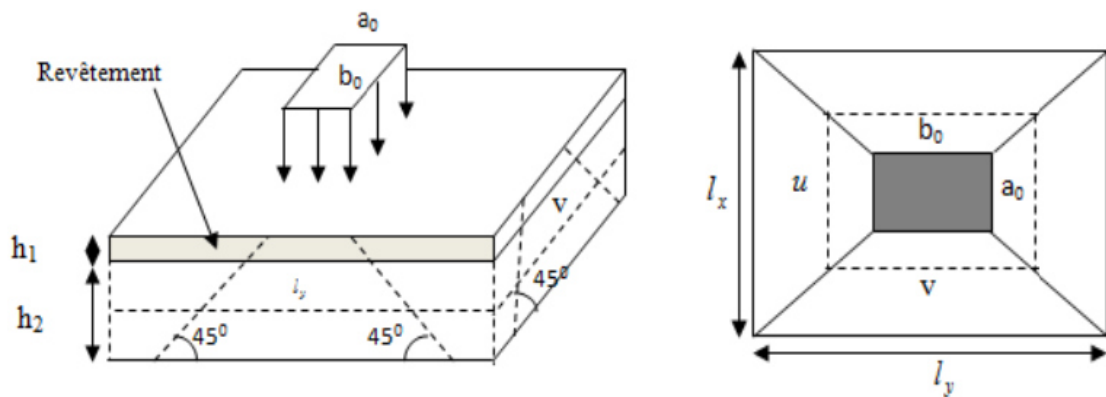
$$\text{Calcul de } Y: \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\text{Calcul de } I: I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15[A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Tableau III.46.Résultats de calcul des contraintes dans la dalle locale machine

Localisation	Sens	$M_{ser}(kN.m)$	$A(cm^2)$	$Y (cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$
Travée	XX	3.41	2.51	3.26	9375.51	1.18
Travée	YY	2.24	2.51	3.26	8685.48	0.778
Appui	/	2.1	2.51	3.26	8685.48	0.73

❖ Schéma de ferrailage

**Figure III.28.** Schéma représentant la surface d'impact**a-2) Cas de charges concentrées**

La charge P qui s'applique sur la dalle sur une surcharge d'impact ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire ($u.v$).

On calcule le rectangle d'impact ($u.v$).

$$u = a + h + 2\xi h \quad ; \quad v = b + h + 2\xi h$$

Avec : a_0 et u : dimension // à L_x

b_0 et v : dimension // à L_y

$(a_0 \times b_0)$ surface du chargement de la charge concentrée

h : Epaisseur du revêtement

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi = 1$)

$$(a_0 \times b_0) = (150 \times 160) cm^2$$

$$u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 180 \text{ cm} ; v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 190 \text{ cm}$$

Calcul des moments

$$M_x = (M_1 + vM_2)q \quad ; \quad M_y = (M_2 + vM_1)q \text{ BAEL 91 (article IV.3)}$$

v : coefficient de poisson

$$\begin{cases} v = 0 & \text{à l'ELU} \\ v = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases} M_1 \text{ et } M_2: \text{ sont des valeurs lues à partir des tables de PIGEAUD}$$

✓ **AL'ELU** : $v = 0$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{2.9}{3.9} = 0.76 \geq 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$M_1 = 0.067$$

$$M_2 = 0.094 \text{ (Annexe II)}$$

Avec : $u = 180$; $L = 290\text{cm}$; $v = 190$; $L = 380\text{cm}$.

Tableau III.47. calculs des moments M_{x1} et M_{y1} dans la dalle locale machine

$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	G(KN)	q (KN)	M_{x1} (KN. m)	M_{y1} (KN. m)
0.62	0.5	72.3	97.6	9.17	6.54

Moment dû aux poids propre de la dalle

$$M_{x2} = 4.98 \text{ KN. m}$$

$$M_{y2} = 2.62 \text{ KN. m}$$

La superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.17 + 4.98 = 14.15 \text{ KN. m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.54 + 2.62 = 9.16 \text{ KN. m}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec $h = 20 \text{ cm}$

Moment en travées et en appuis

Tableau III.48. Moments en travée et en appui dans la dalle locale machine

Cas	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
En travée	12.03	7.786
En appui	7.075	3.89

▪ Vérification de condition de non fragilité

Pour $h > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

▪ En travée

- Sens xx : $A \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$

$$A = 4.52 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0.00081 \times \left(\frac{3-0.76}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.79 \text{ cm}^2$$

- Sens yy : $A_y \geq \rho_0 b h \rightarrow A_y = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 b h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$

▪ En appui

$$A = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 1.6 \text{ cm}^2$$

Tableau III.49.Tableau de ferrailage de la dalle du local des machines

Localisation	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t calculé (cm ²)	A _a calculé (cm ²)	A _t adopté (cm ²)	A _a adopté (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Sens xx	12.03	7.075	2.02	1.18	4HA12=4.52	4HA10=3.14	1.79
Sens yy	7.786	3.89	1.297	0.65	4HA12=4.52	4HA8 =3.14	1.6

▪ **Vérification au non poinçonnement**

La condition de non poinçonnement est vérifier si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \text{BAEL91 (article V.3.c)}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

h : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 440 \text{ cm}$$

$$q_u = 97.6 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 4.4 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 825 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ la condition est vérifiée .}$$

▪ **Vérification de la contrainte tangentielle**

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{29.575 \times 10^{-3}}{1 \times 0.174} = 0.17 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge ;

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2u+v} = \frac{97.6}{3 \times 1.1} = 29.575 \text{ KN} .$$

Diamètre maximum des barres :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = 2 \text{ cm} \Rightarrow 1.2 \text{ cm} \leq 2 \text{ cm}$$

▪ **Espacement des armatures**

– Sens xx: $St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$; Soit : $St=25 \text{ cm}$

– Sens yy: $St \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$; Soit : $St=25 \text{ cm}$

✓ A L'ELS: $v = 0.2$

1. Les moments engendrés par le système de levage

$$q_{ser} = G = 72.3 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = (M_1 + vM_2)q_{ser} = (0.094 + 0.2 \times 0.067) \times 72.3 = 7.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (M_2 + vM_1)q_{ser} = 6.21 \text{ KN.m}$$

2) Les moments dus aux poids propre de la dalle

$$q_{ser} = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0672 \times 7.1 \times 2.9^2 = 4.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.6580 \times 4.01 = 2.64 \text{ KN.m}$$

3) La superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.76 + 4.01 = 11.77 \text{ KNm}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.21 + 2.64 = 8.85 \text{ KNm}$$

- Vérifications des contraintes**

1) Moment en travées

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 11.77 = 10 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 8.85 = 7.52 \text{ KN.m}$$

2) Moment en appuis

$$M_x^a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 11.77 = 5.88 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 8.85 = 4.42 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } Y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') \Rightarrow A_s = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15[A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Tableau III.50. Vérification des contraintes dans le béton de dalle du local machine

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)
Travée	xx	10	4.52	4.23	14276.47	2.96
Travée	yy	7.52	4.52	4.23	14276.47	2.23
Appui	xx	5.88	3.14	3.6	10531.23	2.01
Appui	yy	4.42	3.14	3.6	10531.23	1.51

❖ Schéma de ferraiillage

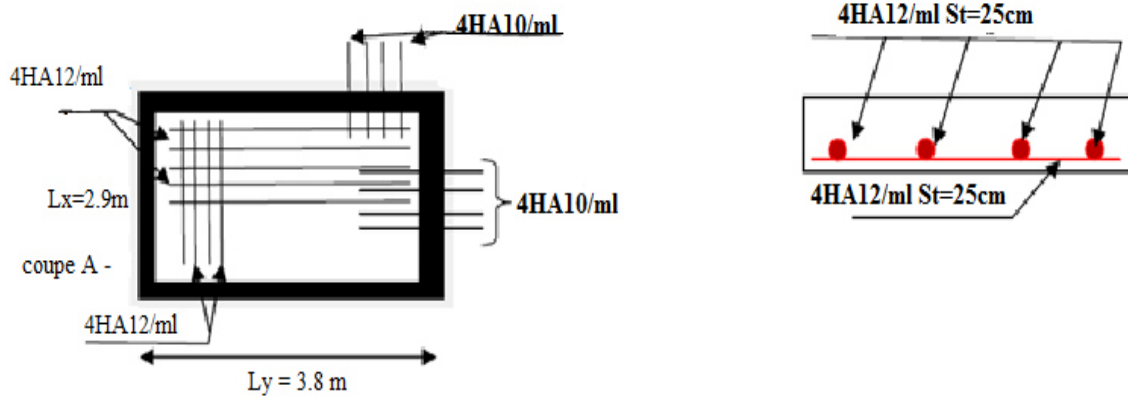


Figure. III.29. Schéma de ferraiillage de dalle du locale machine

Chapitre IV

IV L'ETUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE POUR LA STRUCTURE

IV.1 Introduction

Le séisme est une vibration du sol par libération soudaine d'énergie de déformation cumulée dans la croûte terrestre. Il n'est dangereux pour la vie humaine qu'à travers ses effets destructeurs sur les ouvrages.

L'intérêt de la protection contre le séisme réside dans la conception et la réalisation des ouvrages capables de faire face à ce phénomène. Pour cela il faut évaluer les charges sismiques agissantes à chaque niveau de la structure et dans chaque sens.

IV.1.2 L'étude dynamique

IV.1.2.1 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

Cela nous permet le calcul des efforts et déplacements maximum due au séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.1.2.2 Présentation du logiciel de calcul ETABS

On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé **ETABS** pour déterminer :

- Les périodes propres
- Les coefficients de participation
- Les déplacements du plancher

Les caractéristiques principales d'ETABS sont :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI.etc.*). De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De

plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000*).

IV.1.2.3. Modélisation de la structure

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastrée à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau.

IV1.2.4 Détermination des fréquences et modes propre

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment sans qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \quad (1)$$

Où : $\{\ddot{x}\}$, $\{x\}$: représentent respectivement le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements de la structure.

$[M]$: représente la matrice masse de la structure.

$[K]$: représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties (VLNA), nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\}\sin(\omega t + \varphi) \quad (2)$$

Avec :

$\{A\}$: vecteur des amplitudes

ω : Fréquence de vibration

φ : Angle de déphasage

Les accélérations en VLNA sont alors données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2\{A\} \sin(\omega t + \phi) \quad (3)$$

En reportant les équations (5-2) et (5-3) dans l'équation (5-1), on aura :

$$[[K] - \omega^2[M]]\{A\} \sin(\omega t + \phi) = \{0\} \quad (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2[M]]\{A\} = \{0\} \quad (5)$$

Ce système d'équation est un système à (N) inconnues A_i . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre de solution non-nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule.

D'où :
$$\det[[K] - \omega^2[M]] = 0 \quad (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée " *Equation caractéristique* ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2N) en (ω).

Les N solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des N modes des vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{\mathbf{A}\}_j$ ou forme modale.

IV.1.2.5. Etapes de modélisation

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

- 1) Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- 2) Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- 3) Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- 4) Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,...).
- 5) Lancement de l'analyse du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- 6) Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.....).
- 7) Interprétation des résultats.

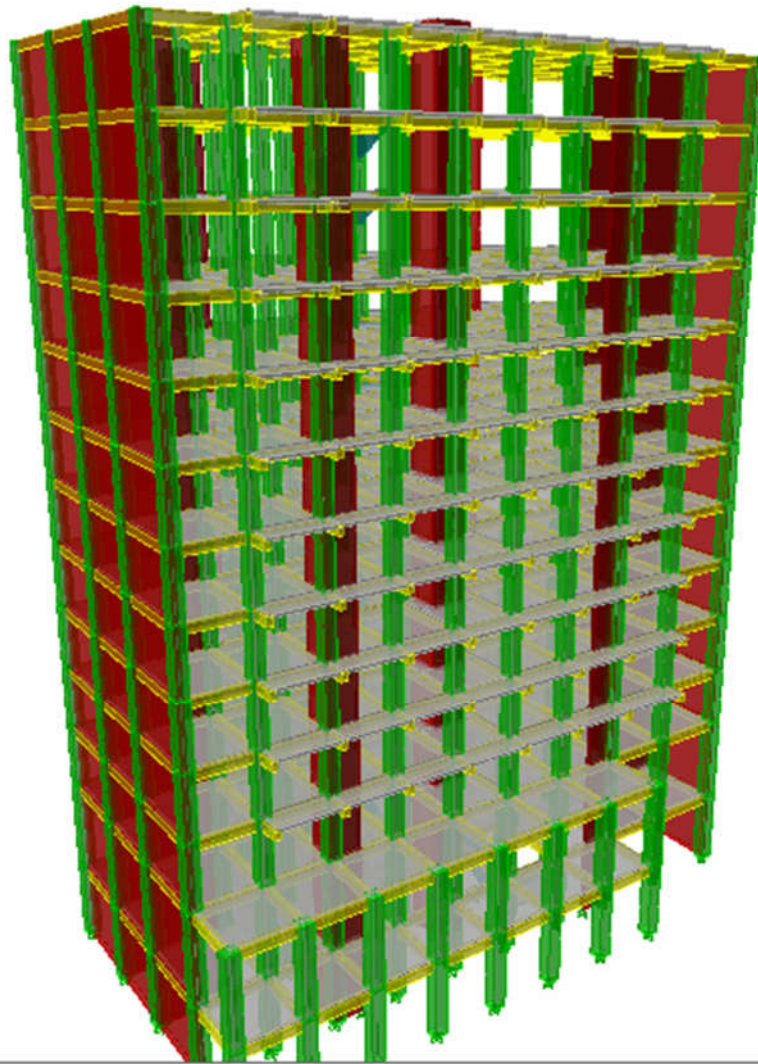


Figure IV 1 : Modélisation de la structure (Vue en 3D) Avec logiciel ETABS

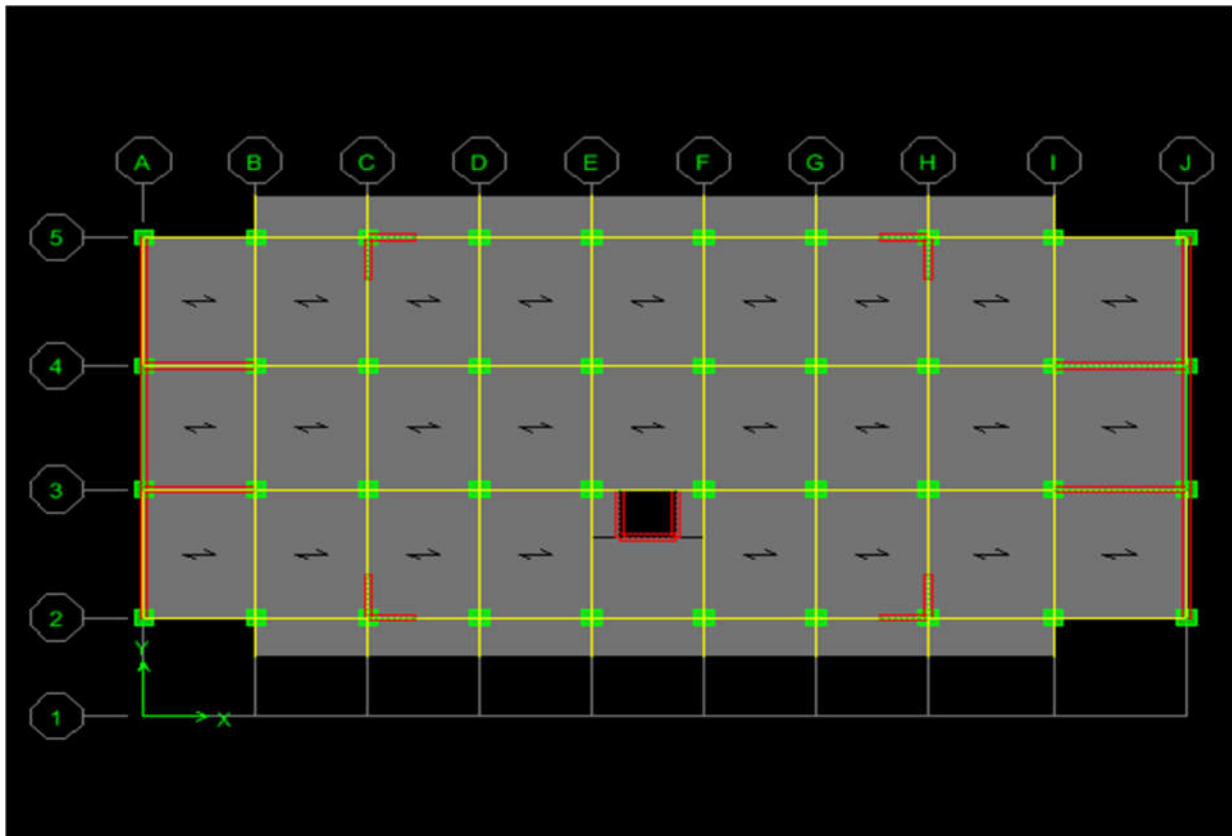


Figure IV 2 : Modélisation de la structure (Vue en Plans)

IV .1.3. Caractéristiques géométriques de la structure

IV .1.3.1. Centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : Est la masse de l'élément "i".

X_i, Y_i : Sont les coordonnées de l'élément considérée.

IV .1.3.2. Centre de rigidité

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentes :

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus ; les efforts horizontaux (séisme, vent... etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie donc une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05L$, (L : la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

IV .1.3.3. Excentricité accidentelle

L'excentricité accidentelle est donnée par la formule suivante : $e_{acc} = 0.05L$

L : La plus grande dimension de bâtiment

$$\text{Sens X : } e_a = 0,05 \times 30,60 = 1,53 \text{ m}$$

$$\text{Sens Y : } e_a = 0,05 \times 16,45 = 0,83 \text{ m}$$

IV .1.3.4. Calcul de la période fondamentale

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique (4-6 donnée par le RPA99/version2003) est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 41,82 \text{ m}$$

- C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement et de type de remplissage ce paramètre est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$\text{D'où : } C_T = 0,05$$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (41,82)^{3/4} = 0,82 \text{ sec}$$

$$T = 0,82 \text{ sec}$$

IV .1.3.5 Nombre de modes à considérer

- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes est au moins égale à **90%** ($\sum \alpha_i \geq 90\%$) , ou que tous les

modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure.

- Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

IV .1.3.6 La disposition des voiles

disposition des voiles doit satisfaire un certaines conditions:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité tout en restant dans le domaine économique
- Assurer une excentricité minimale

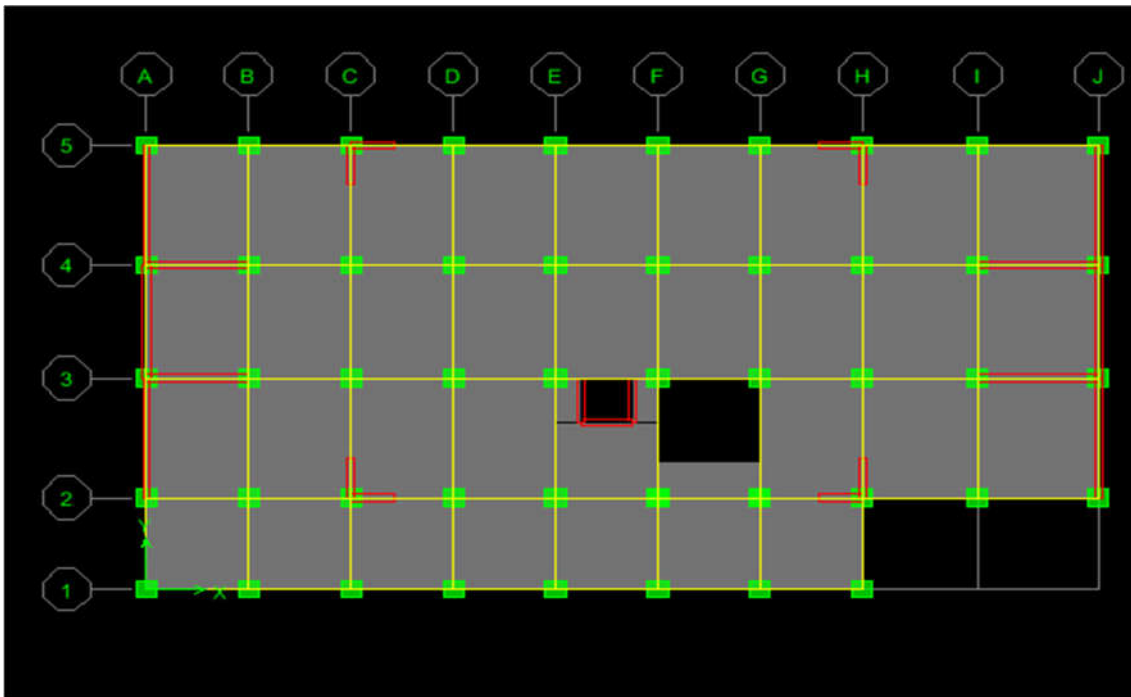


Figure IV 3 : Disposition des voiles 1^{ère} étage et RDC

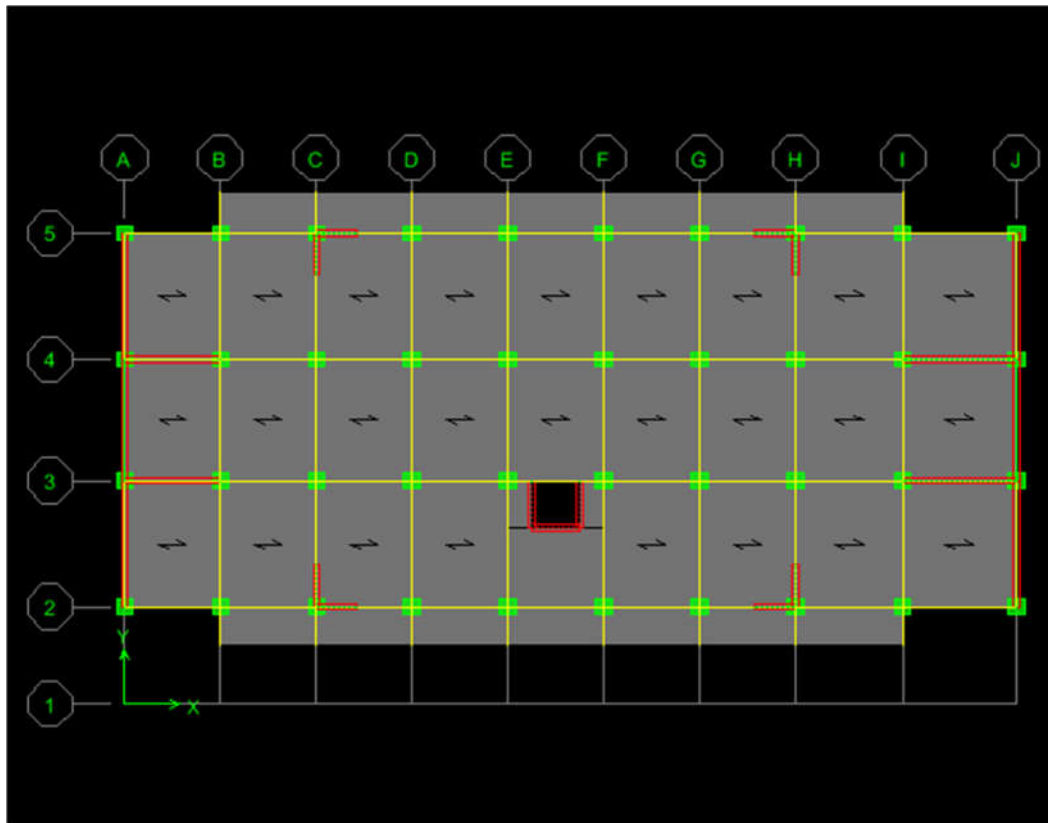


Figure IV 4 : disposition des voiles (2^{ème} jusqu'à dernier étage)

IV .1.3.7 Caractéristique massique

Tableau IV.1: Centre de masse et Centre de rigidité

Story	Mass	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
STORY1	1170,0892	14,727	8,575	15,894	9,3	-1.167	-0.725
STORY2	1093,5091	14,83	8,956	15,839	9,376	-1.009	-0.42
STORY3	863,0049	15,012	9,667	15,644	9,434	-0,422	0.223
STORY4	860,1319	15,014	9,646	15,537	9,483	-0.455	0.163
STORY5	860,1319	15,014	9,646	15,469	9,522	-0.455	0.124
STORY6	860,1319	15,014	9,646	15,414	9,554	-0.4	0.092
STORY7	860,1319	15,014	9,646	15,366	9,581	-0.325	0.065
STORY8	850,8765	15,017	9,646	15,323	9,603	-0.306	0.043
STORY9	842,7724	15,019	9,646	15,284	9,621	-0.265	0.025
STORY10	844,9272	15,019	9,662	15,249	9,636	-0.23	0.006
STORY11	835,7981	15,021	9,651	15,218	9,648	-0,197	0.003
STORY12	823,2778	15,029	9,601	15,191	9,656	-0.162	-0.055
STORY13	775,1662	15,044	9,651	15,167	9,658	-0.123	-0.007
STORY14	4,1204	14,625	6,643	14,668	6,003	-0.043	0.64

Donc : Sens X : $e_a = 0,05 \times 30,60 = 1,53 \text{ m} > 1,167 \text{ m}$

Sens Y: $e_a = 0,05 \times 16,45 = 0,82 \text{ m} > 0,72 \text{ m}$

Poid totale de bâtiment : $W_T = 115440,694 \text{ KN}$.

IV .1.3.8. Mode de vibration et participation massique

Tableau IV.2: participation massique

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	Nature
1	1,054979	69,5262	0,0002	69,5262	0,0002	Trans X
2	0,723701	0,0002	67,3552	69,5264	67,3554	Trans Y
3	0,517941	0,0027	0,0146	69,5291	67,37	Torsion
4	0,283965	16,594	0	86,123	67,37	Torsion
5	0,175242	0	20,5068	86,123	87,8768	Torsion
6	0,130337	6,005	0	92,1281	87,8768	Torsion
7	0,125854	0	0,0052	92,1281	87,882	Torsion
8	0,082765	0,0001	5,8465	92,1282	93,7285	Torsion
9	0,07884	2,9927	0,0001	95,1209	93,7285	Torsion
10	0,060217	0,0154	0,0028	95,1363	93,7313	Torsion
11	0,055187	1,6441	0,0016	96,7803	93,7329	Torsion
12	0,053726	0,0006	2,538	96,7809	96,2709	Torsion

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

➤ **Nombre de modes à considérer**

Le nombre de modes à considérer doit être tel que la somme des coefficients de participation massique de ces modes est au moins égale à 90% ($\sum \alpha_i \geq 90\%$), ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieur à 5% de masse totale de la structure soit pris en compte.

Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

Constataion

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale $T_{dyn} = 0.82$ s.

2°/ Les 1^{ère} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.

3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

4°/ On doit retenir les 16 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% (selon le RPA99).

- **1^{er} mode** : c'est un mode de translation l'axe X de période $T_1=1.054s$

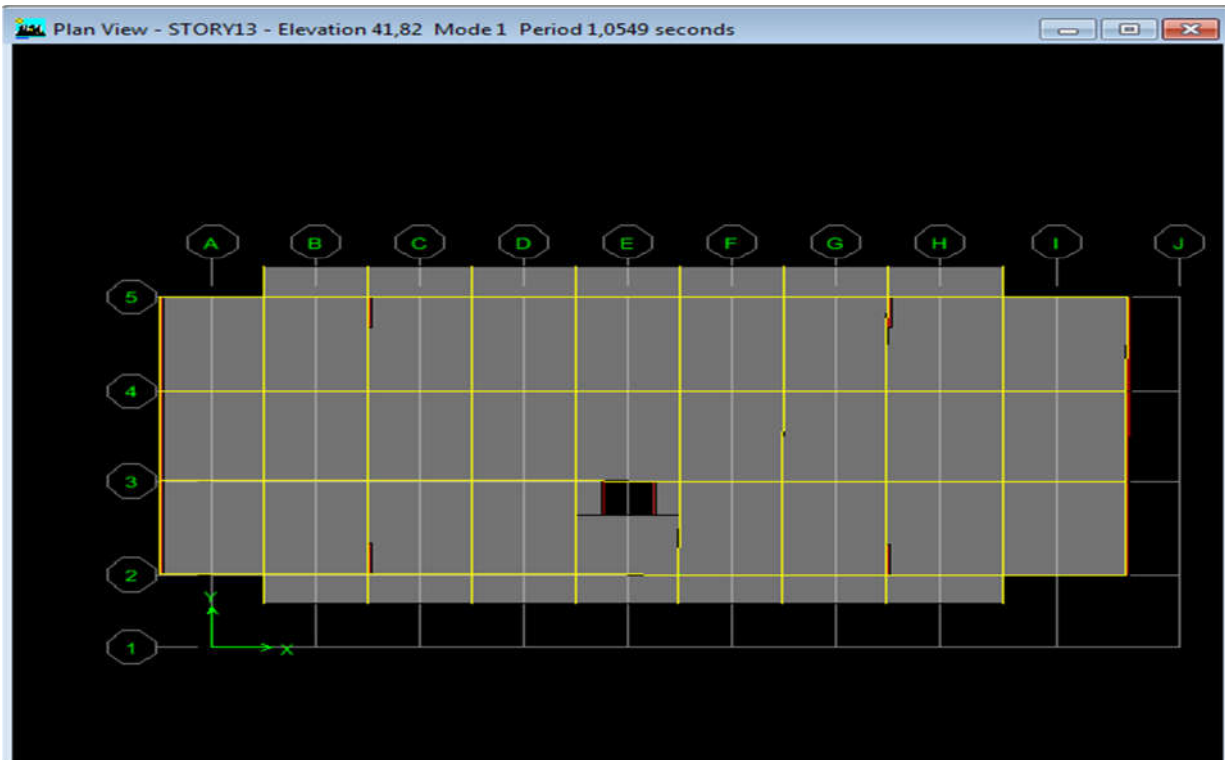


Figure IV.5: Vue en plan mode 01

- **2^{ème} mode** : c'est un mode de translation suivant l'axe Y de période $T_2=0,723s$

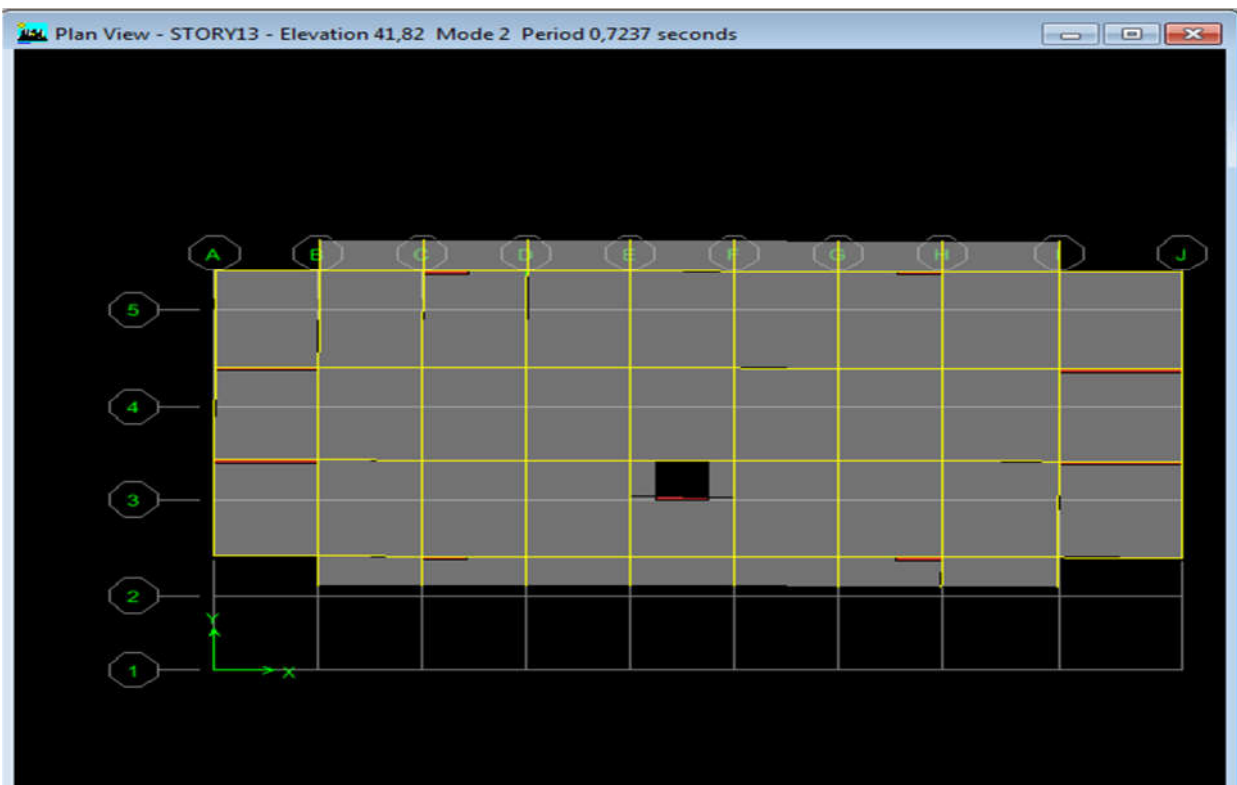


Figure IV.6: Vue en plan mode 01

3^{ème} mode : C'est un mode de rotation autour de l'axe Z de période $T_3=0.51s$

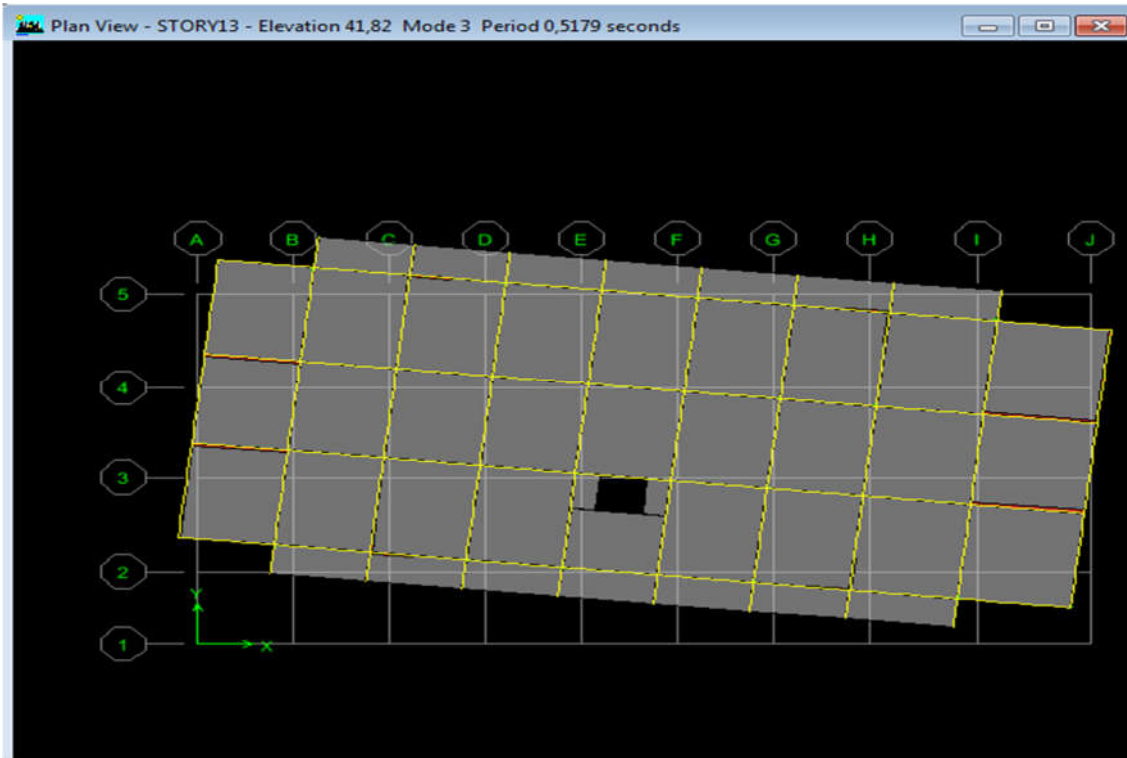


Figure IV.7: Vue en plan mode 03

- La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%, $T_{dyn} < 1.3T_{RPA}$

$$T_{dyn}=1.05 \text{ sec} < 1.3 (0.82) = 1.06 \text{ sec} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

IV.2. Etude sismique

IV.2.1. Généralité

Les tremblements de terre présentent depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations. Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique.

IV.2.2. Justification du système de contreventement « détermination du R »

Selon les définitions données par le **RPA99/V2003**, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient de comportement R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous :

➤ Sous charges verticales

Tableau IV.3 Les charges verticales reprises par les voiles et par les portiques

Niveau	Voile	portique	(%) voile	(%) Portique
	F ₃ (KN)	F ₃ (KN)	F ₃	F ₃
Niveau1	45845.24	31008.69	59.65%	40.34%

➤ Sous charges horizontales

Tableau IV.4 Les charges horizontales reprises par les voiles et par les portiques

Niveau	Voile		Portique		% Voile		% Portique	
	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	F ₁ %	F ₂ %	F ₁ %	F ₂ %
Niveau 1	3588.06	4736.15	610.13	325.44	85.46%	93.57%	14.54 %	6.43 %

Avec :

F₁ : La charge horizontale suivant **X**.

F₂ : La charge horizontale suivant **Y**.

F₃ : La charge verticale reprise par l'élément.

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5**

IV.2.3. Présentation des différentes méthodes de calcul

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

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

IV.2.3.1. La méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

IV.2.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.2.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

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

IV.2.4. Choix de la méthode de calcul

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certain nombre des conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

➤ Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et du période fondamentale de la structure (T).

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


$$A = 0.15 \quad \eta = 0.882 \quad R = 3.5 \quad h_N = 41.82 \text{ m}$$


$$T_1 = 0.15 \text{ s} \quad T_2 = 0.5 \text{ s} \quad Q = 1.1$$

Dans notre cas, on peut également utiliser la formule suivante:

$$T=0,09h_n/\sqrt{d}$$

d : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

a) - sens longitudinale : $d_x= 30.60 \text{ m}$  $T_x = 0,68 \text{ s}$

b) - sans transversale : $d_y= 16.45 \text{ m}$  $T_y = 0,82 \text{ s}$

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Donc: $T_x = 0.68 \text{ s}$

$T_y = 0.82 \text{ s}$

On a: $T_2 = 0,5\text{s}$

$0.4 < T_x < 3\text{s}$ donc $D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$

D'où :

$D_x = 2,5 \times 0,816 (0,5 / 0,68)^{2/3} = 1.661$

$D_y = 2,5 \times 0,816 (0,5 / 0,92)^{2/3} = 1.35$

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R}.W = 6327.65KN$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R}.W = 5142.88KN$$

➤ **Les conditions d'application la méthode statique équivalente :** Cette méthode ne s'applique que si :

La structure satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

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

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

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

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

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

Notre structure est implantée en Zone IIa et de groupe d'usage 2 mais elle dépasse **23 m**.

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003.

IV.2.4.1 Classification de l'ouvrage

- Zone sismique : Zone IIa « à Tazmalt wilaya de Bejaia »
- Groupe d'usage : groupe 2 « bâtiment d'habitation et bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m »
- Site : « meuble S3 » les valeurs de T_1 et T_2 sont respectivement 0,15s et 0,50s
- Système structurel : voiles-portiques.

IV.2.4.2 Condition d'RPA99/Version 2003

- L'une des vérifications préconisées par le **RPA99** / version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .
- Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$

IV.2.5 Application la méthode dynamique modale spectrale

➤ Spectre de réponse de calcul

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

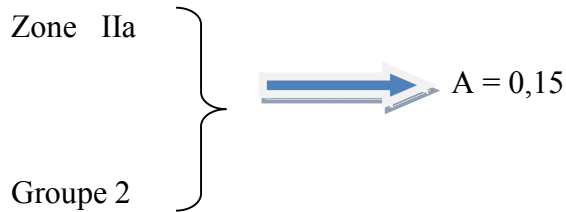
L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99. Tableau 4.1)



η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de 8,5%) égale à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0,7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0,816 > 0,7$$

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (RPA art 4.7)

Dans notre cas : Site 3 $\Rightarrow T_1 = 0,15$ s ; $T_2 = 0,50$ s

Q : facteur de qualité (RPA 99. Tableau 4.4)

On obtient le spectre de réponse suivant

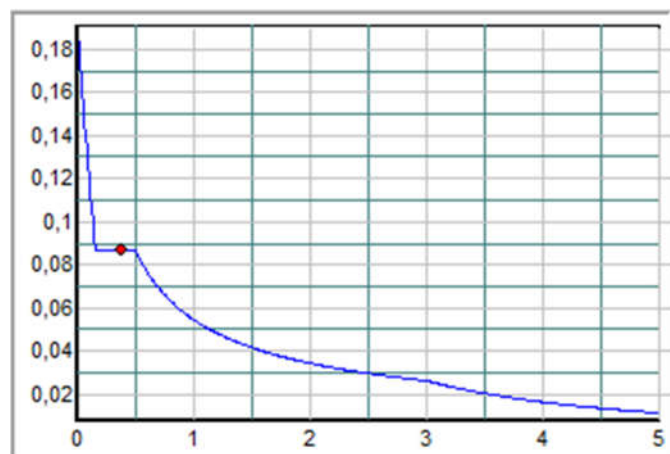


Figure IV.08: spectre de réponse

➤ Facteur de qualité

Il dépend de certains critères qui sont pénalisants par leur observation ou non observation.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **Q** est satisfait ou non.

Tableau IV.05 : Facteur de qualité

Critère Q	Observé (Oui ou Non)	P _q
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0
Régularité en plan	Non	0,05
Régularité en élévation	Oui	0
Contrôle de qualité des matériaux	Non	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0

Donc : $Q = 1.1$

IV.2.5.1 Calcul de l'effort tranchant à la base

L'effort tranchant pour chaque mode est donné par la formule suivant : $V_t = \frac{sa}{g} \times w_i \times a_i$

➤ Sens longitudinal

Tableau IV.06 : L'effort tranchant (Sens longitudinal)

Mode	Période	$\alpha_i(\%)$	W _i (KN)	sa/g	V _t (KN)
1	1,054979	68,8936	115440.694	0,052	4135.63
2	0,723701	0,0001	115440.694	0,065	0,007
3	0,517941	0	115440.694	0,082	0
4	0,283965	17,1634	115440.694	0,084	1664.43
5	0,175242	0	115440.694	0,084	0
6	0,130337	0,0321	115440.694	0,101	3.743
7	0,125854	6,1695	115440.694	0,103	733.58
8	0,082765	0	115440.694	0,131	0
9	0,07884	2,9056	115440.694	0,136	456.18
10	0,060217	0,0068	115440.694	0,144	1.13
11	0,055187	0,0039	115440.694	0,151	0.62
12	0,053726	1,6103	115440.694	0,151	280.82

➤ Sens transversal

Tableau IV.07 : L'effort tranchant (Sens transversal)

Mode	Période	$\alpha_i(\%)$	Wi(KN)	sa/g	Vt(KN)
1	1,054979	0,0001	115440.694	0,052	0,006
2	0,723701	67,0463	115440.694	0,065	5030.96
3	0,517941	0,021	115440.694	0,082	1.98
4	0,283965	0	115440.694	0,084	0
5	0,175242	20,4207	115440.694	0,084	1980.13
6	0,130337	0,008	115440.694	0,101	0.933
7	0,125854	0	115440.694	0,103	0
8	0,082765	5,9481	115440.694	0,131	899.51
9	0,07884	0	115440.694	0,136	0
10	0,060217	0,0009	115440.694	0,144	0,15
11	0,055187	2,5462	115440.694	0,151	443.84
12	0,053726	0,0052	115440.694	0,151	0.09

➤ Combinaison des réponses modales (Art 4,3.5 ; RPA 99)

a) Les réponses de deux modes de vibration « i » et « j » des périodes T_i et T_j et d'amortissement

$\varepsilon_i, \varepsilon_j$ Sont considérées indépendantes si le rapport $r = \frac{T_i}{T_j}$ (avec $T_i \leq T_j$) vérifie la relation

suivante : $r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$; avec $\varepsilon_i = \varepsilon_j = 8,5\%$

b) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

Avec E : effort de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus (dans ce cas de calcul K = 12)

c) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes : E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Tableau IV.8 : Valeurs des rapports T_i/T_j

Mode	Période	r	$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$	OBS
1	1,054979	0.7171784	0.540	C N V
2	0,723701	0.70997903	0.540	C N V
3	0,517941	0.50684905	0.540	C V
4	0,283965	0.65978361	0.540	C N V
5	0,175242	0.72293157	0.540	C N V
6	0,130337	0.96648186	0.540	C N V
7	0,125854	0.67335365	0.540	C N V
8	0,082765	0.91106839	0.540	C N V
9	0,07884	0.80390382	0.540	C N V
10	0,060217	0.88228950	0.540	C N V
11	0,055187	0.99106807	0.540	C N V
12	0,053726	0.7171784	0.540	C N V

- **Remarque**

Les modes ne sont pas indépendants 2 à 2 donc on applique la formule :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

$$E_x = 4421.19 \text{ KN}$$

$$E_y = 5311.15 \text{ KN}$$

Analyse des résultats

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages

Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , nous avons

Tab. IV.9. Vérification de la résultante des forces.

Sens	V_{st} (KN)	V_{dyn} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	observation
Sens x-x	6327.65	4421.19	0,69	Vérifie
Sens y-y	6638.93	5311.15	0,8	Vérifie

- **Analyse des résultats**

La condition est vérifiée, donc les paramètres de réponse (force, déplacement, moment.) ne seront pas majorés.

leurs trouvé dans l'ETABS (E_x Etabs , E_y Etabs).

IV.2.6 Les vérifications

IV.2.6.1 Vérification des déplacements inter étage

➤ Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme

$$\text{suit : } \delta_K = R \delta_{eK} \quad (\text{art 4-19 RPA 2003})$$

δ_{eK} : Déplacement horizontal dû aux forces sismique

R : coefficient de comportement

➤ Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{art 4-20 RPA2003})$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$(\delta_k - \delta_{k-1}) \leq \bar{\Delta} = 0,01 h_j \quad \text{Avec : } h_j : \text{ hauteur d'étage (j)}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant

Tableau IV.10 : Déplacement inter-étage

Niv	δ_{eK}		R	$\delta_k = R\delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		$h_j(m)$	$0,01h_j(m)$
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$		$R \delta x$	$R \delta y$	$\Delta_x(m)$	$\Delta_y(m)$		
11	0.0188	0.0123	3.5	0.065	0.043	0.005	0.004	3.06	0.0306
10	0.0174	0.0113	3.5	0.060	0.039	0.005	0.004	3.06	0.0306
9	0.0159	0.0101	3.5	0.055	0.035	0.005	0.015	3.06	0.0306
8	0.0143	0.009	3.5	0.050	0.045	0.006	0.0135	3.06	0.0306
7	0.0127	0.0079	3.5	0.044	0.0315	0.006	0.006	3.06	0.0306
6	0.011	0.0068	3.5	0.038	0.023	0.006	0.006	3.06	0.0306
5	0.0093	0.0056	3.5	0.032	0.019	0.006	0.006	3.06	0.0306
4	0.0077	0.0056	3.5	0.026	0.019	0.005	0.005	3.06	0.0306
3	0.006	0.0036	3.5	0.021	0.012	0.006	0.012	3.06	0.0306
2	0.0045	0.0026	3.5	0.015	0.009	0.003	0.004	3.06	0.0306
1	0.003	0.0018	3.5	0.010	0.006	0.003	0.0035	3.06	0.0306
RDC	0.0018	0.0011	3.5	0.0063	0.003	0.002	0.004	4.42	0.0442
Sous-sol	0.0005	0.0003	3.5	0.0017	0.001	0.001	0.0015	3.74	0.0374

➤ Conclusion

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le RPA, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée.

IV.2.6.2 Vérification de l'effort normal réduit (N_{red})

Pour éviter la rupture fragile de la section de béton on doit vérifier la formule suivante :

$$N = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{Avec : } N_d : \text{l'effort normal maximal}$$

B_c : l'air de section brute

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton

Les résultats sont donnés par le tableau suivant

Tableau IV.11 : L'effort normal réduit

Section	$N_{rd}(KN)$	$F_{c28}(MPa)$	$N_{red}(KN)$	Observation
65x60	2816.49	25	0,28	vérifiée
65x55	2091.18	25	0,23	vérifiée
60x55	1474.34	25	0,17	vérifiée
60x50	910.65	25	0,02	vérifiée
55x50	710.7	25	0.02	vérifiée

IV.2.6.3 Vérification de l'effet P-Delta

Il faut calculer le coefficient $\theta_K = P_K \Delta_k / V_K h_K$ et le comparer avec le nombre 0,1 tel que :

- Si $\theta_K < 0,10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1 / (1 - \theta_K)$.
- Si $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 »

h_K : hauteur de l'étage « K »

➤ Sens longitudinal

Tableau IV .12 : Vérification de l'effet P-Delta sens longitudinal

Niveau	$W_K(KN)$	$\Delta_X(m)$	$V_{KX}(KN)$	$h_j(m)$	θ_K
Sous-sol	11700.892	0,0025	5305.42	3,74	0.002
RDC	10935.091	0,0065	5151.64	4.42	0.004
STORY1	8630.049	0,006	4879.66	3,06	0.002
STORY2	8601.319	0,0075	4647,54	3,06	0.0045
STORY3	8601.319	0,0075	4375,9	3,06	0.0048
STORY4	8601.319	0,0085	4085,87	3,06	0.0058
STORY5	8601.319	0,008	3787,84	3,06	0.0059
STORY6	8508.765	0,0085	3469,46	3,06	0.0068
STORY7	8427.724	0,0085	3131,9	3.06	0.0074
STORY8	8449.272	0,008	2750,15	3.06	0.0085
STORY9	8357.981	0,008	2290,72	3.06	0.009
STORY10	8232.778	0,0075	1735,9	3.06	0.011
STORY11	7751.662	0.007	993,87	3.06	0.0017

➤ **Sens transversal**

Tableau IV.13: Vérification de l'effet P-Delta sens transversal

Niveau	$W_K(\text{KN})$	$\Delta_Y(\text{m})$	$V_{KY}(\text{KN})$	$h_j(\text{m})$	θ_K
Sous-sol	11700.892	0.0015	6373,38	3,74	0.001
RDC	10935.091	0.004	6203,17	4.42	0.0015
STORY1	8630.049	0.0035	5888,89	3,06	0.0016
STORY2	8601.319	0.004	5627,13	3,06	0.0056
STORY3	8601.319	0.005	5337,87	3,06	0.0080
STORY4	8601.319	0.01	5006,31	3,06	0.0056
STORY5	8601.319	0	4641,27	3,06	0
STORY6	8508.765	0.006	4245,29	3,06	0.0039
STORY7	8427.724	0.0055	3805,38	3.06	0.004
STORY8	8449.272	0.0055	3310,19	3.06	0.0045
STORY9	8357.981	0.0055	2742,35	3.06	0.0055
STORY10	8232.778	0.006	2047,21	3.06	0.0078
STORY11	7751.662	0.005	1133,07	3.06	0.001

➤ **Conclusion**

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieure à 0,1.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Chapitre V

V. Calcul des éléments principaux

V.1. Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/ Ver2003)

Les règles *CBA 93* « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles *RPA 99/Ver2003* « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.
- Les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

V.1.2. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations et le calcul du ferrailage se fera en flexion composée à l'ELU .La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- ✓ Effort normal maximal et moment correspondant.
- ✓ Effort normal minimal et moment correspondant.
- ✓ Moment fléchissant maximal et effort correspondant

V.1.3. Caractéristiques des matériaux

Tableau .V.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,17	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

V.1.4. Combinaison des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

➤ *Selon BAEL 91* (situation durable)

ELU **1,35G + 1,5Q**

ELS **G + Q**

➤ *Selon RPA 99* (situation accidentelle)

G + Q ± E **0,8G ± E**

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

N_{max} ; $M_{correspondant}$

N_{min} ; $M_{correspondant}$

M_{max} ; $N_{correspondant}$

V.1.5. Calcul des armatures

Le calcul des armatures sera effectuer par zone, elles seront définies comme suite :

✓ **Zone1** : Du S-SOL jusqu'au RDC .

✓ **Zone2** : Du 1^{ème} jusqu'au 3^{ème} étage.

✓ **Zone3** : Du 4^{ème} jusqu'au 6^{ème} étage.

✓ **Zone4** : Du 7^{ème} jusqu'au 9^{ème} étage.

Zone5 : Du 10^{ème} jusqu'au 11^{ème} étage.

Les sollicitations dans chaque zone sont obtenues par le logiciel **ETABS**, puis elles seront triées par **EXCEL** pour avoir les valeurs les plus grandes ou les plus petites selon le cas voulu.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

1) Situation durable ELU (1.35G+1.5Q)

Tableau .V.2. Ferrailage des poteaux sous combinaisons durables

	N_{max} M_{corr}		N_{min} M_{corr}		M_{max} N_{corr}	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
Zone 01	-2817,83	29,511	-32,34	14,89	-54,671	-2773,87
Ferrailage (cm ²)	42.72		1.42		42.79	
Zone 02	-2105,9	58,701	-585,74	8,438	58,701	-2105,9
Ferrailage (cm ²)	33.72		8.92		33.72	
Zone 03	-1481,01	36,555	-365,01	10,379	-39,782	-1339,96
Ferrailage (cm ²)	23.43		5.86		21.6	
Zone 04	-913,54	-14,589	-156,81	13,108	-38,468	-339,37
Ferrailage (cm ²)	14.09		3.11		7.39	
Zone 05	-381,56	3,622	-30,38	3,162	49,164	-154,56
Ferrailage (cm ²)	5.27		0.64		5.38	

2) Situation accidentelle (0.8G±E)

Tableau .V.3. Ferrailage des poteaux sous combinaisons accidentelles 0.8G±E

	N_{max} M_{corr}		N_{min} M_{corr}		M_{max} N_{corr}	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
Zone 01	-1909,01	-52,67	870,8	7,002	56,431	-1123,27
Ferrailage (cm ²)	26.3		0		16.65	
Zone 02	-1364,87	-45,434	349	14,522	83,018	-387,16
Ferrailage (cm ²)	19.38		0		9.08	
Zone 03	-916,14	-44,402	33,97	11,876	83,154	-326,41
Ferrailage (cm ²)	13.72		0		8.32	
Zone 04	-525,86	-46,248	52,71	5,58	77,914	-254,95
Ferrailage (cm ²)	9.2		0		7.54	
Zone 05	-271,84351	-0,500006	47,45	6,996	83,154	-67,28
Ferrailage (cm ²)	3.43		0		5.37	

3) Situation accidentelle (G+Q±E)

Tableau .V.4. Ferrailage des poteaux sous combinaisons accidentelles (G+Q±E)

	N_{\max} M_{corr}		N_{\min} M_{corr}		M_{\max} N_{corr}	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
Zone 01	-2357,51	-19,798	675,81	6,679	-66,512	-1703,63
Ferrailage (cm²)	30.39		0		24.37	
Zone 02	-1842,48	-41,438	189,09	13,603	-90,157	-998,45
Ferrailage (cm²)	25.15		0		17.08	
Zone 03	-1251,74	-40,995	-72,32	9,26	-91,90	-635,7
Ferrailage (cm²)	17.74		1.38		12.64	
Zone 04	-732,86	-49,726	17,16	4,5	-88,276	-419,02
Ferrailage (cm²)	11.99		0		10.25	
Zone 05	-292,24	-42,352	26,43	7,885	95,446	-105,78
Ferrailage (cm²)	6.06		0		6.54	

V.1.6. Calcul des armatures longitudinales

$$A \geq \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} b_0 d \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

➤ **Le ferrailage minimal d'après CBA93**

Ferrailage minimum d'après le CBA93 est donnée par :

$$A \geq \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} b_0 d$$

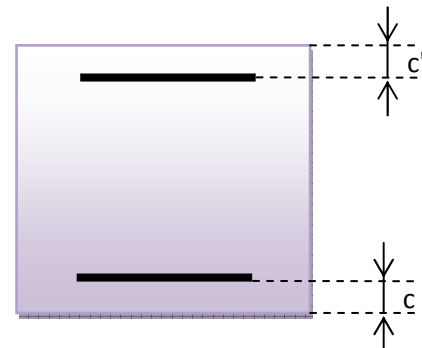
➤ **Recommandations du «BAEL91»**

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = b × h. (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)

➤ **Recommandations du «RPA 99/v.2003»**

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%** (zone IIa).
- ✓ Ferrailage maximum sera de :
 - ✓ **4%** en zone courante.
 - ✓ **6%** en zone de recouvrement.



- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** (zone IIa)
- ✓ La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** (zone IIa).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- ✓ $h' = \max(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm})$
- ✓ Le diamètre minimum est de **12 mm**

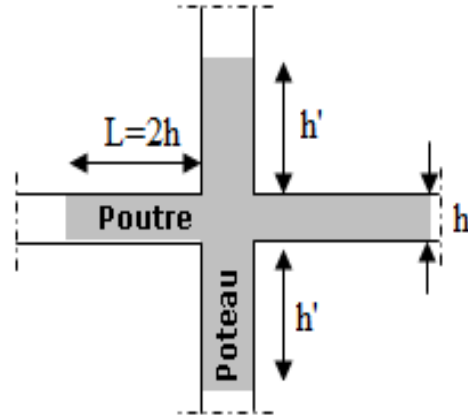


Tableau .V.5. Calcul des armatures longitudinales des poteaux

Poteau	Section (cm*cm)	A _{min} (cm ²) BAEL91	A _{max} (cm ²) BAEL91	A _{cnf} (cm ²) CBA93	A _{min} (cm ²) RPA99	A _{max} (cm ²) (Zone Courante) RPA99	A _{max} (cm ²) (Zone de recouvrement) RPA99
Zone 1	65 x60	7.8	195	4.23	31.2	156	234
Zone 2	65x55	7.15	178.75	3.88	28.6	143	214.5
Zone 3	60x55	6.6	165	3.85	26.4	132	198
Zone 4	60x50	6	150	3.26	24	120	180
Zone 5	55x50	5.5	137.5	2.9	22	110	165

V.1.7. Exemple de calcul

➤ **Ferraillage longitudinal**

Soit un poteau de **Zone 03 (60x55) cm²** (Situation accidentelle)

$C=C'=3\text{cm}$. $d=0.9 h =0.54\text{m}$

$L = 3.06\text{m}$.

$f_{bu}=18.48\text{Mpa}$.

$M_{\text{max}} = 91.90 \text{ KN.m}$.

$N_{\text{corr}} = 635.7 \text{ KN}$.

La position du centre de pression est

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{91.90}{635.7} = 0.14\text{m}$

e_A : Distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures.

$$M_{UA} = M_U + N_U(d - \frac{h}{2}) = 660.51 \text{ KN.m}$$

$$N(d - d_0) - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d_0)b \times h \times f_{bu}$$

$$1003.788 \text{KN.m} \leq 1381.28 \text{ KN.m} \Rightarrow CV \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_A puis sera ramené en flexion composée.

➤ **Calcul des aciers en flexion simple**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{660.51 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.75^2 \times 18.48} = 0.115$$

$$\mu_{bu} = 0.115 < 0.186 \Rightarrow \text{pivo1} \Rightarrow \text{(Pas d'armatures comprimées)} \quad A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) = 0.26$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.405(1 - 0.4 \times 0.26) = 0.51$$

$$A_1 = \frac{M_A}{Z_b f_{ed}} = \frac{660.51 \times 10^{-3}}{0.51 \times 348} = 3.23 \text{ cm}^2.$$

$$A_S = A - \frac{N}{f_{ed}} = 3.23 \times 10^{-4} - \frac{635.7 \times 10^{-3}}{400} = 12.64 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion**

$$A_{adopté} = \max (A_{cal} ; A_{CNF} ; A_{min(RPA)})$$

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant

Tableau .V.6. Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux

Zone	Poteau	combi	A_{cal} (cm^2)	A_{cnf} (cm^2)	A_{RPA} (cm^2)	$A_{adopté}$	$A_{adoptée/face}$
1	P 65x60	ELU	42.72	4.23	31.2	42.72	10T20+6T16 =43.48
		0.8G+E	26.3				
		G+Q+E	30.29				
2	P 65x55	ELU	33.72	3.88	28.6	33.72	4T20+12T16=36.68
		0.8G+E	19.38				
		G+Q+E	25.15				
3	P 60x55	ELU	23.43	3.85	26.4	26.4	12T16+4T12=27.2
		0.8G+E	13.72				
		G+Q+E	17.74				
4	P 60x50	ELU	14.09	3.26	24	24	12T16=24.12
		0.8G+E	9.2				
		G+Q+E	11.99				
5	P 55x50	ELU	5.38	2.9	22	22	8T16+4T14=22.24
		0.8G+E	3.43				
		G+Q+E	6.66				

➤ **Longueur de recouvrement RPA99/V2003 art (7.4.2.1)**

Selon la zone sismique IIa, la longueur minimale de recouvrement est donnée pour :

$$L_r = 40\phi$$

Tableau .V.7. Longueur de recouvrement

Diamètre ϕ (mm)	Longueur L (cm) = 40ϕ
ϕ 20	80
ϕ 16	64
ϕ 14	56
ϕ 12	48

V.1.8. Ferrailage transversales

➤ **Calcul des armatures transversales**

-Le rôle des armatures transversales consiste à :

- ✓ Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- ✓ Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- ✓ Maintenir les armatures longitudinales.

➤ **Diamètre des aciers :**

Selon **RPA 99** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$$\rho_a = 2.5 \text{ si l'élançement géométrique } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ si l'élançement géométrique } \lambda_g < 5.$$

t : est l'espacement des armatures transversales

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- ✓ Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$ en zone IIa $t = 10 \text{ cm}$
- ✓ Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone IIa $t = 15 \text{ cm}$

➤ **La quantité d'armatures transversales minimales**

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ est donnée comme suit

$$0,3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0,8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre la valeur limites précédentes.

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau est donnée par :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec « a » et « b », dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée, et « L_f » longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t$.

➤ **Zone courante (Zone 01)**

$$V_u = 68.23 \text{ KN}$$

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 2.61}{0.65} = 2.81 < 5$$

donc: $\rho_a = 3.75$

$$A_t = \frac{0.15 \times 2.81 \times 85.78 \times 10^4}{0.65 \times 400 \times 10^3} = 1.39 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **02 Cadres 4HA8 = 2.01cm²**

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme

suit :

$$\lambda_g = 2.81 \leq 3$$

$$\frac{A_{t \min}}{t.b_1} \geq 0.8 \%$$

$$A_{t \min} = 0.008 \times 65 \times 15 = 7.8 \text{ cm}^2$$

➤ **Zone nodale (Zone 01)**

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 2.61}{0.65} = 2.81 < 5$$

donc $\rho_a = 3.75$

$$A_t = \frac{0.10 \times 3.75 \times 85.78 \times 10^4}{0.65 \times 400 \times 10^3} = 1.39 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **02 cadres 4HA8 = 2.01 cm²**

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée

comme suit :

$$\lambda_g = 2.81 < 3$$

$$\frac{A_{t \min}}{t.b_1} \geq 0.8 \%$$

$$A_{t \min} = 0.008 \times 65 \times 10 = \mathbf{5.2 \text{ cm}^2}$$

➤ **Choix des armatures**

Tableau .V.8. Choix des armatures transversales des poteaux (zone courante)

ZONE COURANTE					
Zone	Section (cm ²)	A _t calculé (cm ²)	Choix des armatures	A _t adopté (cm ²)	St (cm)
Zone 1	(65x60)	5.17	4HA10+4HA8	5.17	15
Zone 2	(65x55)	7.9	10HA10	7.9	15
Zone 3	(60x55)	4.52	9HA8	4.52	15
Zone 4	(60x50)	4.52	9HA8	4.52	15
Zone 5	(55x50)	4.52	9HA8	4.52	15

V.1.9. Vérification

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

Vérification de la contrainte tangentielle dans les poteaux [RPA art 7.4.3.2].

Contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous sismique doit être vérifiée la condition suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

V : effort tranchant maximal repris par le poteau.

Tableau .V.9.Vérification des contraintes tangentielles.

Poteau	Effort tranchant (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Vérification
(65x60)	68.23	0.019	1.00	CV
(65x55)	51.19	0.015	1.00	CV
(60x55)	38.19	0.012	1.00	CV
(60x50)	30.26	0.011	1.00	CV
(55x50)	35.87	0.014	1.00	CV

➤ **Vérification des contraintes**

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton. Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable à chaque zone.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{15A_s + B} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Tableau .V.10.vérification des contraintes dans le béton

Section	N_{ser} (KN)	A (cm ²)	B (cm ²)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Vérification
(65x60)	2056,58	43.48	3900	4.51	15	CV
(65x55)	1536,27	36.68	3575	3.72	15	CV
(60x55)	1080,45	27.2	3300	2.9	15	CV
(60x50)	666,46	24.12	3000	1.98	15	CV
(55x50)	279,46	22.24	2750	1.1	15	CV

➤ **Justification à l'effort normal ultime**

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. L'expression de l'effort normal ultime est :

$$N_{ulim} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : section réduite du béton.

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \dots Si \quad \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} & \dots Si \quad 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

➤ **Vérification du flambement**

Si l'élanement $\lambda \leq 50$ qu'on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement.

Dans le cas contraire, il y a lieu de tenir compte du risque de flambement dans les calculs de la flexion composée des poteaux. $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : c'est la longueur de flambement : $l_f = 0,7 l_0$

i : c'est le rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Pour les poteaux carrés :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

a : la plus petite longueur

➤ **Exemple de calcul : La zone 01. $\alpha = 0.829$**

✓ **Calcul de B_r**

$$B_r = (0.65 - 0,03) (0.60 - 0,03) = 0,3534\text{m}^2$$

✓ **Calcul de N_{ulim} :**

$$\begin{cases} N_{ulim} = 5610.81 \text{ KN} \\ N_{max} = 2817.38 \text{ KN} < N_{ulim} = 5610.81 \text{ KN} \dots\dots CV \end{cases}$$

Tableau .V.11. Vérification vis-à-vis au flambement

Zone	Section (cm²)	λ	$\lambda \leq 50$	α	N_{\max} (KN)	N_{ulim} (KN)	Observation
Zone 1	(65x60)	12.24	CV	0.829	2817.38	5610.81	CV
Zone 2	(65x55)	9.73	CV	0.837	2105.9	5176.45	CV
Zone 3	(60x55)	10.54	CV	0.834	1481.01	4748.38	CV
Zone 4	(60x50)	10.54	CV	0.834	913.54	4300.45	CV
Zone 5	(55x50)	11.5	CV	0.834	381.56	3920.28	CV

V.1.10. Schéma de ferrailage des poteaux

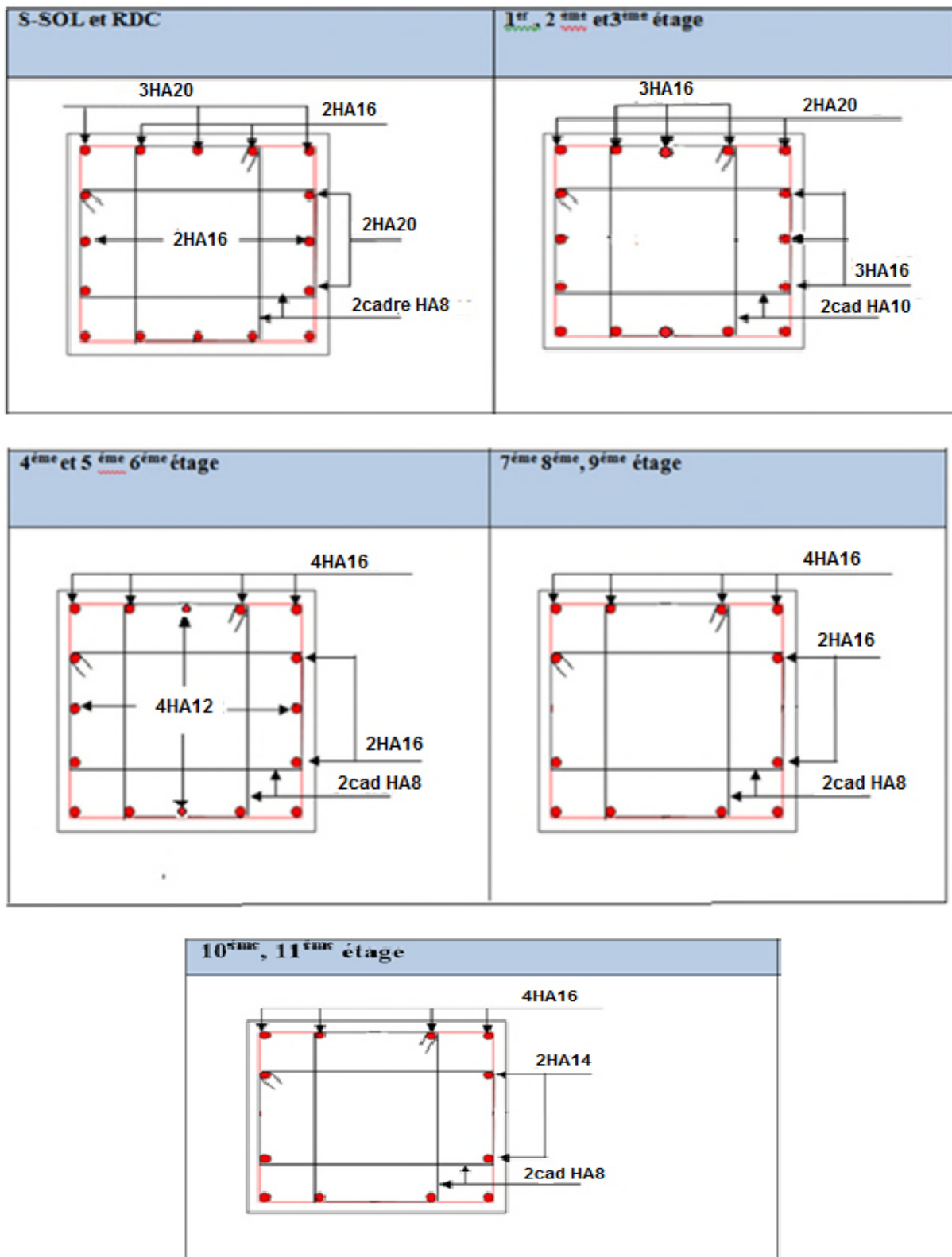


Figure V.1 Schéma de ferrailage des poteaux

V.2. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'ELU et à l'ELA sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de la RPA 99/version 2003.

V.2.1. Prescriptions données par RPA99/version 2003

➤ Armatures longitudinales

- ✓ Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0.5% de toute section.
- ✓ Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone II_a).
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieur et inférieur dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

➤ Armatures transversales

- ✓ La quantité des armatures transversales est de : $A_t = 0.003 \times S \times b$.
- ✓ L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de « $h/4, 12\phi$ ».
 - En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de « $S_t \leq h/2$ ».

ϕ_1 : La valeur du diamètre 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 **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2. Prescriptions données par BAEL 91

➤ Armatures longitudinales

- ✓ Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité, comme suit : $A_s \geq A_{lmin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$
- ✓ L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}; 15\phi_1 l_{\min} \neq 0) \quad \text{L'espacement max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t f_e}{0,4b} \\ S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj})} \end{array} \right.$$

➤ **Armatures transversales**

1) **Volume relatif d'armatures**

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0,9 f_e / \gamma_s}$$

Avec : A_t Droites $\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$K = \begin{cases} 0 \dots \dots \text{ si reprise sans indentation.} \\ 0 \dots \dots \text{ si fissuration très nuisible.} \\ 1 \dots \dots \text{ en flexion simple.} \end{cases} \Rightarrow \text{Donc : } k = 1 \text{ (flexion simple).}$

$$\tau_0 = 0.3 f_{tj}^* k \quad f_{tj}^* = \text{Min} \{ f_{tj}; 3.3 \text{ MPa} \} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0.3 \times 2.1 \times 1 = 0.63 \text{ MPa}$$

D'où le volume relatif d'armature vaut : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}^*}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$

2) **Section minimale d'armature d'âme**

✓ Volume minimal d'armatures : $\rho_{t \min} = \frac{1}{f_c} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa} \right\}$

✓ Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l \min} \right\}$

✓ Espacement maximale : $S_{t \max} = \text{Min} \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \}$

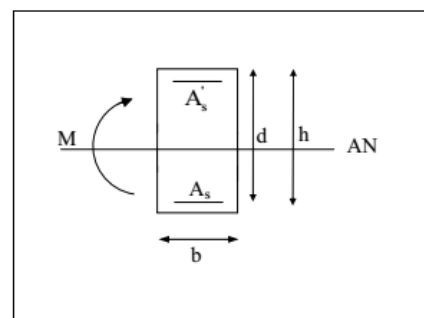
✓ Espacement : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t}$

➤ **Calcul des armatures**

1) **Calcul du moment réduit « μ »**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec : $f_{bu} = 0.85 \frac{f_c 28}{\theta \gamma_b}$



2) Calcul du moment réduit limite « μ_l »

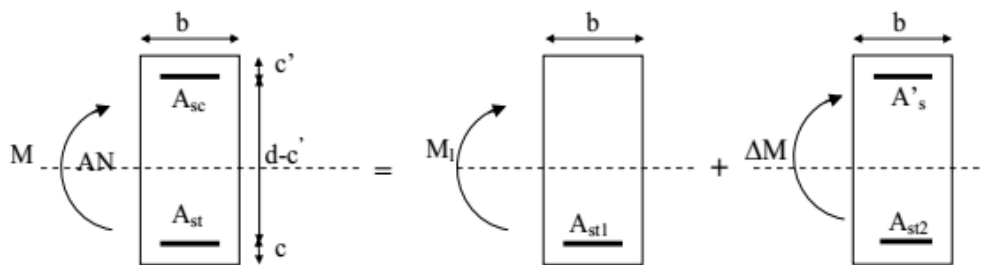
$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{tel que : } \sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{FE400} \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0,392$$

En comparant les deux moments réduits « μ_l » et « μ », deux cas se présente :

$\mu \leq \mu_l = 0,392$ \Rightarrow la section est simplement armée (SSA).
 \Rightarrow Pas besoin d'aciers supérieurs (comprimés) $A_s' = 0$ et la section d'aciers inférieurs (tendus).

$\mu \geq \mu_l = 0,392$ \Rightarrow la section est doublement armée (SDA).
 La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.



Le calcul se fera à l'ELU (flexion simple). Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

➤ **Poutre principale (35X45)**

Tableau V.12. Les sollicitations des poutres principales.

Niveau	Position	ELU		ELS
		$M_u^{max} (KN.m)$	$V_u^{max} (KN)$	$M_{ser}^{max} (KN.m)$
Zone 1	En Travée	46.601	80.88	45.91
	En Appuis	61.167		46.601
Zone 2	En Travée	52.203	84.38	34.12
	En Appuis	73.552		37.913
Zone 3	En Travée	55.981	86.42	35.795
	En Appuis	79.49		40.665
Zone 4	En Travée	90.951	88.99	36.652
	En Appuis	69.717		44.282
Zone 5	En Travée	73.569	111.16	39.938
	En Appuis	78.282		55.881

➤ **Poutre secondaire (35X40)**

Tableau V.13. Les sollicitations des poutres secondaires.

niveau	Position	ELU		ELS
		$M_u^{max} (KN.m)$	$V_u^{max} (KN)$	$M_{ser}^{max} (KN.m)$
Zone 1	En Travée	45.023	69.33	33.13
	En Appuis	84.972		22.656
Zone 2	En Travée	42.688	61.73	31.028
	En Appuis	104.311		18.199
Zone 3	En Travée	54.688	78.37	39.329
	En Appuis	109.548		23.849
Zone 4	En Travée	62.254	92.53	45.298
	En Appuis	100.149		27.457
Zone 5	En Travée	62.443	99.2	47.632
	En Appuis	100.141		29.732

V.2.3. Ferrailage des poutres

➤ Exemple de calcul (poutre principale)

On fait les calculs à la flexion simple et la fissuration est considérée peu nuisible avec :

$b = 35\text{cm}$; $h = 45\text{ cm}$; $d = 42\text{cm}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$;

1) En appuis. (Zone1)

• Calcul à l'ELU

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{61.167 \times 10^6}{350 \times (420)^2 \times 18.48} = 0.054 < \mu_1 = 0.392 \text{ donc } A'_s = 0$$

La section est simplement armée (**SSA**)

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0.069$$

$$\beta_u = 0.8\alpha_u = 0.076$$

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}} = 0.076 \times 35 \times 42 \times \frac{18.84}{348} = 6.07 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

f_{t28} : la résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 1.77 \text{ cm}^2$$

• Armatures longitudinales

✓ Selon RPA

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

$$A_{min} = 0,5\% . b . h \rightarrow 0,5\% \times 35 \times 45 \rightarrow \mathbf{A_{min} = 7.875 \text{ cm}^2}.$$

$$A_{max} = 4\% . b . h \rightarrow 4\% \times 35 \times 45 \rightarrow \mathbf{A_{max} = 63 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante)}}.$$

$$A_{max} = 6\% . b . h \rightarrow 6\% \times 35 \times 45 \rightarrow \mathbf{A_{max} = 94.5 \text{ cm}^2 \text{ (Zone recouvrement)}}.$$

Tableau .V.14. Exemple de ferrailage poutre (35x45) cm²

	$A_{s,cal}$ cm ²	A_{CNF} cm ²	$A_{min.RPA}$ cm ²	$A_{s,adop}$ cm ²	Choix d'armature	Observation
En Appui	6.07	1.77	7.875	8.42	4HA14 + 2HA12	$A_{s,ado} > A_{min}$
	$A_{s,adop,ZC}$ cm ²	$A_{max,RPA,ZC}$ cm ²	Observation	$A_{s,adop,ZR}$ cm ²	$A_{max,RPA,ZR}$ cm ²	Observation
En Appui	8.01	63	$A_{s,ado} < A_{max}$	16.02	94.5	$A_{s,ado} < A_{max}$

- **Vérification à l'ELU**

- ✓ **Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1) BAEL91/99**

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La fissuration comme étant peu nuisible.

Donc : $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{MPa}$

$$Et : \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : l'effort tranchant

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile de la section de la poutre.

- ✓ **Vérification de Contrainte d'adhérence : (Art A 6.1.3 BAEL 91)**

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

On a $\bar{\tau}_{se} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$

$\bar{\Psi}_s \geq$ Coefficient de seulement ($\bar{\Psi}_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

D'où $\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$

et on a
$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: la somme des périmètres des armatures tendues

n : Nombre des barres

$$\sum U_i = n \pi \emptyset$$

- 2) **Vérification à l'ELS**

- **Vérification des contraintes de compression dans le béton**

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

✓ **Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 6.07}{35} \left[\sqrt{1 + \frac{35 \times 42}{7.5 \times 6.07}} - 1 \right] = 12.40 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - C')^2$$

$$I = \frac{35 \times 12.40^3}{3} + 15 \times 6.07(42 - 12.40)^2 = 102018.314 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{46.601 \times 10^6 \times 124}{102018.314 \times 10^4} = 5.66 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Les fissurations étant peu préjudiciable, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

➤ **Récapitulatifs du ferrailage des poutres**

➤ **Poutre Principale**

Tableau .V.15. Ferrailage des poutres principales (35x45) cm²

Niveaux	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _{min} (BAEL)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Zone 1	Travée	46.601	3.41	7.875	1.77	4T14+2T12	8.42
	Appui	61.167	6.01			4T14+2T12	8.42
Zone 2	Travée	52.203	3.84	7.875	1.77	4T14+2T12	8.42
	Appui	73.552	4.69			4T14+2T12	8.42
Zone 3	Travée	55.981	4.13	7.875	1.77	4T14+2T12	8.42
	Appui	79.49	5.08			4T14+2T12	8.42
Zone 4	Travée	90.951	6.88	7.875	1.77	4T14+2T12	8.42
	Appui	69.717	4.34			4T14+2T12	8.42
Zone 5	Travée	73.569	5.49	7.875	1.77	4T14+2T12	8.42
	Appui	78.282	5			4T14+2T12	8.42

➤ **Poutre secondaire**

Tableau .V.16. Ferrailage des poutres secondaires (35x40) cm²

Niveaux	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _{min} (BAEL)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Zone 1	Travée	45.023	3.20	7	1.52	4T12+2T14	7.6
	Appui	84.972	6.28			4T12+2T14	7.6
Zone 2	Travée	42.688	3.15	7	1.52	4T12+2T14	7.6
	Appui	104.311	7.46			4T12+2T14	7.6
Zone 3	Travée	54.688	3.64	7	1.52	4T12+2T14	7.6
	Appui	109.548	7.50			4T12+2T14	7.6
Zone 4	Travée	62.254	6.1	7	1.52	4T12+2T14	7.6
	Appui	100.149	7.48			4T12+2T14	7.6
Zone 5	Travée	62.443	6.15	7	1.52	4T12+2T14	7.6
	Appui	100.141	7.48			4T12+2T14	7.6

➤ **Conclusion**

On adopte le même ferrailage sur tous les niveaux.

• **Poutres principales**

Tableau .V.17. Conclusion de ferrailage des poutres principales

	Position	A _s ^{adopté} (cm ²)	Choix des barres	A _{min} (RPA)	A _{min} (BAEL)	Obs
Poutre Principales	sur appuis	8.42	4T14+2T12	7.875 (cm ²)	1.77 (cm ²)	CV
	Sur Travée	8.42	4T14+2T12			CV

• **Poutres secondaires**

Tableau .V.18. Conclusion de ferrailage des poutres secondaires

	Position	As adopté (cm²)	Choix des barres	Amin (RPA)	A_{min} (BAEL)	Obs
Poutre Secondaire	sur appuis	7.6	4T12+2T14	7 (cm²)	1.52 (cm²)	CV
	Sur Travée	7.6	4T12+2T14			CV

V.2.4. Calcul d’armatures transversales f

Le ferrailage se fait avec l’effort tranchant qui provoque des contraintes de cisaillement.

1) **Selon le BAEL91** : La section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e}$$

b : largeur de la poutre ;

S_t : l’espacement des armatures transversales **S_t ≤ min (0,9d ; 40 cm) ;**

On adopte les espacements suivants :..... **St = 15cm;**

Donc:

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 35 \times 15}{400} = \mathbf{0.525 \text{ cm}^2}$$

➤ **Diamètre des armatures d’âme**

✓ **Pour les poutres principales**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{lim}; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{45}{35}; 1.2; \frac{35}{10} \right) = \mathbf{1.2 \text{ cm}} \quad \text{On prend : } \phi_t = \mathbf{10 \text{ mm}}$$

Pour les poutres secondaires

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{lim}; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{40}{35}; 1.2; \frac{35}{10} \right) = \mathbf{1.14 \text{ cm}} \quad \text{On prend : } \phi_t = \mathbf{10 \text{ mm}}$$

2) **Selon le RPA 99**

La section minimale A_t doit vérifier : **A_t = 0,003. S_t .b**

➤ **L’espacement maximal**

En zone nodale : $St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_1, 30 \right)$

En zone courante : $St' \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$

Pour les poutres principales **h = 45 cm**

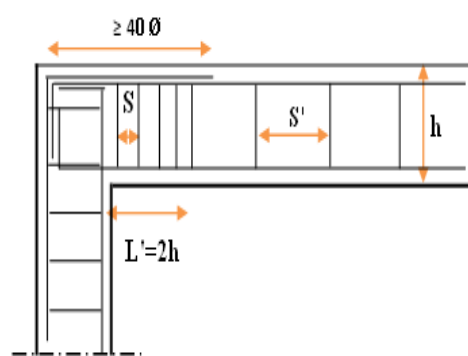
En zone nodale $St = 10 \text{ cm.}$

En zone courante : $St' = 15 \text{ cm.}$

➤ **Pour les poutres secondaires h = 40 cm**

En zone nodale $St = 10 \text{ cm.}$

En zone courante : $St' = 15 \text{ cm.}$



On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 > 0.525 \text{ cm}^2 .$$

$$S_{t_{\text{adopté}}} = \text{Min}\{S_{t_{\text{B.A.E.L.}}}, S_{t_{\text{RPA}}}\} \implies \begin{cases} \text{En zone nodale:} & \mathbf{St = 10 \text{ cm.}} \\ \text{En zone courante :} & \mathbf{St' = 15 \text{ cm}} \end{cases}$$

Le choix des barres est le suivant : **4HA10** $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

On aura un cadre et un étrier de diamètre « HA10 ».

➤ **Recouvrement des barres longitudinales**

Selon le (RPA_{99/Version2003}), la longueur de recouvrement dans la zone II_a est : $L_r = 40 \phi_l$

Tableau .V.19. Recouvrement des barres longitudinales

Diamètre ϕ (mm)	Longueur L (cm) = 40ϕ
$\phi 12$	50
$\phi 14$	60
$\phi 16$	65
$\phi 20$	80

➤ **Longueur de la zone nodale : $h' = 2 \times h$**

Tableau .V.20. Longueur de la zone nodale

	PP (35 x 45)	PS (35 x 40)
L' (cm)	90	80

V.2.5. Vérifications

➤ **La condition de non fragilité (BAEL91) :**

$$A_t \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq A_{min} = 1.775 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée (pour PP : } A_{st \text{ min}} = 8.42 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$A_{st} \geq A_{min} = 1.775 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée (pour PS : } A_{st \text{ min}} = 7.6 \text{ cm}^2 \text{)}$$

1) Etat limite d'ouverture des fissures

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

2) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art A 5-1.2)

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable dans chaque zone.

3) Exemple de calcul

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

➤ **Poutres principale zone 01**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

$$V_u = T_{max} = 111.16 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{111.16 \times 10^3}{35 \times 42 \times 10^2} = 0.75 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.75 < \bar{\tau}_u = 3.33$ CV

Tableau .V.21.Vérification de l'effort tranchant (PP)

Zone	Effort tranchant (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	vérification
Zone 1	80.88	0.55	3.33	CV
Zone 2	84.38	0.57	3.33	CV
Zone 3	86.42	0.58	3.33	CV
Zone 4	88.99	0.60	3.33	CV
Zone 4	111.16	0.75	3.33	CV

- poutres secondaires

Tableau .V.22. Vérification de l'effort tranchant (PS)

Zone	Effort tranchant (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	vérification
Zone 1	69.33	0.53	3.33	CV
Zone 2	61.73	0.47	3.33	CV
Zone 3	78.37	0.61	3.33	CV
Zone 4	92.53	0.71	3.33	CV
Zone 5	99.2	0.76	3.33	CV

4) vérification de l'adhérence

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 3.14 = 4.71 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum_{i=1}^n u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset$$

Les résultats est dans le tableau suivant

Tableau .V.23. Vérification de l'adhérence

Zones	poutres	V _U (KN)	τ_{se} (Mpa)	$\bar{\tau}_{se}$ (Mpa)	Observation
1	P.P	80.88	3.14	4.71	C.V
	P.S	69.33	3.14	4.71	C.V
2	P.P	84.38	3.14	4.71	C.V
	P.S	61.73	3.14	4.71	C.V
3	P.P	86.42	3.14	4.71	C.V
	P.S	78.37	3.14	4.71	C.V
4	P.P	88.99	3.14	4.71	C.V
	P.S	92.53	3.14	4.71	C.V
5	P.P	111.16	3.14	4.71	C.V
	P.S	99.2	3.14	4.71	C.V

5) Vérification des contraintes de compression dans le béton

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

✓ Position de l'axe neutre

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - C')^2$$

➤ **Poutres principales****Tableau .V.24.** Contraint de compression dans le béton (**PP**)

Zone		M_{ser} (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Obs
Zone 1	Appuis	46.601	8.42	14.17	131026.91	4.96	C V
	Travée	45.91	8.42	14.17	131026.91	5.03	C V
Zone 2	Appuis	37.913	8.42	14.17	131026.91	3.69	C V
	Travée	34.12	8.42	14.17	131026.91	4.1	C V
Zone 3	Appuis	40.665	8.42	14.17	131026.91	3.87	C V
	Travée	35.795	8.42	14.17	131026.91	4.4	C V
Zone 4	Appuis	44.282	8.42	14.17	131026.91	3.97	C V
	travée	36.652	8.42	14.17	131026.91	4.78	C V
Zone 5	Appuis	55.881	8.42	14.17	131026.91	4.31	CV
	travée	39.938	8.42	14.17	131026.91	6.04	CV

➤ **Poutres secondaires****Tableau .V.25.** Contraint de compression dans le béton (**PS**)

Zone		M_{ser} (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Obs
Zone 1	Appuis	33.13	7.6	12.6	91208.76	4.57	C V
	Travée	22.656	7.6	12.6	91208.76	3.13	C V
Zone 2	Appuis	31.028	7.6	12.6	91208.76	4.28	C V
	Travée	18.199	7.6	12.6	91208.76	2.52	C V
Zone 3	Appuis	39.329	7.6	12.6	91208.76	5.41	C V
	Travée	23.849	7.6	12.6	91208.76	3.29	C V
Zone 4	Appuis	45.298	7.6	12.6	91208.76	6.28	C V
	travée	27.457	7.6	12.6	91208.76	3.79	C V
Zone 5	Appuis	47.632	7.6	12.6	91208.76	6.59	CV
	Travée	29.732	7.6	12.6	91208.76	4.10	CV

6) Vérification de l'état limite de déformation (la flèche)

On doit vérifier que:

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \qquad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{Mpa}$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée.

➤ Poutre principale : 45x35

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{45}{430} = 0.10 > 0.063 \dots \dots \dots \text{ C. V}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_a} \quad \Rightarrow \quad 0.11 > \frac{1}{10} \frac{39.938}{55.881} = 0.071 \dots \dots \dots \text{ C. V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.42}{35 \times 42} = 0.0057 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{ C. V}$$

➤ Poutre secondaire : 40x35

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{40}{444} = 0.09 > 0.063 \dots \dots \dots \text{ C. V}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_a} \quad \Rightarrow \quad 0.09 > \frac{1}{10} \frac{29.732}{47.632} = 0.062 \dots \dots \dots \text{ C. V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.6}{35 \times 36} = 0.006 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots \dots \dots \text{ C. V}$$

V.2.6. Schémas de ferrailage des poutres

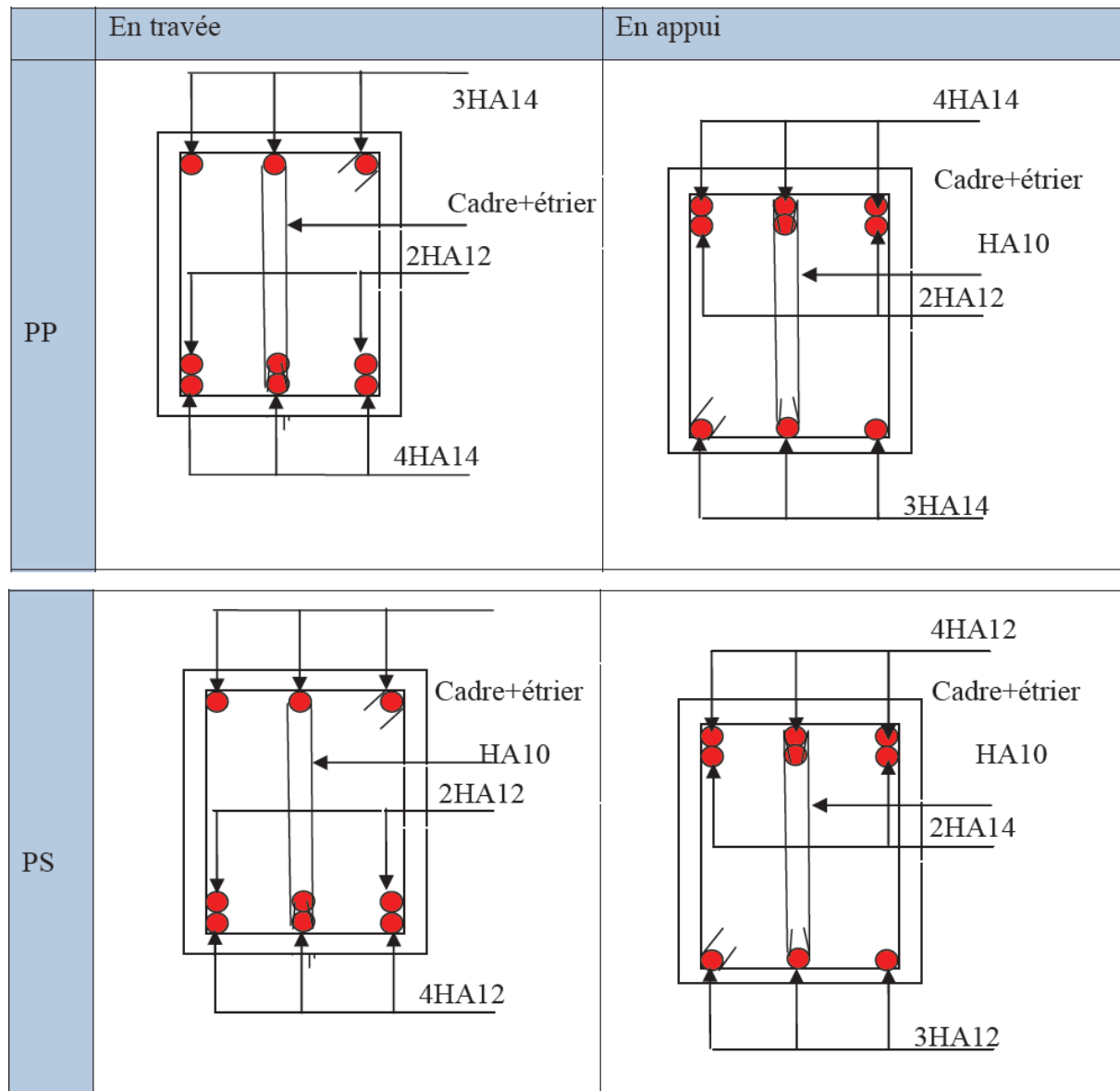


Figure V.2 Schémas de ferrailage des poutres

V.3. Ferrailage des voiles

V.3.1. Introduction

Dans une structure, les voiles de contreventement, leur rôles porteur vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leur rigidités importante dans ce plan.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- ✓ Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales et horizontales ($G; Q$ et E).

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en quatre zones :

- ✓ les niveaux (Sous-sol, RDC,) zone 1
- ✓ les niveaux (1^{ème} étage au 3^{ème} étage) zone 2
- ✓ les niveaux (4^{ème} étage au 6^{ème} étage) zone 3
- ✓ les niveaux (7^{ème} étage au 9^{ème} étage) zone 4
- ✓ les niveaux (10^{ème} étage au 11^{ème} étage) zone 5

Les voiles seront calculées en flexion composée ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

V.3.2. Les combinaisons d'action

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci après:

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-contre

- **Etat limite ultime :**

Situation durable et transitoire : $1,35 G + 1,5 Q$

Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0,8G \pm E$

- **Etat limite de service :** $G + Q$

V.3.3 Recommandations de RPA

➤ Armatures verticales

Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.
- ✓ L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de $l/10$ dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

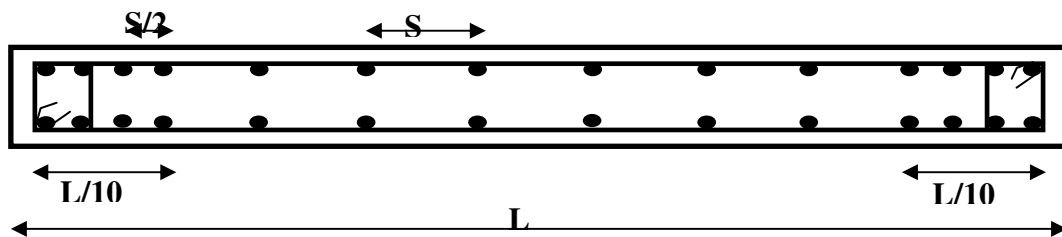


Figure .V.1. Disposition des armatures verticales dans le voile.

➤ Armatures horizontales:

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le **RPA 99V2003** préconise les règles suivantes :

- ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135^0 ayant une longueur de 10ϕ .
- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1.5 a$ (a : épaisseur du voile).
 - $S \leq 30\text{cm}$.
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingle au mètre carré dans chaque nappe. les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $l/10$ de l'épaisseur du voile.

- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être à 40ϕ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible. 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges

D'après le BAEL: $A_H = \frac{A_V}{4}$

➤ **Armatures transversales**

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre de quatre au moins par mètre carré.

➤ **Armature de potelet**

On doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales, dont la section est supérieure ou égale à 4HA10.

➤ **Armature de couture**

Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par des aciers de couture dont la section est donnée par la formule suivant :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad \bar{V} = 1,4V_U$$

V_U : effort tranchant calculé au niveau considéré

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

➤ **Règle communes**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile est égale à 0.15% de la section
- En zone courante égale a 0.10% de la section

V.3.4. Ferrailage des voiles

On procéde par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bonde de largeur d .

➤ **Exposé de la méthode**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M \cdot y}{I}$$

Avec

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

B : Section transversale du voile.

y : bras de levier $y = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

I : l'inertie de voile

Avec

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

L_t : Longueur tendue

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b$$

$$A_v = \frac{F}{f_e}$$

1^{er} cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

L_c : Longueur de la section comprimée.

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

F : Volume de contrainte.

2^{ème} cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

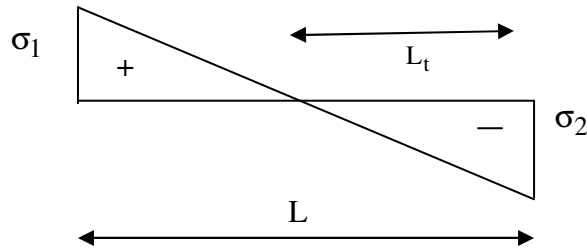
L_T : Longueur de la section tendue.

$$L_T = L$$

$$A_v = F/f_e$$

3^{ème} cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.



$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F/f_e$$

- Si $A_v < A_{\min}$, on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

➤ Armatures minimales selon le BAEL91

$$\text{Section partiellement comprimée : } A_{\min} \geq \max\left(0,23.B.\frac{f_{t28}}{f_e}; 0,005B\right)$$

$$\text{Section entièrement tendue : } A_{\min} \geq \max\left(\frac{N_u}{2\sigma_s}; B.\frac{f_{t28}}{f_e}; 0,005.B\right)$$

V.3.5. Vérification

➤ Vérification à l'ELS

Pour cet état, on considère

$$N_{\text{ser}} = G+Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0,6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec:

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton.

A: section d'armature adoptée.

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

1. D'après le RPA99

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

$$\text{ou : } \tau_b = \frac{V}{b_0.d} \text{ avec : } V = 1,4V_u \text{ calcul}$$

Avec:

b_0 : épaisseur de voile

d : hauteur utile = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute.

2. D'après le BAEL 91

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

Avec τ : contrainte de cisaillement

$$\text{On a aussi } \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right)$$

V.3.6. Exemple de calcul

Nous prendrons comme exemple de calcul le voile longitudinale de longueur $L= 3.1$ m, dans la troisième zone ($5^{\text{eme}} + 6^{\text{eme}} + 7^{\text{eme}}$). Ainsi le ferrailage sera calculer pour la longueur tondue du voile la partie restante sera ferrailer par symétrie.

➤ Détermination des sollicitations

On prend dans notre cas :

$$M_{\max} = 34.848 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \Rightarrow \quad N_{\text{cor}} = -723.3 \text{ KN}$$

$$I = \frac{0.2 (1.4)^3}{12} = 0.045 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0.2 \times 1.4 = 0.28 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{1.4}{2} = 0.7 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = -2049.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = -3116.60 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{La section es entièrement tendue .}$$

$$L_T = L = 1.4$$

Calcul des armatures verticales

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e = 723.30 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{F \times 10}{f_e} = 18.08 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armature verticale

Selon RPA

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2\% b L_t$$

b : épaisseur du voile.

L_t : longueur de la section tendue.

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.002 \times 0.2 \times 1.4 = 5.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 5.6 \text{ cm}^2$$

Selon le BAEL

$$- \text{BAEL91 : } A_{\min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_{\min \text{ RPA}}; A_{\text{l calcul}}; A_{\min \text{ BAEL}}) = (5.6 ; 18.08 ; 14)$$

$$A_{\text{adopté}} = 21.55 \text{ cm}^2 / \text{nappes}$$

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du **RPA99V2003**

Zone d'about : $(140/10)=14\text{cm}$. avec $St=10\text{cm}$

Zone courante . avec $St= 20 \text{ cm}$

Nous adoptons alors le même type de ferrailage sur toute la surface du voile

$$\text{Soit : } 18\text{HA}12 = 15.83 \text{ cm}^2$$

Armatures horizontales✓ **Selon RPA :**

Globalement dans la section du voile:

$$A_H = 0,15 \% b.h = 0.15 \times 140 \times 20 / 100 = 4.2 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_H = 0,10 \% b.h = 0.10 \times 140 \times 20 / 100 = 2.8 \text{ cm}^2$$

✓ **Selon le BAEL**

$$A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{15.83}{4} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Armature transversale:

D'après l'RPA 99 les deux nappes armatures doivent être reliées entre elles avec au moins 4 épingle en mètre carré, soit : **4 HA8**.

Tableau .V.26.Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L = 1.4m)

Voile X	L = 1.4m			e = 0.2 m	
Zone	1	2	3	4	5
N_{max} (KN m)	-723.3	-762.51	-671.87	221.26	221.26
M_{corr} (KN m)	34.848	78.565	4.859	14.762	-14.762
N_{min} (KN m)	-192.52	-122.17	-84.08	48.44	-31.68
M_{corr} (KN m)	182.567	-3.784	-6.396	38.419	-6.392
M_{max} (KN m)	-255.645	300.465	262.454	-129.512	74.312
N_{corr} (KN m)	636.61	-590.19	-329.13	138.68	-127.33
B (m ²)	0.28				
V (m ²)	0.7				
I (m ⁴)	0.046				
σ_1 (KN / m ²)	-2049.83	2491.13	-2325.21	--564.27	-682.68
σ_2 (KN / m ²)	-3116.60	-6706.78	-2473.86	-1016.16	-1592.18
Section	SET	SPC	SET	SET	SET
L_T	1.4	1,02	1.4	0.86	1.4
F (KN)	723.30	684.65	671.87	221.26	156.01
A_v (cm ²)	18.08	17.12	16.8	5.53	3.90
A_v adoptée (cm ²)	18.08	18.08	18.08	18.08	18.08
A_{min} (cm ²)	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6
A_v adoptée > A_{min}	C V	C V	C V	C V	C V
Armature verticale	18 HA 12			18HA 12	
A_v adoptée totale (cm ²)	20.36			20.36	
St (cm ²) (zone d'about)	10			10	
St (cm ²) (zone courante)	20			20	
A_H (BAEL) (cm ²)	4.52	4.52	4.52	4.52	
A_H (RPA) (cm)	4.2				
Armature horizontale	Choix par nappe : 13 HA 10				
St' (cm ²)	20				
Armature transversale	4HA8 (04 épingles au mètre carré)				

Tableau .V.27.Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L =3.85m)

Voile X	L = 3.85m				e = 0.2 m
Zone	1	2	3	4	5
N_{max} (KN m)	-697.23	-644.76	-266.89	-376.18	-114.88
M_{corr} (KN m)	518.168	711.04	370.27	844.679	815.8
N_{min} (KN m)	2.61	-26.51	-34.55	52.17	-10.83
M_{corr} (KN m)	1385.9	127.612	107.538	771.348	0.627
M_{max} (KN m)	2626.352	1512.337	710.577	995.636	821.626
N_{corr} (KN m)	-650.85	-949.01	-205	-376.18	-20.43
B (m ²)	0.77				
V (m ²)	1.935				
I (m ⁴)	0.9511				
σ_1 (KN / m ²)	4470.35	1828.41	402.80	1526.57	1501.94
σ_2 (KN / m ²)	-6160.87	-4293.38	-1096.02	-2503.66	1800.33
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SEC
L_T	2.23	2.7	2.82	2.39	2.10
F (KN)	1374.55	1159.26	308.57	598.8	377.88
A_v (cm ²)	34.36	28.98	7.71	14.94	9.45
A_v adoptée (cm ²)	38.5	38.5	38.5	38.5	38.5
A_{min} (cm ²)	15.4	15.4	15.4	15.4	15.4
A_v adoptée > A_{min}	C V	C V	C V	C V	CV
Armature verticale	22 HA 12 + 12 HA14				
A_v adoptée totale (cm ²)	43.2				
St (cm ²) (zone d'about)	10				
St (cm ²) (zone courante)	20				
A_H (cm ²) (BAEL)	11.55	11.55	11.55	11.55	11.55
A_H (cm) (RPA)	9.62				
Armature horizontale	Choix par nappe : 13 HA 12				
St' (cm ²)	20				
Armature transversale	4HA8 (04 épingles au mètre carré)				

Tableau .V.28.Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L=4.30m)

Voile Y		L = 4.30m			e = 0.2 m	
Zone		1	2	3	4	5
N_{max} (KN m)		-1018.75	-929.53	-376.18	-194.62	-87.08
M_{corr} (KN m)		2100.18	1885.015	844.679	623.0662	-46.001
N_{min} (KN m)		328.94	170.47	52.17	0.92	-12.76
M_{corr} (KN m)		1592.414	1792.983	771.348	579.139	66.609
M_{max} (KN m)		3690.494	3897.874	1768.087	1322.566	1126.692
N_{corr} (KN m)		-388.52	-381.33	-162.8	-103.34	-54.43
B (m ²)		0.86				
V (m ²)		2.15				
I (m ⁴)		1.325				
σ_1 (KN / m ²)		2223.16	5880.89	2679.42	2025.70	1764.77
σ_2 (KN / m ²)		-4591.92	-6767.70	-3058.02	-2266.020	1891.35
Section		SPC	SPC	SPC	SPC	SEC
L_T		2.90	2.30	2.29	2.27	2.22
F (KN)		1330.41	1557.07	700.87	514.48	420.72
A_v (cm ²)		33.26	38.93	17.52	12.86	10.52
A_v adoptée (cm ²)		43	43	43	43	43
A_{min} (cm ²)		17.2	17.2	17.2	17.2	17.2
A_v adoptée > A_{min}		C V	C V	C V	C V	CV
Armature verticale		24 HA 12 +12HA14				
A_v adoptée totale (cm ²)		45.62				
St (cm ²) (zone d'about)		10				
St (cm ²) (zone courante)		20				
A_H (cm ²) (BAEL)		10.75	10.75	10.75	10.75	10.75
A_H (cm) (RPA)		9.73				
Armature horizontale		Choix par nappe : 13 HA 12				
St' (cm ²)		20				
Armature transversale		4HA8 (04 épingles au mètre carré)				

Tableau .V.29.Détermination des sollicitations et calcul de ferrillage des voiles (L=1.4m)

Voile Y		L = 1.4m			e = 0.2 m
Zone	1	2	3	4	5
N_{max} (KN m)	-716.21	790.06	-332.54	-220.23	-151.45
M_{corr} (KN m)	20.925	2.749	28.87	25.641	18.85
N_{min} (KN m)	-172.33	-150.23	-103.72	-49.21	-47.52
M_{corr} (KN m)	40.366	-2.481	-12.4	4.145	-39.882
M_{max} (KN m)	235.033	238.169	115.625	115.125	300.66
N_{corr} (KN m)	-393.41	-571.02	-249.39	-174.71	-140.35
B (m ²)	0.28				
V (m ²)	0.7				
I (m ⁴)	0.0457				
σ_1 (KN / m ²)	-2878.17	1606.09	-745.76	-2237.61	4100.78
σ_2 (KN / m ²)	-2237.61	-5684.80	-1629.53	-2878.17	-5103.28
Section	SET	SPC	SET	SET	SPC
L_T (m)	1.4	1.09	1.4	1.4	0.78
F (KN)	416.21	620.55	332.54	716.21	396.14
A_v (cm ²)	17.91	15.51	8.91	17.91	9.90
A_v adoptée (cm ²)	17.91	17.91	17.91	17.91	17.91
A_{min} (cm ²)	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6
A_v adoptée > A_{min}	C V	C V	C V	C V	C V
Armature verticale	18 HA 12				
A_v adoptée totale (cm ²)	20.36				
St (cm ²) (zone d'about)	10				
St (cm ²) (zone courante)	20				
A_H (cm ²) (BAEL)	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
A_H (cm) (RPA)	4.2				
Armature horizontale	Choix par nappe : 13 HA 10				
St' (cm ²)	20				
Armature transversale	4HA8 (04 épingles au mètre carré)				

V.3.7. Vérification a l'ELS

Tableau .V.19.Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles (L=1.4m).

Voile Y		L=1.4m			e =0.20m	
Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau < \bar{\tau}$						
Zone	01	02	03	04	05	
V_{\max}	45.94	55.7	34.7	39.79	61.05	
τ_{RPA}	0.08	0.14	0.088	0.10	0.15	
$\bar{\tau}$ (RPA)	5					
τ_{BAEL}	0.057	0.1	0.062	0.072	0.01	
$\bar{\tau}$ (BAEL)	2.5					
Vérification	CV	CV	CV	CV	CV	
Vérification de la contrainte de béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$						
N_{ser}	529.4	557.99	244.52	161.81	105.21	
A_s	21.55	21.55	21.55	15.83	15.83	
σ_{bc}	1.63	1.72	0.75	0.68	0.44	
$\overline{\sigma_{bc}}$	15					
Vérification	CV	CV	CV	CV	CV	

Tableau .V.20.Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles (L=3.85m).

Voile ($V_{9,10}$)		L=3.85m			e =0.20m	
Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau < \bar{\tau}$						
Zone	01	02	03	04	05	
V_{\max}	180.4	266.4	135.12	171.16	398.9	
τ_{RPA}	0.31	0.93	0.34	0.45	1.01	
$\bar{\tau}$ (RPA)	5					
τ_{BAEL}	0.22	0.48	0.24	0.31	0.7	
$\bar{\tau}$ (BAEL)	2.5					
Vérification	CV	CV	CV	CV	CV	
Vérification de la contrainte de béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$						
N_{ser}	388.29	383.47	165.05	105.62	291.64	
A_s	42.98	42.98	42.98	42.98	42.98	
σ_{bc}	0.6	0.59	0.25	0.16	0.45	
$\overline{\sigma_{bc}}$	15					
Vérification	CV	CV	CV	CV	CV	

Tableau .V.21.Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles (L=4.30m).

Voile		L=4.30m			e =0.20m	
Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau < \bar{\tau}$						
Zone	01	02	03	04	05	
V_{max}	71.73	131.46	72.32	73.46	132.33	
τ_{RPA}	0.12	0.33	0.13	0.18	0.33	
$\bar{\tau}$ (RPA)	5					
τ_{BAEL}	0.09	0.23	0.13	0.13	0.24	
$\bar{\tau}$ (BAEL)	2.5					
Vérification	CV	CV	CV	CV	CV	
Vérification de la contrainte de béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$						
N_{ser}	387.38	391.33	169.7	108.91	59.75	
A_s	45.24	45.24	45.24	45.24	45.24	
σ_{bc}	0.57	0.57	0.24	0.16	0.08	
$\overline{\sigma_{bc}}$	15					
Vérification	CV	CV	CV	CV	CV	

Tableau .V.22.Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles (L=1.4m).

Voile		L=1.4m			e =0.20m	
Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau < \bar{\tau}$						
Zone	01	02	03	04	05	
V_{max}	76.59	178.69	94.54	94.45	221.09	
τ_{RPA}	0.14	0.32	0.24	0.17	0.56	
$\bar{\tau}$ (RPA)	5					
τ_{BAEL}	0.09	0.32	0.17	0.17	0.4	
$\bar{\tau}$ (BAEL)	2.5					
Vérification	CV	CV	CV	CV	CV	
Vérification de la contrainte de béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$						
N_{ser}	524.52	556.21	243.31	161.31	110.76	
A_s	15.83	15.83	15.83	18.83	15.83	
σ_{bc}	2.2	2.3	1.02	0.67	0.45	
$\overline{\sigma_{bc}}$	15					
Vérification	CV	CV	CV	CV	CV	

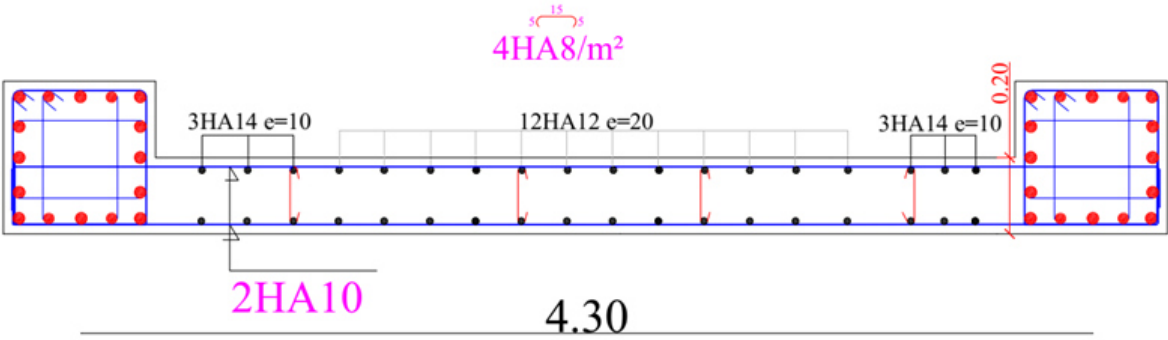


Figure .V.2. Disposition des armatures verticales dans le voile.

Chapitre VI

VI.1.Introduction

Les fondations sont les éléments, de l'infrastructure qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol.

Elle constitue un ensemble rigide capable à répondre aux fonctions suivantes

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- Transmettre la totalité des charges apportées par la super structure au sol d'assise.
- Limiter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs des fondations qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structural.

VI.2.Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix de type des fondations, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier générale et enfin on opte pour le choix qui convient.

D'après le rapport de sol établi par le laboratoire, la contrainte du sol est de **2.2 bars**.

D'après RPA99/V2003 (**Article 10.1.4.1**) les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes : $G + Q \pm E0.8 \times G \pm E$

VI.3. Etude des fondations

VI.3.1. Vérification de la semelle isolée

Les poteaux étant de section rectangulaire, donc on choisit des semelles rectangulaires .la

vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée

Avec : N : l'effort normal agissant calculé selon les combinaisons obtenues par L'ETABS.

S : Surface d'appui de la semelle ; $\bar{\sigma}_{sol} = 2.2bars$: contrainte admissible de sol

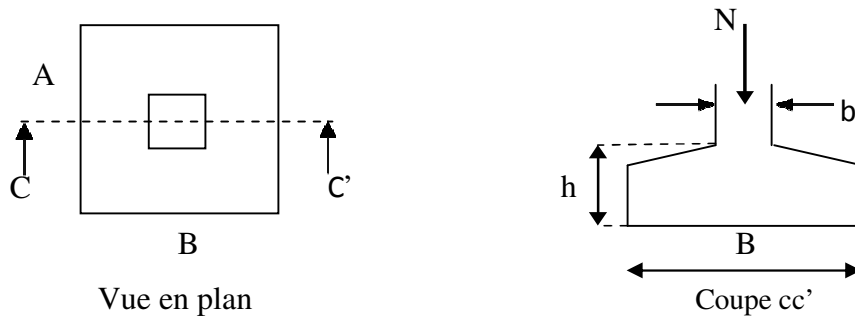


Figure VI.1. Semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire($a \times b$), donc $S = A \times B$

$N = 2816.49 \text{ KN}$; $\bar{\sigma}_{sol} = 0.22 \text{ Mpa}$

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

On une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ On remplace la valeur

de A dans (1) et on trouve la valeur de B : $B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.65}{0.60} \times \frac{2.81649}{0.22}} = 3.72\text{m}$

$\Rightarrow A = 3.43\text{m}$

D'après le résultat, On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans ce cas ne convient pas.

VI.3.2. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de Dix poteaux.

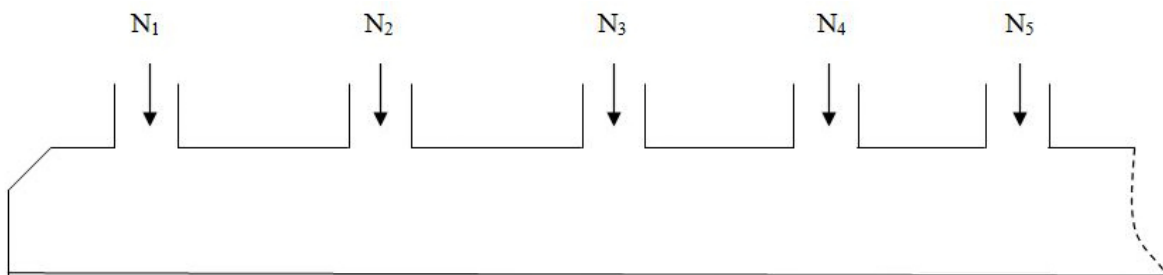


Figure VI.2. Semelle filante.

Avec :

$\sum N_i = 21109.537 \text{ KN}$

Poids estimé de la semelle : $N_s = 87.75 \text{ KN}$

Poids totale de la structure : $N = N_s + \sum N_i = 21197.287 \text{ KN}$

$L = l_i + 2L_{\text{débordement}}$

$$\text{Donc : } \frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{21.197287}{0.22 \times 30} = 3.21\text{m}$$

On a la largeur de la semelle égale à 3.21m, on remarque qu'il y aura un chevauchement entre les deux semelles, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour ce cas, alors on passe au radier général.

VI.3.3. Vérification du radier générale

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristique

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importante.
- Les poteaux rapprochés (petite trame).

VI.3.3.1. Pré dimensionnement

La condition de coffrage

La plus grande portée entre deux éléments de contreventement est $L_{\text{max}} = 4,30\text{m}$

$$\text{Nervure : } h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{430}{10} = 43\text{cm} \quad \Rightarrow \text{ Soit : } h_t = 60\text{ cm}$$

$$\text{Dalle : } h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{430}{20} = 21.5\text{cm} \quad \Rightarrow \text{ Soit : } h_r = 30\text{cm}$$

❖ Vérification de condition de la rigidité

Pour un radier rigide, il faut que :

$$L_{\text{max}} \leq \frac{\pi \cdot l_e}{2} \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

l_e : Longueur élastique.

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1 ml.

K : coefficient de raideur du sol.

$$\left\{ \begin{array}{ll} 0.5\text{Kg}/\text{cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ K=4\text{Kg}/\text{cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12\text{Kg}/\text{cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{array} \right.$$

Dans notre cas on a un bon sol, donc : $K = 12 \text{ Kg}/\text{cm}^3$.

$$E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN} / \text{m}^2$$

b : Largeur de l'élément considéré par 1ml

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.3^4 \times 12000}{\pi^4 \times 3.21 \times 10^6}}$$

Donc : $h_t \geq 0.857 \text{ m}$

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$h_t = 0.90 \text{ m}$ Pour les nervures du radier.

$h_r = 0.30 \text{ m}$ Pour le radier

❖ **La surface du radier**

Pradier = $25 \times 0.3 \times 519.21 = 3894.07 \text{ KN}$

Ntot = Nser + pradi = $77932.025 + 3894.07 = 81826.09 \text{ KN}$

$$\frac{N_t}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_t}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{81.826}{0.22} = 371.93 \text{ m}^2$$

On a la surface du bâtiment est : $S_{bat} = 519.21 \text{ m}^2$

Donc est un radier général sans débord.

VI.3.3.2. Vérifications nécessaires

• **Vérification au poinçonnement**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante

$$Q_u \leq 0.045 u_c \times h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article A. 5.2.4.2)}$$

Avec : h: Hauteur total de radier.

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$u_c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow u_c = (0.6 + .065 + 2 \times 0.90) = 6.1 \text{ m}$$

Qu: Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité ($Q_u = 2816.49 \text{ KN}$)

Donc : $Q_u = 2816.49 \text{ KN} \leq 0.045 \times 6.1 \times 0.9 \frac{25000}{1.5} = 4117.5 \text{ KN} \Rightarrow$ condition vérifiée

• **Vérification de la contrainte du sol**

• **Sens x-x**

$$\sigma_{max,min} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x y_G}{I_x}$$

N': Poids totale de la structure :

$$N' = N_s + P_{radier} \qquad N' = 77932.025 + 3894.07 = 81826.09 \text{ KN}$$

M_y, M_x : Moments sismique à la base.

D'après les calculs, on a les caractéristiques suivantes

$$I_{xx}=13025.84\text{m}^4 \text{ et } X_G=14.7\text{m}; \quad I_{yy}=38695.43\text{m}^4 \text{ et } Y_G=9.29\text{m}$$

$$M_x=64357.88\text{KN.m}; \quad M_y=66993.94\text{KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{81826.09}{519.21} + \frac{66993.94 \times 9.29}{13025.84} = 205.37\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{81826.09}{519.21} - \frac{66993.94 \times 9.29}{13025.84} = 109.81\text{KN/m}^2$$

σ_{\max} et σ_{\min} sont supérieurs de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut

vérifier : $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{4} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} \dots \dots \dots \text{DTR BC 2.33.1 (Art 5.541(a))}$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{(3 \times 205.37 - 109.81)}{4} \cdot 10^{-3} = 0.12\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.22\text{Mpa}$$

Donc : La contrainte vérifiée dans le **sens x-x**.

- **Sens-y-y**

$$\sigma_{\max,\min} = \frac{N}{s_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y X_G}{I_y}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{81826.09}{519.21} + \frac{64357.88 \times 14.7}{38695.43} = 182.04\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{81826.09}{519.21} - \frac{64357.88 \times 14.7}{38695.43} = 133.14\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{(3 \times 182.04 - 133.14)}{4} \cdot 10^{-3} = 0.10\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.22\text{Mpa}$$

Donc : La contrainte vérifiée dans le **sens y-y**

- **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le RPA99/V2003 (Art : 10.1.5), on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- Sens x-x : $e = \frac{64357.88}{81826.09} = 0.79\text{m} \leq \frac{29.7}{4} = 7.42\text{m} \dots \dots \dots$ vérifiée

- Sens y-y : $e = \frac{66993.94}{81826.09} = 0.82\text{m} \leq \frac{17.4}{4} = 4.35\text{m} \dots \dots \dots$ vérifiée

Donc il n'y a pas risque de renversement

- **Vérification de la poussée hydrostatique**

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

Avec : N : Le poids de la superstructure sans le poids du radier à l'ELU.

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier (H= 3m).

γ_w : Poids volumique d'eau ($\gamma_w = 10\text{KN/m}^3$).

$N = 115140.694\text{KN} \geq 1.5 \times 3 \times 519.21 \times 10 = 23364.45\text{KN} \dots \dots \dots$ C'est vérifié

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}, 3Mpa)$$

En considéré une bande de largeur $b = 1m$.

$$V_u \geq \frac{N_u \times L_{max} \times b}{2 \times S_{rad}} = \frac{115140.694 \times 4.3 \times 1}{2 \times 519.21} = 476.79 KN$$

$$d = 0.9 \times h_{rad} = 0.9 \times 30 = 27cm$$

$$\text{Donc: } \tau_u = \frac{476.79}{1 \times 0.27} = 1.76 Mpa < \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

VI.3.4.Ferraillage

VI.3.4.1. La dalle du radier

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier de dimension :

$L_x = 3.85 m$; $L_y = 4.30 m$, On fait le calcul pour une bande de $1 m$

- **Calcul des sollicitations à l'ELU**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{115440.694}{519.21} = 222.33 KN/m^2$$

N_u : Effort normal (avec le poids du radier)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.89 \Rightarrow v = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0466 \times 222.33 \times 3.85^2 = 153.57 KN.m$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.7635 \times 153.57 = 117.25 KN.m$$

- Moment en travée $\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 130.53 KN.m \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 99.66 KN.m \end{array} \right.$

- Moment en appui $M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -76.78 kN.m$

Le ferraillage se fera pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0.30) m^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

On a : $\rho_0 = 0.0008$ pour f_{eE400} ; $h_r = 30 cm$; $b = 100 cm$; $\rho = 0.89$; $d = 27cm$

- En appui : $A_{x,min} = A_{y,min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26cm^2$

- En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} A_{x,\min} \geq \rho_0 b h_r \frac{(3-\rho)}{2} \\ A_{y,\min} \geq \rho_0 b h_r \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} A_{x,\min} = 2.532 \text{ cm}^2 \\ A_{y,\min} = 2.4 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

• **Espacement des armatures**

On vérifie que $A_{ty} > \frac{A_{tx}}{4} \Rightarrow 13.85 \text{ cm}^2 > 3.85 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \dots \dots$ C'est vérifiée

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI .1. Résumé des résultats de ferrailage du radier

Sens		M (KN.m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t (\text{cm})$
Sens x-x	Travée	130.53	14.9	2.532	10HA14 = 15.4	10
	Appui	-76.78	8.50	3.26	8HA12 = 9.05	12.5
Sens y-y	Travée	99.66	11.18	2.4	09HA14 = 13.85	12
	Appui	-76.78	8.50	3.26	8HA12 = 9.05	12.5

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

$$\left. \begin{array}{l} V_x = \frac{q_u \times L_x}{3} = 285.32 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \left(\frac{1}{1+\frac{L_y}{2}} \right) = 330.8 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow V_{\max} = 330.8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{330.8 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.22 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots$$
 C'est vérifiée

• **Vérification à l'ELS**

$$q_s = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{77932.025}{519.21} = 150.09 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.89 \Rightarrow v = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0537 \times 150.09 \times 3.85^2 = 119.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.8358 \times 119.47 = 99.85 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée $\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 101.55 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} = 84.87 \text{ KN.m} \end{array} \right.$
- Moment en appui $M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_{0x} = -50.78 \text{ kN.m}$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - d')^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau VI.2. Vérification des contraintes de la dalle du radier

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (Mpa)	Observation
x-x	Travée	101.55	9.09	99134	9.31	275.19	Non vérifiée
	Appui	-50.78	7.31	65650	5.65	228.45	Non vérifiée
y-y	Travée	84.87	8.72	91523	8.08	254.27	Non vérifiée
	Appui	-50.78	7.31	65650	5.65	228.45	Non vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.3. Recalcul des sections d'armatures à l'ELS

Localisation		Choix par (m)	A_s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (Mpa)	S_t (cm)
Travée	xx	8HA20	25.13	10.99	140866	7.92	173.12	12.5
	yy	10HA16	20.11	10.10	120497	7.11	178.55	10
Appui		9HA14	13.85	8.72	91523	4.84	152.14	12

- **Schéma de ferrailage du radier**

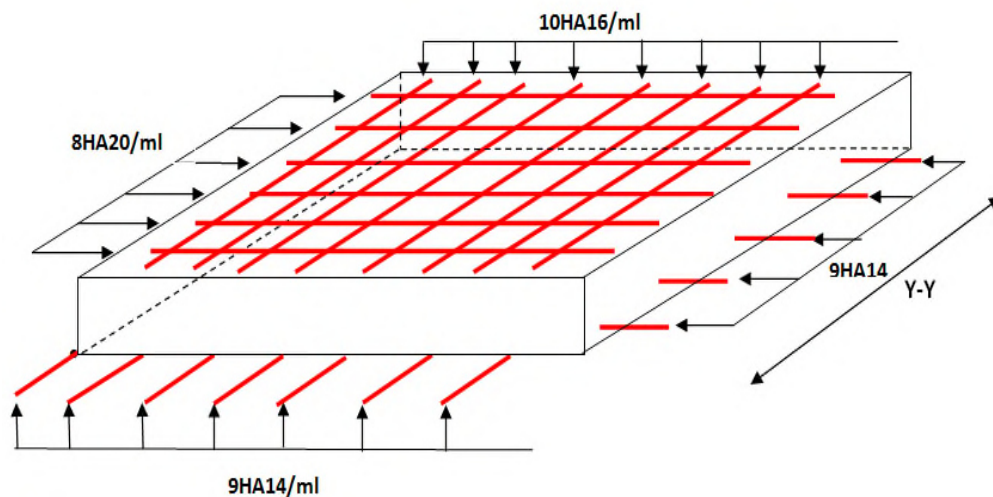


Figure VI.3. Schéma de ferrailage de la dalle du radier.

VI.3.4.2. Calcul des nervures

- **Les sollicitations sur les nervures**

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

La transmission des charges sera en triangulaires.

- Charge triangulaire : $P = \frac{q_u \times L_x}{3}$; Avec P : charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

On prend deux types de nervures les plus chargées.

$$q_u = 222.33 \text{ KN/m}^2 ; q_s = 150.09 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul des sollicitations**

- **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

- **Moments en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - 1) \quad ; \quad x = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

L'effort tranchant max : $V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l}$

❖ **Sens X-X:** $P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$; $P'_1 = \frac{q \times l_x}{3}$; $P = P_1 + P'_1$

- **Sens longitudinal (x-x)**

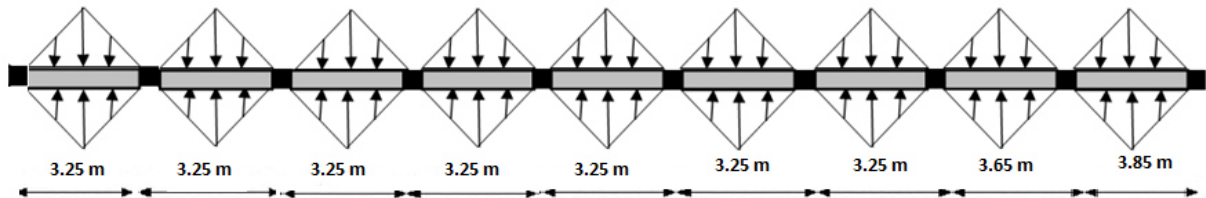


Figure.VI.4. Charges transmises aux nervures longitudinales de radier

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.4. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELU

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	3.25	3.25	481.72	0	-537.64	1.28	395.6
B-C	3.25	2.60	481.72	-537.64	-393.54	1.54	172.4
C-D	3.25	2.60	481.72	-393.54	-431.9	1.65	223.2
D-E	3.25	2.60	481.72	-432.29	-421.39	1.62	209.2
E-F	3.25	2.60	481.72	-421.39	-426.25	1.63	212.2
F-G	3.25	2.60	481.72	-426.25	-417.70	1.62	214.0
G-H	3.25	2.60	481.72	-417.70	-447.03	1.62	203.6
H-I	3.65	2.92	541.00	-447.03	-872.43	2.04	253.7
I-K	3.85	3.85	570.65	-872.43	0	1.53	666.1

❖ Sens-Y-Y

- Sens transversal y-y

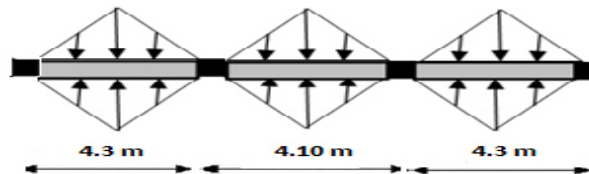


Figure.VI.5. Charges transmises aux nervures transversales de radier

Tableau VI.5. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELU

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	4.30	4.30	637.34	0	-1107.14	1.741	971.5
B-C	4.10	3.28	607.70	-1107.14	-1107.14	2.05	169.8
C-D	4.30	4.30	637.34	-1107.14	0	1.75	971.5

Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure du radier dans les deux sens à L'

Localisation	Travée		Appui	
	x-x	y-y	x-x	y-y
M_S(KN.m)	452.2	776.4	592.4	807.4
V(KN)	1171			

❖ **Ferraillage**

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple

• **Sens-Y-Y**

$$h = 0.90 \text{ m}$$

$$h_0 = 0.30 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.65 \text{ m}$$

$$b_1 < \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 < \min\left(\frac{4.3}{10}; \frac{3.85}{2}\right)$$

$$b_1 < \min(0.43; 1.925)$$

Soit : $b_1 = 0.35\text{m}$

Donc : $b = 2b_1 + b_0 = 1.35\text{m}$

• **Sens -X-X**

$$b_0 = 0.60 \text{ m}$$

$$b_1 < \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 < \min\left(\frac{4.3}{10}; \frac{3.85}{2}\right)$$

$$b_1 < \min(0.43; 1.925)$$

Soit : $b_1 = 0.25 \text{ m}$ Donc : $b = 2b_1 + b_0 = 1.1 \text{ m}$

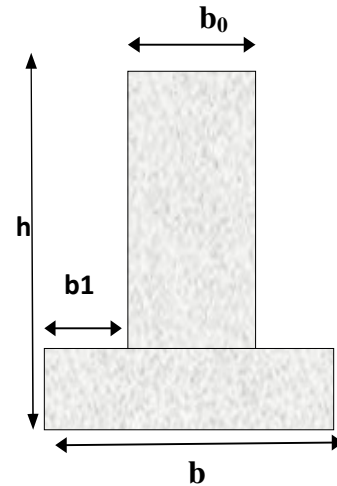


Figure VI.6 section à ferrailler

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7. Résumé des résultats de ferrailage de la nervure du radier

Sens	Localisation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
x-x	Travée	666.10	25.23	13.22	7HA25+2HA16=38.38
	Appui	872.43	33.85	13.22	7HA25+2HA16=38.38
y-y	Travée	971.50	29.74	10.75	7HA25=34.36
	Appui	1107.14	43.66	10.75	7HA25+3HA20=43.78

- **Vérifications à l'ELU**
- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.8. Vérification de l'effort tranchant de la nervure du radier

Sens	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	τ (MPa)	Observation
Sens Y-Y	1627.75	1.49	2.5	Vérifiée
Sens X-X	1325.11	1.48	2.5	Vérifiée

- **Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que : $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ Mpa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Résumé des résultats des contraintes de la nervure

Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (Mpa)	Observation	
x-x	Travée	452.2	24.35	2376930.36	4.63	161.66	vérifiée
	Appui	592.4	24.35	2376930.36	6.07	211.78	Non vérifiée
y-y	Travée	776.4	21.34	2271787.65	7.29	305.83	Non vérifiée
	Appui	807.4	23.63	2755157.88	6.92	252.18	Non vérifiée

On remarque que les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées donc on augmente la section de ferrailage.

Tableau VI.10. Vérification du résultat des contraintes de la nervure

Localisation		Choix par (m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
X-X	travée	7HA25+2HA16	38.38	24.35	4.63	161.66
	appui	6HA25+4HA20	42.02	25.27	5.87	194.26
Y-Y	travée	12HA25	58.91	26.66	5.98	182.79
	appui	12HA25	58.91	26.66	6.22	190.00

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

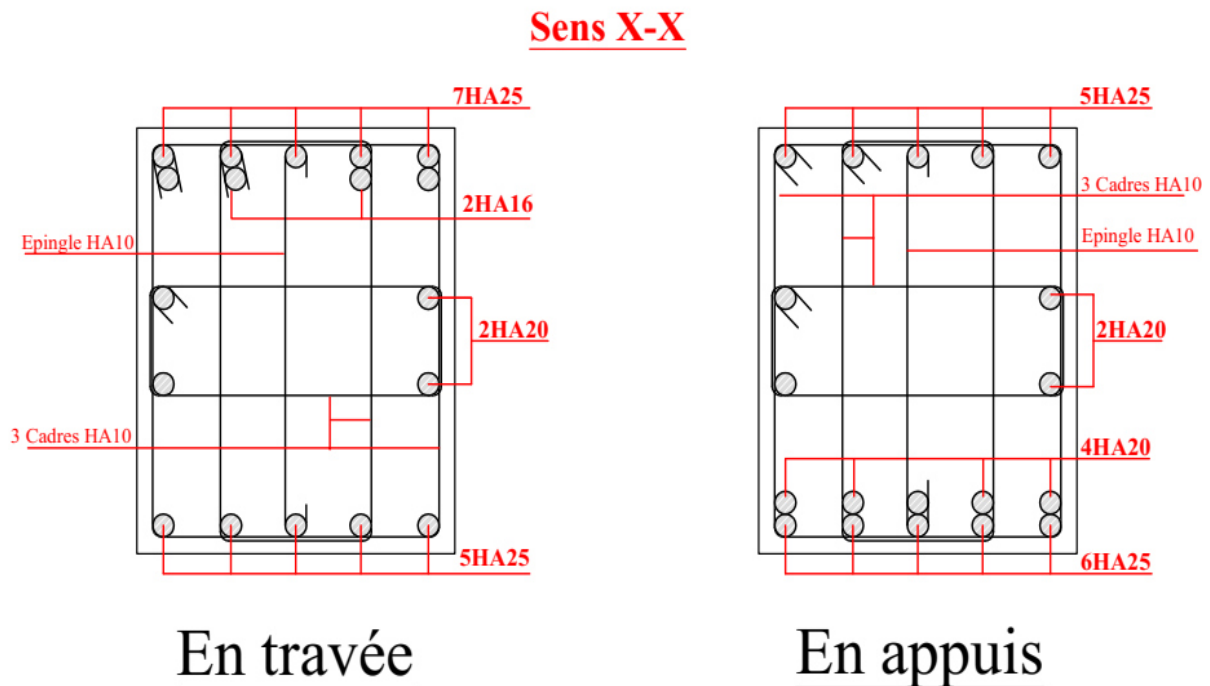
D'après le CBA93 (Art A.7.3), leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

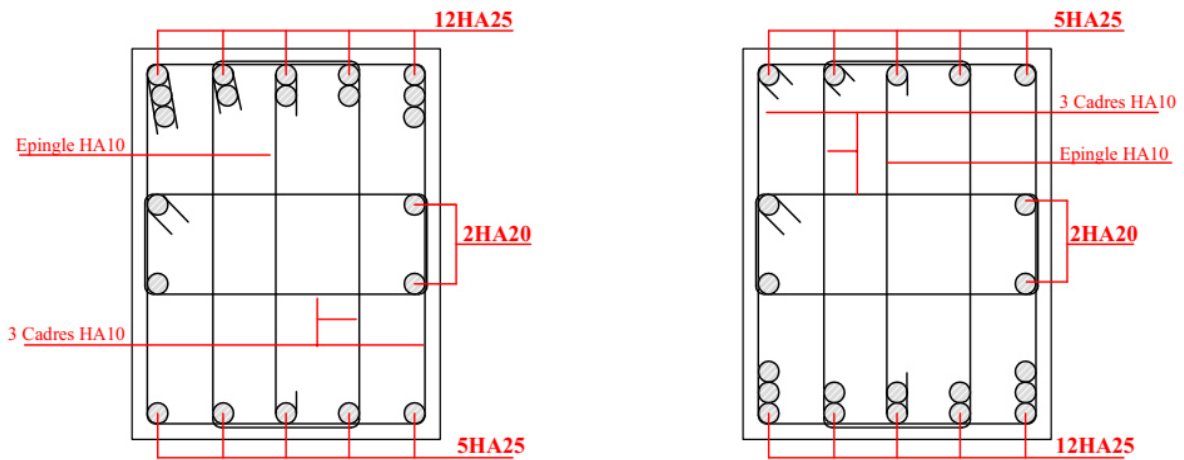
Donc $A_p = 3 \text{ cm}^2 \times (0.6+0.6+0.6) = 5.4 \text{ cm}^2$; Soit : 2HA20 = 6.28cm² par face.

- **Vérification des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = \min(25.71; 110; 20) = 20 \text{ mm} \quad ; \text{ Soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

- **Schéma de ferrailage des nervures**



Sens Y-Y**En travée****En appuis****Figure.VI.7.**Schéma de ferrailage des nervures dans les deux sens**VI.4. Etude du voile périphérique**

Le voile périphérique est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de $0.1\%(b \times h)$ dans les deux sens.

Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

•Dimensionnement des voiles

- La hauteur $h = 3.74$ m
- La longueur $L = 4.30$ m
- L'épaisseur $e = 20$ cm

•Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique : $\gamma = 20$ KN/m³
- L'angle de frottement : $\phi = 25^\circ$
- La cohésion : $c = 0.38$ bars

•Evaluation des charges et surcharges

A/. La poussée des terres : $G = h \times \gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

Avec : $c = 0.38 \text{ bars} \Rightarrow G = -18.06 \text{ KN/m}^2$

Remarque

On peut en déduire que le sol peut se maintenir en équilibre, donc il n'exerce aucune pression sur le mur, cependant nous préférons faire un calcul défavorable en négligeant l'effet de la cohésion et en prend $C=0$

$G = 3.74 \times 20 \times \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2}\right) = 30.35 \text{ KN/m}^2$

B/. Surcharge accidentelles

Selon le plan de masse annexé au plan de notre structure, il existe un terrain qui peut être exploitable dans le futur. Pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendrer, on prévoit le calcul de notre voile en tenant compte d'une sur charges $q=10 \text{ KN/m}^2$

$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 4.05 \text{ KN/m}^2$

•Ferrailage du voile périphérique

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU

$\sigma_{\text{max}} = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 30.35 + 1.5 \times 4.05 = 47.04 \text{ KN /m}^2$

$\sigma_{\text{min}} = 1.5Q = 1.5 \times 4.05 = 6.07 \text{ KN /m}^2$; $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 36.8 \text{ KN /m}^2$

$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 36.8 \text{ KN /m}^2$

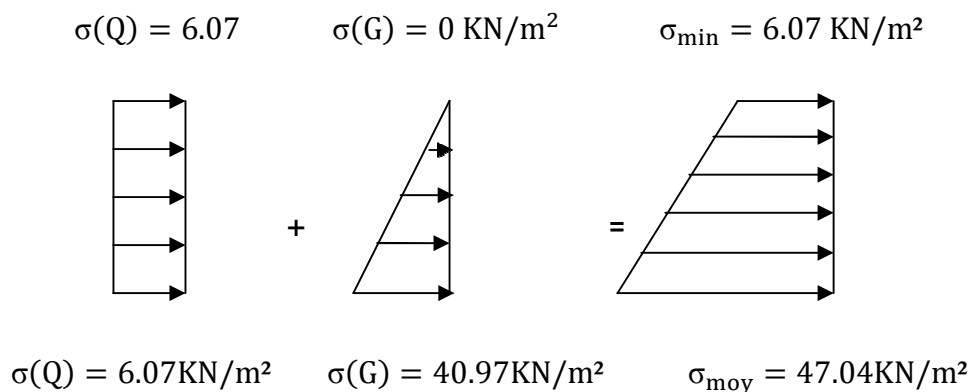


Figure VI.8. Répartition des contraintes sur le voile périphérique

❖ **Ferraillage du voile**

Pour le ferraillage, on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$b=100\text{cm}$, $L_x =3.74\text{m}$, $L_y =4.30\text{m}$, $e=20\text{cm}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.86 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0496 \times 36.8 \times 3.74^2 = 25.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.7052 \times 25.53 = 18.00 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 21.70 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} = 15.3 \text{ KN.m} \end{cases}$

- Moment en appui $M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_{0x} = -12.76 \text{ kN.m}$

$A_{\min} = 0.1\% \times b \times h$ Condition exigée par le RPA (**Art. 10.1.2**)

$$A_{\min} = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous

Tableau VI.11.Section des armatures du voile périphérique

Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Travée x-x	21.70	0.047	0.060	17.5	3.56	2	4HA12 =4.52
Travée y-y	15.30	0.033	0.042	17.7	2.48	2	4HA10 = 3.14
Appuis	12.76	0.027	0.034	17.8	2.06	2	4HA10 = 3.14

- **Espacement des armatures**

- Sens X-X $S_t \leq \min(33 \text{ cm} ; 3e) = 33 \text{ cm}^2$; On adopte $S_t = 25\text{cm}^2$

- Sens Y-Y $S_t \leq \min(45 \text{ cm} ; 4e) = 45 \text{ cm}^2$; On adopte $S_t = 25\text{cm}^2$

- ✓ **Vérifications**

A L'ELU

- **Condition de non fragilité**

On a : $\rho_0 = 0.0008$ pour feE400 ; $h_r = 30 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $\rho = 0.86$; $d = 18\text{cm}$

- En appui : $A_{x,min} = A_{y,min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2$

- En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} A_{x,min} \geq \rho_0 b e \frac{(3-\rho)}{2} \\ A_{y,min} \geq \rho_0 b e \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} A_{x,min} = 1.71 \text{ cm}^2 \\ A_{y,min} = 1.6 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$A_t > A_{min}$ Condition est vérifiée

$A_a > A_{min}$ Condition est vérifiée

•Vérification de l'effort tranchant

A l'ELU

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration nuisible})$$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \left(\frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \right) = \frac{36.8 \times 3.74}{2} \times \left(\frac{4.3^4}{3.74^4 + 4.3^4} \right) = 43.76 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \left(\frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \right) = \frac{36.8 \times 4.3}{2} \times \left(\frac{3.74^4}{3.74^4 + 4.3^4} \right) = 28.79 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow V_{max} = 43.76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{43.76 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.24 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

• Vérification à l'ELS

$$\sigma_{min} = 1 \times Q = 4.05 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad q_s = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 26.81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1 \times G + 1 \times Q = 34.4 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.86 \Rightarrow v = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0566 \\ \mu_y = 0.7932 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0566 \times 26.81 \times 3.74^2 = 21.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.7932 \times 21.97 = 17.42 \text{ KN.m}$$

• Moment en travée $\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 18.67 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 14.80 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

- Moment en appui $M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_{ox} = -10.98 \text{ kN.m}$

- **Vérification des contraintes**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - d')^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.12. Résumé des résultats des contraintes du voile périphérique

Sens	M (KN.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observations
Travée x-x	18.67	4.32	15375.64	5.24	249.17	Non Vérifiée
Travée y-y	14.80	3.67	11319.62	4.79	281.04	Non Vérifiée
Appuis	10.98	3.67	11319.62	3.56	208.50	Non Vérifiée

On voit que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on redimensionne la section des aciers.

❖ **Redimensionner la section des aciers**

- Travée x-x

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} ; \alpha \in [0; 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{18.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 201.63} = 2.9 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve : $\alpha = 0.287$

$$A_{st} = 5.69 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

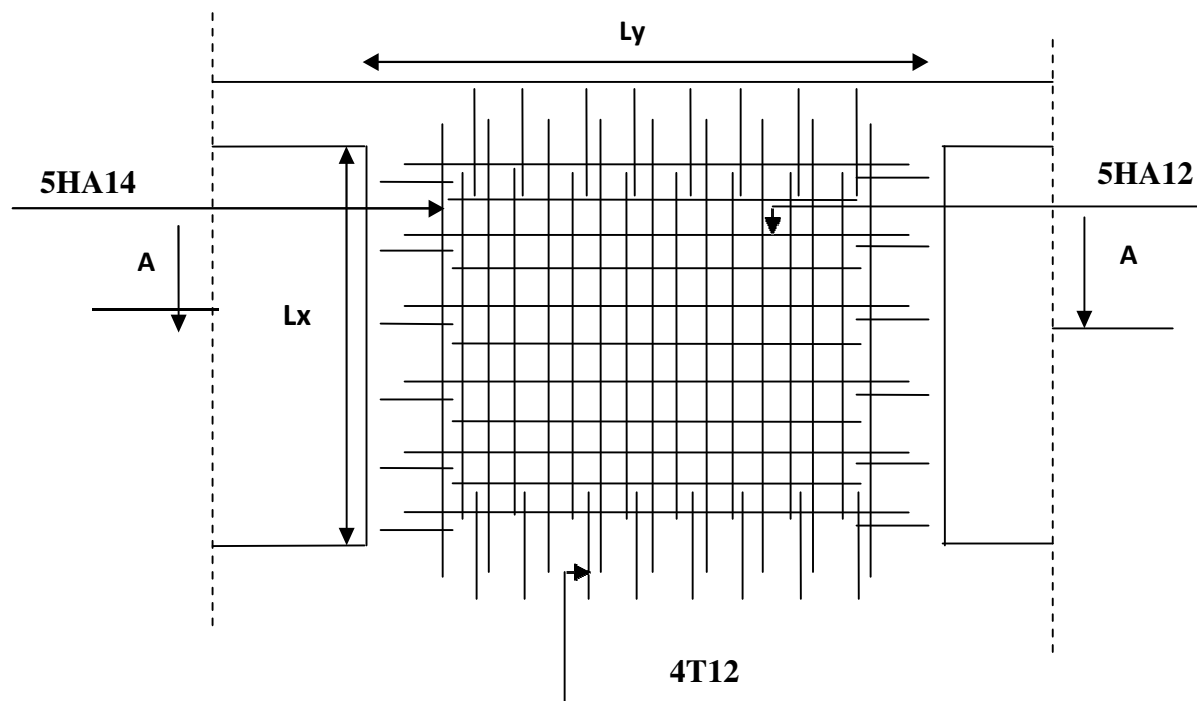
Tableau VI.13. Vérification des résultats des contraintes du voile périphérique

Sens	α	σ_{si} (MPa)	β	A_{cal} (cm ²)
Travée x-x	0.287	201.63	$2.9 \cdot 10^{-3}$	5.69
Travée y-y	0.260	201.63	$2.26 \cdot 10^{-3}$	4.46
Appuis	0.224	201.63	$1.68 \cdot 10^{-3}$	3.27

Donc le choix de ferrailage est :

$$\begin{cases} A_{tx} = 5HA14 = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ty} = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_a = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

❖ Schéma de ferrailage du voile périphérique



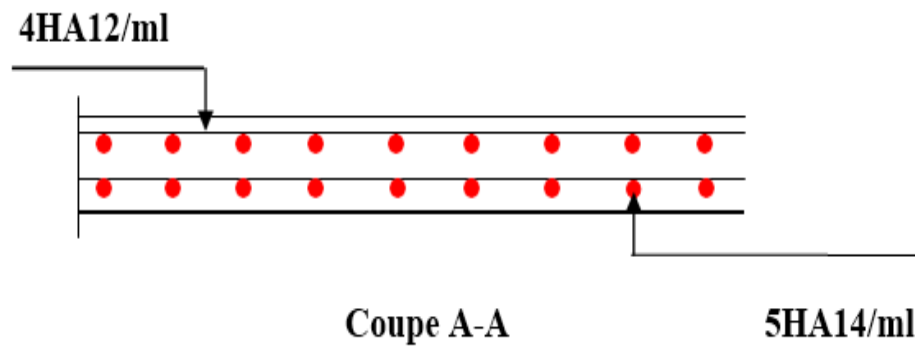


Figure VI.9. Schéma de ferrailage de voile périphérique

VI.5.Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vue la capacité portante du sol et pour éviter le chevauchement des semelles filantes, le radier est le type de fondation le plus adéquat .

Conclusion Générale

Conclusion générale

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ✓ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
 - ✓ La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
 - ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité.
 - ✓ La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETABS, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
 - ✓ Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qu'est très important
 - ✓ D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.
- Enfin, notre souhait le plus cher est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

Règlements

- RPA99/V2003 : Règlement Parasismique Algérienne, Edition CGS.
- CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton arme, Edition CGS 29 Décembre 1993.
- BAEL91 modifier 99 : béton armé aux états limites, Edition Eyrolles, Troisième 2000.
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges), Edition CGS Octobre 1988.

Livres et Documents

- Précis de calcul de béton armé (H Renaud & J Lamirault)
Béton Armé, Guide de Calcul. Bâtiment et Génie Civil (H. Renaud & J. Lamirault)
Edition Faucher, Paris 1993.
- Pratique du BAEL91 cours avec exercices corrigés (Jean Perchât & Jean Roux, édition Eyrolles).
- Formulaire de béton armé, fondations (V. Davidivici. Publication de moniteur 1995)
- Cours de Béton armé 3ème année.
- Mémoires de fin d'études précédentes.
- Rapport de sol.

Logiciels

- ETABS (pour l'analyse des structures)
- RDM6 (pour le calcul des moments et des efforts).
- AUTOCAD 2014 (pour le dessin d'architecture et lire les plans)
- WORD 2016 (pour le traitement du texte).
- SOCOTEC (pour le calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple ou composée).

Annexes

Annexe 1

SECTION RÉELLES D'ARMATURES
Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
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 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

		u/L_x v/L_y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M_1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	0.042
Valeur de M_2	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	0.032

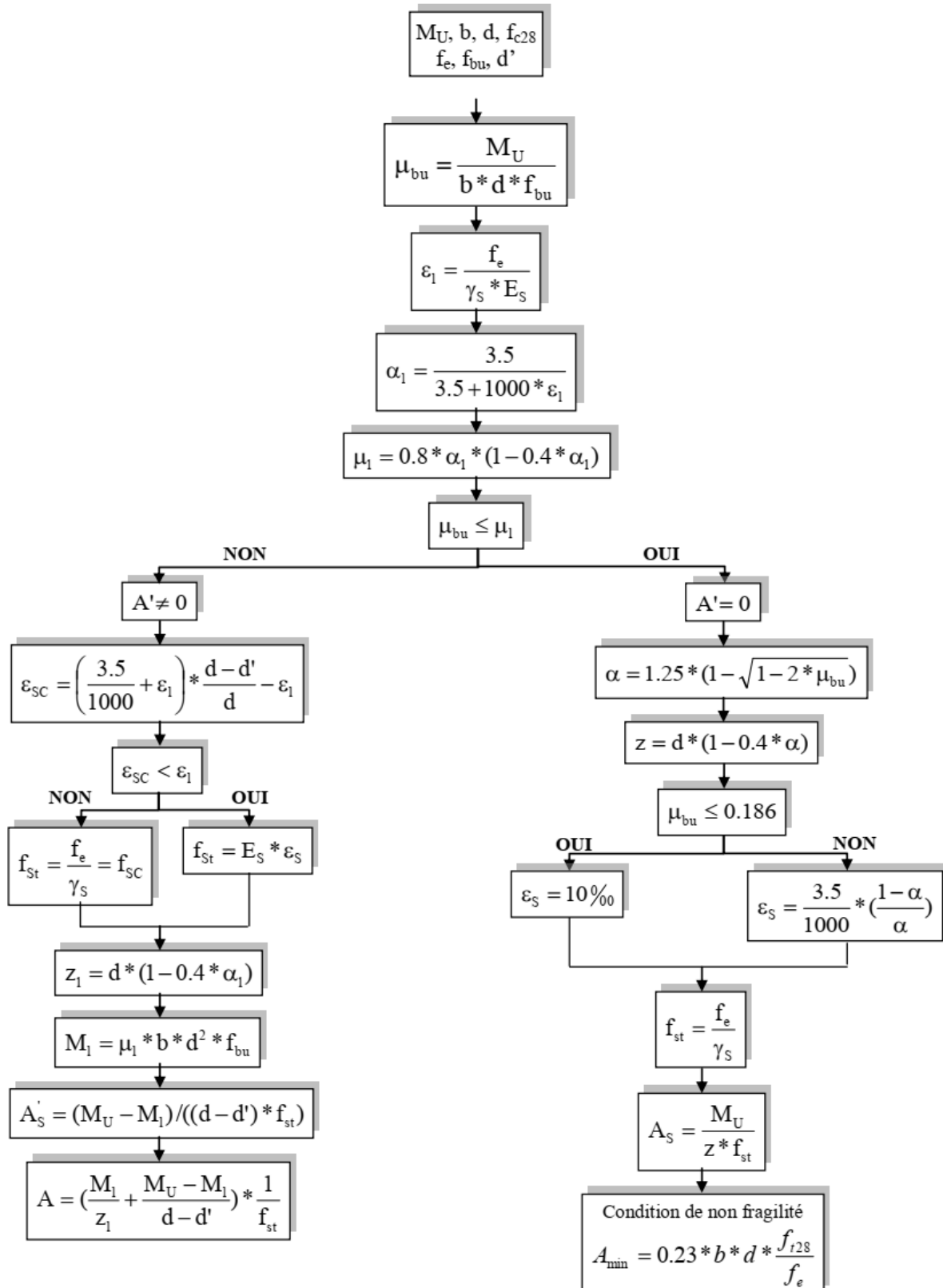
Annexe 3 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 4

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU



Annexe 5

L.E.C BEJAIA
Société Civile Professionnelle d'Ingénierie
LABORATOIRE & ENGINEERING DE LA CONSTRUCTION

Date : 05.08.2015
Envoi n° : 067/LEC/2015

RESULTATS PRELIMINAIRES

A Mr: AREZKI MOURAD AKBOU

Opération : *Etude de Sol*

Projet : P.IMMO A TAZMALT

Monsieur,

Faisant suite à votre commande, nous avons l'honneur de vous communiquer les renseignements préliminaires nécessaires à l'entame des calculs du projet cité en objet.

Le projet consiste en la réalisation de (04) immeubles en R+11 à usage d'habitation à Tazmalt.

L'assiette d'assise se trouve à quelques centaines de mètres à l'Est du siège de la CNAS de Tazmalt. Elle est sur un terrain en légère pente, nu de toute construction à vocation agricole (oliveraie).

Nous avons donc effectué des sondages pénétrométriques dans le terrain afin d'apprécier la portance de celui ci et discerner éventuels remblais et le substratum.

Les essais pénétrométriques ont révélé des sols de bonne à très bonne compacité et une homogénéité verticale et horizontale du terrain vis-à-vis de sa résistance.

Les sols sont dominés par des limons argileux très graveleux avec passage de galets et pierres (alluvions) plus ou moins grandes d'origine dolomitique.

A cet effet, on préconise :

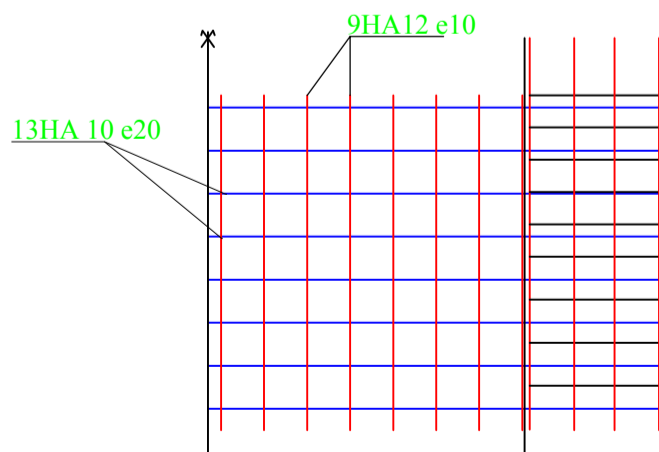
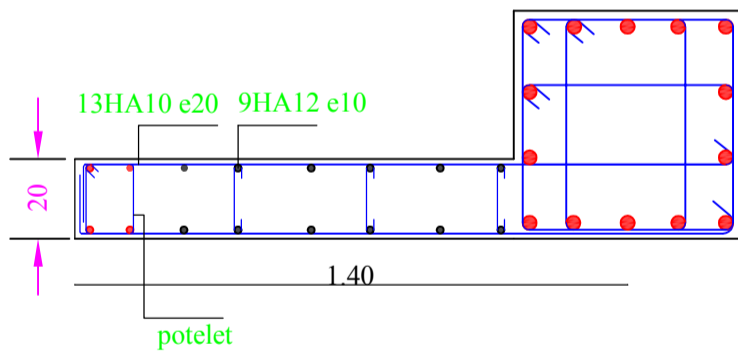
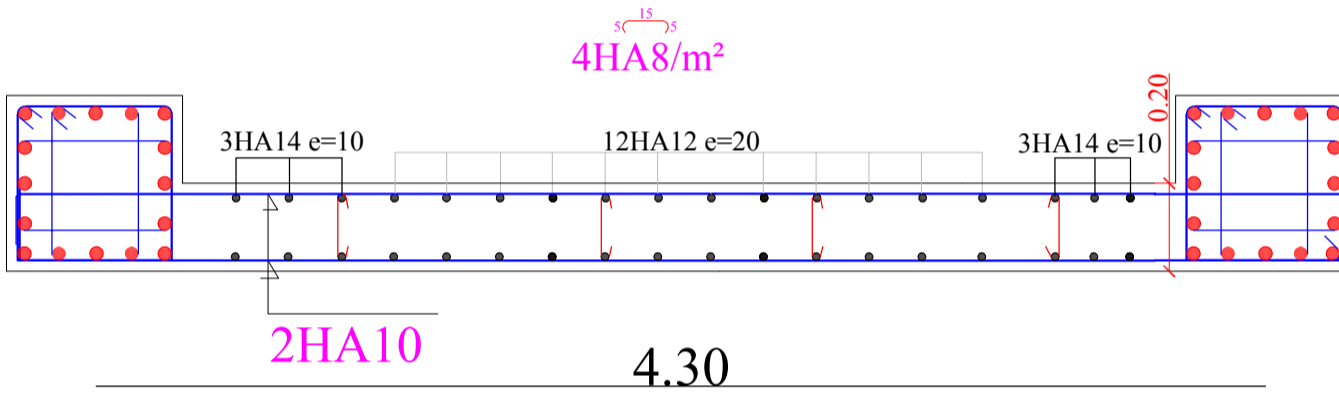
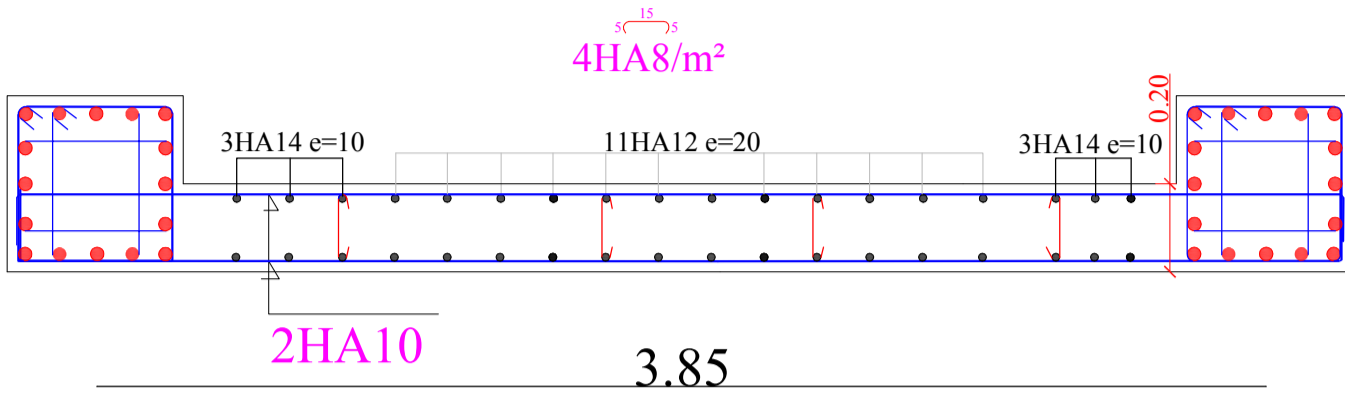
- ✓ Le taux de travail dans le terrain est estimé à 2.20 bars.
- ✓ L'ancrage des blocs doit être à au moins 3^m de la surface du sol (hauteur des blocs avoisine 36^m).
- ✓ Les caractéristiques mécaniques jusqu'à -5^m de profondeur : $C = 0.38 \text{ bar}$ et $\phi = 25^\circ$.

L'étude complète du sol, vous sera transmise incessamment. Nos salutations.

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

PLANS
D'ARCHITECTURE

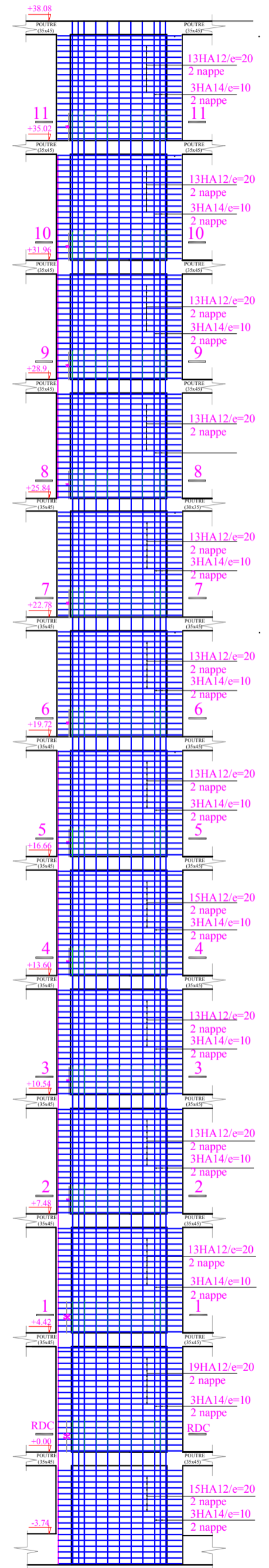
PLAN DE
GENIE CIVIL

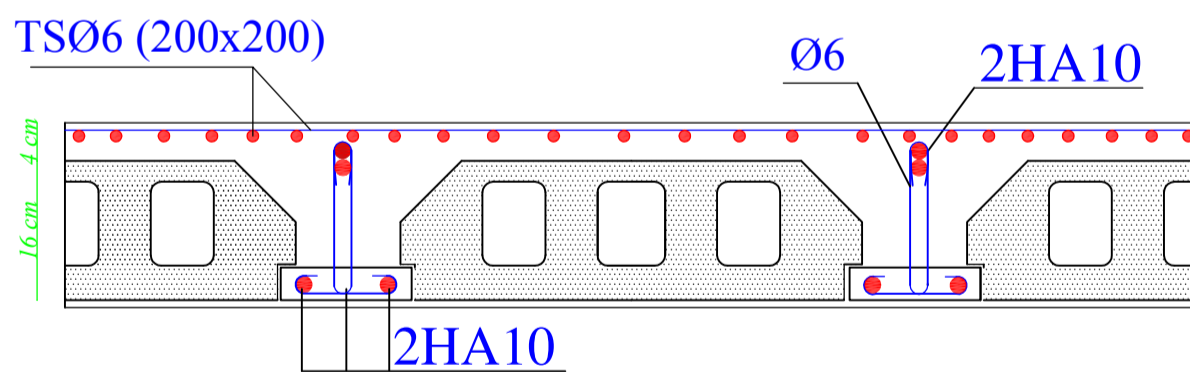
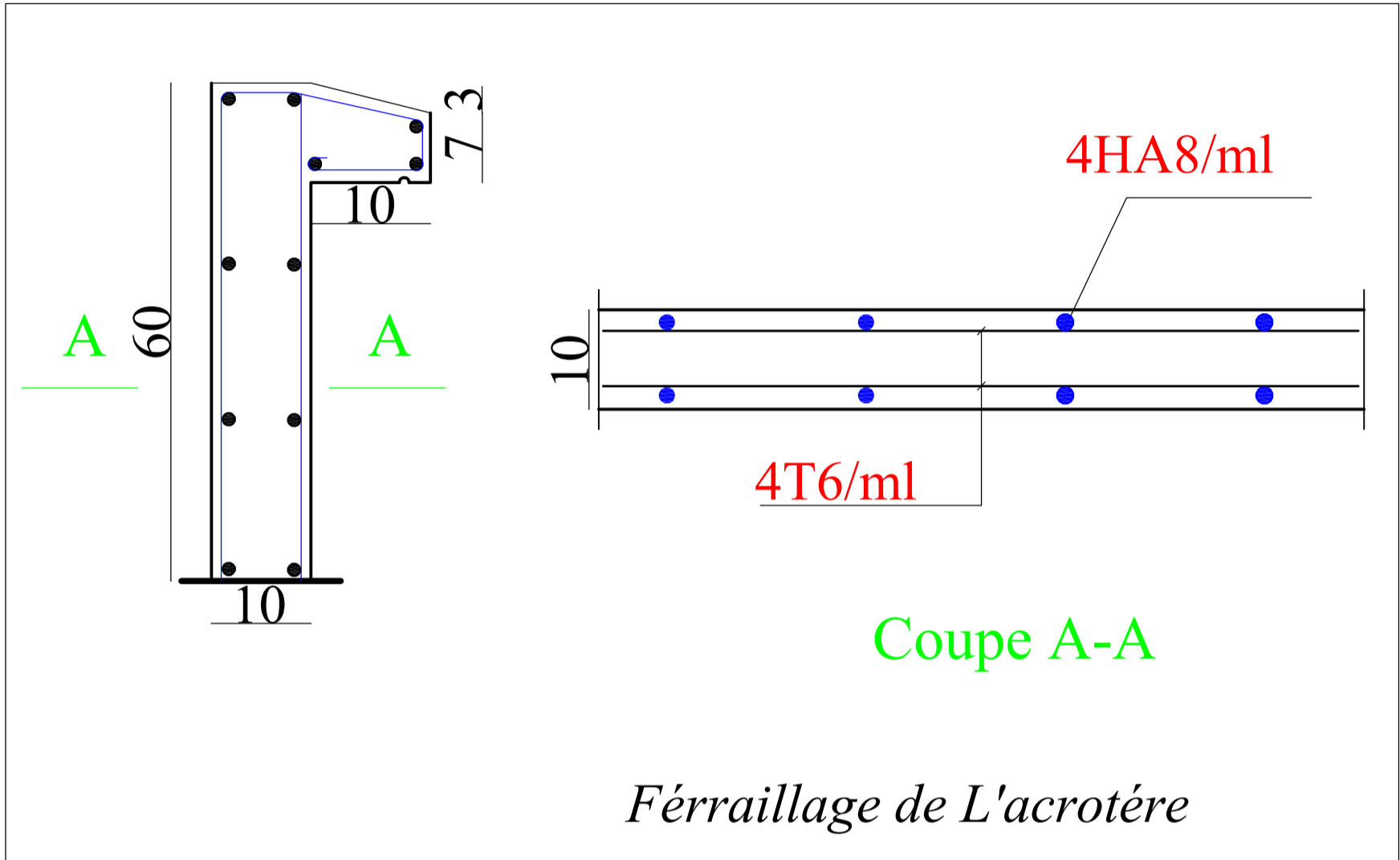


Shéma du ferrailage de l'ensemble poteau, voile

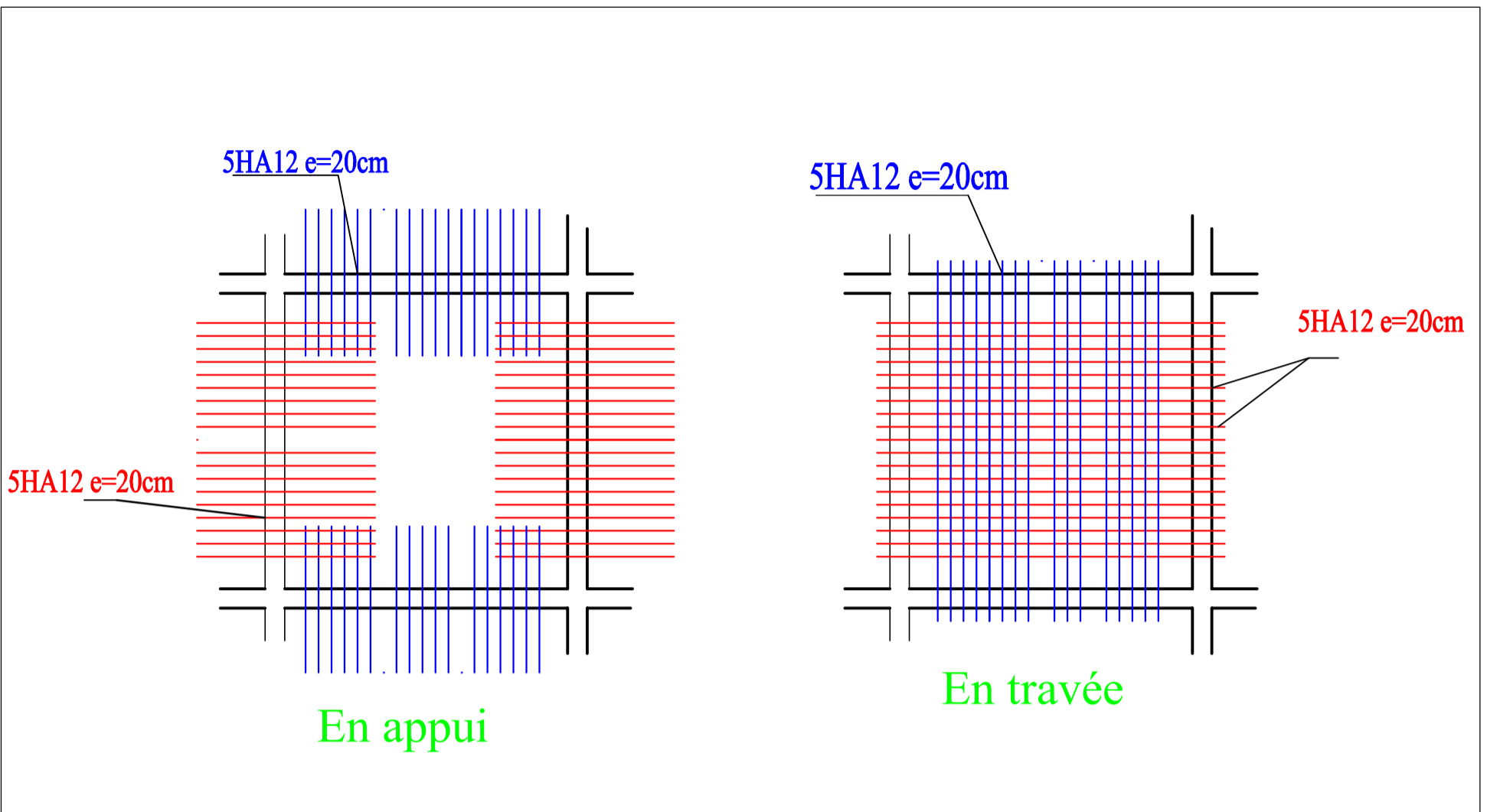
Ferrailage des voiles

DETAIL DES VOILES

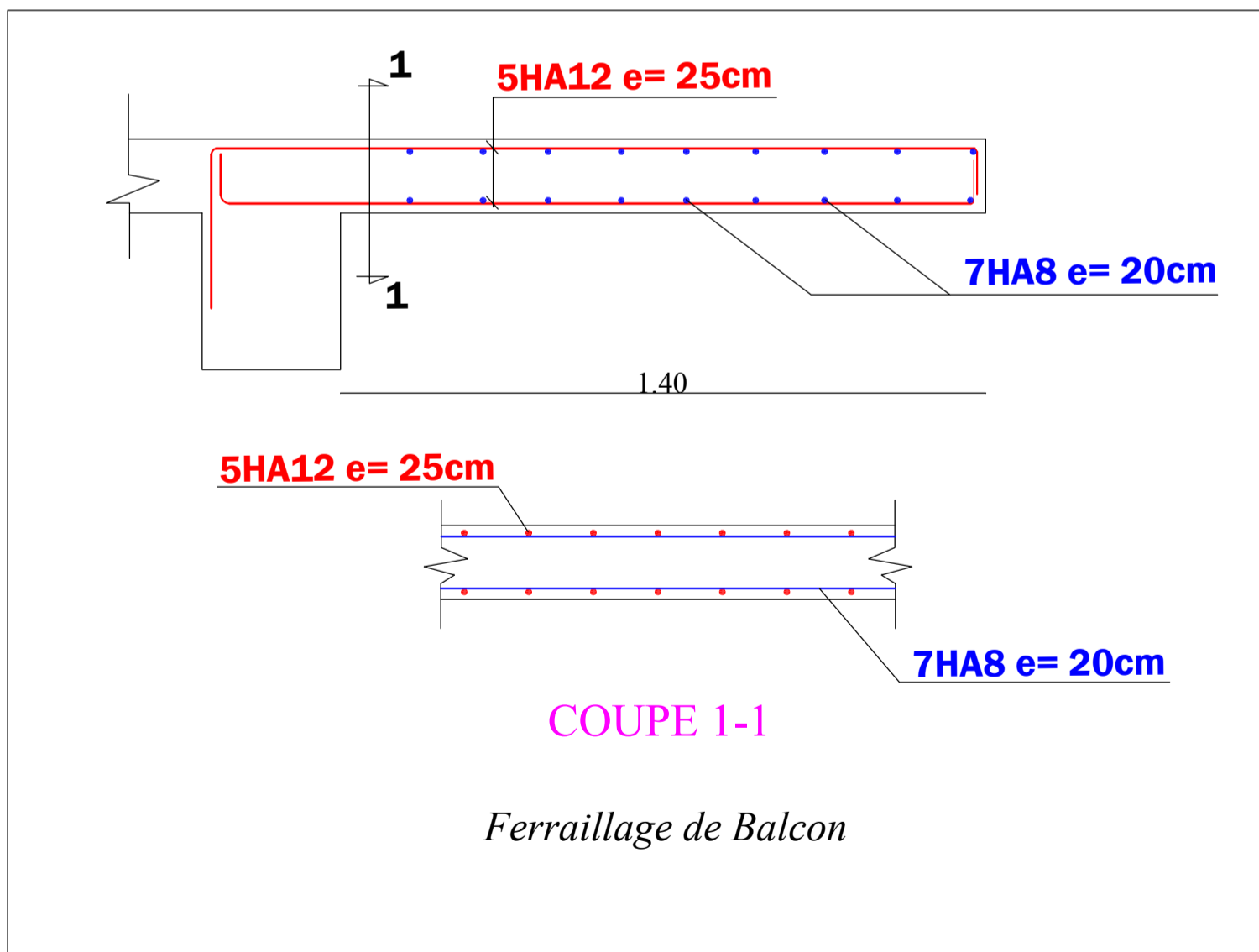


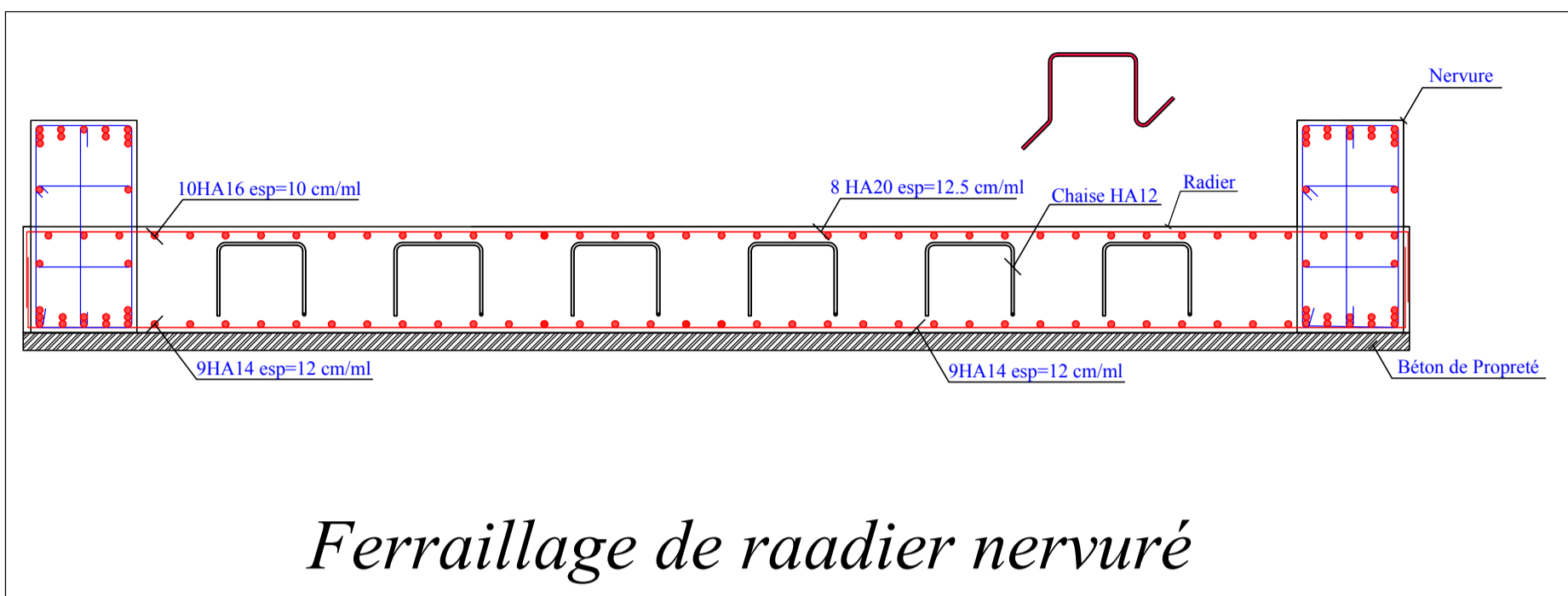


--DETAILS DES POUTRELLES--

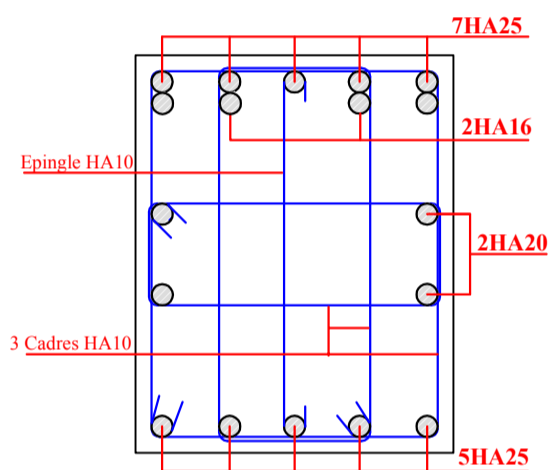


Ferraillage de la dalle pleine

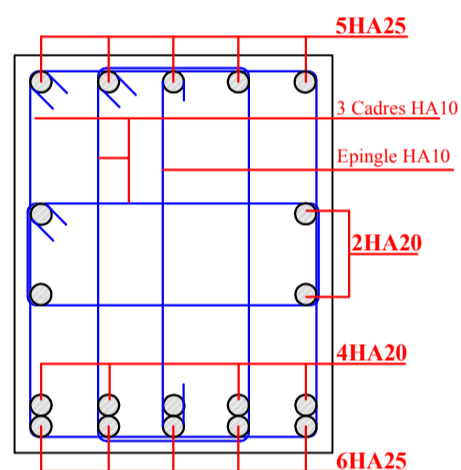




Sens X-X

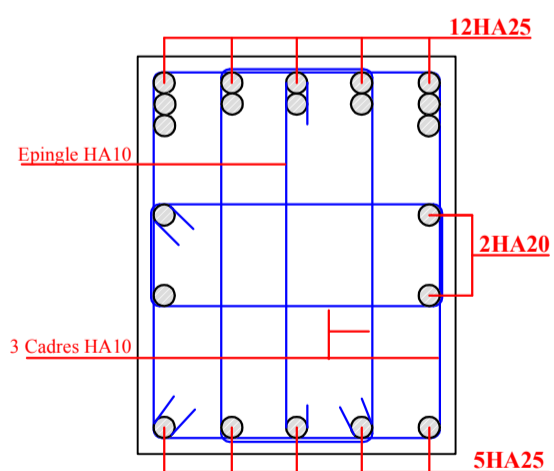


En travée

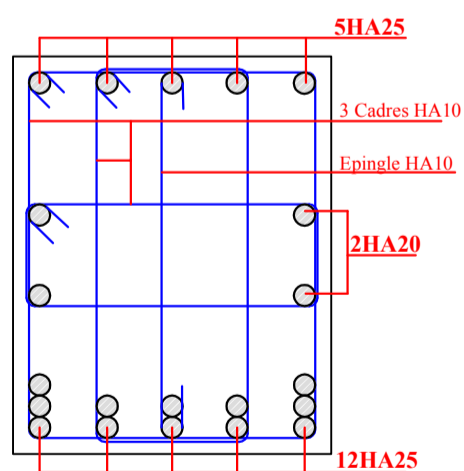


En appuis

Sens Y-Y



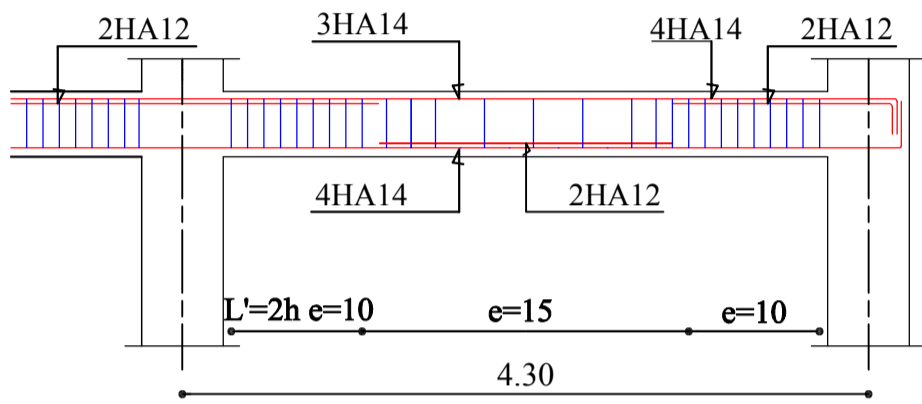
En travée



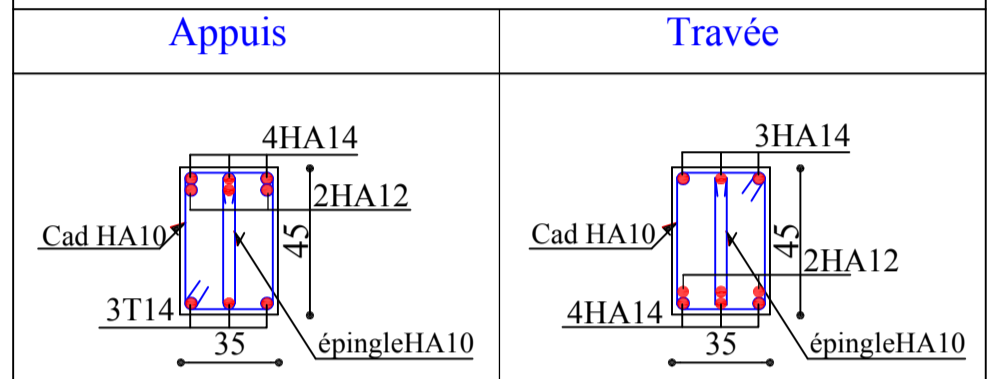
En appuis

nervure

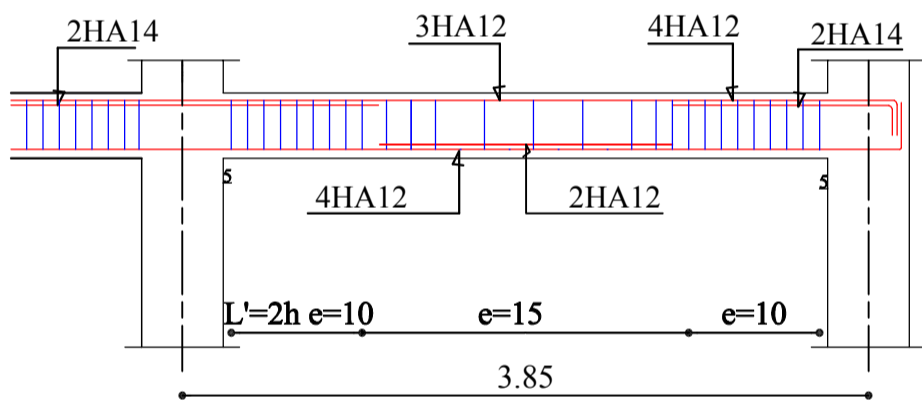
Poutre Principale



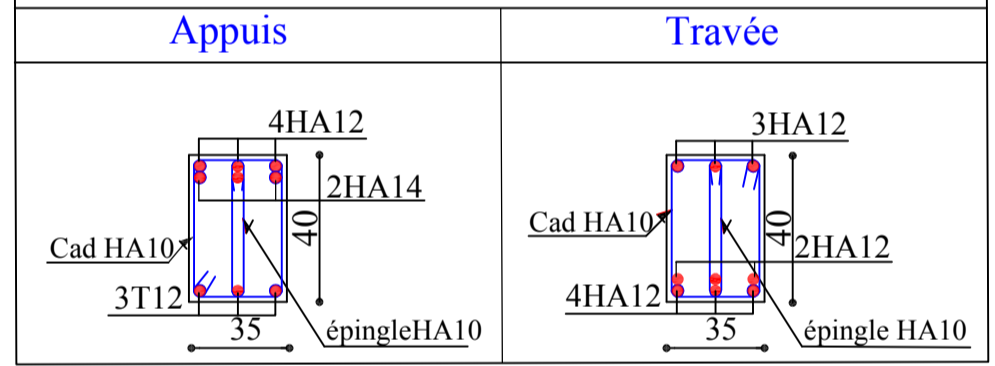
Poutre Principale(35x45)



Poutre Secondaire

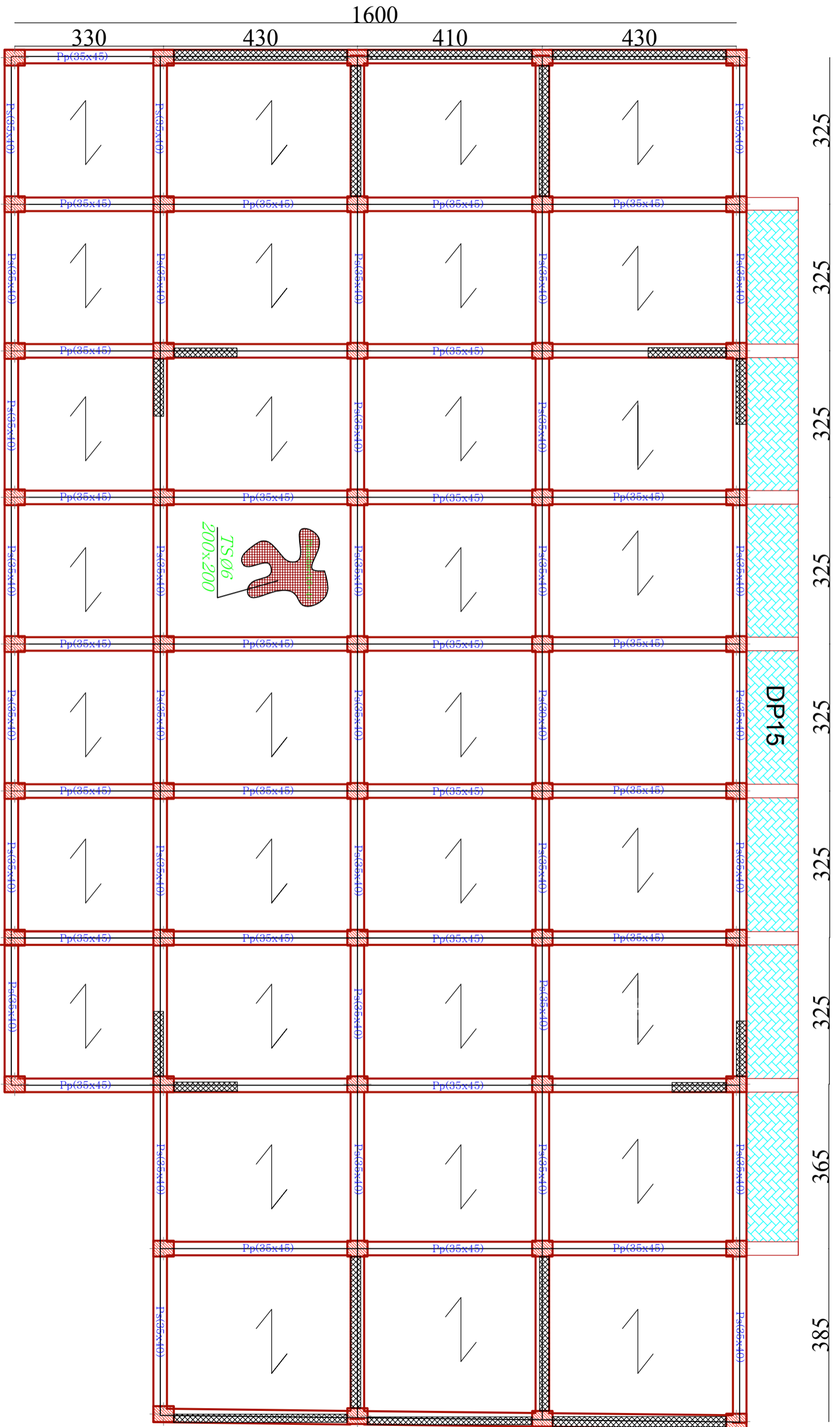


Poutre Secondaire(35x40)

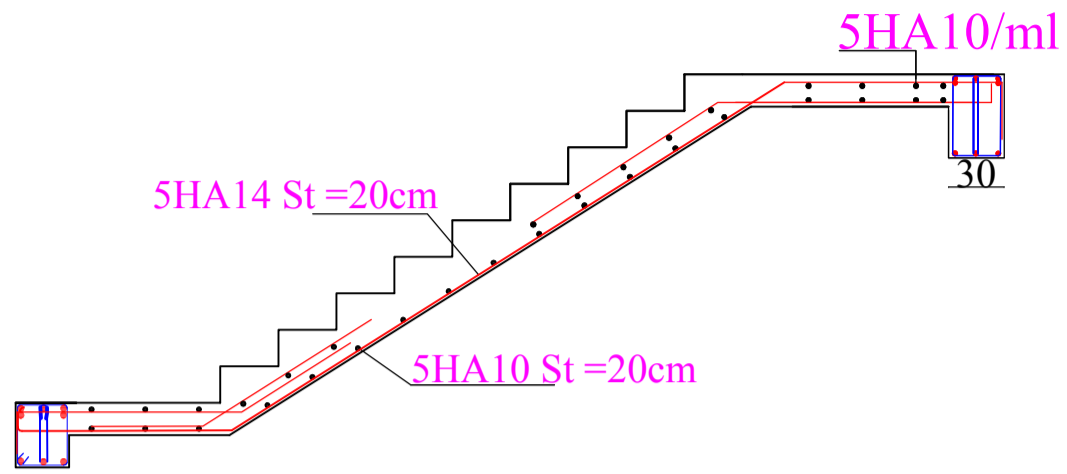


Férrailage des poutres

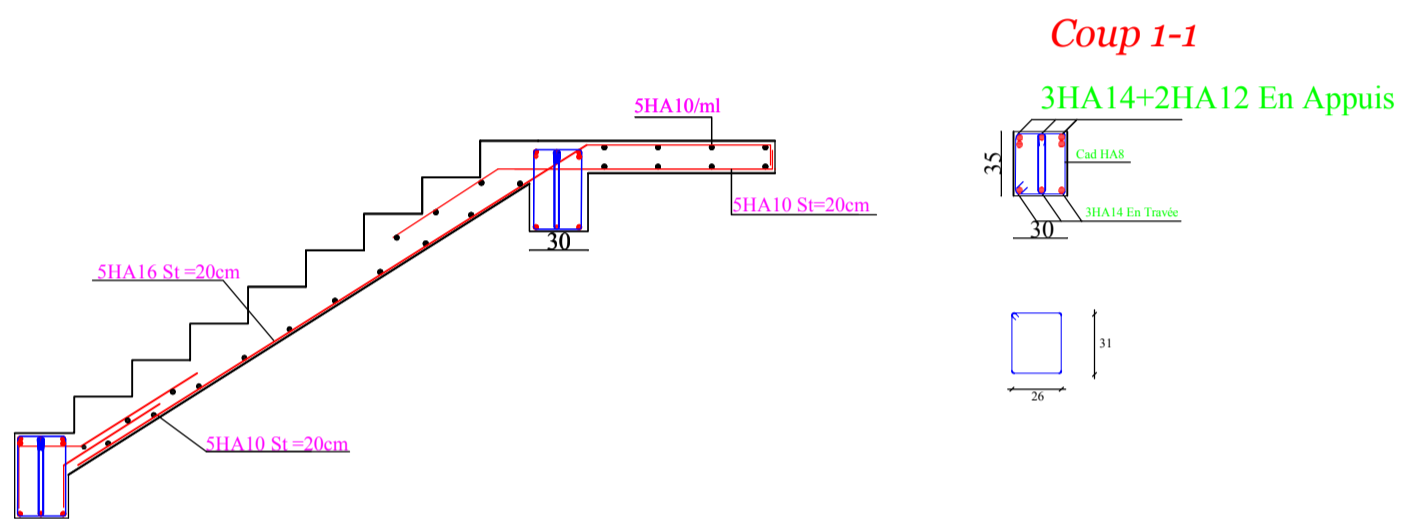
Plan de Coffrage



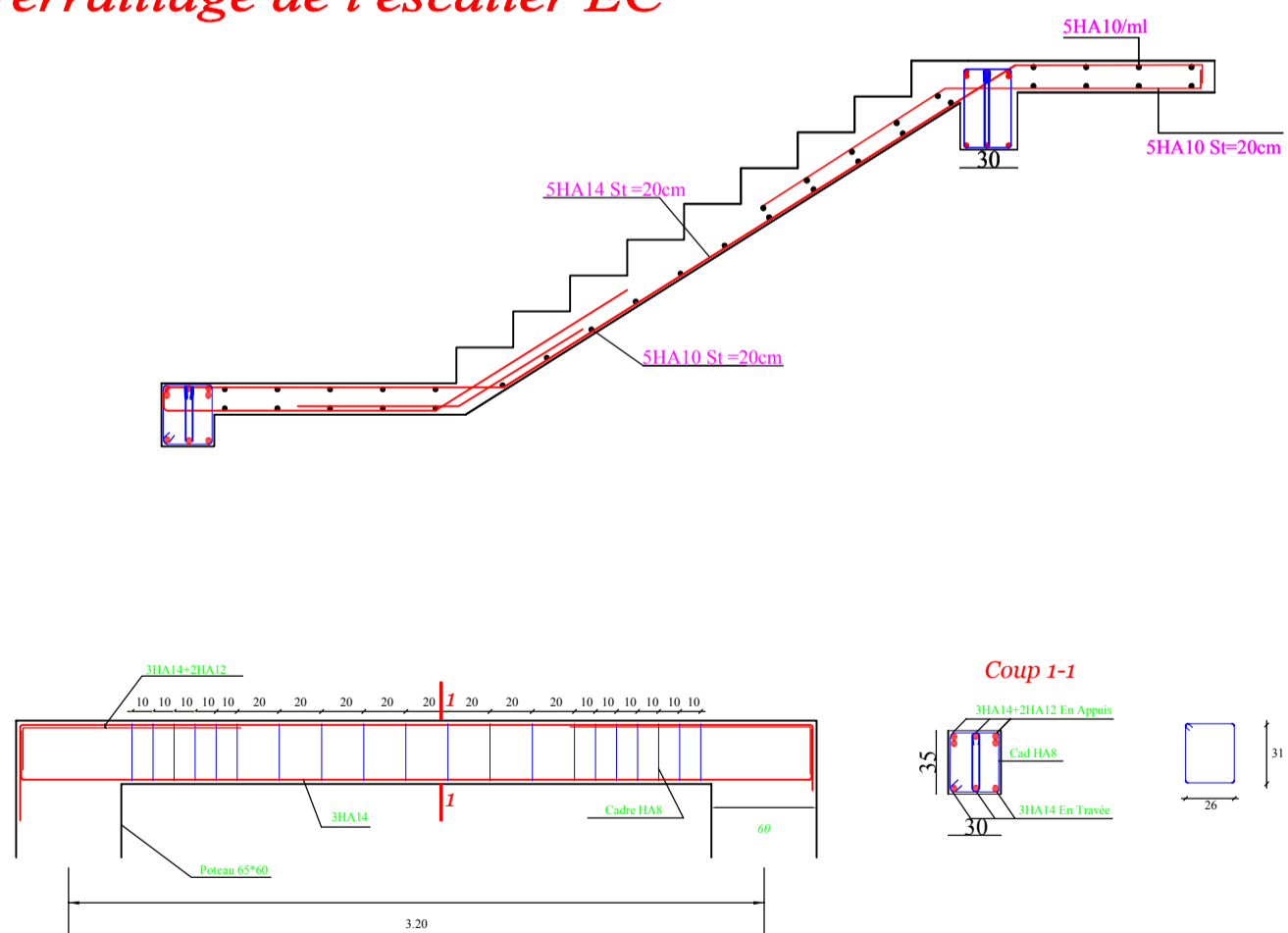
Ferrailage de L'escalier S-sol



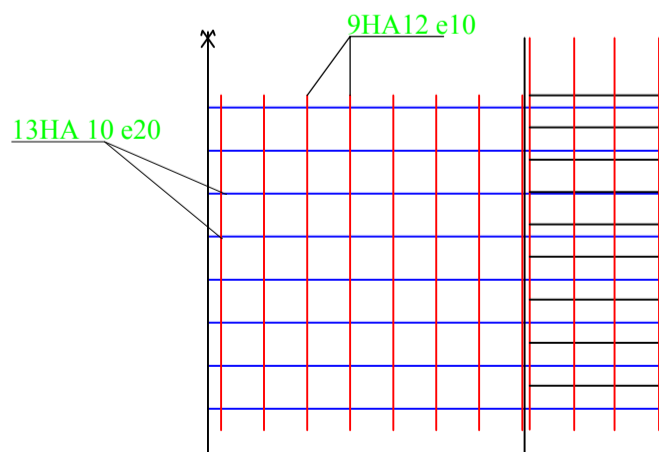
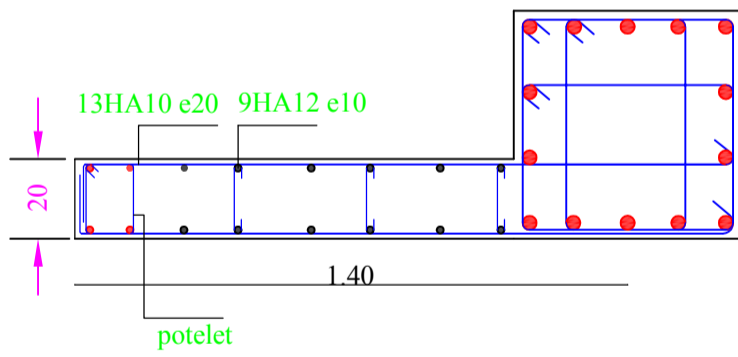
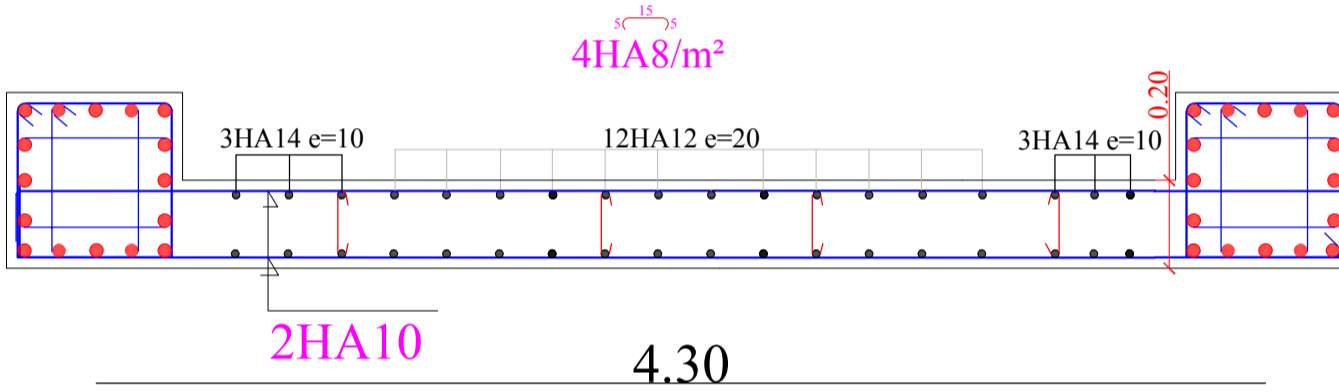
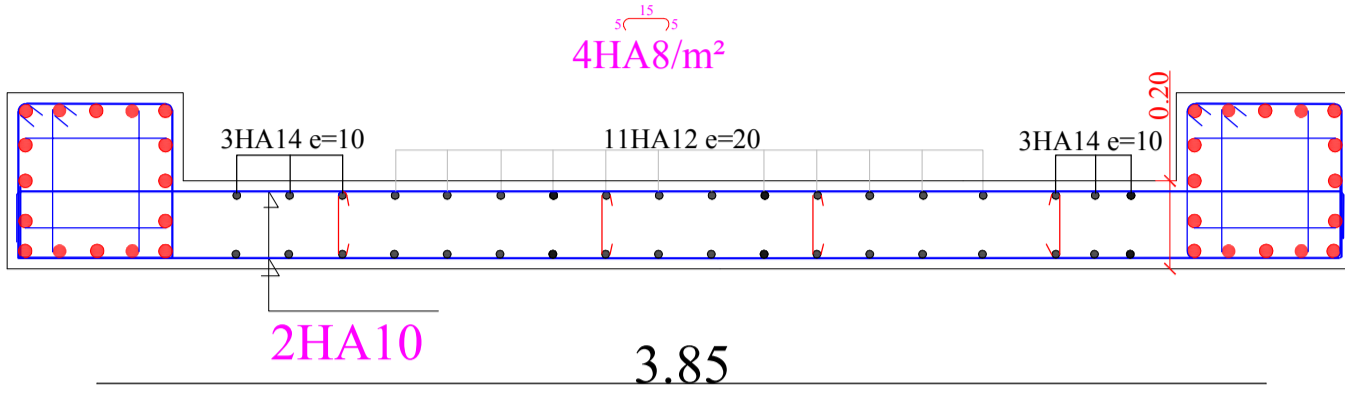
Ferrailage de l'escalier RDC



Ferrailage de l'escalier EC



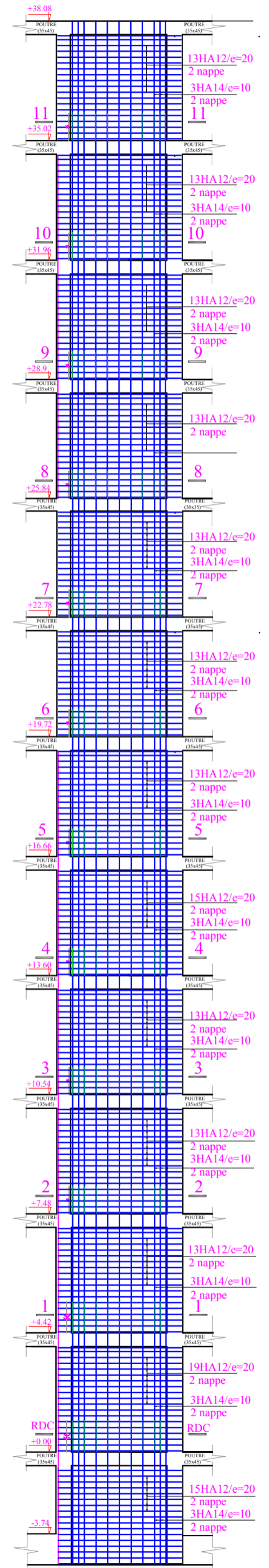
Ferrailage de la Poutre Palière (30x35)

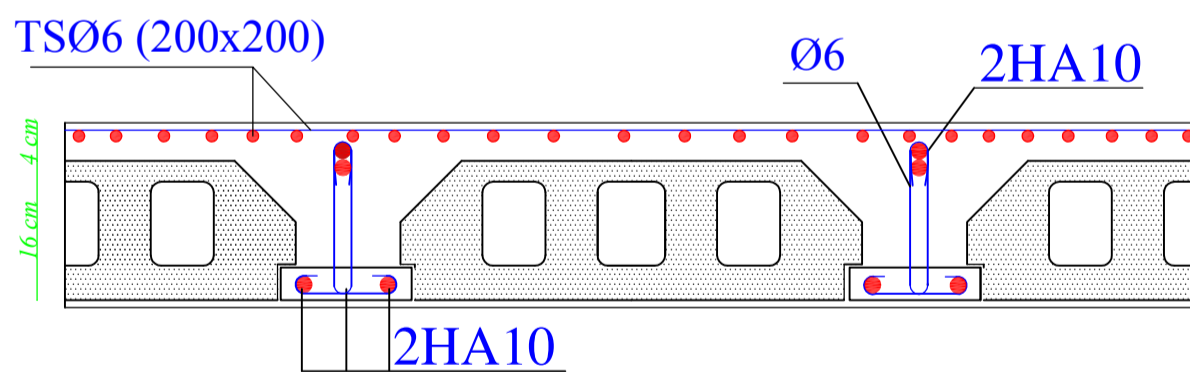
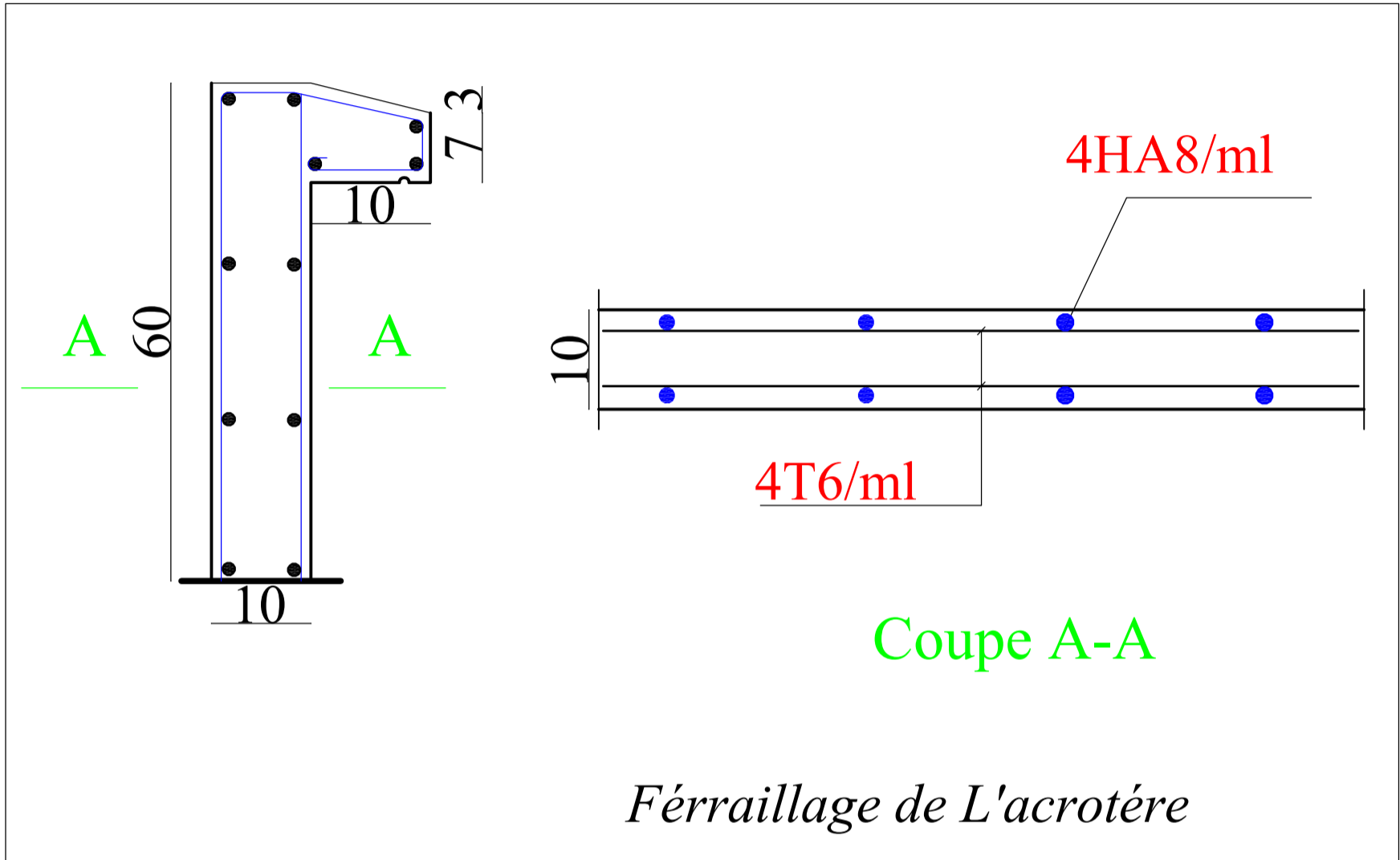


Shéma du ferrailage de l'ensemble poteau, voile

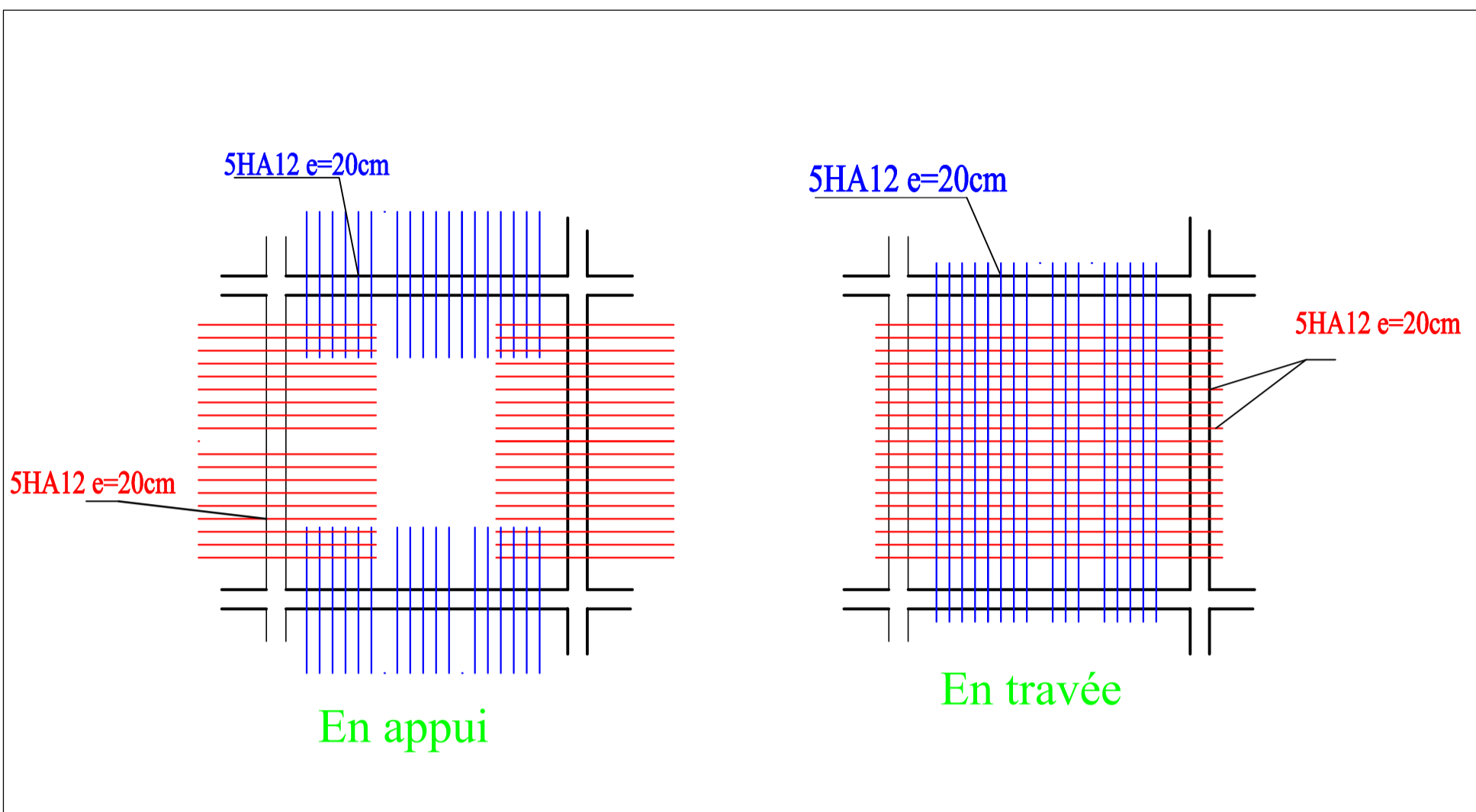
Ferrailage des voiles

DETAIL DES VOILES

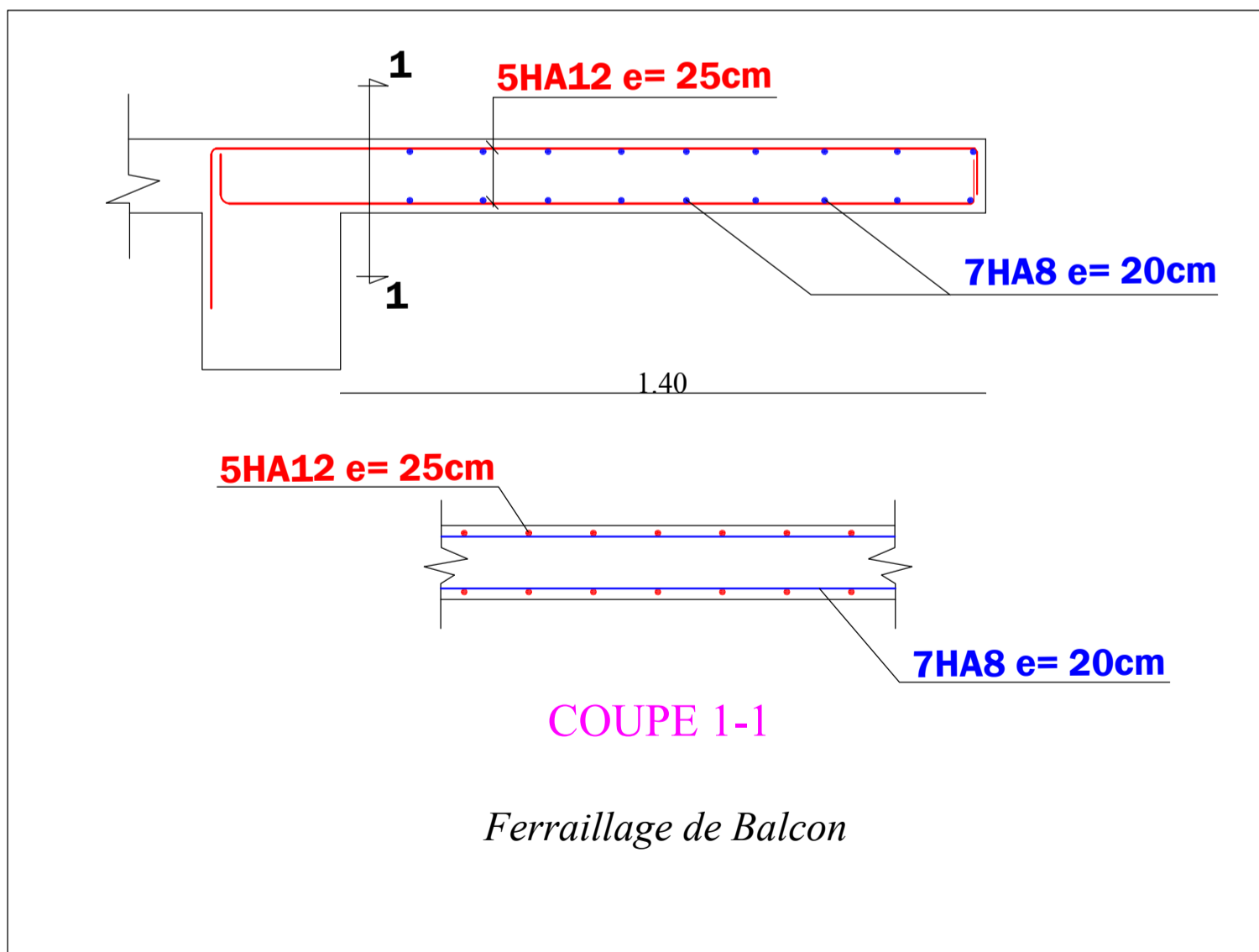


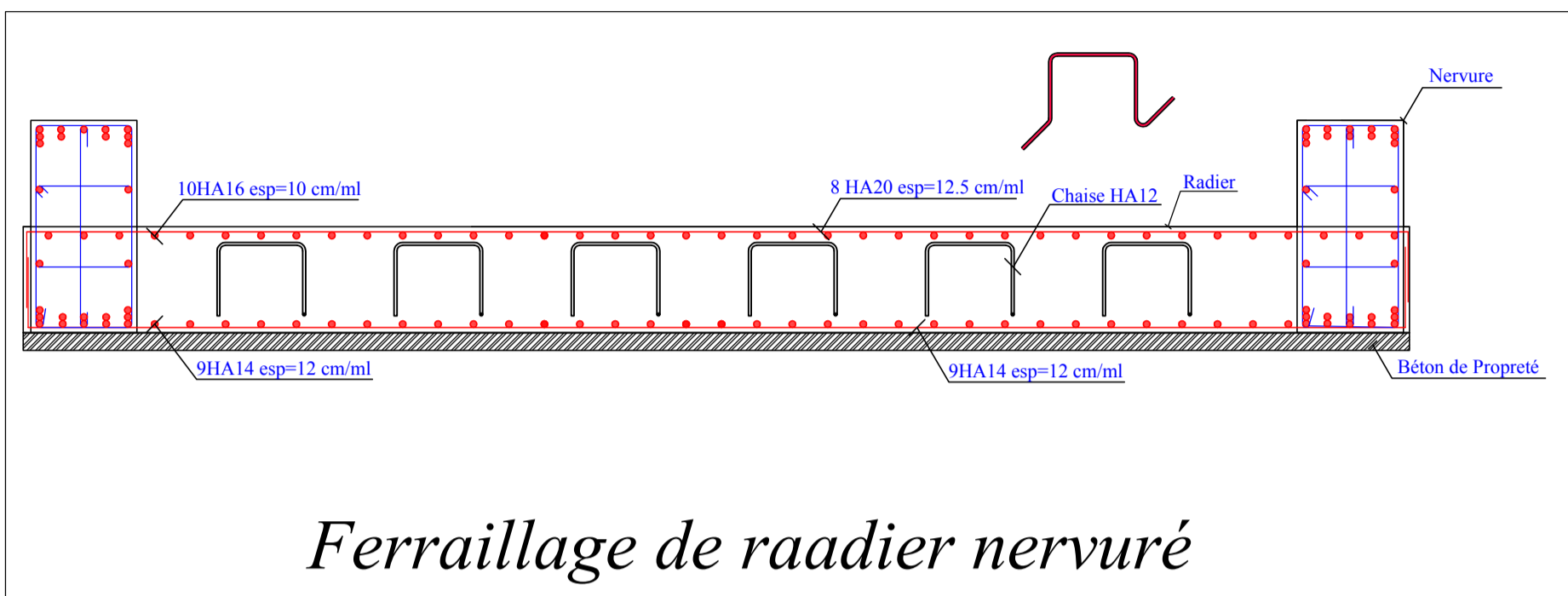


--DETAILS DES POUTRELLES--

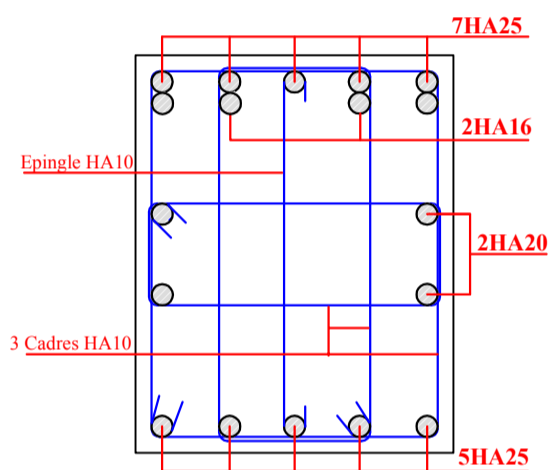


Ferraillage de la dalle pleine

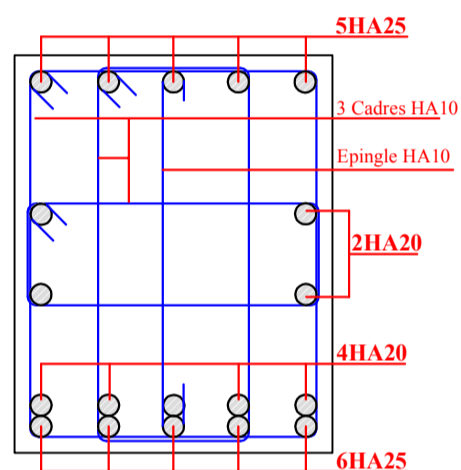




Sens X-X

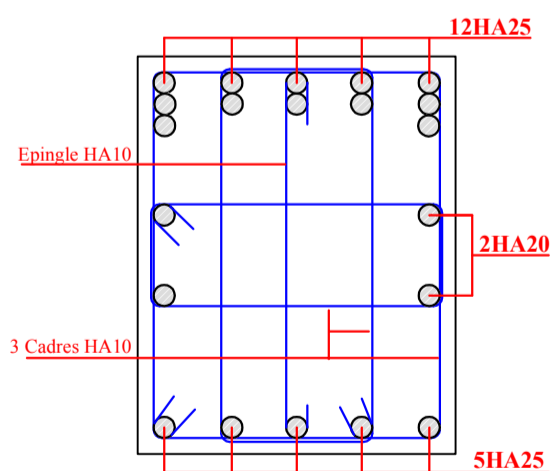


En travée

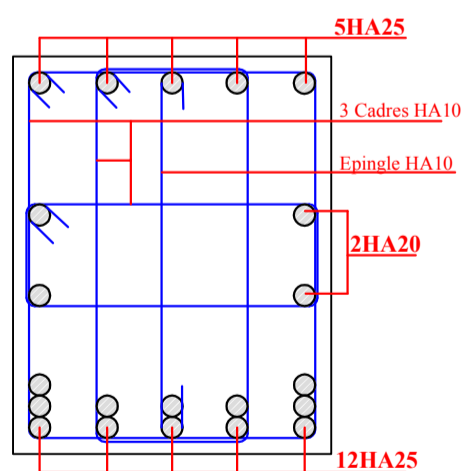


En appuis

Sens Y-Y



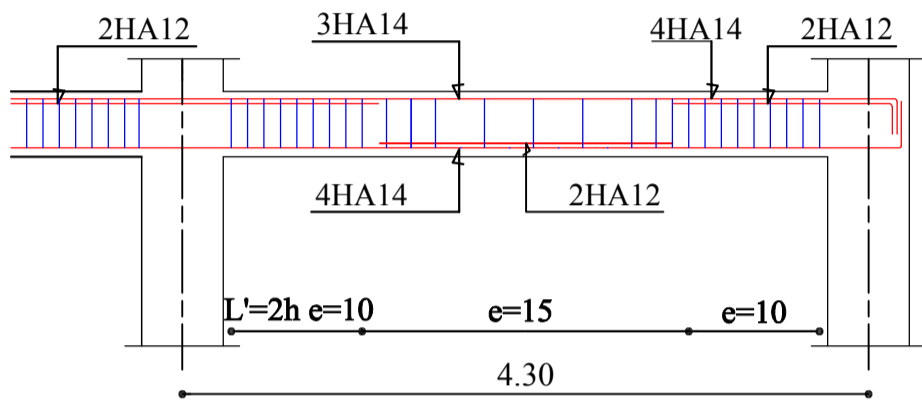
En travée



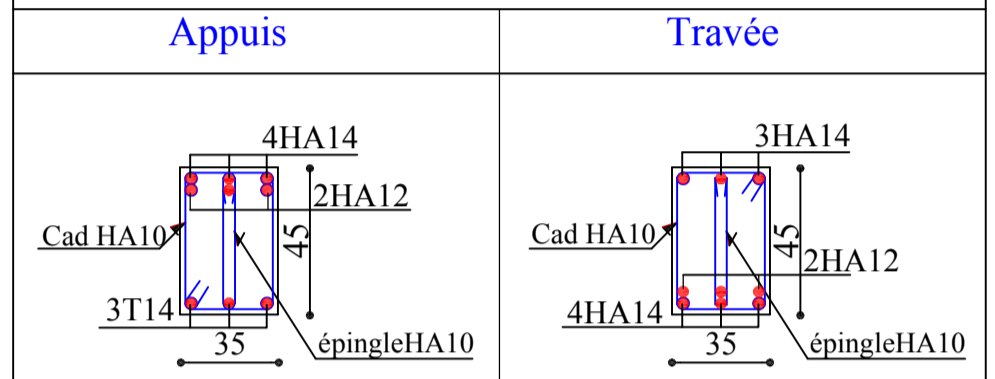
En appuis

nervure

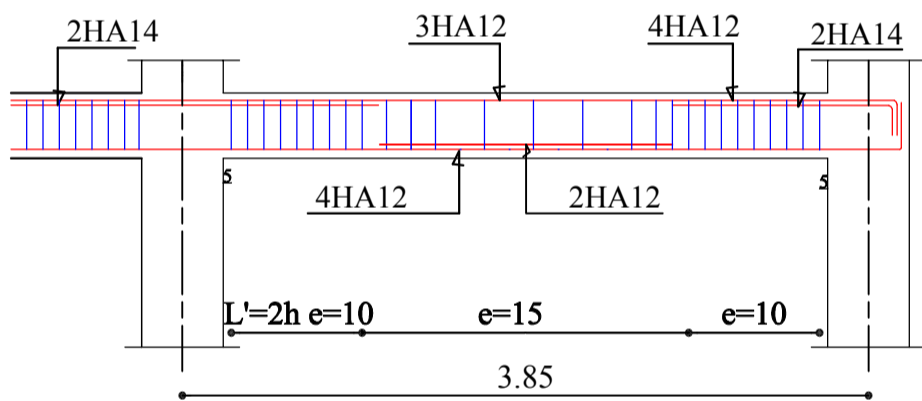
Poutre Principale



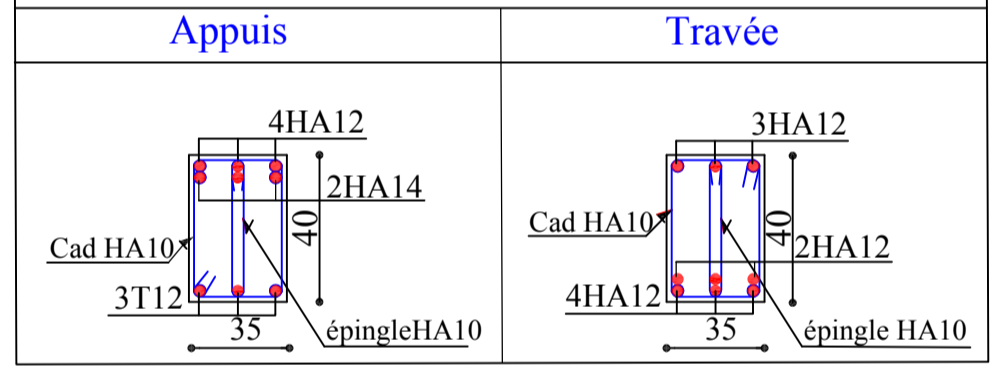
Poutre Principale(35x45)



Poutre Secondaire

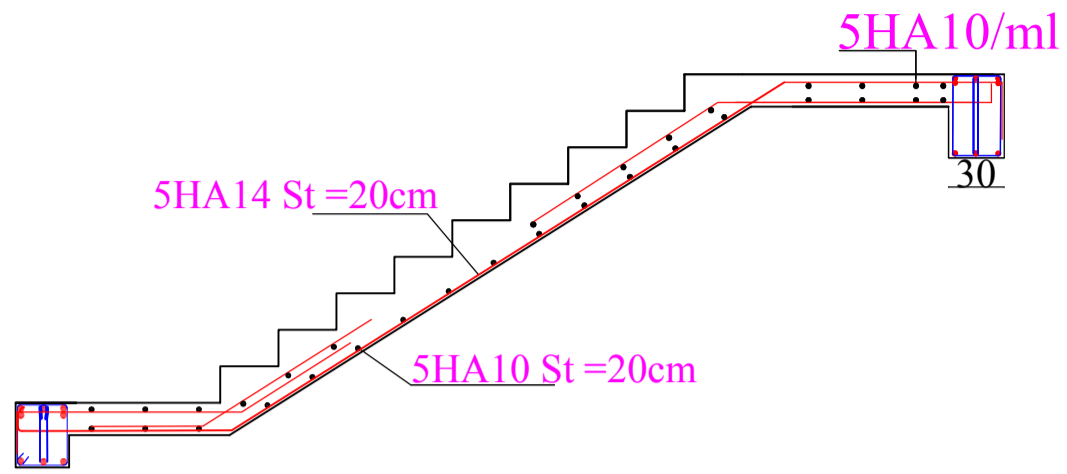


Poutre Secondaire(35x40)

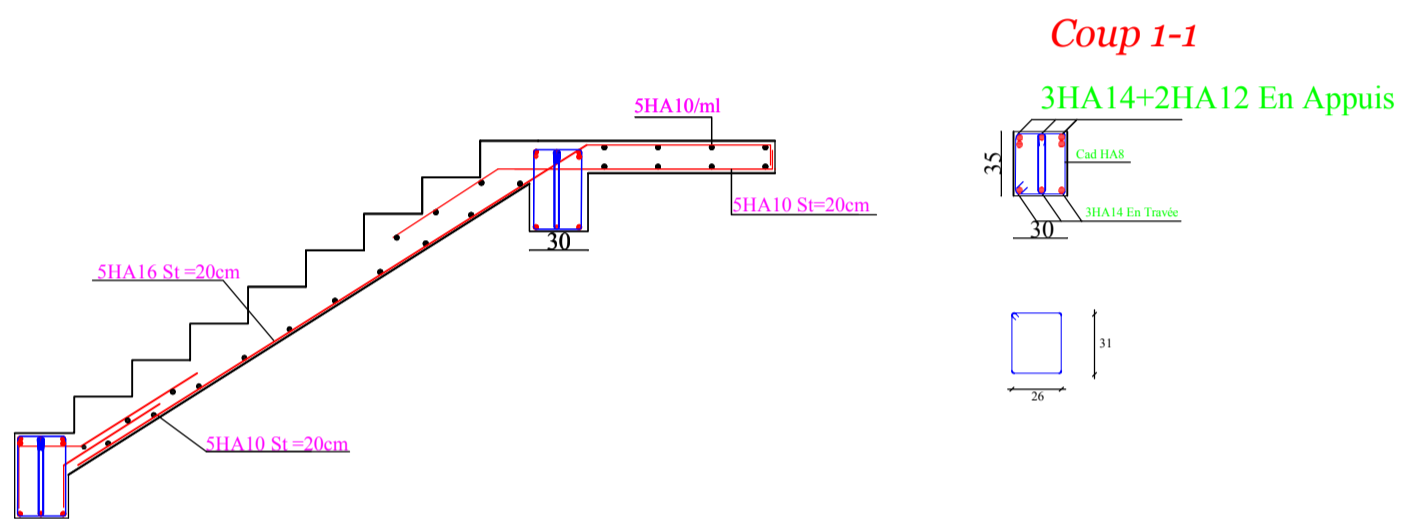


Férrailage des poutres

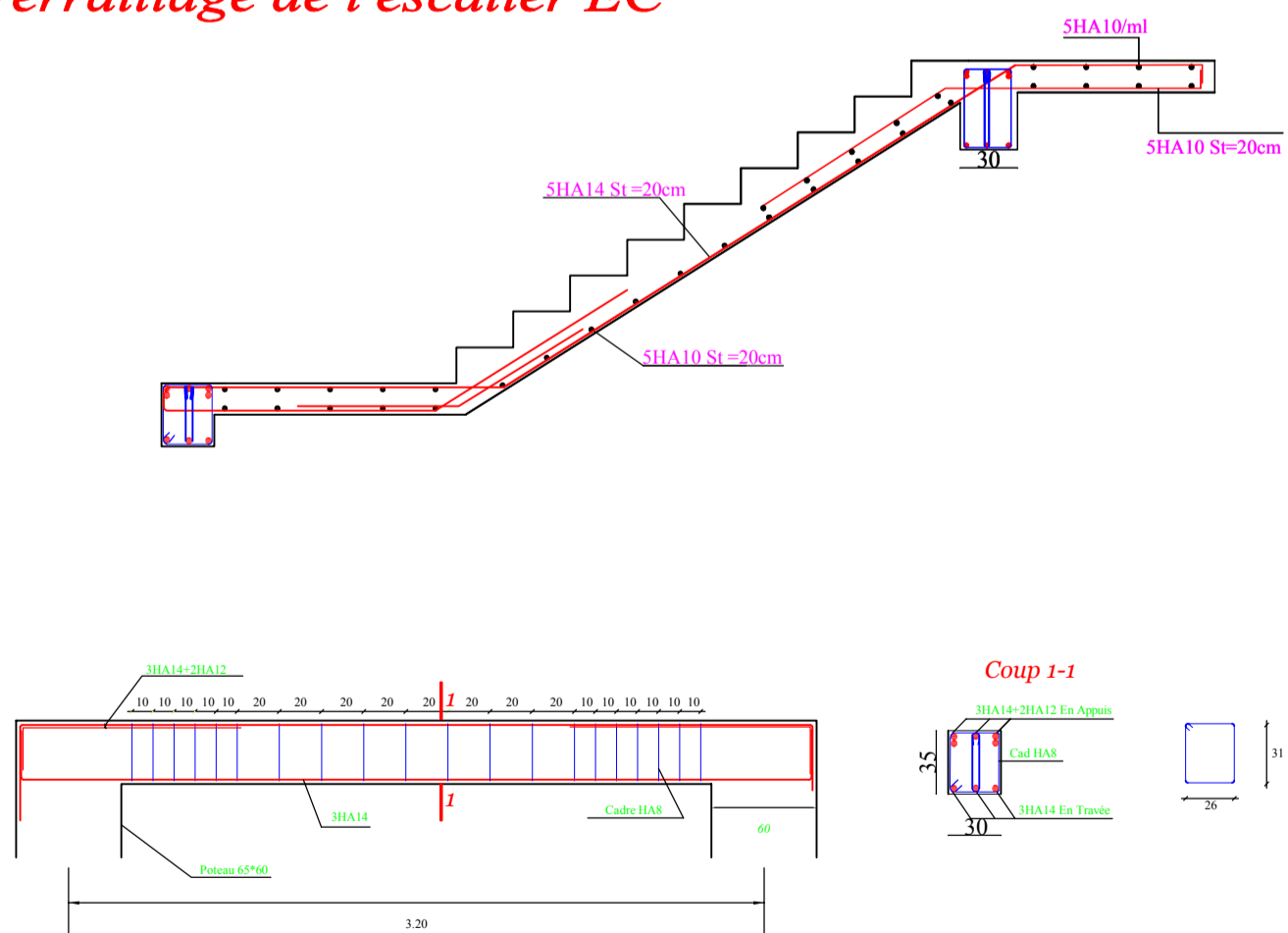
Ferrailage de L'escalier S-sol



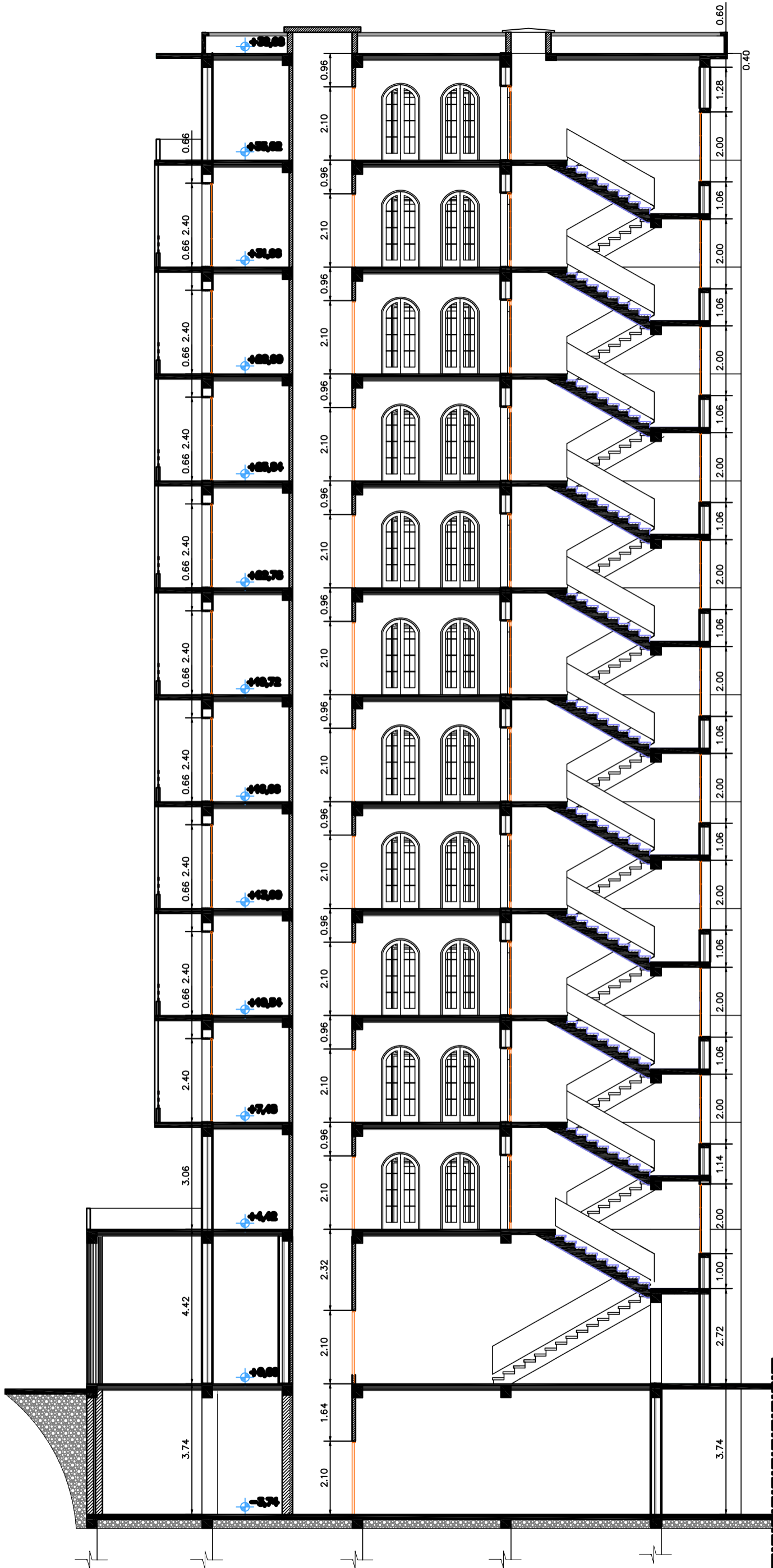
Ferrailage de l'escalier RDC



Ferrailage de l'escalier EC

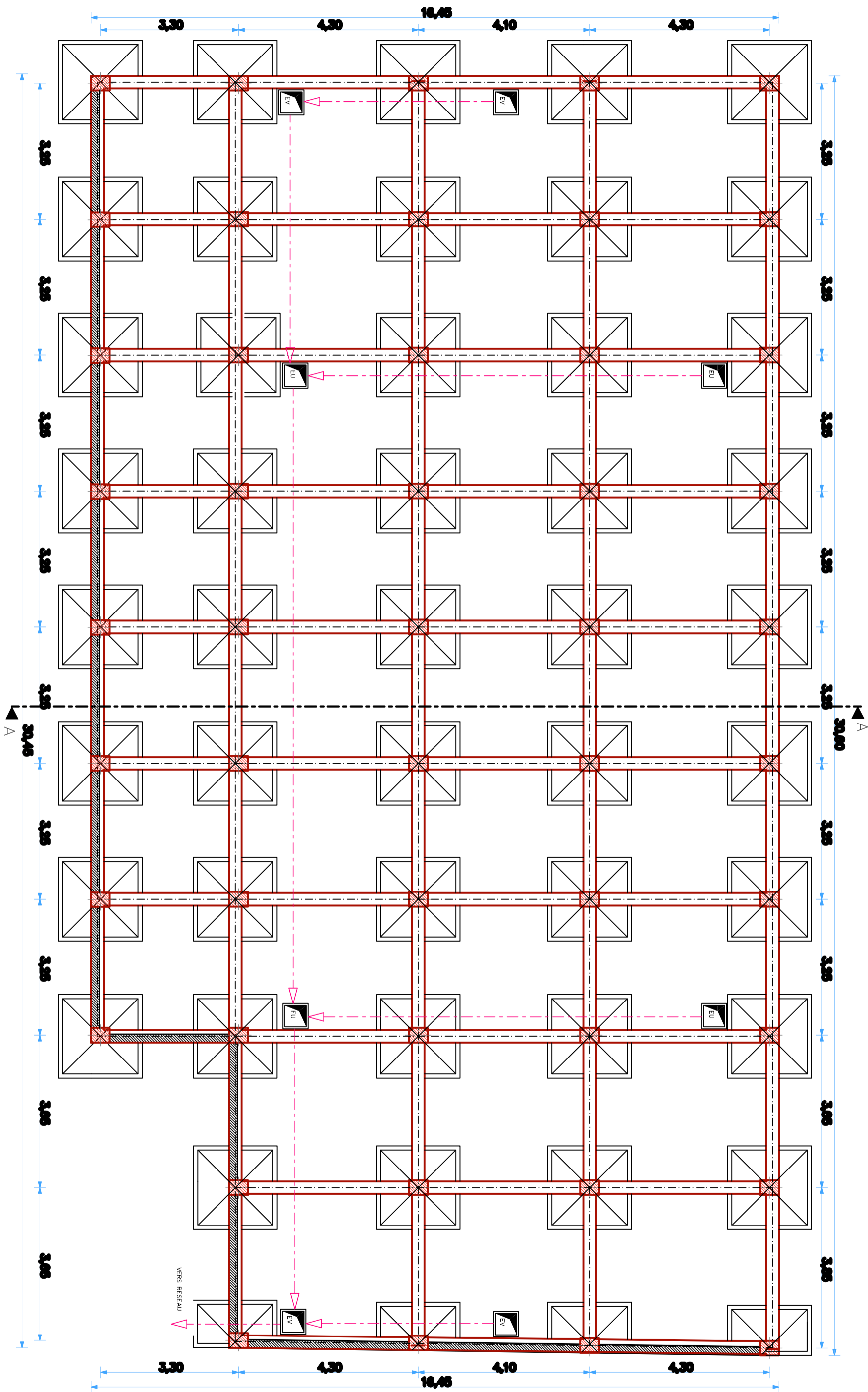


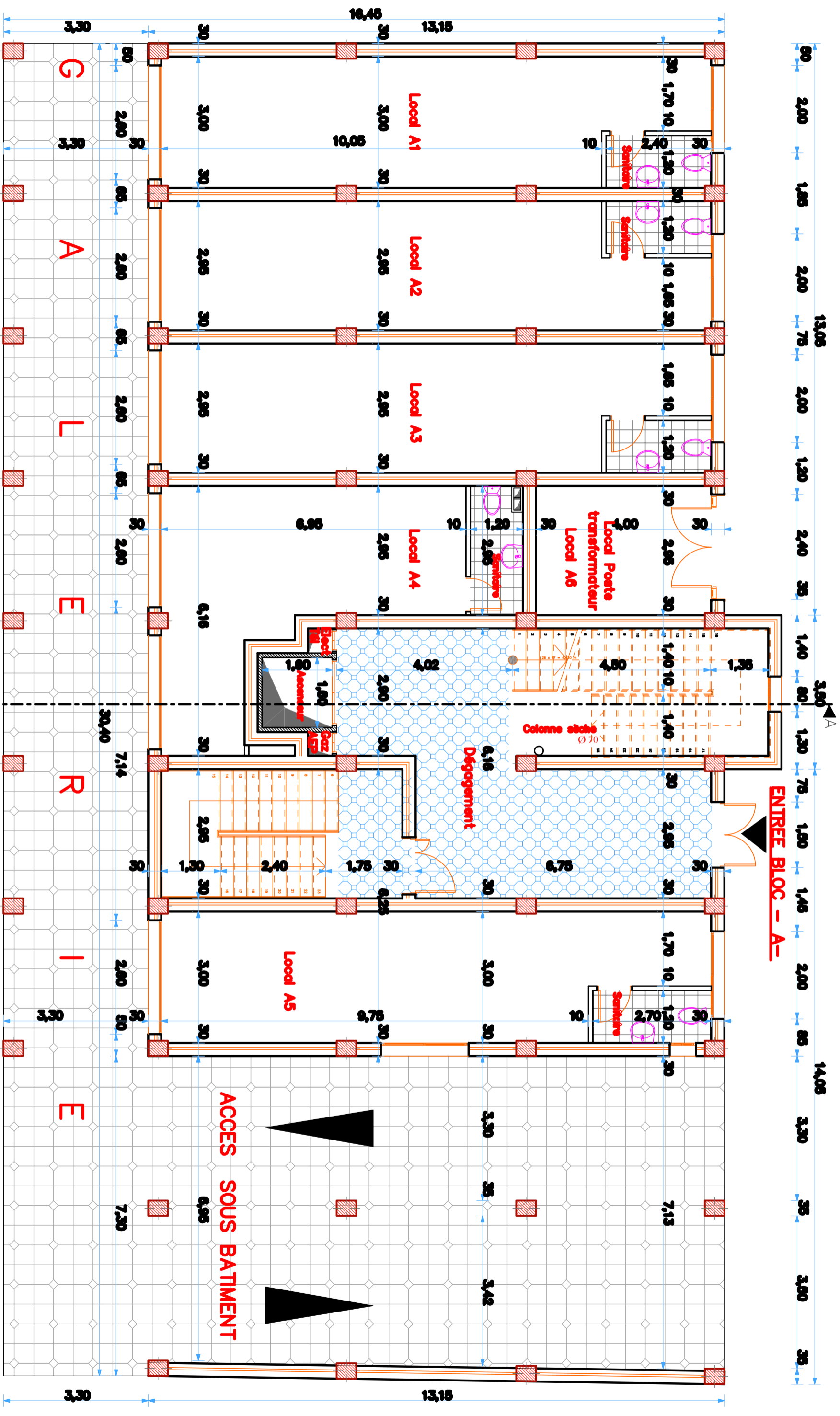
Ferrailage de la Poutre Palière (30x35)



COUPE A-A

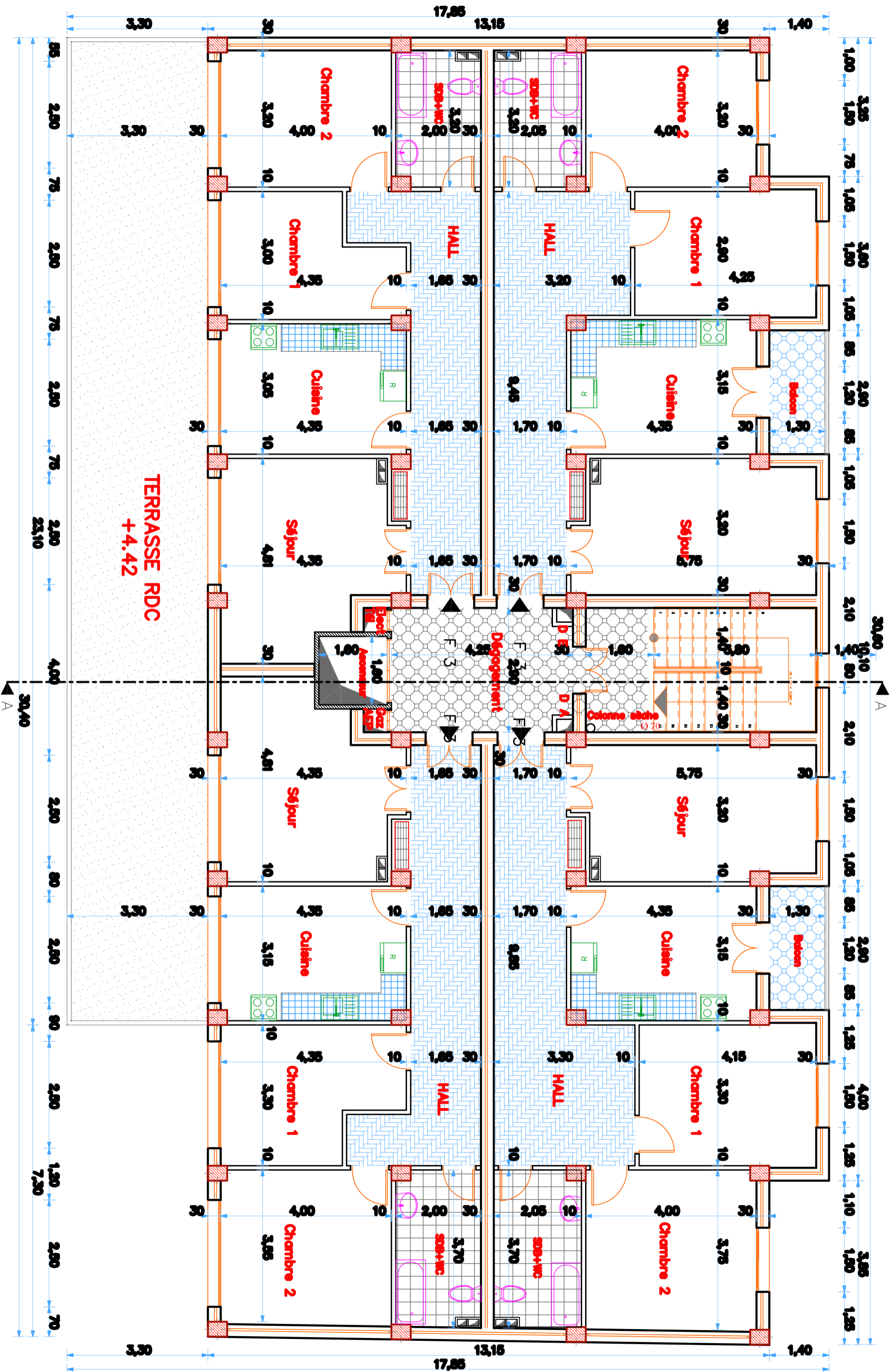
PLAN DE FONDATIONS

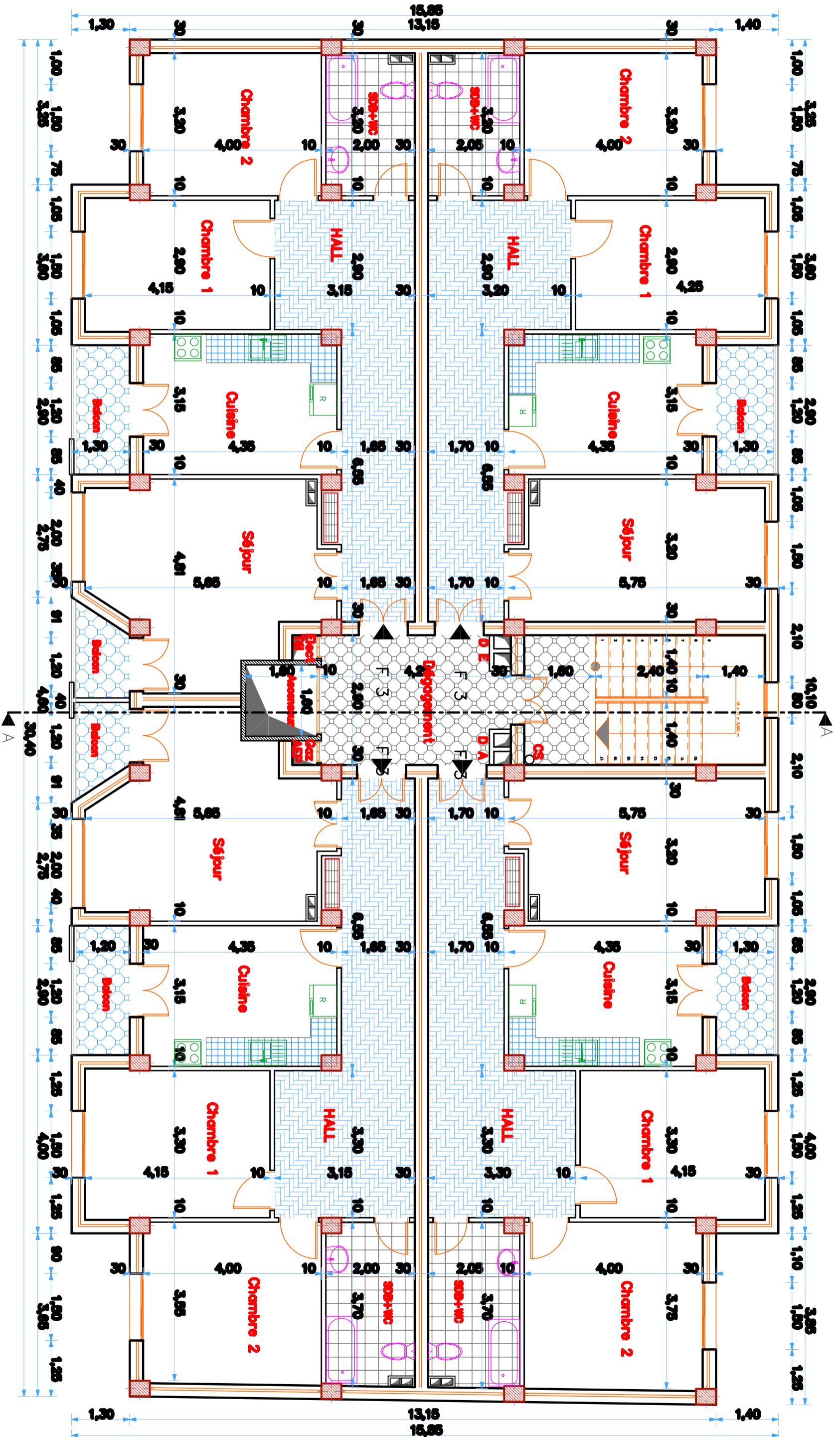




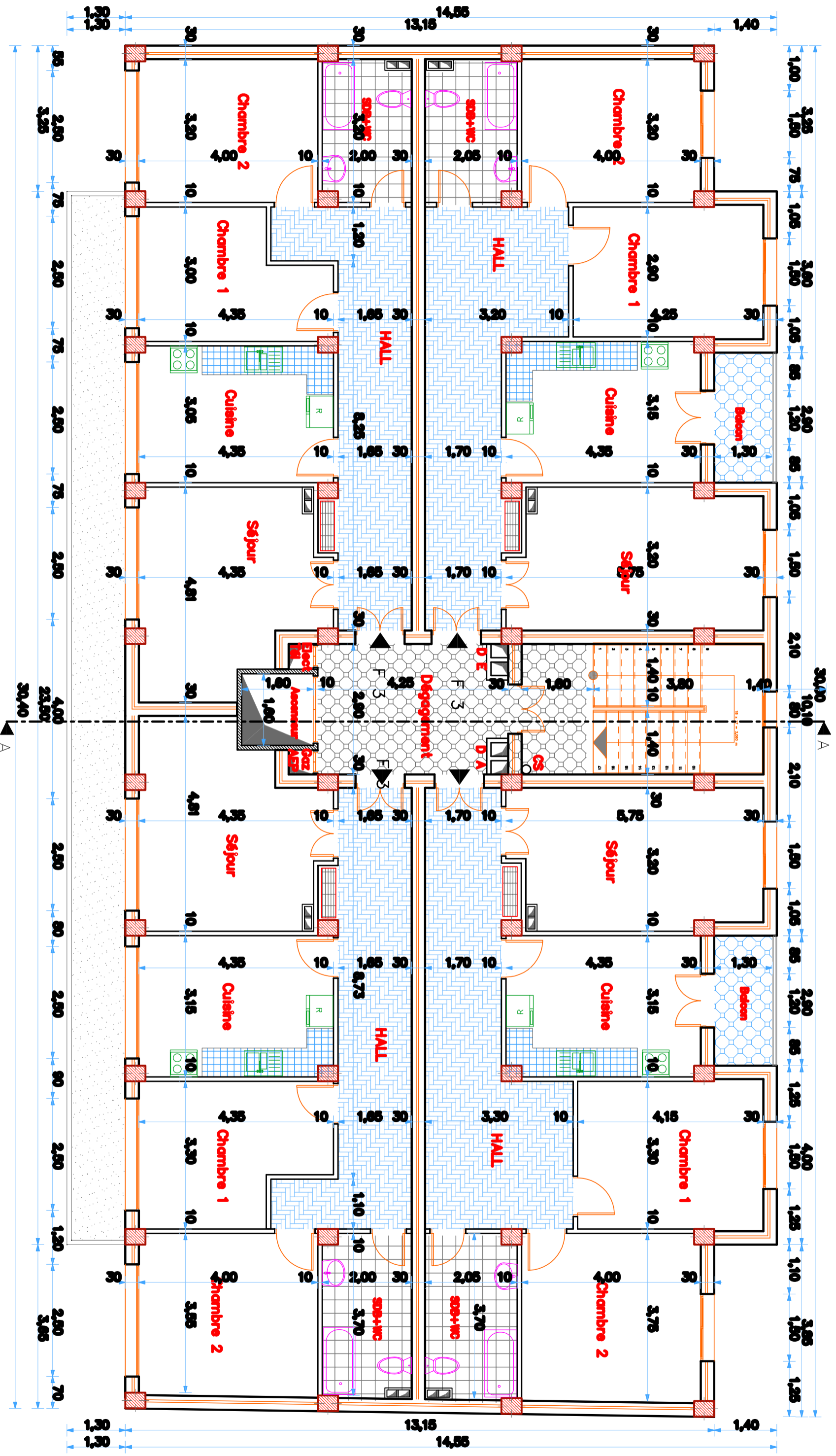
PLAN RDC

PLAN ETAGE 1



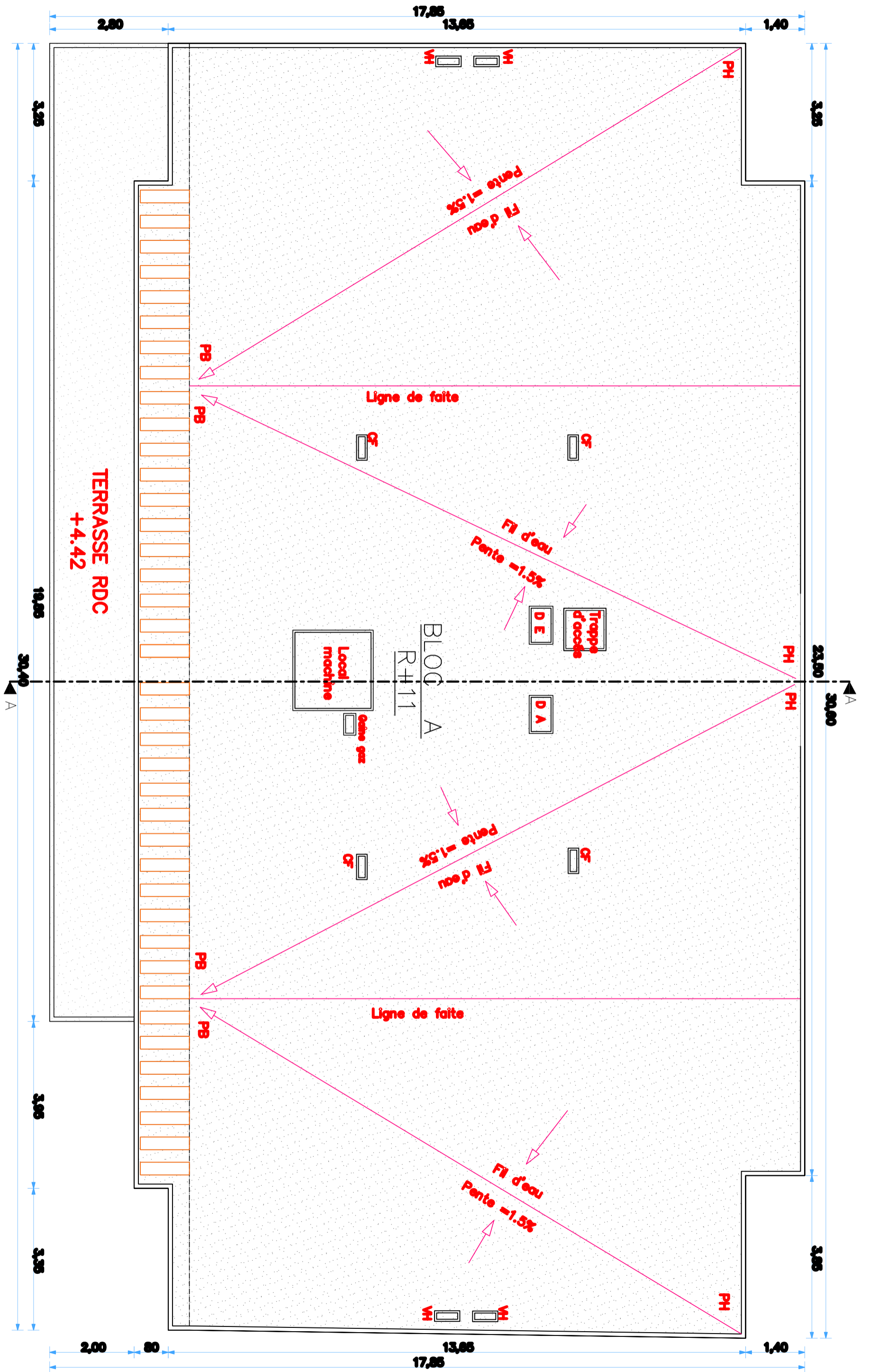


PLAN ETAGE COURANT
(2.3.4.5.6.7.8.9 et 10)



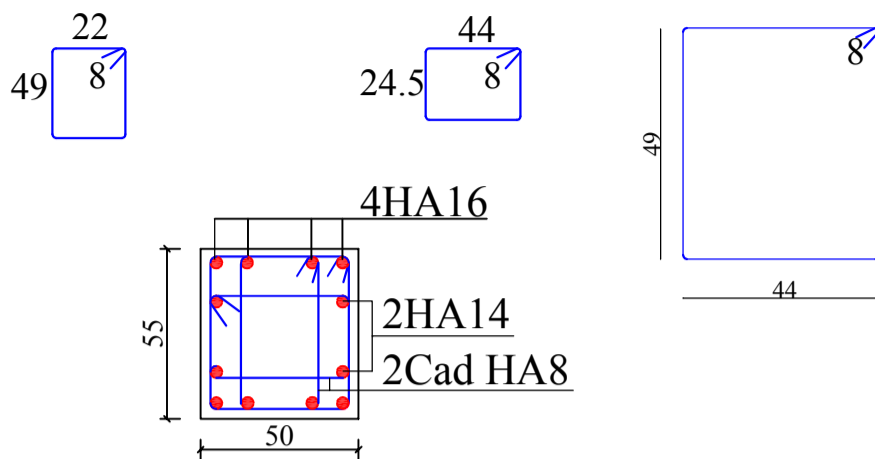
PLAN ETAGE 11

PLAN DE TERRASSE

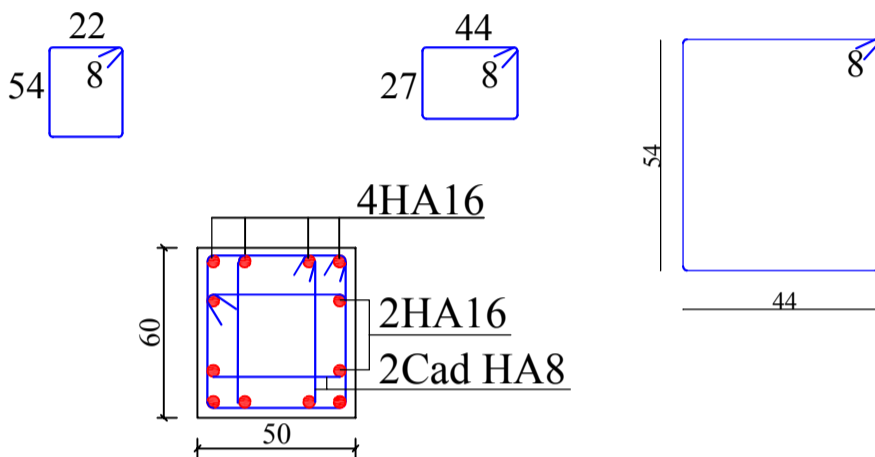


Ferrailage des poteaux (65x60)(65x55)(60x55)(60x50)(55x50)

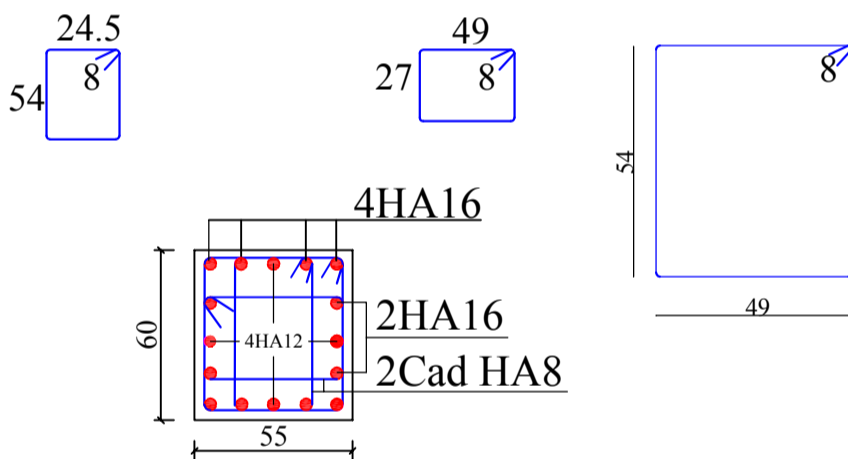
SECT E-E



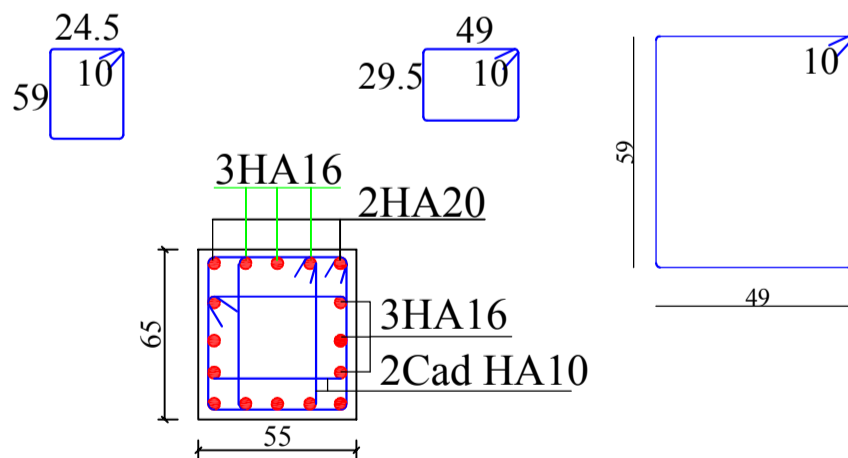
SECT D-D



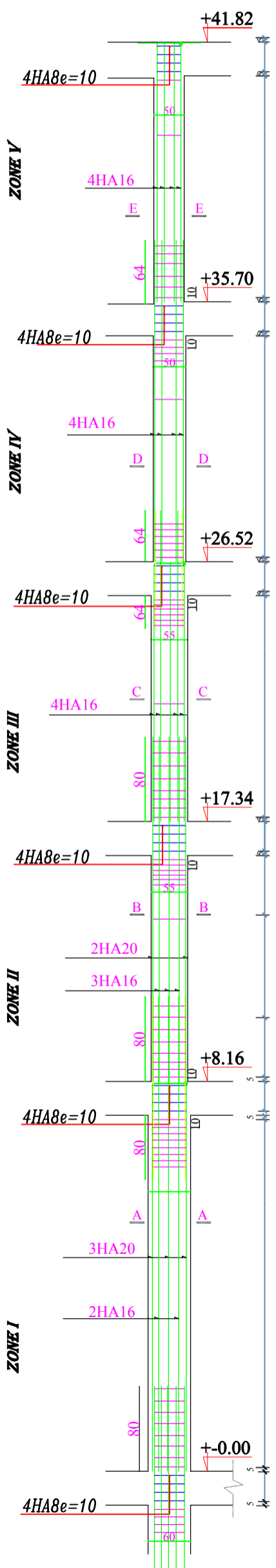
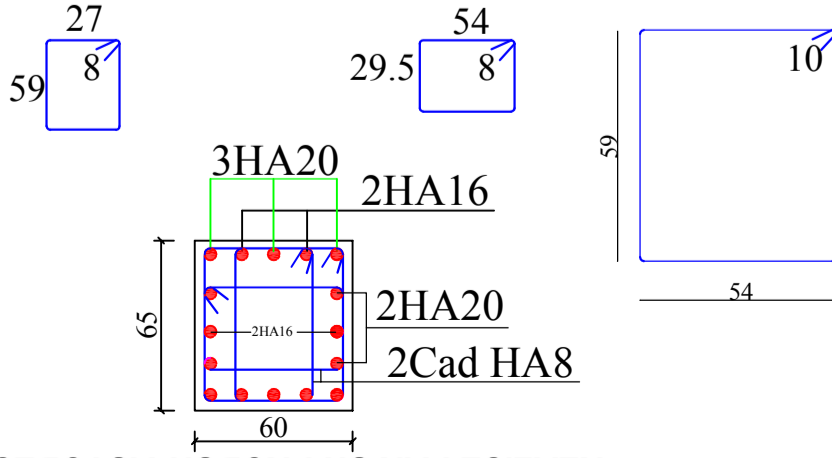
SECT C-C



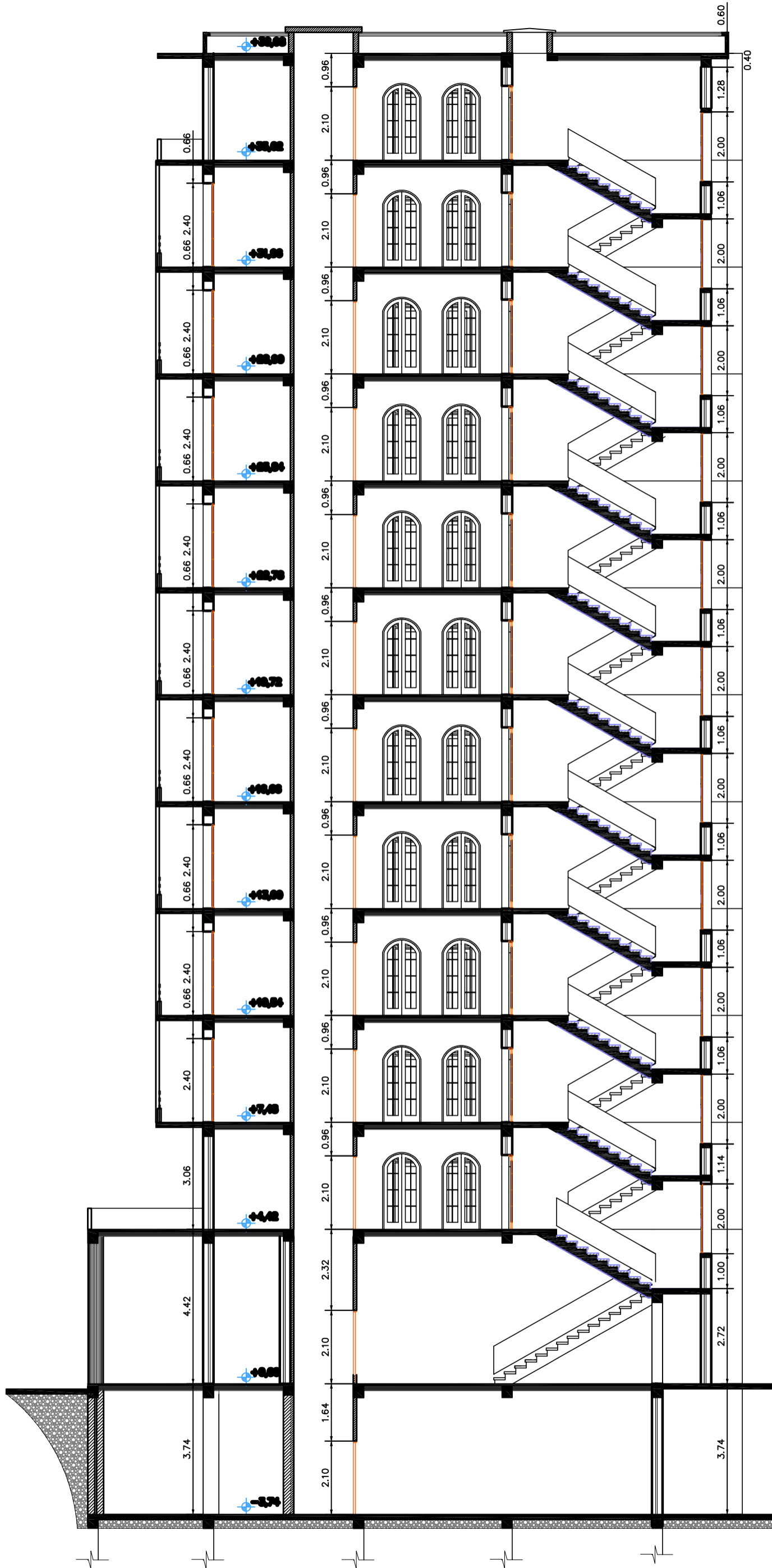
SECT B-B



SECT A-A

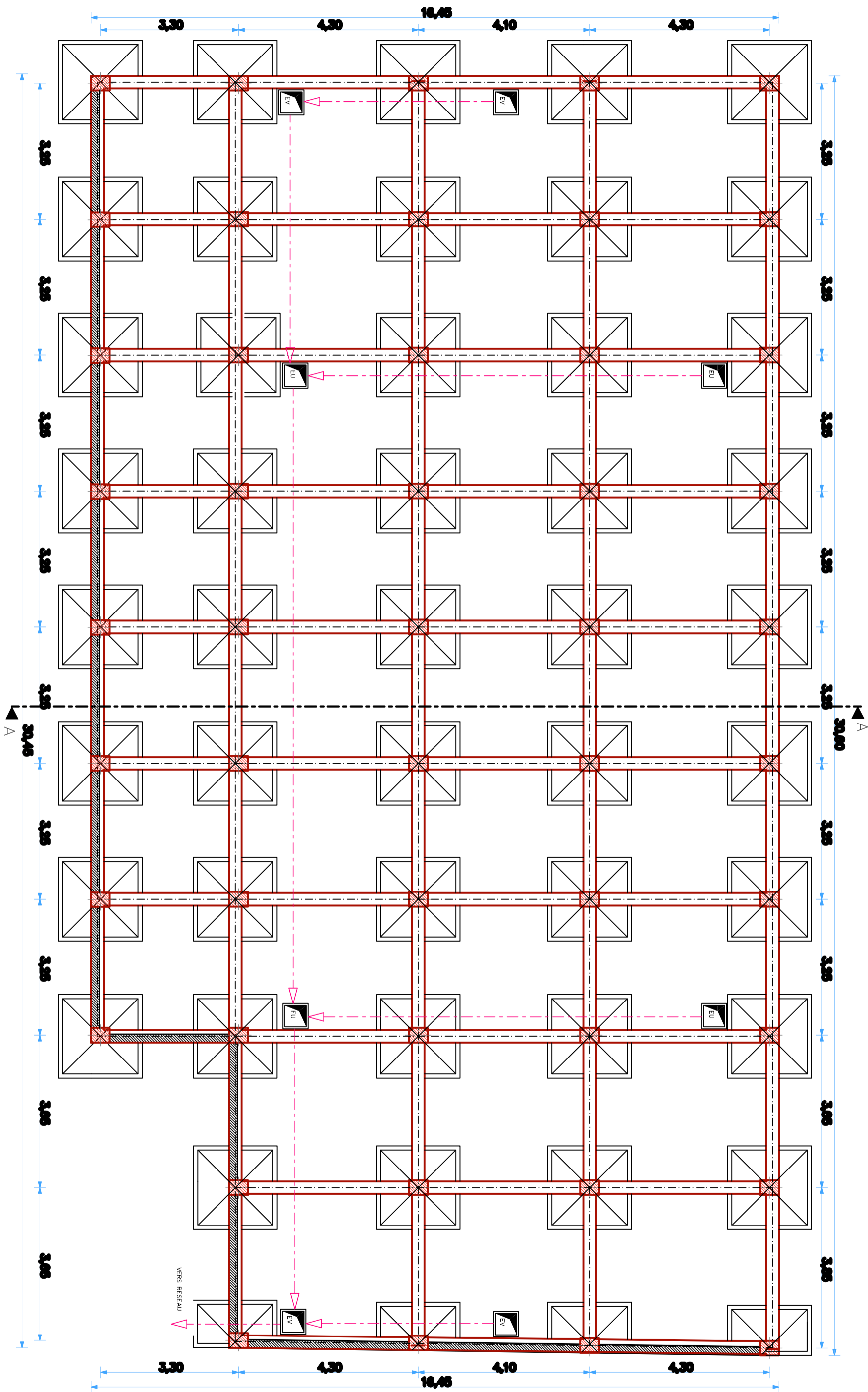


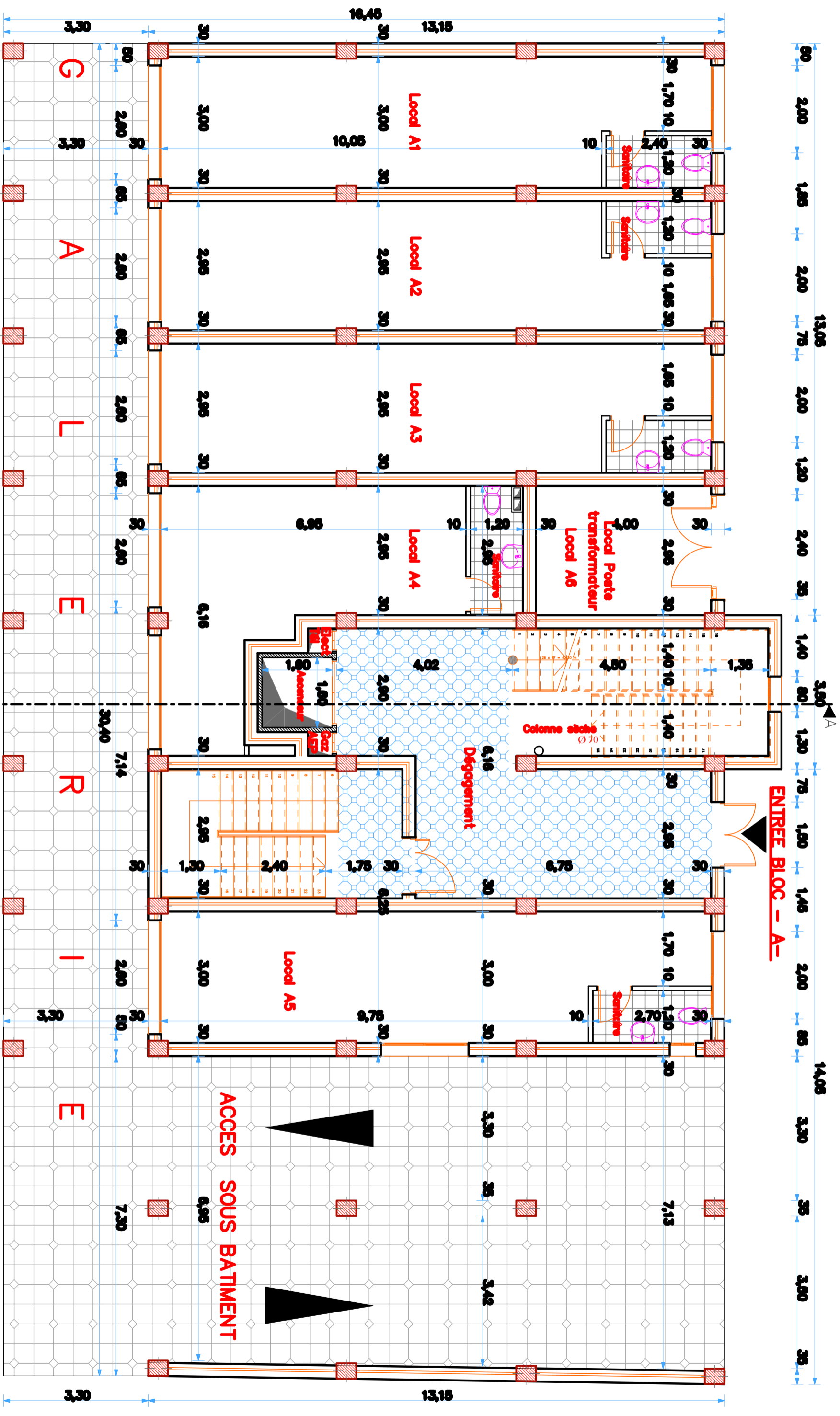
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



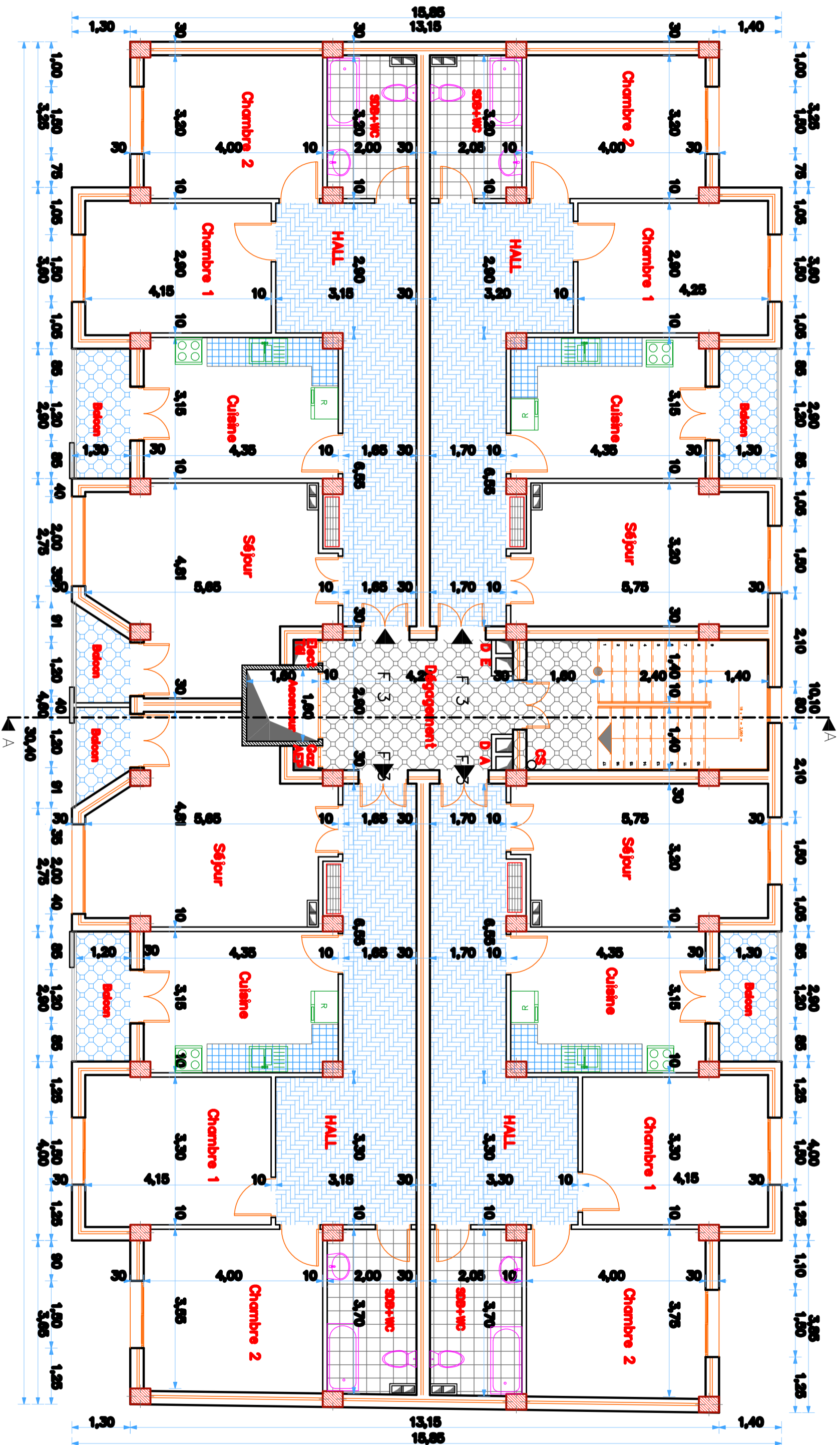
COUPE A-A

PLAN DE FONDATIONS

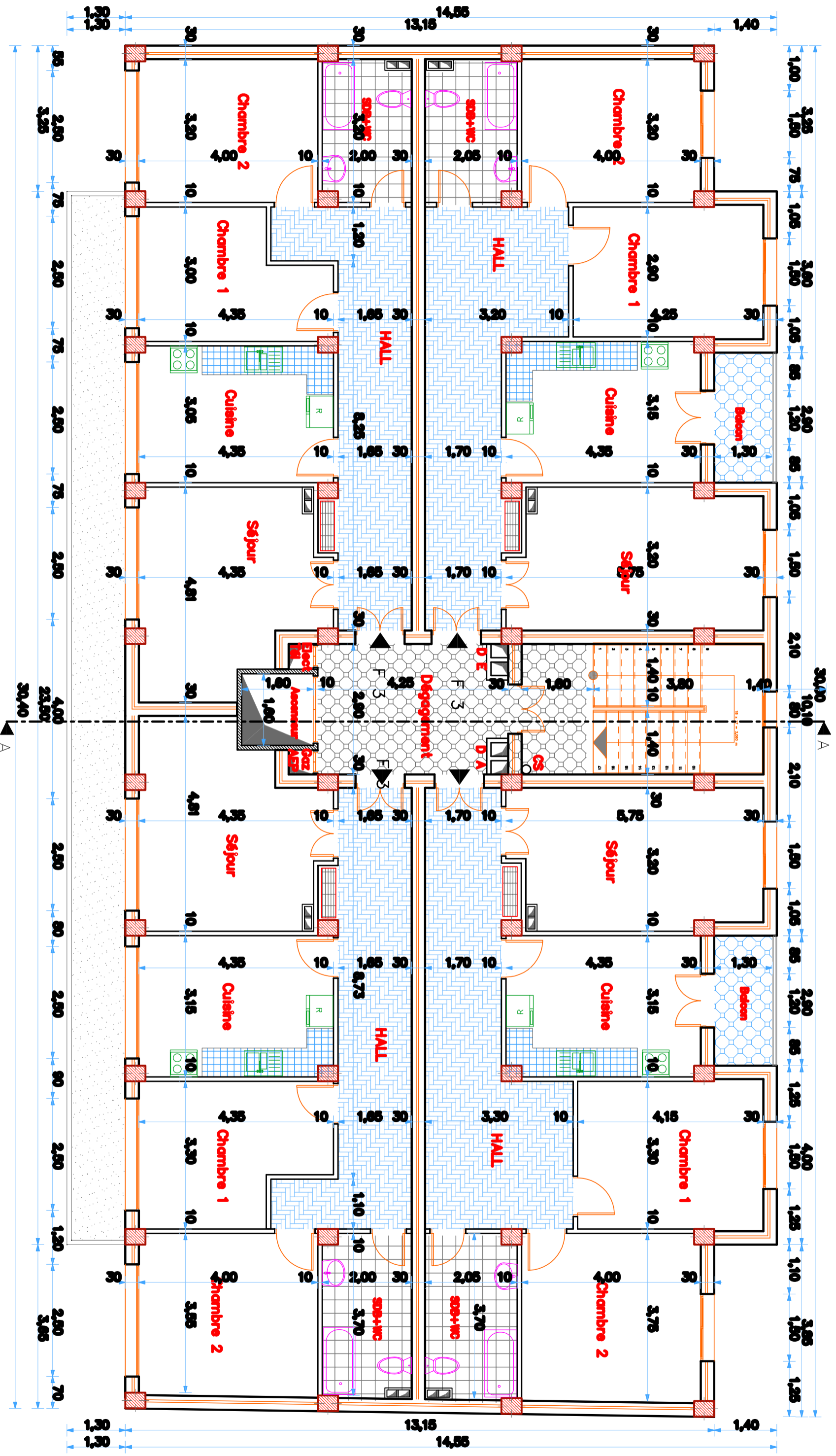




PLAN RDC

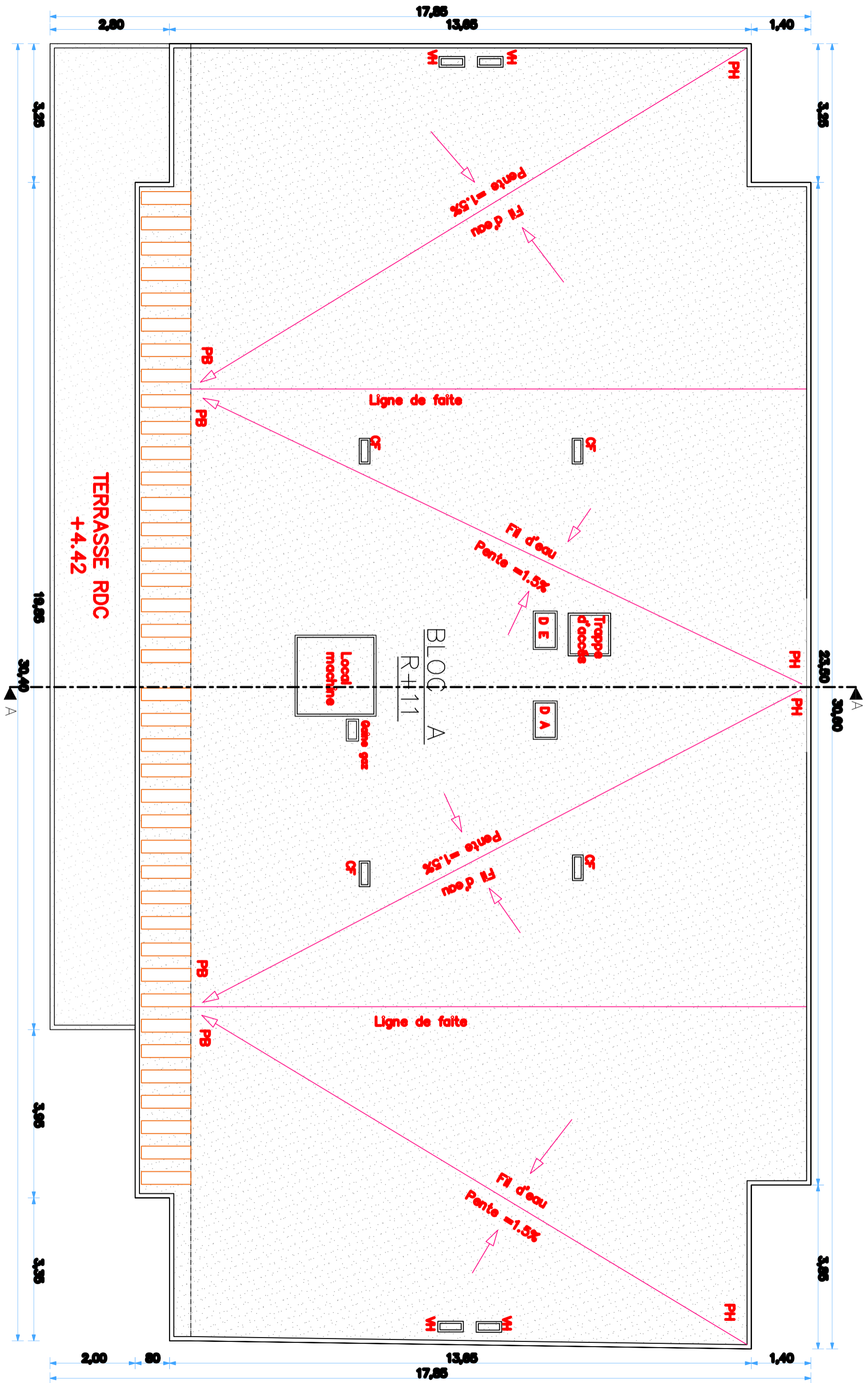


PLAN ETAGE COURANT
(2.3.4.5.6.7.8.9 et 10)



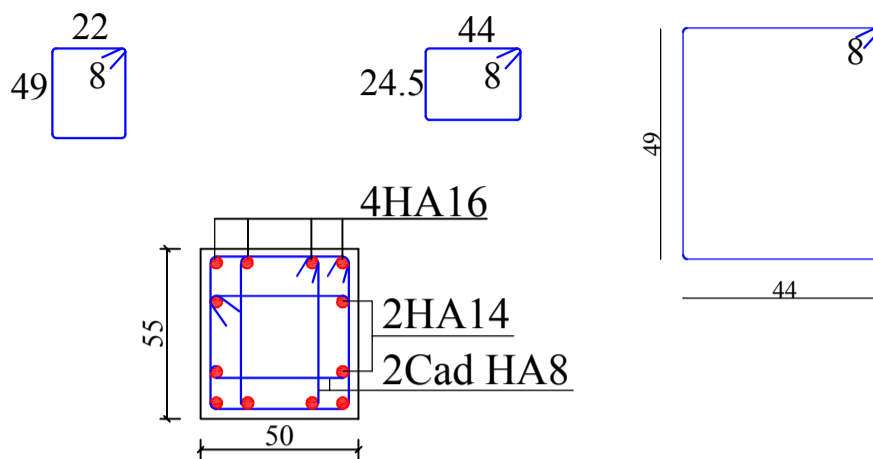
PLAN ETAGE 11

PLAN DE TERRASSE

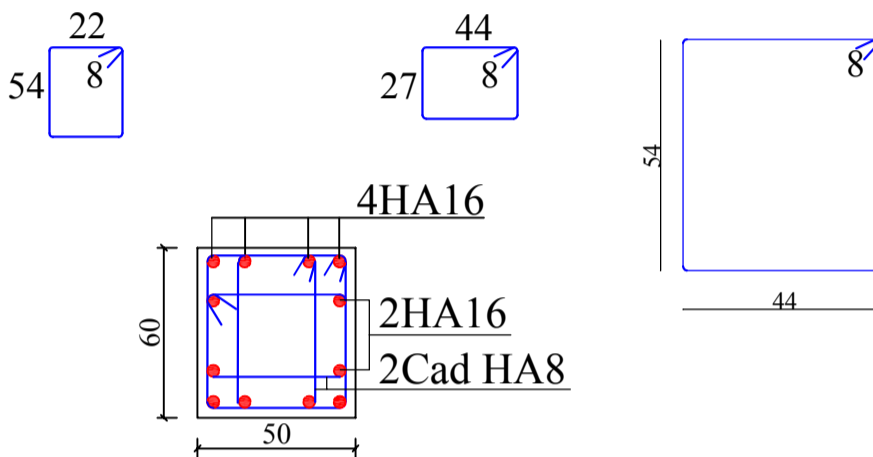


Ferrailage des poteaux
(65x60)(65x55)(60x55)(60x50)(55x50)

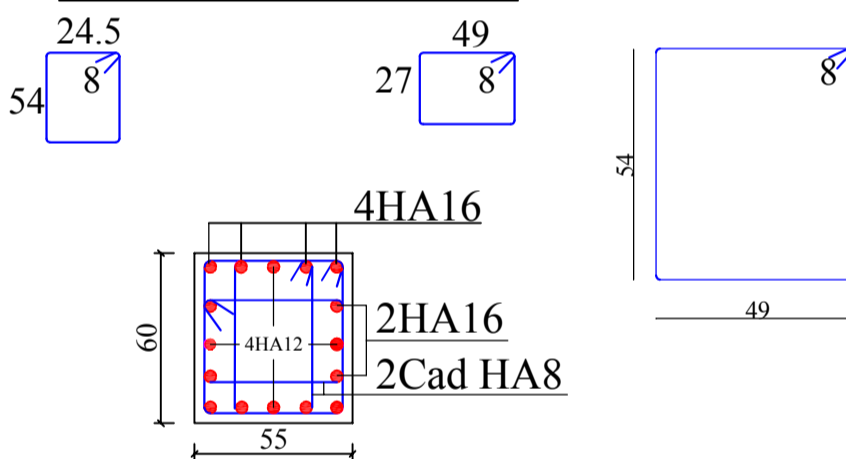
SECT E-E



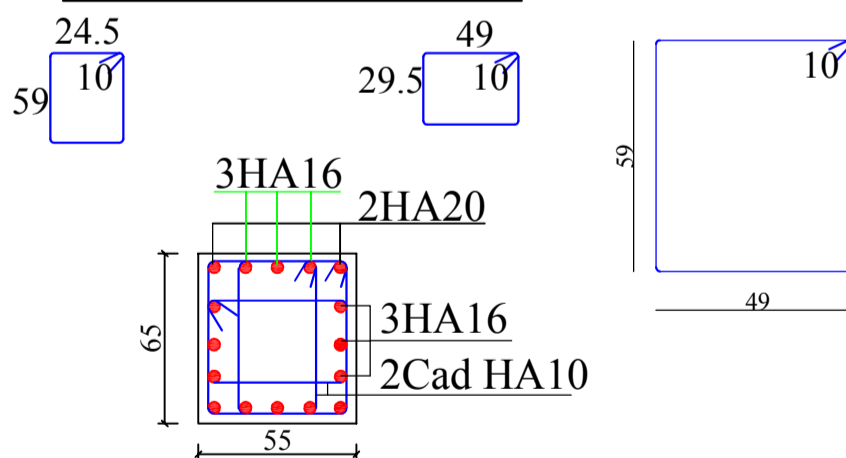
SECT D-D



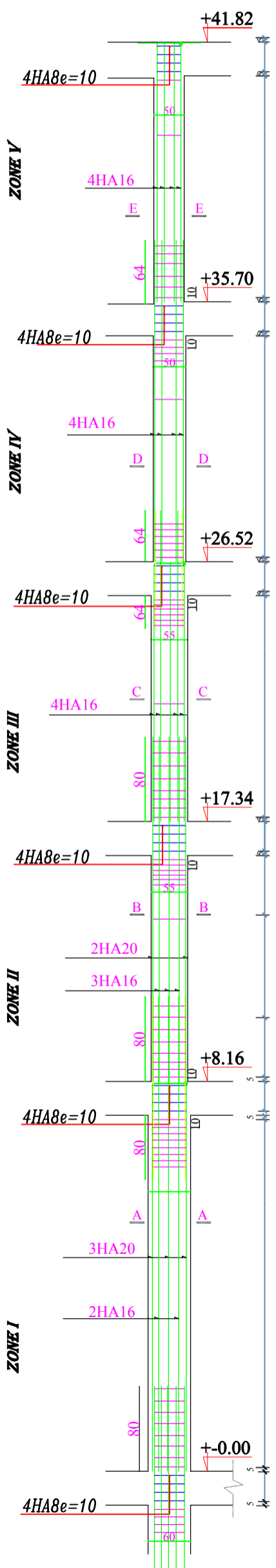
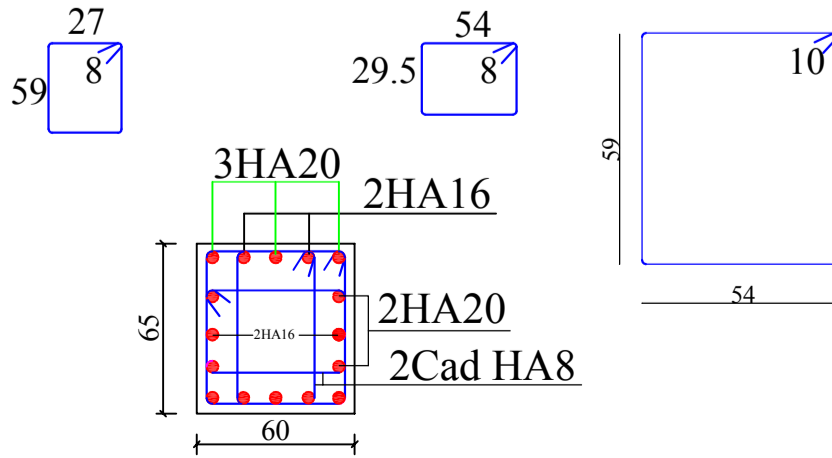
SECT C-C



SECT B-B



SECT A-A



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF