



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur

Et de la Recherche Scientifique

Université A. MIRA – BEJAIA

Faculté de Technologie

Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+10) plus un sous-sol et un entre
sol en béton armé à usage commerce, bureau et
habitation**

Contreventé par un système mixte

Présenté par :

AMRIOU HAKIM

GHOUT LAMINE

Encadré par:

Mr. MEZIANI. B

Devant le jury composé de : Mr. HADDI

Mr. KHEFFACHE

Année universitaire : 2019/2020

Remerciement

Avant tout, nous tenons à remercier DIEU le tout puissant, le miséricordieux qui nous a donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos cher parents ainsi que nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenu durant toutes nos études.

*Nos plus vifs remerciements vont aussi à notre promoteur **Mr MEZIANI B.** de nous avoir guidé, suivi et accordé un grand intérêt à notre travail et pour la patience dont il a fait part à notre égard, pour son aide précieux et pour tout le savoir qu'il nous a transmis.*

Merci à vous, membres de jury qui nous feront l'honneur de jugé ce travail.

Notre sincère gratitude à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

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 mémoire :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail et dans ma réussite toute ma reconnaissance.

A toutes ma familles, mes oncles et tantes

A mes chers frères : Salim, Karim, Lyes, Samir, Md Arzki et Boubkeur ainsi que leurs femmes et enfants

A mes chers sœurs Zahia, Farida et Djamila et leurs familles

A tous mes amis, sans oublier kamel, Séphaxe, Mohand Akli et Sofiane, Faycel, et Malek, sans oublier Lina.

A mon binôme (Ghout Lamine) et à toute sa famille.



Liste des figures

Chapitre II

- Figure II. 1:** Coupe transversale d'un plancher à entrevous. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II. 2:** Disposition des poutrelles au niveau RDC. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II. 3:** Disposition des poutrelles au niveau d'étage courant. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II. 4:** Coupe transversale d'une poutrelle. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II. 5:** Dalle sur 4 appuis. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II. 6:** Dalle sur 3 appuis. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II. 7:** Dalle sur 2 appuis perpendiculaire type 1. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II. 8:** Illustration d'un escalier. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II. 9:** Escalier. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II. 10:** La surface qui revient au poteau P_1 **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II. 11:** Surface afférente de la terrasse inaccessible. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II. 12:** Surface afférente étage courant. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II. 13:** Schéma de l'acrotère. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II. 14:** Dimension de l'acrotère. **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre III

- Figure III.1:** Schémas statique des poutres. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III.2:** Coupe transversale d'une poutrelle. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III.3:** Schéma de ferrailage des poutrelles dans les différents niveaux. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III.4:** Schéma de ferrailage de compression. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III.5:** Dalle sur 3 appuis. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III.6 :** Dalle sur 2 appuis. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III.7 :** Schéma statique de la dalle D4. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III.8:** Dalle sur 4 appuis. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III.9:** Schéma de ferrailage du panneau DP3. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III.10 :** Schéma de ferrailage du panneau DP4. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III.11:** Schéma de ferrailage du panneau DP1. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III.12:** Schéma statique de l'escalier étage courant. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III.13:** Diagramme des sollicitations de l'escalier commercial. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III.14:** Schéma de ferrailage d'escalier. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure III.15: Ferrailage de l'acrotère. **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre IV

Figure IV.1: Spectre de réponse X-Y sens X-. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure IV.2: Vu en 3D de la structure modélisation avec logiciel ETABS. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure IV.3: Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe XX). **Erreur ! Signet non défini.**

Figure IV.4: Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y). **Erreur ! Signet non défini.**

Figure IV.5: Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z). **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre v

Figure V.1: Détails de ferrailage des poutres secondaire. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.2: Zone nodale. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.3: Section d'un poteau. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.4: Répartition des moments dans la zone nodale. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.5: Armature transversale dans la zone nodale. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.6: Ferrailage des poteaux. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.7: Zone tendue et courante dans les voiles. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.8: Schémas de ferrailage. **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre VI

Figure VI.1: les différentes files des semelles filantes. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.2: le panneau le plus sollicité. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.3: ferrailage du radier. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.4: ferrailage du débord. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.5: Schéma des lignes de ruptures. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.6: Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.7: Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.

..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.8: Schéma des nervures. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI. 9: Ferroalliage des nervures. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.10: Voile périphérique..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.1: ferrailage du viol périphérique..... **Erreur ! Signet non défini.**

Listes des tableaux

Chapitre I

Tableau I. 1: Caractéristique des matériaux utilisés**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau I. 2: Caractéristiques du sol.**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre II

Tableau II.1: Evaluation des planchers à corps creux des niveaux courants.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II. 2: Evaluation des charges de la terrasse inaccessible avec corps creux. .**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II. 3: Evaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II. 4: Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II. 5 :Evaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II. 6: Evaluation des charges des murs extérieurs....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II. 7: Volées du RDC et étage courants.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II. 8: Charges sur les paliers.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II. 9: Poids des poteaux**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II. 10: Les surfaces reprises par le poteau (PI).....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II. 11 : Les charges des différentes surfaces.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II. 12: Descente de charge du poteau I.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II. 13: Tableau récapitulatif des vérifications à la compression simple.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II. 14: Tableau récapitulatif des vérifications au flambement..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II. 15 : Résultats des exigences du RPA pour le poteau le plus sollicité P1.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II. 16: Les charges de l'acrotère.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II. 17: Récapitulatif des dimensions des différents éléments.**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre III

Tableau III.1: Tableau récapitulatif des efforts maximaux. ..**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.3:Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles dans les différents niveaux.
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.4: Différents moments du panneau D1.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.5: Ferrailage du panneau D3.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.6: Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.7 : Ferrailage du panneau D.P.4.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.8: Vérification de l'effort tranchant de la dalle D4..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.9: Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS de la dalle D4.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.10: Calcul des moments dans le panneau D1.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.11: Ferrailage de la dalle D1.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.12: Vérification de l'effort tranchant dans la dalle D1.... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.13: Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.14: Sollicitations dans l'escalier.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.15: Ferrailage de l'escalier.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.16: Vérification des contraintes à l'ELS.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.17: Vérification des flèches.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.18: Combinaisons d'action sur l'acrotère.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.19: Ferrailage de l'acrotère.**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre IV

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.2: Période et taux de participation massique de la structure.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.3: Vérification de la résultante des forces sismique à la base. ...**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.4: Vérification des forces sismique après majoration de l'action sismique.
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.5: Interaction sous charge vertical.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.6: Interaction sous charge horizontal.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.7: Vérification de l'effort normale réduit.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.8: Vérification des déplacements relatifs.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.9: Vérification de l'effet P- Δ**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre V

Tableau V.1: Sollicitation et ferrailage des poutres.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.2: Vérification des contraintes tangentielles.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.3: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.4: Vérification de l'Etat limite de compression....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.5: Vérification de l'Etat limite de déformation. ...**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.6: Sollicitation et ferrailages dans les poteaux. ...**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.7: Vérification de ferrailage transversal.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 8: Vérification au flambement des poteaux.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.9: Vérification des contraintes dans les poteaux. .**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.10: Vérification des contraintes de cisaillements. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.11: Moment résistant des poteaux.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.12: Moment résistant dans les poutres.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.13: Vérification des zones nodales poutres principales. ... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.14: Vérification des zones nodales poutres secondaires. .. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.15: Sollicitation dans le voile du Vx4.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.16: Ferrailage du voile
VY4.....**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre VI

Tableau VI.1: Les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI 2: Tableau du ferrailage de radier..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.3: Vérification des contraintes à l'ELS..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.4: Calcul des armatures a l'ELS. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.5: Vérification des contraintes à l'ELS après augmentation du ferrailage.
..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.6: Le chargement sur les travées sens X-X..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.7: Les chargements sur les travées sens Y-Y..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.8: Tableau des sollicitations a l'ELU sens X-X. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.9: Tableau des sollicitations a l'ELS sens X-X. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.10: Tableau des sollicitations a l'ELU sens Y-Y. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.11: Tableau des sollicitations a l'ELS sens Y-Y. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.12: Calcul des ferrailages. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.13: Vérification des contraintes à l'ELS..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.14: Calcul des armateurs a l'ELS. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.15: Ferrailages des voiles périphériques..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.16: Vérifications des contraintes à l'ELS. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.17: Calcule des armatures à l'ELS. **Erreur ! Signet non défini.**

Symboles et notations

A', **Aser** : Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.

At : Section d'un cours d'armature transversale.

A : Coefficient d'accélération de zone.

α : Coefficient de la fibre neutre.

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

b : La largeur en générale.

c : Cohésion du sol.

D : Facteur d'amplification dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale.

Ei : Module de Yong instantané.

Ev : Module de Yong différé.

Es : Module d'élasticité de l'acier.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite de service.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.

f_{t28} : Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.

f_{ji} : Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.

f_{gi} : Flèche instantanée due aux charges permanentes.

f_{qi} : Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.

f_{gv} : Flèche différée due aux charges permanentes.

Δf : Fleche totale.

Δf_{adm} : Fleche admissible.

G : Charges permanentes.

H : Hauteur.

ht : Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier.

hcc : Hauteur du corps creux.

hr : Hauteur de la dalle du radier.

hdc : Hauteur de la dalle de compression.

he : Hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie.

I_f : Moment d'inertie fissuré.

Q : Charge d'exploitation / facteur de qualité.

L : Portée d'un élément.

L_{max} : Longueur maximale entre deux éléments porteurs.

L_x : Distance entre de deux poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

M : Moment en générale.

M_a : Moment en appui.

Mt : Moment en travée.

M0 : Moment isostatique.

N : Effort normal.

n : Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.

R : Coefficient de comportement global.

S : Section d'un élément.

Srad : Surface du radier.

St : Espacement des armatures.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : Poids de la structure.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_{st} : Contrainte de traction dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité concernant le béton.

γ_w : Poids volumique de l'eau.

γ_s : Coefficient de sécurité concernant l'acier.

σ_{adm} : Contrainte admissible.

τ : Contrainte de cisaillement.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

CT : Coefficient qui dépend du système de contreventement.

β : Coefficient de pondération.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé

SOMMAIRE

Liste des Figures

Liste des tableaux

Introduction Générale

CHAPITRE I

I.1 Introduction	Erreur ! Signet non défini.
I.2 Présentation du site	Erreur ! Signet non défini.
I.3 Présentation de l'ouvrage	Erreur ! Signet non défini.
I.3.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	Erreur ! Signet non défini.
I.3.2. Description structurale	2
I.4 Bases réglementaires	3
I.4.1 Règlements et normes utilisés	3
I.4.2 Les actions	3
I.5 Valeurs de calcul des actions	4
I.5.1 Combinaison du BAEL	4
I.5.2 Combinaison du RPA	Erreur ! Signet non défini.
I.6 Les sollicitations	5
I.7 les matériaux	6
I.8 Conclusion	6

CHAPITRE II

<u>II.1</u> Introduction	7
II.1 Pré dimensionnement du plancher	7
II.1.1 Plancher à corps creux	7
II.1.2 Les dalles pleines	11
II.2 Pré dimensionnement des poutres	13
II.3 Pré dimensionnement des voiles	15
II.4 Pré dimensionnement des escaliers	16
II.5 Pré dimensionnement des poteaux	17
II.5.1 Descente de charges	21
II.5.2 Vérification du poteau	Erreur ! Signet non défini.
II.6 Pré dimensionnement d'acrotère	29
Conclusion	30

CHAPITRE III :

Introduction	31
III.1 Calcul des planchers	31
III.1.1 Plancher à corps creux	31
III.1.2 Etude de la dalle de compressions	44
III.2 Plancher à étude dalle pleine.....	45
III.3 Etude des escaliers	52
III.4. Etude de l'acrotère	56
III.4. Conclusion	60

CHAPITRE IV :

IV.1 Introduction	61
IV.2 Méthodes utilisables	61
IV.3 Choix de la méthode de calcul	61
IV.3.1 Méthode statique équivalente.....	61
IV.3.2 Méthode dynamique qui regroupe	61
IV.4 Calcul de la force sismique V statique	62
IV.4.1 Calcul de la période fondamentale de la structure	63
IV.5 Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3).....	64
IV.6 Modélisation et résultats	65
IV.6.1 Mode de vibration et taux de participation des masses	66
IV.6.2 Les modes de vibrations	67
IV.6.3 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003	69
IV.7 Conclusion	76

CHAPITRE V

Introduction	77
V.1 Etude des poutres	77
V.1.1 Recommandation du RPA99/Version 2003	77
V.1.2 Sollicitation et ferrailage des poutres	78
V.1.3 Vérification des armatures selon RPA99	79
V.1.4 Vérification à l'ELU	80
V.1.5 Vérification à l'ELS	81
V.2 Etude des poteaux	84

V.2.1	Calcul du ferrailage	86
V.2.2	Vérifications nécessaires	88
V.3	Etude des voiles	97
V.3.1	Exigence du RPA	97
V.3.2	Exemple de calcul	99
V.4	Conclusion	103
CHAPITRE VI		
	Introduction	104
VI.1	Les différents types de fondations	104
VI.1.1	Choix du type des fondations	104
VI.2	Etude des fondations	104
VI.2.1	Combinaisons de calcul	104
VI.2.2	Vérification de la semelle isolée	105
VI.2.3	Vérification de la semelle filante	105
VI.3	Etude du radier	108
VI.3.1	Vérifications diverses	110
VI.4	Etude des nervures	117
VI.5	Conclusion	129
Conclusion generale		
Bibliographie		
Annexes		

Introduction générale

Introduction

Le besoin de construire des bâtiments en Algérie augmente de plus en plus à cause de l'augmentation de la population. La condensation de la population en Algérie dans les zones du nord, surtout littorales, comme Bejaïa et le manque du foncier pour la construction conduit le concepteur à projeter des bâtiments de hauteur considérables et dans des sites parfois de caractéristiques médiocres, pour répondre au besoin. Vu que le nord algérien est susceptible de subir des séismes majeurs. Alors construire de bâtiments de telle importance l'ingénieur sera confronté à plusieurs contraintes. Pour répondre à toutes les exigences il doit avoir des connaissances approfondies dans plusieurs domaines, conception, modélisation, géotechnique règlement, maîtrise des matériaux ...etc.

Après la conception architecturale des structures, et l'étude géotechnique du site d'implantation, la structure sera transmise pour le dimensionnement génie civil selon les règles en vigueur. L'ingénieur génie civil va veiller à dimensionner les éléments de la structure sous différents chargements tout en respectant les prescriptions réglementaires. La conception parasismique des bâtiments et des ouvrages de génie civil fait désormais partie des tâches de l'ingénieur. Dans le domaine du bâtiment, la bonne utilisation d'une norme parasismique par un ingénieur de structures suppose qu'il comprenne les particularités de l'action sismique.

Une bonne étude d'un ouvrage de génie civil repose principalement sur la qualité des études aux plans de la conception et du calcul, aussi sur la reconnaissance du sol et du site d'implantation des ouvrages. A cela s'ajoute la qualité des matériaux et des produits de construction, la qualité des travaux d'exécution, la qualité du suivi des travaux de réalisation et du contrôle technique de construction, conformément aux exigences réglementaires requises en particulier et aux règles de l'art en général.

Dans ce présent travail on présente l'étude d'un bâtiment en béton armé destiné usage multiple. Le bâtiment en question est constitué d'un sous-sol et un entresol, le premier sera utilisé comme parking, entresol et le Rez-de-chaussée seront destinés à usage commerce, le 1^{er} étage est destiné à usage bureau les autres étages destinées pour l'habitation. Le bâtiment sera réalisé à Bejaïa ville AKBOU. Selon règlement parasismique Algérien la région de Bejaïa est classée comme zone sismique IIa. Le bâtiment est à usage multiple commerce et habitation selon le même règlement est classée dans le groupe d'usage 2b. La structure étudiée sera réalisée par une ossature en béton

Introduction générale

armé, cette ossature sera constituée par des portiques poteaux-poutres en béton armé, et des voiles de contreventement aussi en béton armé, et des plancher qui constituent les diaphragmes. L'ensemble des cloisons de séparation sont des murs en maçonnerie (en brique et mortier) et les éléments non structuraux sont réalisés en béton armé.

Le travail est divisé en Six chapitres, le premier portera sur la présentation complète de la structure étudiée, du site d'implantation, des règlements utilisés ainsi la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser. Le deuxième est consacré pour le pré dimensionnement des éléments. Le troisième sera consacré pour le calcul des éléments non structuraux (les planchers, les escaliers, l'acrotère...) et pour la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments non structuraux et structuraux du bâtiment. Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ETABS. La structure est modélisée sous forme d'une ossature en portique poteau et poutre et des planchers modéliser sous forme de diaphragmes rigides. Le modèle de la structure est composé de 11 étages encastres à la base. On considérant le sous-sol comme étant un boites rigides, d'où on a modélisé uniquement à partir de l'entresol. Le cinquième chapitre portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles). Le sixième chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure (les fondations) Dans cette partie de notre travail on va présenter l'étape du dimensionnement de la fondation de l'ouvrage en question toute en respectant les règles en vigueur. Et en termine par une conclusion générale.

Introduction

Pour débiter l'étude de notre projet il nécessite une bonne connaissance du sol ainsi que les caractéristiques géométriques de l'ouvrage, et pour le calcul des éléments constituant un ouvrage on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL 91, RPA99 modifié en 2003, DTRc3...) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton, acier) et dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2 Présentation de site

Le projet concerné par l'étude est situé à AKBOU Willaya de Bejaia, le terrain de projet est caractérisé par des formations superficielle d'âge quaternaire et des assises géologique assez rigide appartenant à l'ensemble crétaé et jurassique, le site en question est constitué des cailloux et galets dans une matrice limoneuse à sableuse.

D'après le document technique réglementaire **DTR BC 2-48** des règles parasismiques algériennes **RPA99 révisé en 2003** la ville d'AKBOU de la région de Bejaïa est classée en zone **IIa** de sismicité moyenne est de groupe d'usage **2B**

I.3 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en R+10 +1sous-sols et un entre sols repartis comme suivant :

- Parking ou sous-sol 0
- Service ou ente sols1
- Des logements à partir du rez-de-chaussée jusqu'au 10^{ème} étages

I.3.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I.3.1.1 Dimensions en plan

Notre bâtiment est sous forme rectangulaire et ses dimensions en plan sont comme suit :

- ❖ Largeur totale du bâtiment : 21.90m
- ❖ Longueur totale du bâtiment : 22,25m

I.3.1.2 Dimensions en élévation :

- ❖ Hauteur totale du bâtiment : 35,19 m
- ❖ Hauteur du sous-sol 0 : 3.74 m
- ❖ Hauteur du sous-sol 1 :3.74m
- ❖ Hauteur du RDC et 1^{er} étage : 3.40 m
- ❖ Hauteur de l'étage courant : 2.89 m

I.3.2. Description structurale

I.3.2.1. Plancher

Un plancher est une aire plane qui sert à séparer les différents niveaux, sont rôles :

- ✓ Rôle de résistance : supporter les charges appliquées ;

- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique ;
- ✓ Rôle de transmission des charges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de planchers en béton armé, les plus courants sont :

- ✓ Planchers à cops creux.
- ✓ Planchers en dalle pleine.

I.3.2.2 Les escaliers

Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre et le seul type d'escaliers qu'on a est :

- Escalier hélicoïdale.

I.3.2.3 Les maçonneries

Il existe deux types de maçonneries :

- ✓ Mur de séparation intérieure (simple paroi) : Cloison de séparation de 10 cm.
- ✓ Mur extérieur (double paroi) : Les murs extérieurs sont réalisés en brique creuse à double parois (celle de l'intérieur de 10cm et celle de l'extérieur de 15cm séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur).

I.3.2.4 L'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé, entourant la terrasse, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

I.3.2.5 Les balcons

Ce sont des éléments réalisés en dalle pleine.

I.3.2.6 Les portiques

Ce sont des structures composées de poteaux et de poutres rigidement liés.

I.3.2.7 Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé conçus pour le contreventement et résister aux chargements sismiques. Les voiles peuvent être simples ou composé.

I.3.2.8 L'infrastructure

C'est un élément qui permet de transmettre les charges de la superstructure au sol d'assise.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix dépend de plusieurs facteurs :

- ✓ La résistance du sol ;
- ✓ L'importance de la charge (du bâtiment) ;
- ✓ Les dimensions des trames.

Il existe de grandes familles de la fondation :

- ✓ Les fondations superficielles.
- ✓ Les fondations profondes.
- ✓ Radier générale

I.4 Choix du type de contreventement

L'ossature : Etant donné que le bâtiment est situé en zone sismique (**IIa**) et qu'il dépasse les 14m de hauteur, alors on a choisi un système de contreventement mixte assurée par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction
(Article 3-4-A-1-a RPA99 révisé en 2003)

I.5 Bases réglementaires

I.5.1 Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- ✓ Béton aux états limites **BAEL 91/Version99** ;
- ✓ **DTR BC 2.48** : Règles Parasismiques Algériennes **RPA99/Version 2003** ;
- ✓ **DTR BC 2.41** : Règle de conception et de Calcul des Structures en béton armé **CBA93** ;
- ✓ **DTR B.C.2.2** : Charge permanentes et charge d'exploitation ;
- ✓ **DTR BC 2.331** : Règles de calcul des fondations superficielles ;

I.5.2 Les actions

Les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.) et aux déformations imposées (variations de température, tassements d'appuis, etc.) qui entraînent des déformations de la structure.

Valeurs caractéristiques des actions :

Les états limites distinguent principalement 3 types d'actions caractéristiques : les actions permanentes, les actions variables et Les actions accidentelles.

I.5.2.1 Les actions permanentes

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps. Elles sont désignées par la lettre **G**.

- Poids propre de la structure ;
- Cloisons, revêtements, superstructures fixes ;
- Poussée des terres, de l'eau.

I.5.2.2 Les actions variables

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Elles sont désignées par la lettre **Q**.

- Charges d'exploitation classées par durée d'application (provisoire, longue durée) ;
- Charges climatiques (neige et vent) ;
- Effets thermiques (retrait) ;
- Charges appliquées en cours d'exécution.

I.5.2.3 Les actions accidentelles

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très faibles, mais peuvent causer des dégâts importants :

- Séismes ;
- Explosions ;
- Chocs de véhicules ou de bateaux.

I.6 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.

On combine ensuite ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

I.6.1 Combinaison du BAEL

I.6.1.1 Combinaison d'actions à l'ELS

La combinaison d'action courante à l'ELS est la suivante :

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

Avec :

G_{max}: ensemble (somme) des actions permanentes défavorables.

G_{min}: ensemble (somme) des actions permanentes favorables.

Q₁: action variable de base.

Q_i: autres actions variables d'accompagnement avec leur coefficient Ψ_i

I.6.1.2 Combinaison d'actions à l'ELU

La combinaison d'action courante à l'ELU est la suivante :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1,3\Psi_{0i} Q_i$$

Avec :

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 & \text{En général.} \\ 1.35 & \text{Pour l'effet de la température, et pour les bâtiments agricoles à faible occupation humaine.} \end{cases}$$

G_{max}: ensemble (somme) des actions permanentes défavorables.

G_{min}: ensemble (somme) des actions permanentes favorables.

Q₁: action variable de base.

Q_i: autres actions variables d'accompagnement avec leur coefficient Ψ_{0i} .

$\Psi_{0i} \leq 1$, en général $\Psi_{0i} = 0.77$ sauf pour les salles d'archives et les parcs de stationnement ou $\Psi_{0i} = 0.9$.

I.6.1.3 Combinaison accidentelles

La combinaison de base est :

Les coefficients $\Psi_{1,1}$ et Ψ_{2i} sont fixés par les textes réglementaires.

I.6.2 Combinaison du RPA

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limite.

- $G + Q + E$
- $0.8G \pm E$

Pour les poteaux dans les ossatures auto stables, la combinaison $G + Q + E$ est remplacée par la combinaison suivants :

- $G + Q + 1.2E$

G : charges permanents.

Q : charges d'exploitation non pondérée.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

I.7 Les sollicitations

Lorsqu'un solide est soumis à l'action de forces, il se déforme. Cette déformation reste très faible tant que les forces n'atteignent pas une certaine intensité. Si on supprime les forces, la déformation disparaît. Si les forces continuent à croître, la déformation augmente considérablement et subsiste lorsqu'on supprime les forces. Si les efforts croissent encore, la déformation permanente s'aggrave et la rupture survient. En conclusion, les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion et de torsion) développés dans une combinaison d'action.

On distingue deux types de sollicitation :

❖ Sollicitations simples

- Extension ou traction simple.
- Compression simple.
- Cisaillement.
- Torsion simple.
- Flexion simple.

❖ Sollicitations composées

Il est rare qu'une poutre soit uniquement tendue, comprimée, cisailée, tordue ou fléchie, en général les forces qui lui sont appliquées la soumettent à plusieurs sollicitations simultanées. Les sollicitations composées les plus fréquentes sont :

- Flexion avec compression ou traction.
- Flexion avec torsion.
- Torsion avec compression ou traction.

I.8 Conclusions

Les Caractéristiques du sol et des matériaux utilisés pour la réalisation de notre projet sont résumées sur le tableau suivant :

Tableau I. 1: Caractéristique des matériaux utilisés

Béton		acier	
La résistance à la compression	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	Limite élastique	$f_e = 400 \text{ MPa}$
La résistance à la traction	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	Module d'élasticité	$E = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$
Situation durable	$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$	Situation courante	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
Situation accidentelle	$f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$	Situation accidentelle	$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
Contrainte limite à l'ELS	$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$	Contrainte à l'ELS FPN	$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$
$E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$			
$E_{vj} = 10819 \text{ MPa.}$			

Tableau I. 2: Caractéristiques du sol.

Ancrage D (m)	2
Poids volumique du sol $\gamma(\text{KN/m}^3)$	20
Angle de frottement φ°	15
Cohésion C (bars)	0.5
Contrainte admissible $Q_{adm}(\text{bars})$	1.7

Introduction

Le but de ce chapitre est de déterminer les différentes dimensions des éléments composants de notre structure, avant d'étudier le projet. Pour déterminer ces dimensions on fait appel aux règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93).

II.1 Pré dimensionnement du plancher

On appelle planchers l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destiné à reprendre les charges d'exploitations ou autres charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement, ...) et à les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs).

Les planchers peuvent être constitués d'un ou de plusieurs éléments suivants :

- ✓ Dalle.
- ✓ Nervures ou poutrelles.
- ✓ Poutres.
- ✓ Linteaux.

II.1.1 Plancher à entrevous (plancher à corps creux)

Ce type de plancher est couramment utilisé dans la construction de bâtiment.

Il est constitué :

- ✓ De poutrelles préfabriquées en béton armé ou en précontraint, disposées parallèlement et espacées de 0,5 m à 0,7 m.
- ✓ L'entrevous de forme adaptée aux poutrelles (appelés corps creux) en béton, en terre cuite ou en polystyrène
- ✓ D'une dalle de compression supérieure en béton de 4 à 6 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble des poutrelles-entrevous qui tient lieu de coffrage.

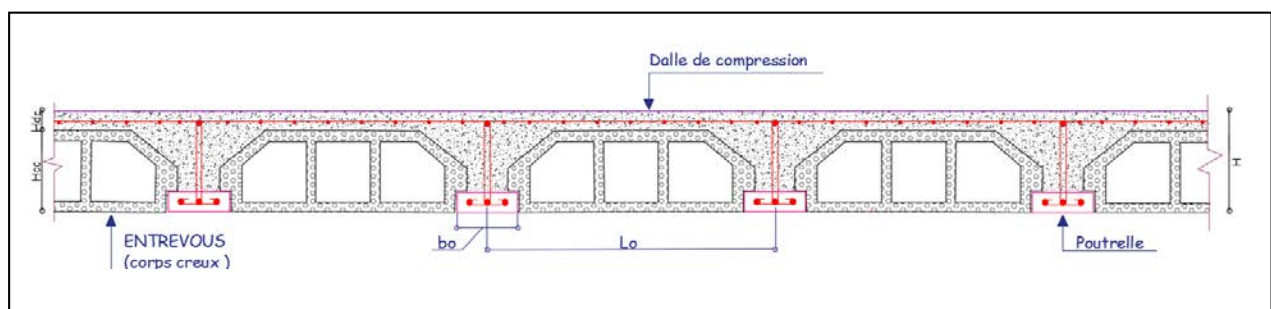


Figure II. 1: Coupe transversale d'un plancher à entrevous.

H_{dc} : hauteur de la dalle de compression.

H_{cc} : hauteur du corps creux.

b_0 : largeur de la nervure.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le pré dimensionnement on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche. La hauteur des poutrelles est donnée par la formule donnée par le **CBA 93(Art B.6.8.4.2.4)** suivante :

$$H \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

L_{\max} : la distance max entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

On a donc :

$b = 30$ cm (b est choisie forfaitairement).

La portée de la poutre max dans le sens de disposition des poutrelles est de 380 cm.

$$L_{\max} = 370 - 30 = 340 \text{ cm} \Rightarrow H \geq \frac{340}{22.5} \text{ donc } h \geq 15.11 \text{ cm}$$

On prend 20 cm soit :

Hauteur de dalle de compression $H_{dc} = 4$ cm.

Hauteur de corps creux $H_{cc} = 16$ cm.

II.1.1.1 Disposition des poutrelles

Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères suivants :

- ✓ Le critère de la plus petite portée.
- ✓ Le critère de continuité (le maximum d'appuis).

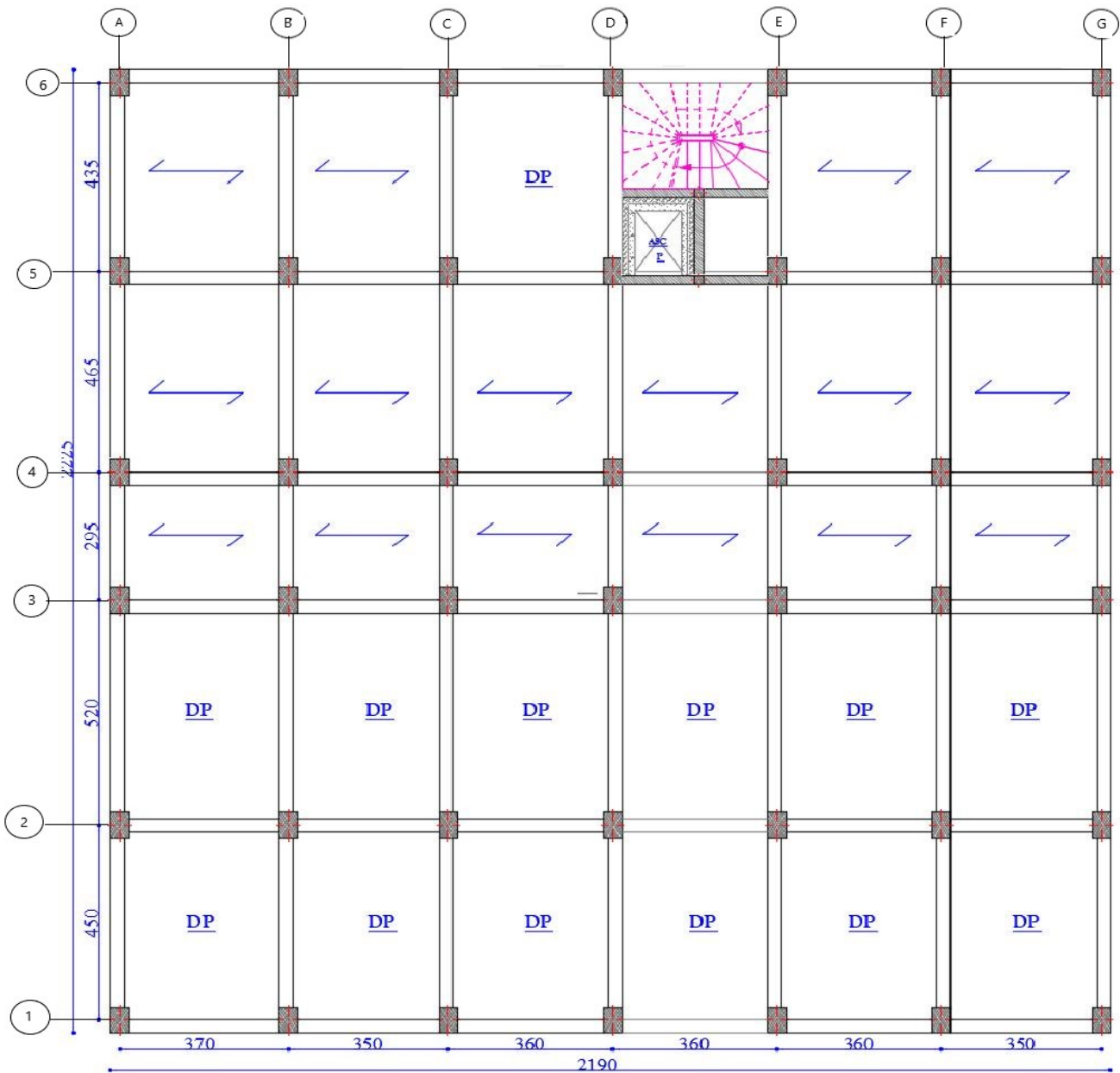


Figure I. 2: Disposition des poutrelles au niveau RDC.

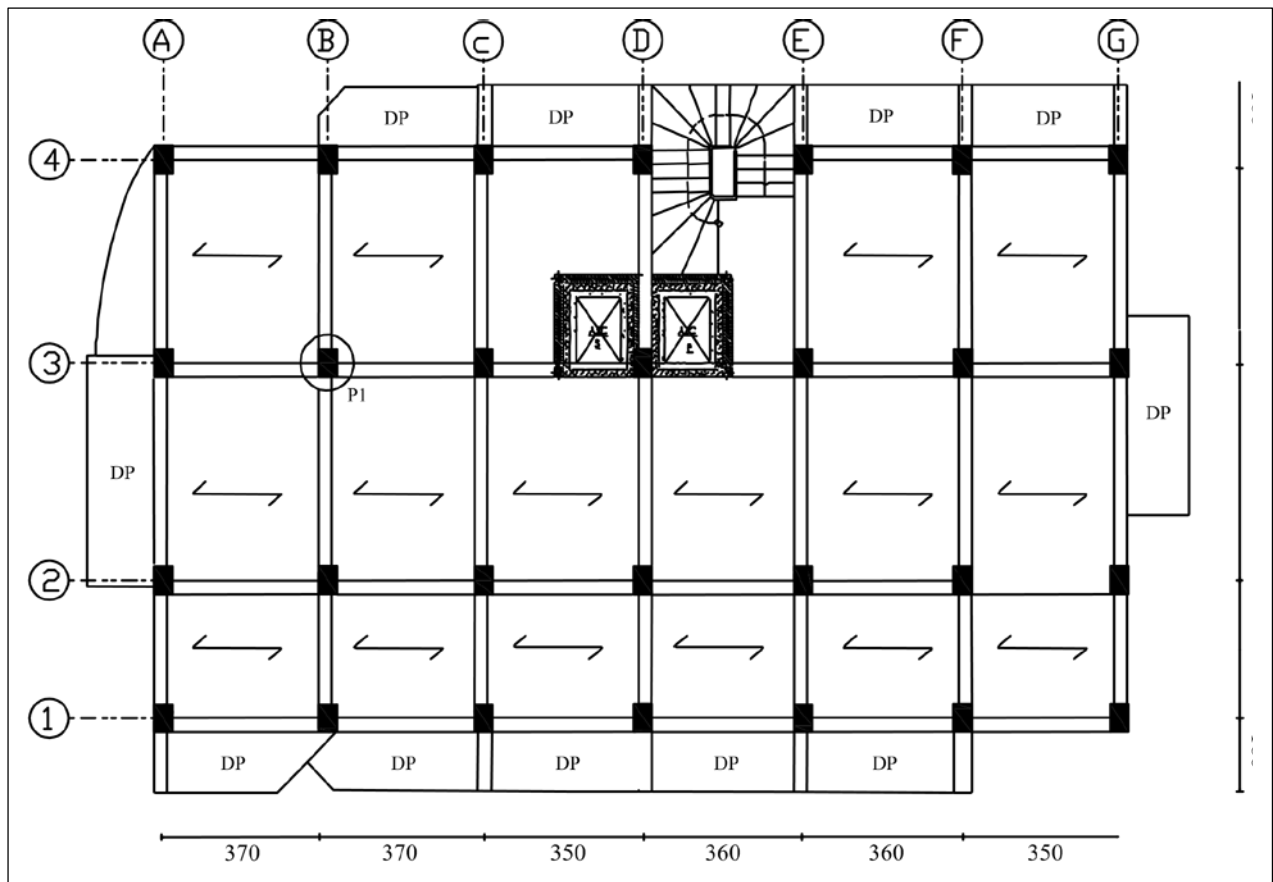


Figure I. 3: Disposition des poutrelles au niveau d'étage courant.

II.1.1.2 Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en Té en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales. Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée. Dans le cas où les travées sont identiques, on prend le sens où on a plus d'appuis (critère de continuité).

b: Largeur efficace.

b₀ : Largeur de la nervure,

(Choisie forfaitairement entre 8 et 12 cm)

H : Hauteur totale de la poutrelle

(Hauteur du plancher).

H_{dc} : Hauteur de la dalle de compression.

(Choisie forfaitairement entre 4 et 6 cm)

H_{cc} : Hauteur de l'entrevous (Corps creux).

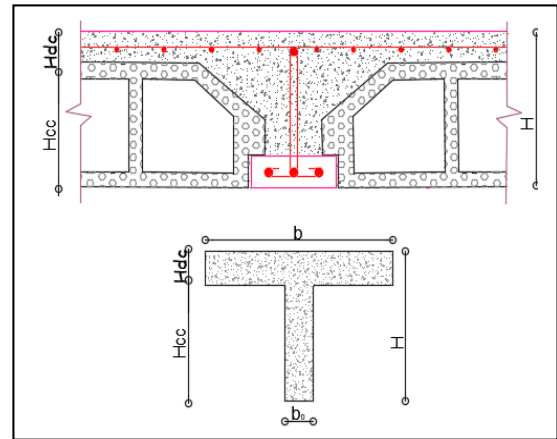


Figure II. 4: Coupe transversale d'une poutrelle.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \quad \dots\dots\dots \text{(CBA .Art 4.1.3)}$$

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_y^{min} : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Donc on a ce qui suit :

$$H=20 \text{ cm}; H_{dc} = 4 \text{ cm}; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y^{\min} = 295 - 30 = 265 \text{ cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{265}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-10}{2} \leq \min(27.5, 26.5) \quad , \text{ on opte pour } b=65 \text{ cm.}$$

II.1.2 Les dalles pleines

Ce type de planchers est constitué de dalle pleine en béton armé, reposant sur un ensemble d'appuis constitués de poutres ou voiles en B.A, il est utilisé pour des planchers à surcharge élevée généralement. Il est composé d'un ensemble de panneaux de dalles, chaque panneau se calcule indépendamment.

Un panneau de dalle est une partie de dalle limité par des appuis, elle peut s'appuyer sur 1, 2, 3 et 4 appuis.

On appelle :

- l_x : petite dimension du panneau.
- l_y : grande dimension du panneau.

Avec : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Le pré dimensionnement des dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

✓ **Critère de résistance**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{l_x}{20} \text{ pour une dalle sur un ou deux appuis en parallèles.} \\ \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \text{ pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4. \\ \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \text{ pour une dalle sur trois appuis et une dalle sur 4 appuis avec } \rho \geq 0.4. \end{array} \right.$$

✓ **Critère de résistance au feu**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 7\text{cm} \text{ pour une heure de coupe-feu.} \\ e \geq 11\text{cm} \text{ pour deux heures de coupe-feu.} \\ e \geq 13\text{cm} \text{ pour quatre heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

✓ **Critère d'isolation phonique**

$$e \geq 14\text{cm}$$

Non applicable pour les dalles de l'extérieur (balcons).

Notre projet comporte deux types de dalles :

✓ **Dalles sur quatre appuis D₁**

Panneau à quatre appuis avec :

On a : $l_x=340\text{ cm} ; l_y=475\text{ cm}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{340}{475} = 0.71 > 0.4.$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{340}{45} \leq e \leq \frac{340}{40}$$

$$\Rightarrow 7.55 \leq e \leq 8.5$$

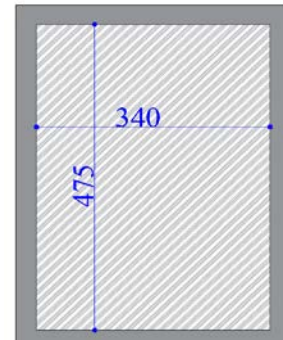


Figure II. 5: Dalle sur 4 appuis.

✓ **Dalles sur trois appuis D₂**

Panneau à trois appuis avec :

On a :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{130}{320} = 0.406 > 0.4.$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{130}{45} \leq e \leq \frac{130}{40}$$

$$\Rightarrow 2.88 \leq e \leq 3.25$$



Figure I. 6: Dalle su 3 appuis.

✓ Dalles sur deux appuis D₃

Panneau à deux appuis avec :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{130}{380} = 0.34 < 0.4$$

$$e \geq \frac{l_x}{20}$$

$$\Rightarrow e \geq \frac{130}{20}$$

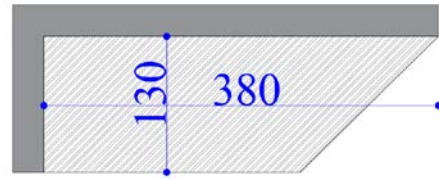


Figure II. 7: Dalle sur 2 appuis perpendiculaire type 1.

Alors :

- ✓ Pour les dalles des balcons (dalles sur deux et trois appuis) on prend $e = 14$ cm, tenant compte le critère de coupe de feu et l'isolation phonique.
- ✓ Pour la dalle de l'ascenseur (dalles sur quatre appuis), on opte pour une épaisseur de $e = 14$ cm, on prend en considération l'isolation phonique et critère de coupe-feu

II.2 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments dont la longueur L est largement supérieure aux dimensions de la section (soit en T ou rectangulaire), elles sont classées dans la catégorie des éléments structuraux, et leur rôle principal est la transmission des charges verticales au système porteur (poteaux et voiles).

Leur pré dimensionnement est donné par les formules empiriques suivantes :

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

L_{\max} : la portée max.

- Le **BAEL** ne donne aucune condition sur la largeur b , b est choisis forfaitairement.

Condition du RPA

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{l}{b} \leq 4 \end{cases}$$

- Poutres principales

Les poutres principales reprennent les charges du plancher, elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

On prend $b = 30$ cm

$$L_{\max} = 520 - 30 = 490 \text{ cm}$$

$$\frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10} \Rightarrow 32.66 \leq h \leq 46$$

On prend $h = 40$ cm.

Vérification des Conditions du **RPA**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \text{Vérifiée} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

- **Poutres secondaires**

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles.

On prend $b = 30$ cm

$$L_{\max} = 370 - 30 = 470 \text{ cm}$$

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 22.66 \leq h \leq 37$$

On prend $h = 35$ cm

Vérification des Conditions du **RPA**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 < 4 \dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales (30} \times \text{40).} \\ \text{Poutres secondaires (30} \times \text{35).} \end{array} \right.$$

II.3 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement vertical, généralement en béton armé. Ils sont pleins ou comportant des ouvertures. Ils assurent deux fonctions principales :

- ✓ Ils sont porteurs ce qui leur permet le transfert des charges verticales ;
- ✓ Une fonction de contreventement qui garantit la stabilité sous l'action des charges horizontales.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Selon le **RPA 99/ (2003)** :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm.} \\ e \geq \frac{h_e}{20} \\ L \geq 4 \text{ a.} \end{array} \right.$$

Avec

h_e : hauteur libre d'étage.

a : épaisseur du voile.

L : longueur du voile.

Dans notre projet les hauteurs libres de l'entresol sont différentes de celles de l'étage courant donc :

- **Le pré dimensionnement des voiles pour l'entre sol**

On a

$$h = 374 \text{ cm.}$$

$$h_e = 374 - 35 = 339 \text{ cm.}$$

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15 \right]$$

$$e \geq \max \left[\frac{339}{20} ; 15 \right]$$

$$e \geq \max [16.95; 15]$$

$$e \geq 16.95 \text{ cm.}$$

On opte pour $e = 20 \text{ cm}$

- **Le pré dimensionnement des voiles pour l'étage courant**

Nous avons : $h = 289 \text{ cm.}$

$$h_e = 289 - 35 = 254 \text{ cm.}$$

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15 \right] e \geq \max \left[\frac{254}{20} ; 15 \right] e \geq \max [12.7 ; 15]$$

$e \geq 15$ cm. Donc on prend : $e = 15$ cm Au final, on opte pour une épaisseur de 20 cm pour les voiles du RDC et entresol et de 15 cm d'épaisseur pour les étages courants de notre structure.

II.4 Pré dimensionnement des escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une suite régulière de marches, permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

- Terminologie

Giron (g): largeur de la marche

Contremarche (h) : hauteur de la marche.

Ligne de foulée : projection en plan du chemin

Suivis pour emprunter les escaliers.

Paillasse : la dalle horizontale inclinée sous les marches et qui sert de support à ces marches.

Palier : la dalle horizontale d'accès de repos ou d'arrivée.

Volée : succession de marches entre deux paliers.

Pente : l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ La hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- ✓ La largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- ✓ La formule empirique de **BLONDEL** : $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.
- ✓ $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

Avec : $n - 1$: nombre de marche ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche.

Dans notre cas nous avons un seul type d'escalier (escalier à deux volées) :

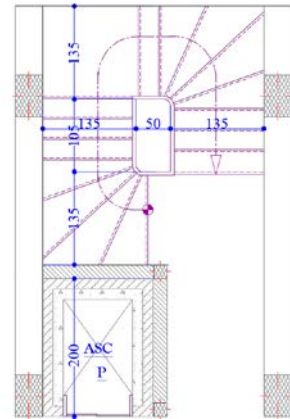


Figure II. 8: Illustration d'un escalier.

- Escalier de l'étage courant

➤ Partie **ABCD** et **EFGH**

$$\alpha = \frac{90}{5} = 18^\circ. \text{ Donc : } x = 1.52 \cdot \tan \alpha = 0.49\text{m}$$

$$y = 1.52 - 0.49 = 1.02\text{m}$$

soit 4 marches avec $h = 0.17\text{m}$

soit $e = 16\text{ cm}$

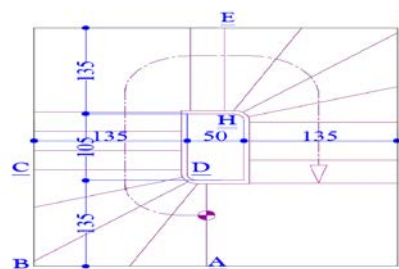


Figure II. 9: Escalier.

II.5 Pré dimensionnement des poteaux

Un poteau est un élément en béton armé généralement vertical, rectangulaire ou circulaire, rarement incliné, dont une dimension, la longueur, est grande, par rapport aux deux autres. Il est destiné principalement à transmettre les charges gravitaires de la structure.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression simple selon les règles du **BAEL91 (Art B.8.4, 1)**, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme (flambement) et suivant les exigences du **RPA 99 version 2003**.

-Evaluation des charges et des surcharges

Tableau II.1: Evaluation des planchers à corps creux des niveaux courants.

Illustration 2D				
N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	0.20	2	0.4
2	Mortier de pose	0.20	2	0.4
3	Lit de sable	0.18	2	0.36
4	Corps creux	/	16+4	2.85
5	Cloisons	/	/	1
6	Enduit de plâtre	0.2	2	0.2
Charge permanente G				5.21
Q étages courant				1.5

Tableau II. 2: Evaluation des charges de la terrasse inaccessible avec corps creux.

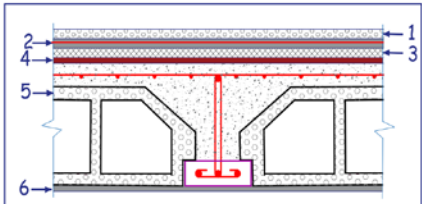
Illustration 2D				
				
N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillon	0.20	4	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.06	2	0.12
3	Forme de pente	0.22	10	2.2
4	Corps creux	/	16+4	2.85
5	Isolation thermique	4	2.5	0.1
6	Enduit de plâtre	0.1	1.5	0.15
Charge permanent G				6.22
Q étage inaccessible				1

Tableau II. 3: Evaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine.

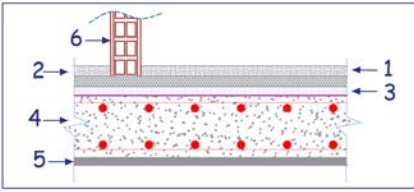
Illustration 2D				
				
N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	0.20	2	0.4
2	Mortier de pose	0.20	2	0.4
3	Lit de sable	0.18	2	0.36
4	Dalle pleine	0.25	14	3.5
5	Enduit de plâtre	0.1	2	0.2
6	Cloison	/	/	1
Charge permanent G				5.86
Q étages courant				1.5

Tableau II. 4: Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.

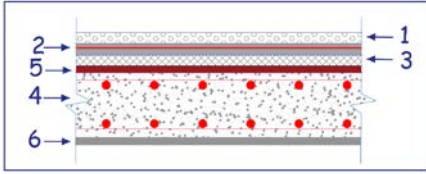
Illustration 2D				
				
N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	0.20	4	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.06	2	0.12
3	Forme de pont	0.22	10	2.2
4	Dalle pleine	0.25	14	3.5
5	Isolation thermiques	4	2.5	0.1
6	Enduit de plâtre	0.10	1.5	0.15
Charge permanent G				6.87
Q étage inaccessible				1

Tableau II. 5 : Evaluation des charges revenant aux dalle pleine.

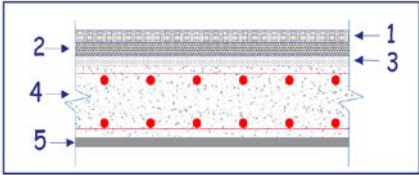
Illustration 2D				
				
N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	0.2	2	0.4
2	Lit de sable	0.18	2	0.36
3	Mortier de pose	0.20	2	0.4
4	Dalle pleine	0.25	14	3.5
5	Enduit de plâtre	0.1	2	0.15
Charge permanent G				4.86
Q balcon				3.5

Tableau II. 6: Evaluation des charges des murs extérieurs.

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.1	2	0.2
2	Brique creuse	1.3	15	1.3
3	Brique creuse	0.9	10	0.9
4	Enduit de ciment	0.20	2	0.4
Charge permanente G				2.8

-Evaluation des charges et surcharge des volées

Tableau II. 7: Volées du RDC et étage courants.

N°	Couche		Poids surfacique (KN /m ²)	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
					RDC et Etages C
1	Dalle pleine		0.25	16/cos (37)	5.008
2	Carrelage	Horizontal	0.2	2	0.4
		Vertical	0.2	2h/g	0.23
3	Mortier de pose	Horizontal	0.2	2	0.4
		Vertical	0.2	2h/g	0.23
4	Enduit de ciment		0.18	1.5/cos α	0.32
5	Poids des marches		0.22	h/2	1.87
6	Grade de corps		/	/	0.6
Charge permanent G_v					9.05
Q escalier					2.5

Tableau II. 8: Charges sur les paliers.

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Dalle pleine	0.25	0.14	3.5
2	Carrelage	0.20	2	0.4
3	Mortier de pose	0.20	2	0.4
4	Lit de sable	0.18	2	0.36
5	Enduit de plâtre	0.2	2	0.2
Charge permanent G				4.86
Q escalier				2.5

II.5.1 Descente de charges

La descente de charge consiste à évaluer les différents poids des éléments revenant au poteau, ces charges et surcharges sont acheminées du niveau le plus haut au niveau le plus bas.

- Surface afférente

On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité (le poteau qui repère l'effort de compression maximal).

Dans notre cas, on a deux poteaux qui sont les plus sollicités

P_I

- Poids des poteaux supposés

Tableau II. 9: Poids des poteaux

Poteaux (cm ²)	(45*50)	(45*45)	(45*40)	(40*40)	(40*35)	(35*35)
Poids (KN)	19.125	17.21	13.77	12.24	10.02	9.37

Calcul pour P_I

- Calcul des surfaces

- Les planchers

$$S_1 = 170 \times 203 \Rightarrow S_1 = 34510 \text{ cm}^2$$

$$S_2 = 160 \times 203 \Rightarrow S_2 = 32480 \text{ cm}^2$$

$$S_3 = 170 \times 218 \Rightarrow S_3 = 37060 \text{ cm}^2$$

$$S_4 = 160 \times 218 \Rightarrow S_4 = 34880 \text{ cm}^2$$

$$S_{affT} = 138930 \text{ cm}^2 = 13.893 \text{ m}^2$$

- Surface des poutres

$$S'_1 = 30 \times 203 \Rightarrow S'_1 = 6090 \text{ cm}^2$$

$$S'_2 = 30 \times 218 \Rightarrow S'_2 = 6540 \text{ cm}^2$$

$$S'_3 = 30 \times 170 \Rightarrow S'_3 = 5100 \text{ cm}^2$$

$$S'_4 = 30 \times 160 \Rightarrow S'_4 = 4800 \text{ cm}^2$$

- Les charges G

- Terrasse inaccessible

$$G_{c,c} = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \times 6,22$$

$$\Rightarrow G_{c,c} = 86.41 \text{ KN}$$

- Etage courant

$$G_{c,c} = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \times 5.21$$

$$\Rightarrow G_{c,c} = 72.38 \text{ KN}$$

- Calcul du poids propre des poutres

$$G_{p,p} = 25[(0.3 \times 0.4 \times 2.03)] + 25[(0.3 \times 0.4 \times 2.18)]$$

$$\Rightarrow G_{p,p} = 12.63 \text{ KN}$$

$$G_{p,s} = 25[(0.3 \times 0.35 \times 1.7)] + 25[(0.3 \times 0.35 \times 1.6)]$$

$$\Rightarrow G_{p,s} = 8.66 \text{ KN}$$

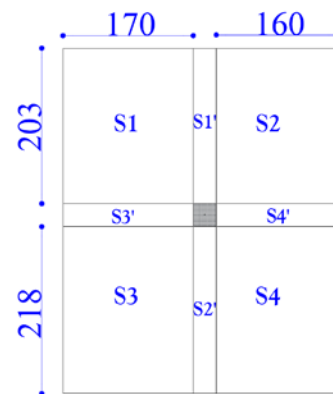


Figure II. 10: La surface qui revient au poteau P_I.

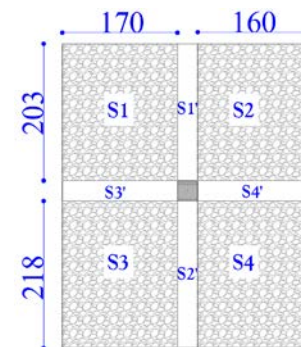


Figure II. 11: Surface afférente de la terrasse inaccessible.

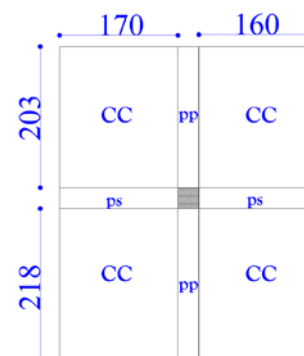


Figure II. 12: Surface afférente étage courant.

- La surcharge Q**- Terrasse inaccessible**

$$Q_{c.c} = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \times 1$$

$$\Rightarrow Q_{c.c} = 13.89 \text{ KN}$$

- L'étage courant et RDC

$$Q_{c.c} = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \times 1.5$$

$$\Rightarrow Q_{c.c} = 20.83 \text{ KN}$$

Tableau II. 10: Les surfaces reprises par le poteau (PI).

Plancher		Poutre	
Section	Surface (cm ²)	Section	Surface (cm ²)
S ₁	34510	S' ₁	6090
S ₂	32480	S' ₂	6540
S ₃	37060	S' ₃	5100
S ₄	34880	S' ₄	4800

Tableau II. 11 : Les charges des différentes surfaces.

Plancher				
Etage	Type	Surface	Poids (KN/m ²)	Charge (KN)
Terrasse Inaccessible	C.C	S ₁ + S ₂ + S ₃ +S ₄	6.22	86.41
Etage courant	C.C	S ₁ + S ₂ + S ₃ +S ₄	5.21	72.38
Poutre				
Type	Hauteur (m)	Surface	Poids (KN/m ³)	Charge (KN)
Poutre principales	0.40	S' ₁ + S' ₂	25	12.63
Poutre secondaire	0.35	S' ₃ + S' ₄	25	8.66

- Descente de charge

Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le **DTR** comme suit :

Sous la terrasse : Q₀

Sous le 9^{ème} étage : Q₀ + Q₁

Sous le 8^{ème} étage : Q₀ + 0.95 (Q₁ + Q₂)

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$) : $Q_0 + (3 + n)/(2 \times n) \Sigma Q_i$

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

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement pour lesquels la loi de dégression dite également de base donnée ci-après applicable.

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (P_1) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II. 12: Descente de charge du poteau I.

Étage	Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
Étage 10	1	Plancher	86.41	13.89
		Poutres	21.29	
		Poteaux	9.37	
	Somme		117.07	13.89
Étage 9	2	Venant de Niv 1	117.07	20.83+13.89
		Plancher	72.38	
		Poutres	21.29	
	Poteaux	9.37		
Somme		220.11	34.72	
Étage 8	3	Venant de 2	220.11	13.89+(2×20.83) ×0.95
		Plancher	72.38	
		Poutres	21.29	
	Poteaux	10.02		
Somme		323.8	53.467	
Étage 7	4	Venant de 3	323.8	13.89+(3×20.83) ×0.9
		Plancher	72.38	
		Poutres	21.29	
	Poteaux	10.02		
Somme		427.49	70.131	
Étage 6	5	Venant de 4	427.49	13.89+(4×20.83) ×0.85
		Plancher	72.38	
		Poutres	21.29	
	Poteaux	12.24		

	Somme		512.11	84.712
Étage 5	6	Venant de 5	512.11	$13.89+(5 \times 20.83) \times 0.8$
		Plancher	72.38	
		Poutres	21.29	
		Poteaux	12.24	
	Somme		618.02	97.21
Étage 4	7	Venant de 6	618.02	$13.89+(6 \times 20.83) \times 0.75$
		Plancher	72.38	
		Poutres	21.29	
		Poteaux	13.77	
	Somme		725.46	107.625
Étage 3	8	Venant de 7	725.46	$13.89+(7 \times 20.83) \times 0.714$
		Plancher	72.38	
		Poutres	21.29	
		Poteaux	13.77	
	Somme		832.9	118
Étage 2	9	Venant de 8	832.9	$13.89+(8 \times 20.83) \times 0.688$
		Plancher	72.38	
		Poutres	21.29	
		Poteaux	17.21	
	Somme		943.78	128.53
Étage 1	10	Venant de 9	943.78	$13.89+(9 \times 20.83) \times 0.666$
		Plancher	72.38	
		Poutres	21.29	
		Poteaux	17.21	
	Somme		1054.66	138.74
RDC	11	Venant de 10	1054.66	$13.89+(10 \times 20.83) \times 0.65$
		Plancher	72.38	
		Poutres	21.29	
		Poteaux	19.125	
	Somme		1167.455	149.285
E.sol	12	Venant de 11	1167.455	$13.89+(11 \times 20.83) \times 0.636$
		Plancher	72.38	
		Poutres	21.29	
		Poteaux	19.125	
	Somme		1280.25	159.61

II.5.2 Vérification du poteau

➤ Vérification à la compression simple

$G = 1280.25 \text{ KN}$ et $Q = 159.61 \text{ KN}$

Selon le **CBA 93 (art B.8.1.1)**, on doit majorer l'effort de compression ultime N_u de 15%, tel que :

$$N_u^* = 1.15 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$$

$$N_u^* = 2246.65 \text{ KN.}$$

$$\frac{N_u^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} ; \text{ tel que : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow B \geq \frac{N_u^*}{\overline{\sigma}_{bc}}$$

Tableau II. 13: Tableau récapitulatif des vérifications à la compression simple.

Niveaux	N_u^* (MN)	Section (cm ²)	$B_{calculée}$ (m ²)	$B_{choisis}$ (m ²)	Observation
E.sol	2.26	45 × 50	0.159	0.225	Vérifiée
RDC	2.07	45 × 50	0.146	0.225	Vérifiée
Etage 1	1.88	45 × 45	0.132	0.2025	Vérifiée
Etage 2	1.69	45 × 45	0.119	0.2025	Vérifiée
Etage 3	1.50	45 × 40	0.105	0.18	Vérifiée
Etage 4	1.31	45 × 40	0.092	0.18	Vérifiée
Etage 5	1.13	40 × 40	0.079	0.16	Vérifiée
Etage 6	0.94	40 × 40	0.066	0.16	Vérifiée
Etage 7	0.78	40 × 35	0.055	0.14	Vérifiée
Etage 8	0.59	40 × 35	0.042	0.14	Vérifiée
Etage 9	0.40	35 × 35	0.028	0.1225	Vérifiée
Etage 10	0.21	35 × 35	0.014	0.1225	Vérifiée

- Vérification au flambement

D'après le **CBA 93 (art B.8.4.1)**, on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : section réduite du béton.

A_s : section des armatures.

$\gamma_b = 1.5$: coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_s = 1.15$: coefficient de sécurité du béton.

α : coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } 0 < \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

On calcul l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : longueur de flambement $l_f = 0.7 \times l_0$

l_0 : longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$$0.8\% B_r \leq A_s \leq 1.2\% B_r$$

On prend $A_s = 1\% B_r$

$$B_{r\text{cal}} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

Il faut vérifier que : $B_r \geq B_{r\text{calc}}$

Exemple de calcul pour RDC :

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$$l_0 = 3.4 - 0.4 = 3$$

$$l_f = 0.7 \times 3 = 2.1\text{m}$$

$$\lambda = 2.1 \times \frac{\sqrt{12}}{h} = 2.1 \times \frac{2\sqrt{3}}{0.45} = 16.16$$

$0 < \lambda < 50$:

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{16.165}{35}\right)^2} = 0.815$$

$$A_s = 0.01 B_r$$

$$B_r \geq \frac{2.070}{0.815 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.1114 \text{ m}^2$$

Tableau II. 14: Tableau récapitulatif des vérifications au flambement.

Niveau	L_0 (m)	l_f (m)	Λ	α	Nu (Mn)	B_r (m ²)	$B_{r_{choisis}}$ (m ²)	Observation $B_{r_{choisis}} > B_r$
E.sol	3.34	2.338	18.00	0.81	2.263	0.1228	0.2064	Vérifiée
RDC	3	2.1	16.17	0.82	2.070	0.1114	0.2064	Vérifiée
Etage 1	3	2.1	16.17	0.82	1.877	0.1010	0.1849	Vérifiée
Etage 2	2.49	1.743	13.42	0.83	1.687	0.0899	0.1849	Vérifiée
Etage 3	2.49	1.743	15.09	0.82	1.497	0.0802	0.1634	Vérifiée
Etage 4	2.49	1.743	15.09	0.82	1.312	0.0703	0.1634	Vérifiée
Etage 5	2.49	1.743	15.09	0.82	1.127	0.0604	0.1444	Vérifiée
Etage 6	2.49	1.743	15.09	0.82	0.941	0.0505	0.1444	Vérifiée
Etage 7	2.49	1.743	17.25	0.81	0.785	0.0424	0.1254	Vérifiée
Etage 8	2.49	1.743	17.25	0.81	0.595	0.0322	0.1254	Vérifiée
Etage 9	2.49	1.743	17.25	0.81	0.402	0.0217	0.1089	Vérifiée
Etage 10	2.49	1.743	17.25	0.81	0.206	0.0111	0.1089	Vérifiée

-Vérification des conditions du RPA

D'après l'article (Art. 7.4.1), on doit satisfaire les trois conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 15 : Résultats des exigences du RPA pour le poteau le plus sollicité P1.

Niveau	50×45	45×45	45×40	40×40	40×35	35×35	Observation
$\text{Min}(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm}$	45	45	40	40	35	35	Vérifiée
$\text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	18.68	15	13.3	13.3	13.3	13.3	Vérifiée
$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	1.11	1	0.89	1	0.875	1	Vérifiée

II.6 Pré dimensionnement d'acrotère

L'acrotère 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, il sert pour l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments. Il est assimilé à une console encastrée au dernier plancher la section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

L'acrotère est soumis à son poids propre, qui donne un effort normal et une charge d'exploitation non pondérée, estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique.

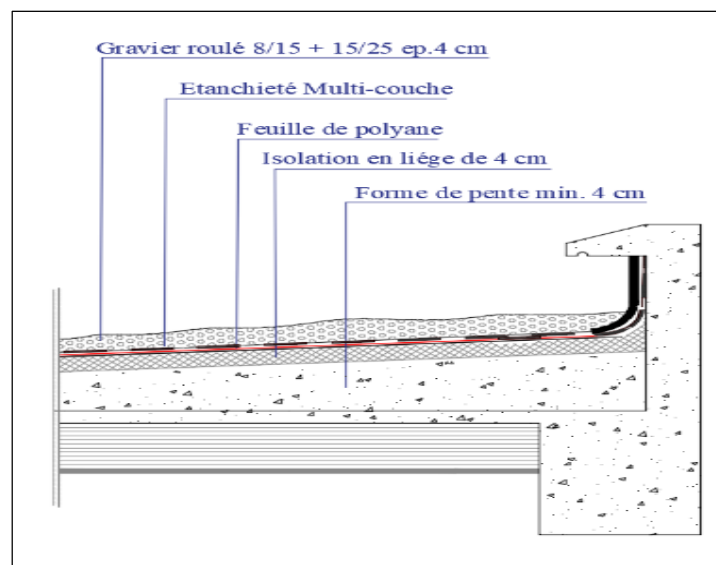


Figure II. 13: Schéma de l'acrotère.

Dans notre projet on a l'acrotère qui a les dimensions suivantes :

Surface de l'acrotère :

$$S = 0.60 \times 0.10 + 0.07 \times 0.10 + \frac{0.03 \times 0.10}{2}$$

$$S = 0.0985 \text{ m}^2$$

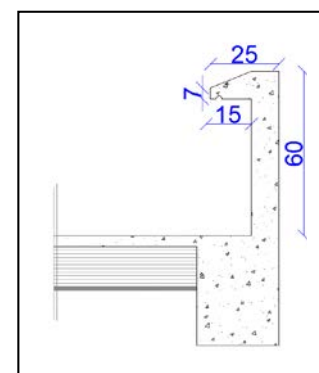


Figure II. 14: Dimension de l'acrotère.

Tableau II. 16: Les charges de l'acrotère.

Hauteur (m)	Enduit de ciment (KN/ml)	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/ml)	G (KN/ml)
0.60	0.38	2.46	1	2.84

Conclusion

Après le pré dimensionnement des éléments structuraux et la vérification des conditions nécessaires, on peut opter pour les dimensions suivantes :

Tableau II. 17: Récapitulatif des dimensions des différents éléments.

Les éléments		Les dimensions
Plancher à corps creux		(16 + 4) cm
Dalle pleine	Dalle de l'ascenseur	e = 14 cm
Escalier	Etage courant	e = 16 cm
Poutres	Principales	(30 × 40) cm ²
	Secondaires	(30 × 35) cm ²
Voiles	E sol , RDC , étage 1 et 2	e = 20 cm
	Les étages courants	e = 15 cm
Poteaux	E sol et RDC	(50 × 45) cm ²
	Etage courant 1-2	(45 × 45) cm ²
	Etage courant 3-4	(45 × 40) cm ²
	Etage courant 5-6	(40 × 40) cm ²
	Etage courant 7-8	(40 × 35) cm ²
	Etage courants 9-10	(35 × 35) cm ²

Introduction

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance Aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans ce présent chapitre, nous aborderons le calcul des éléments non structuraux suivants :

- Les planchers (corps creux et dalles pleines).
- Les escaliers.
- L'acrotère.

III.1 Calcul des planchers

Les planchers sont des aires planes qui servent à séparer les différents niveaux et à transmettre aux poutres les charges qui leur sont appliquées, ils doivent aussi supporter les charges qui leur sont appliquées (leur poids propre + la charge d'exploitation), dans notre bâtiment les types de planchers à étudier sont :

- Planchers à corps creux.
- Planchers à dalle pleine.

III.1.1 Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis et d'une dalle de compression et il prend appui sur des poutrelles. Il est généralement utilisé dans les bâtiments courants (à faible surcharge d'exploitation $\leq 5 \text{ KN/m}^2$), et présente une bonne isolation thermique et phonique.

III.1.2 Calcul des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, ce sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

❖ Les méthodes de calcul

1. Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

Cette méthode est applicable si :

- Des charges te que $Q \leq \min(2G; 5KN/m^2)$
- Les moments d'inertie des sections transversale sont égaux dans les différentes travées.
- La fissuration est considérée comme peu nuisible.
- Le rapport entre deux travée successives (l_i / l_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.

• Valeurs des moments

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

- $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max(1.05; 1 + 0.3\alpha)M_0$
- $M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow$ travée de rive.
- $M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow$ travée intermédiaire.

Avec : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$, **N.B** : M_g et M_d sont pris avec valeurs absolues.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

0, 6M₀ pour une poutre à deux travées.

0, 5M₀ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

0, 4M₀ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le

BAEL91 exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à :

$-0.15 \times M_0$ tel que $M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$

- **Valeurs des efforts tranchants**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique **V₀** de :

15% → Si c'est une poutre à **deux travées**.

10% → Si c'est une poutre à **plus de deux travées**.

2. Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min} (2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot.

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.

- L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

- **Calcul des moments**

Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_G \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_D \times \frac{x}{l} \quad ; \quad \text{Avec : } M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (1 - x)$$

$$x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_G - M_D}{l_i}$$

En appuis :

$$M_a = - \frac{q_G \times l'_G{}^3 + q_D \times l'_D{}^3}{8.5(l'_G + l'_D)} \dots \dots \dots \text{(BAEL. Art. L.III,3)}$$

Tel que : L'_g et L'_d : longueurs fictives.

q_g et q_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

Avec :

$$L' = \begin{cases} 0.8L & ; \text{travée intermédiaire.} \\ L & ; \text{travée de rive.} \end{cases}$$

- **L'effort tranchant**

$$V_i = \pm \frac{P_u \times l}{2} + \frac{M_G - M_D}{l_i}$$

NB : Si l'une des 3 autres conditions de la Méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée ou il suffit de remplacer la charge G par $\frac{2}{3} G$ dans le calcul des moments sur appuis.

• **Les charges et surcharges revenant aux poutrelles**

A l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$ et $P_u = l_0 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $P_s = l_0 \times q_s$

Avec : l_0 est l'entre-axe des poutrelles : $l_0 = 65 \text{ cm}$

➤ **Les différents types de poutrelles**

		Schéma statique	
		Plancher terrasse inaccessible	Plancher étage courant
T1			
T2			
T3			

Figure III. 1: Schémas statique des poutres.

- **Calcul des efforts internes**

Exemple de calcul

- **Calcul d'une Poutrelle type T2 (poutrelle à 2 travées) RDC et entresol 1(commerce)**

Méthode forfaitaire

$$\begin{cases} G = 5.21 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Les conditions de la méthode forfaitaire :

- 1) $Q \leq \min(2G; 5) \rightarrow 5 \leq \min(10.42 ; 5) \dots\dots\dots$ Vérfifiée
- 2) $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.7}{3.5} = 1.05 \in [0.8 ; 1.25] \dots\dots\dots$ Vérfifiée
- 3) $I =$ est constant sur toute la poutrelle.....Vérfifiée
- 4) Fissuration peut nuisible.Vérfifiée

\Rightarrow Les conditions sont vérifiées donc on applique la méthode forfaitaire

- **Calcul des charges**

$$P_u = (1.35 \times 5.21 + 1.5 \times 5) \times 0.65 \Rightarrow P_u = 9.45 \text{ KN/m}$$

$$P_s = (5.21 + 5) \times 0.65 \Rightarrow P_s = 6.64 \text{ KN/m}$$

- **Moment isostatique**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \begin{cases} M_0^U = 16.17 \text{ KN.M} \\ M_0^S = 11.36 \text{ KN.M} \end{cases}$$

- **Moments aux appuis de rive**

$$M_A = M_C = -0.15 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC})$$

$$\begin{cases} M_A^U = M_C^U = -0.15 \times 16.17 = -2.42 \text{ KN.m} \\ M_A^S = M_C^S = -0.15 \times 11.36 = -1.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en appui B (appui intermédiaire)**

$$M_B = -0.6 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC})$$

$$M_B = -0.6 M_0 \max \begin{cases} M_B^U = -9.70 \text{ KN.m} \\ M_B^S = -6.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{5}{5.21 + 5} = 0.489$$

$$\begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.147 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.347 \end{cases}$$

➤ **Travée A-B :**

$$M_t^{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max(1.05; 1.147) M_0^{AB}$$

$$M_t^{AB} \geq 1.147 \times \frac{9.45 \times 3.7^2}{8} - \frac{9.70}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 13.7 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1.347}{2} \times \frac{9.45 \times 3.7^2}{8}$$

$$M_t^{AB} \geq 10.89 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

On prend : $M_t^{AB} = \max [1 ; 2]$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{AB} = 13.7 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{AB} = 9.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Travée BC**

$$M_t^{BC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max(1.05; 1.147) M_0^{BC}$$

$$M_t^{BC} \geq 1.147 \times \frac{9.45 \times 3.5^2}{8} - \frac{9.70}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq 11.74 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1.347}{2} \times \frac{9.45 \times 3.5^2}{8}$$

$$M_t^{BC} \geq 9.74 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

On prend $M_t^{BC} = \max [1 ; 2]$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{BC} = 11.74 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{BC} = 8.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Effort tranchant**

$$\begin{cases} V_A = 17.48 \text{ KN} \\ V_B = -19.23 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_B = 18.19 \text{ KN} \\ V_C = -16.53 \text{ KN} \end{cases}$$

Sollicitations maximales dans les poutrelles

Tableau III.1: Tableau récapitulatif des efforts maximaux.

Etage	ELU			ELS			V (KN.m)
	M _t (KN.m)	M _a ^{int} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a ^{int} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	
Etage courants	14.50	-9.7	-2.42	10.18	-6.81	-1.70	20.1

• **Calcul du ferrailage**

Ferrailage longitudinal

- F_e = 400 MPa f_{c28} = 25MPa
- H = 20 cm f_{t28} = 2.1MPa
- h₀ = 4 cm f_{bu} = 14.2MPa
- b = 65 cm b₀ = 10cm

Les sollicitations maximal sont :

$$ELU \begin{cases} M_t = 14.50 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -9.70 \text{ KN.m} \\ M_a^{riv} = -2.42 \text{ KN.m} \end{cases} \quad V = 20.1$$

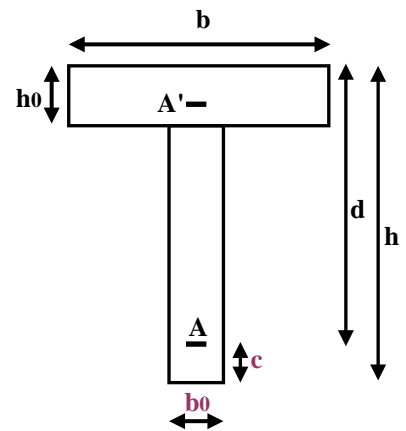


Figure III. 2: Coupe transversale d'une poutrelle.

Le ferrailage en travée

D = 0.9 h = 0.18 m

$$M_{Tu} = f_{bu} h_0 b \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.04 \times 0.65 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

M_{Tu} = 59.07KN.m

M_{Tu} ≥ M_{Tmax} ⇒ Calcul d'une section rectangulaire (bxh).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{Tmax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.048 < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A : ε_{st} = 10‰

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1.739 \times 10^{-3} \\ \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_1} = 0.668 \\ \mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.391 \end{cases}$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.061$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{f_{st} z} = 2.37 \text{ cm}^2$$

1) Vérification de condition de non-fragilité

$$A_l^{\min} \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l^{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_t = 2.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_t = 3 \text{ HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

Appuis intermédiaires

Calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$):

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = 0.210 \geq 0.186 \Rightarrow \text{on est dans le pivot B}$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.299$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.158 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right) = 8.20 \times 10^{-3} ; \varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1.73 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{st} \geq \varepsilon_1 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_a = \frac{M_a}{f_{st} z} = 1.76 \text{ cm}^2$$

2) Vérification de condition de non-fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_a^{\min} \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_a^{\min} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_a = 1.76 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_a = 2 \text{ HA12} = 2.26 \text{ cm}^2$$

Appuis de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = 0.052 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.067$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{f_{st} z} = 0.39 \text{ cm}^2$$

3) Vérification de condition de non-fragilité

CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_a^{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_a^{\min} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_a = 0.39 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_a = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$

Tableau III.2: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles dans les différents niveaux.

	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_{choisi}
RDC Entresol	Travée	14.50	0.048	0.061	0.175	2.37	1.41	3HA12=3.39 cm^2
	Appui inter	-9.7	0.210	0.299	0.158	1.76	0.21	2HA12=2,26 cm^2
	Appui de rive	-2.42	0.052	0.067	0.175	0.39	0.21	1Ha12=1,13 cm^2

4) Vérification des poutrelles à l'effort tranchant

CBA93 (Art A.5.1.1)

$$v^{\max} = 20.1 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{20.1 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.116 \text{ MPa}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.116 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement.

Ferrailages transversaux

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \varphi_l^{\min}; \frac{b_0}{10} \right) = 6 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } A_t = 2\varphi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

L'espace

Flexion simple $\Rightarrow K=1$

$a = 90^\circ$ (Armatures droites).

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ S_t \leq A_t \frac{0.8f_e(\sin a + \cos a)}{b_0 * (\tau_u - 0.3f_{tj}K)} = \frac{0.57 \times 0.8 \times 400 \times 10^{-4}}{0.1(1.116 - 0.3 \times 2.1 \times 1)} = 37.53 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm} \end{cases}$$

On opte pour : $S_t = 15 \text{ cm}$

5) Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant

Appui de rive

On a: $M_{a,u}^{rive} = 0$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s v_u}{f_e} = \frac{20.1 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 5.77 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.577 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 1.13 + 3.39 = 4.52 \text{ cm}^2 > 0.540 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Appui intermédiaire CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(v_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \Rightarrow \frac{1.15}{400} \left(20.1 - \frac{9.7}{0.9 \times 0.18} \right) \times 10^{-3} = -1.14 \text{ cm}^2$$

6) Vérification de la bielle : (Bael91.Art.6.1.3)

$$v_u \leq 0.267 b_0 \times a \times f_{c28} \quad \text{avec} \quad a = 0.9d, \quad d = 0.18$$

$$v_u \leq 0.267 \times 0.1 \times 0.162 \times 25$$

$$v_u = 20.1 < 108.14 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

7) Vérification de la jonction de table nervure BAEL99 (Art. A.5.1.2.1.1)

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b - b_0}{2} \right)}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{20.1 \left(\frac{0.65 - 0.10}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04}$$

$$\tau_u = 1.31 \text{ MPa} \leq \tau = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

8) Vérification à l'ELS

Etat limite d'ouverture des fissures

En travée

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\text{En travée : } M_t^{\max} = 10.18 \text{ KN.}$$

Position de l'axe neutre H

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.65 \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -1.92 \times 10^{-4} \text{m}^3$$

$H < 0 \Rightarrow$ section en T.

Calcul de y

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\frac{0.1}{2} y^2 + [15 \times 3.39 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.1)0.04]y - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times 0.18 - (0.65 - 0.1) \frac{0.04^2}{2} = 0$$

$$y = 0,0461 \text{ m}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2 + 15A'(d' - y)^2$$

$$I = 0.943 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.97 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

En appui intermédiaire

$$M_{ser}^{max} = -6.81 \text{ KN.m}$$

Calcul de I et y

le calcul se fait pour une section ($b_0 \times h$)

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow y = 0.081 \text{ m}$$

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 = 5.09 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 10.83 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Etat limite de déformation (déformations des poutres)

L'article (**BAEL B.6.5, 1**) exige de vérifier Les trois conditions suivantes :

$$\begin{cases} h \geq \max[\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}]l \dots \dots \dots \\ A_s \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} \dots \dots \dots \\ l \leq 8 \text{ m} \dots \dots \dots \end{cases}$$

Si ces conditions ne sont pas vérifiées, on doit calculer la flèche

$$M_t = M_0 = 11.36 \text{ KN.m} ; L = 3.7 \text{ m} ; h = 0.2 \text{ m.}$$

$$h = 0.20 < \frac{M_t \times l}{10 \times M_0} = \frac{3.7}{10} = 0.37 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

La première condition n'est pas satisfaite donc on doit calculer la flèche :

$$\Delta_f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$L \leq 5m \rightarrow f_{adm} = \left(\frac{1}{500}\right) = \left(\frac{370}{500}\right) = 0.74 \text{ cm}$$

Evaluation des moments en travée

G_g : poids total. ; G_j : poids au moment de pose des cloisons.

$$G_g = 5.21 \text{ KN/m}^2$$

$$G_j = G_g - G_{\text{revêtement}} = 5.21 - (0.4 + 0.4 + 0.36 + 0.2) = 3.85 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G_g = 3.38 \text{ KN/m}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G_j = 2.50 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.21 + 5) = 6.63 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 4.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 5.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 11.34 \text{ KN.m}$$

$$Y = 0.0481 \text{ m}, I = 0.000112 \text{ m}^4$$

Calcul de centre de gravité (y_G) et le moment d'inertie (I_0)

$$y_G = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + n(A + A')}$$

$$y_G = \frac{\frac{10(20)^2}{2} + (65 - 10) \times \frac{(4)^2}{2} + 15(3.39 \times 18)}{(10 \times 20) + (65 - 10) \times 4 + 15(3.39)} \Rightarrow y_G = 7.126 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b y_G^3}{3} + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + n[A(d - y_G)^2 + A'(y_G - d')^2]$$

$$I_0 = \frac{65 (7.126)^3}{3} + 10 \frac{(20 - 7.126)^3}{3} - (65 - 10) \frac{(7.126 - 4)^3}{3} + 15[3.39 \times (18 - 7.126)^2]$$

$$I_0 = 20405.37 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 75.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 102.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 200.32 \text{ MPa}$$

Inertie fictive (I_f) :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = 0.018$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 2.85$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i = 1.14$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 0.512$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 0.611$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 0.777$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 9127.32 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 8187.90 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 6982.81 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 13230.40 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches :

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 300(25)^{1/3} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$E_i = 3E_v = 3 \times 10818.86 = 32456.58 \text{ MPa}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 1.97 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 2.97 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 6.53 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 5.52 \text{ mm}$$

$$\Delta_{ft} = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 7.11 \text{ mm} < f_{adm} = 7.4 \text{ mm} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

- Schémas de ferrailage

NB : toutes les poutrelles de notre structure ont le même schéma de ferrailage

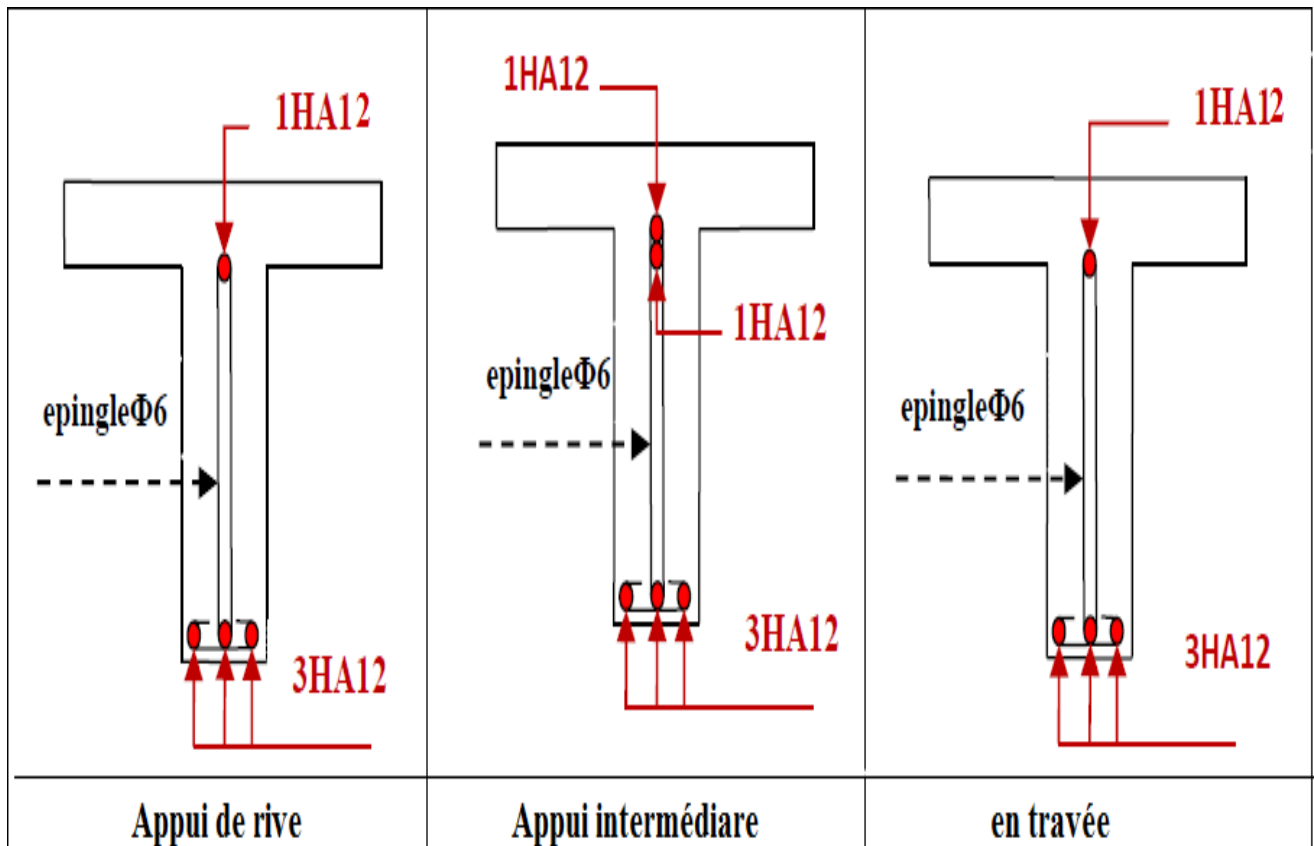


Figure III. 3: Schéma de ferrailage des poutrelles dans les différents niveaux.

III.1.3 Etude de la dalle de compressions

Selon le CBA (Art B.6.8.4.2.3)

A. Barres perpendiculaire(\perp) aux poutrelles

50 cm \leq ente axe entre les poutrelles $l_0 = 65$ cm \leq 80 cm, donc :

$$A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e}$$

$$l_0 = 65 \text{ cm.}$$

$f_e = 235$ MPa. C'est du treillis soudé

$$A_{\perp} = \frac{4 * 65}{235} = 1,106 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

B. Barres parallèle (\perp) aux poutrelles

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{\parallel} = \frac{1,106}{2} = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{\perp} = 5\phi_6/\text{ml} = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{\parallel} = 4\phi_6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend un treillis soudé ϕ_5 (150 x 150) mm²

- **Schéma de ferrailage des poutrelles et dalle de compression**

Le tableau ci-dessous résume les différents schémas de ferrailages des poutrelles pour les différents niveaux :

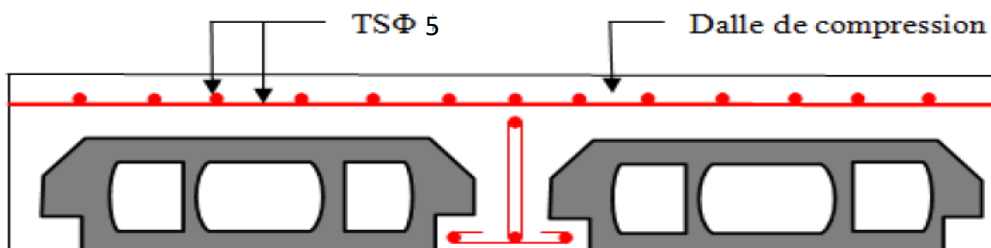


Figure III. 4: Schéma de ferrailage de compression.

III.2 Etude des dalles pleine

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale mince, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs côtés, comme elle pourrait être assimilée à une console.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 14cm et qu'ils sont définis en trois type :

- Dalle sur un deux appuis.
- Dalle sur trois appuis.
- Dalle sur quatre appuis.

III.2.1 Dalle sur trois appuis D1

- **Caractéristique de la dalle**

$G=4.86 \text{ KN/m}^2, Q=3.5 \text{ KN/m}^2$

$L_x=1.3\text{m}, L_y= 3.20 \text{ m}$

$e=14\text{cm}$

$\rho=0.401 > 0.4$

→ la dalle travaille selon deux sens

- **Evaluation des charges**

$P_u=1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.81 \text{ KN/m}$

$P_s=G+Q=8.36 \text{ KN/m}$

- **Calcul des sollicitations**

Moment isostatique :

$M_0^x = \mu_x \times p_u \times l_x^2$

$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$

μ_x et μ_y ; coefficient donnée par le tableau de l'annexe n°3.

ELU

$\mu_x=0.1101$

$\mu_y=0.250$

ELS

$\mu_x=0.1121$

$\mu_y=0.2854$



Figure III. 5: Dalle sur 3 appuis.

Tableau III.3: Différents moments du panneau D1.

	ELU		ELS	
	M_x (kn.m)	M_y (kn.m)	M_x (kn.m)	M_y (kn.m)
M_o	2.19	0.54	1.58	0.45
$M_t^{x,y} = 0.85 \times M_t^{x,y}$	1.64	0.4	1.18	0.33
$M_a^x = M_a^y = -0.5M_0^x$	-0.82		-0.59	

• **Vérification à l'ELU**

1) **Vérification de l'effort tranchant**

La vérification à faire comme suit :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

On a : $V_x = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_x = 7.47 \text{ KN}$

$\tau_u = 0.067 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$

2) **Vérification a l'ELS**

La dalle D3(Balcon) se trouve à l'extérieure (FN), les contraintes à vérifier sont :

Contrainte de compression dans le béton.

Contrainte de traction dans l'acier

3) **Vérification de la contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de l'axe neutre y et du moment d'inertie I :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0$$

$y = 2.29 \text{ cm}$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 = 2687.59 \text{ cm}^4$$

$\sigma_{bc} = 1.01 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$

4) **La vérification de la contrainte dans l'acier**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266.66, 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 5.76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Tableau III.5: Tableau récapitulatif des vérifications a l'ELS

Endroit	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)		Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)		Obs
					σ _{bc}	σ̄ _{bc}		σ _{st}	σ̄ _{st}	
Travée	X-X	1.185	2.29	2687.59	1.01	15	V	57.60	201.63	V
	Y-Y	0.337	2.29	2687.59	0.28	15	V	16.38	201.63	V
Appuis	X-X ; Y-Y	0.59	2.29	2687.59	0.50	15	V	28.68	201.63	V

5) Vérification de la flèche

Selon le **BAEL**, on doit vérifiées les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{1.3} = 0.076 > 0.05 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1 \times 0.11} = 0.00182 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, donc pas la peine De vérifier la flèche

III.2.2 Dalle sur deux appuis D2

- **Caractéristique de la dalle**

- G=4.86 kn/m², Q=2.5kn/m²
- p^{mur} = γ × b × h_{mur} = 1kn
- L_x=1.3m ; L_y=3.8 m
- e=14cm
- ρ=0.34<0.4

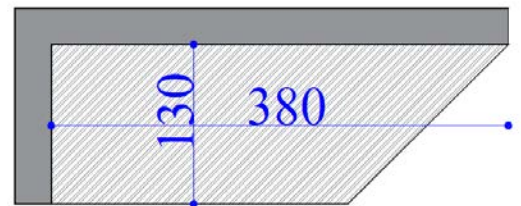


Figure III. 6 : Dalle sur 2 appuis

→La dalle travaille selon un sens (comme une console)

Evaluation des charges

- P_u=1.35×G+1.5×Q=10.31kn/m
- q_u^{mur} = 1.35 × 1 = 1.35kn/m
- P_s=G+Q=7.36 kn/m
- q_s^{mur} = 1.35 × 1 = 1.35kn/m

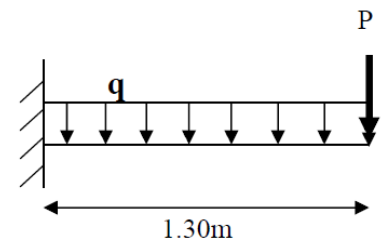


Figure III. 7 : Schéma statique de la dalle D2

Calcul des sollicitations : $\begin{cases} M_u = -\left(\frac{p_u l_x^2}{2} + q_u^{mur} \times l_x\right) \\ V_u = p_u \times l_x + q_u^{mur} \end{cases}$

ELU : M_u = -10.46kn/m, **ELS :** M_s = -7.96kn/m

V = 27.32Kn

Calcul du ferrailage à L'ELU

Le tableau suivant résume le ferrailage de la dalle D4

Tableau III.6 : Ferrailage du panneau D.P.2.

Endroit	Sens	M (KN. m)	μ _{bu}	A	z (m)	A ^{cal} (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A ^{opté} (cm ² /ml)	St (cm)
Nappe Supérieure	X-X	-10.46	0.06	0.07	0.106	2.83	1.32	5HA10 =3.93	20

Les armatures de répartition

$$A_y = \frac{A_s}{3} = \frac{3.93}{3} = 1.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_y = 5\text{HA}8 = 2.51/\text{ml}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Vérification à l'ELU**

1) Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.7: Vérification de l'effort tranchant de la dalle D2.

Type	Sens	Vu (kn)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$		Observation
			τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	
D.P.1	X-X	27.32	0.24	1.17	Vérifiée

2) Vérification a l'ELS :

Tableau III.8: Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS de la dalle D2.

Endroit	Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)		Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)		Obs
					σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$		σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	
Travée	X-X	-7.96	3.05	4671.53	5.19	15	V	197.19	201.63	V

3) Vérification de la flèche

Selon le **BAEL**, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{1.3} = 0.107 > 0.0425 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \frac{3.93 \times 10^{-4}}{1 \times 0.11} = 0.0035 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, donc pas la peine De vérifier la flèche

III.2.3 Dalle sur quatre appuis D3

Caractéristique de la dalle

$G=4.86 \text{ kn/m}^2$; $Q=5\text{kn/m}^2$

$L_x=3.4\text{m}$; $L_y=4.75 \text{ m}$

$e=14\text{cm}$

$\rho=0.71 > 0.4$

→ la dalle travaille selon deux sens

Evaluation des charges

$P_u=1.35 \times G + 1.5 \times Q = 14.06\text{kn/m}$

$P_s=G+Q=9.86\text{kn/m}$

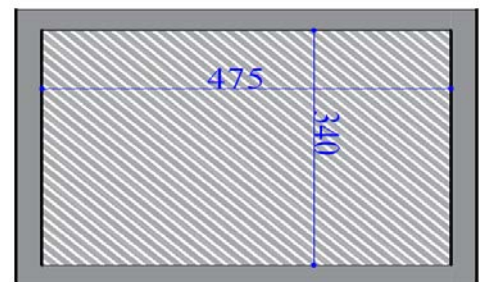


Figure III.8: Dalle su 4 appuis.

Calcul des sollicitations

Moment isostatique :

$$M_0^x = \mu_x \times p_u \times l_x^2$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

ELU

$$\mu_x = 0.0671$$

$$\mu_y = 0.4471$$

ELS

$$\mu_x = 0.0731$$

$$\mu_y = 0.5940$$

Calcul du ferrailage à L'ELU**Tableau III.9:** Calcul des moments dans le panneau D3.

	ELU		ELS	
	M_x (kn.m)	M_y (kn.m)	M_x (kn.m)	M_y (kn.m)
M_o	10.9	4.87	8.33	4.94
$M_t^{x,y} = 0.75 \times M_t^{x,y}$	8.17	3.65	6.24	3.7
$M_a^x = M_a^y = -0.5M_0^x$	-4.05		-3.12	

Calcul du ferrailage à L'ELU**Tableau III.10:** Ferrailage de la dalle D3.

Endroit	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A^{cal} (cm ² /ml)	A^{min} (cm ² /ml)	$A^{opté}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	X-X	8.17	0.04	0.052	0.107	2.19	1.28	5HA8=2.51	20
	Y-Y	3.65	0.02	0.026	0.108	0.97	1.28	5HA8=2.51	20
Appuis	X-X ; Y-Y	-4.05	0.023	0.029	0.108	1.07	1.28	5HA8=2.51	20

- **Vérification à l'ELU**

- 1) **Vérification de l'effort tranchant**

Tableau III.11: Vérification de l'effort tranchant dans la dalle D3.

Type	Sens	Vu (kn)	$\tau_u \leq \tau_{adm}$		Observation
			τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)	
D.P.1	X-X	18.93	0.172	1.17	Vérifiée
	Y-Y	6.94	0.063	1.17	Vérifiée

2) Vérification à l'ELS

Tableau III.12: Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS.

Endroit	Sens	M _{ser} (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)		Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)		Obs
					σ _{bc}	σ̄ _{bc}		σ _{st}	σ̄ _{st}	
Travée	X-X	6.24	2.532	3916.15	4.23	15	V	223.97	348	V
	Y-Y	3.7	2.532	3916.15	2.51	15	V	133.04	348	V
Appuis	X-X	-3.12	2.532	3916.15	2.82	15	V	149.31	348	V
	Y-Y									

3) Vérification de la flèche

Selon le BAEL, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{3.4} = 0.04 > 0.037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{2.51 \times 10^{-4}}{1 \times 0.12} = 0.0029 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, donc pas la peine de vérifier la flèche

- Schéma de ferrailage des dalles pleines

Panneau DP1

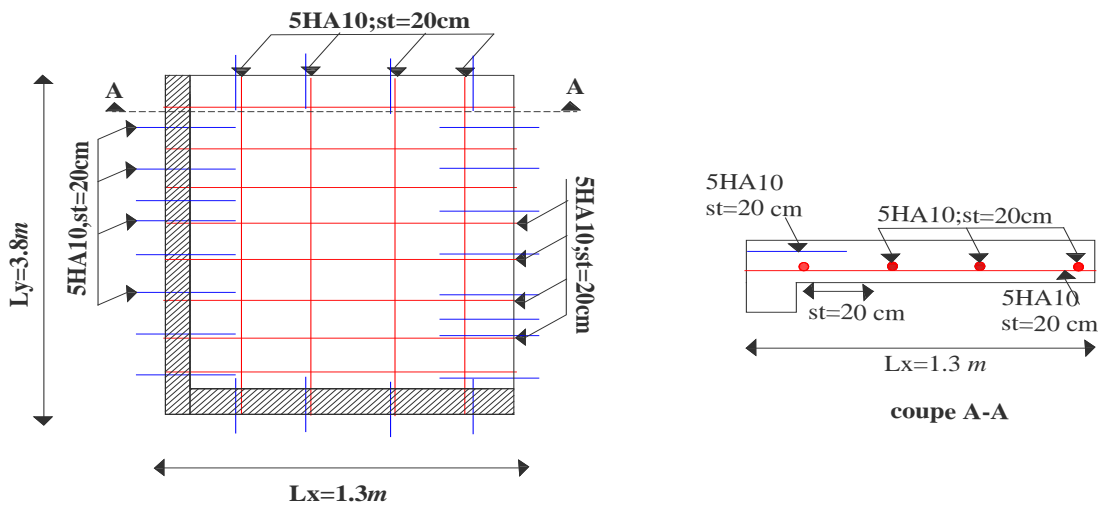


Figure III.9: Schéma de ferrailage du panneau DP1.

Panneau DP2

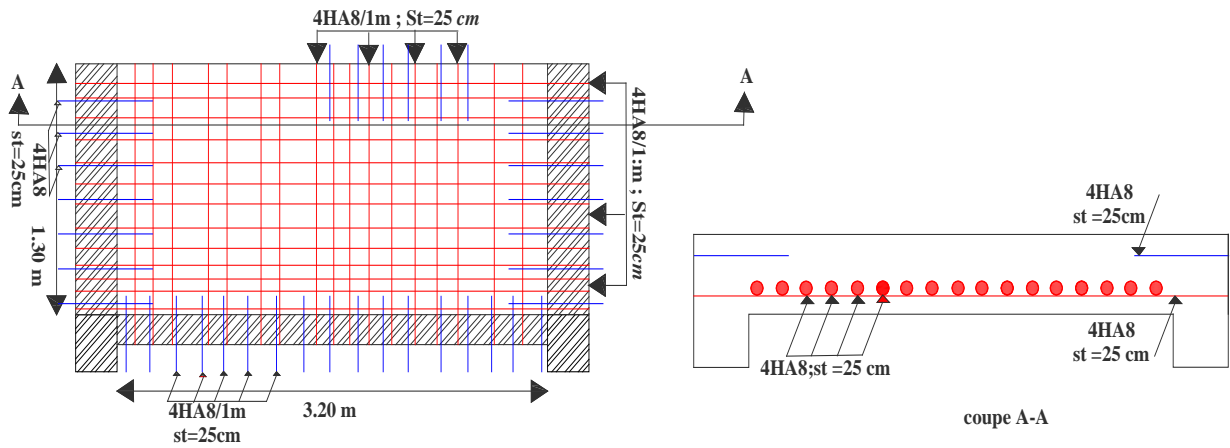


Figure III.10 : Schéma de ferrailage du panneau DP2.

Panneau DP3

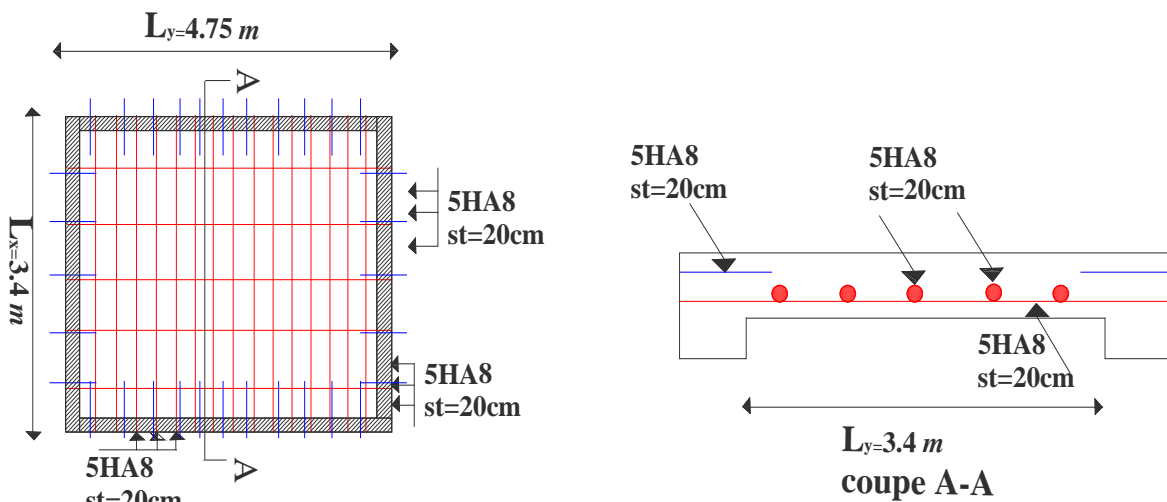


Figure III.11: Schéma de ferrailage du panneau DP3.

III.3 Etude des escaliers

III.3.1 L'escalier l'étage commercial à l'étage courant

$$\text{Volée } \{G_v = 9.05\text{KN/m}^2$$

1) Calcul de chargement revenant sur l'escalier

$$\text{ELU } \{q_u^{\text{volée}} = (1.35 \times G_v + 1.5 \times Q_v) \times 1 = 15.96\text{KN/m}$$

$$\text{ELS } \{q_s^{\text{volée}} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11.55\text{KN/m}$$

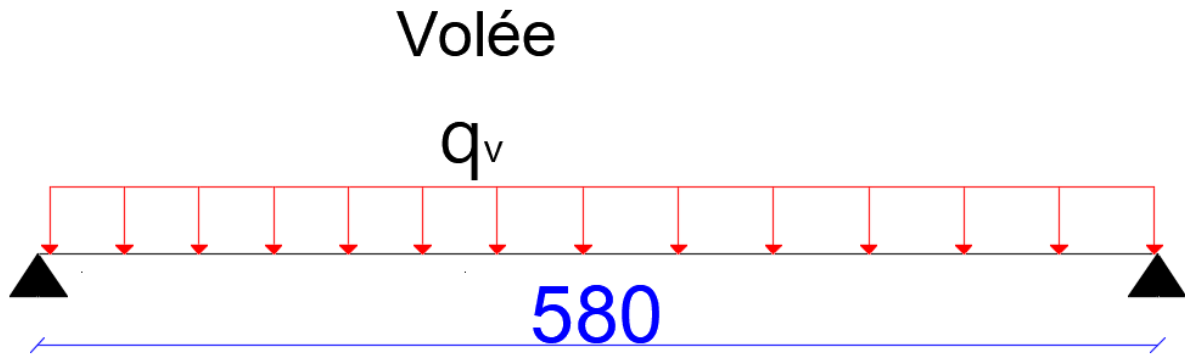


Figure III.12: Schéma statique de l'escalier étage courant.

- **Calcul des sollicitations**

La poutre étudiée est supposée isostatique, donc le calcul des sollicitations se fera par la méthode des sections (RDM).

En raison de l'encastrement partiel des appuis de l'escalier, le moment obtenu a été corrigé avec les coefficients suivants :

les résultats obtenus sont représentés dans la figure ci-dessous :

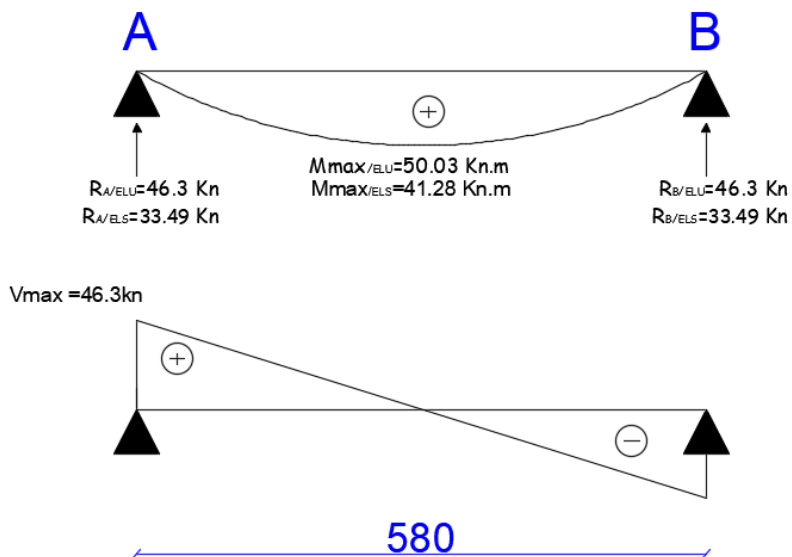


Figure III.13: Diagramme des sollicitations de l'escalier commercial.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.13: Sollicitations dans l'escalier.

	Réaction d'appuis (Kn)		M_o^{Max} (Kn.m)	Moment (kn.m)		V^{max} (KN)
	A	B		Travée	Appuis	
ELU	46.3	46.3	67.14	50.03	-33.57	46.3
ELS	33.49	33.49	48.56	41.28	-19.42	

2) Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} et M_o^{max} pour une section $(b \times e) = (1m \times e)$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.14: Ferrailage de l'escalier.

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A^{cal} (cm ² /ml)	A^{min} (cm ² /ml)	$A^{opté}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	50.03	0.21	0.29	0.11	12.64	1.56	9HA14=13.85	12.5
Appuis	-33.57	0.14	0.18	0.12	8.03	1.56	9HA14=13.85	12.5

- Les armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_{principale}}{4}$$

En travée : $A_{rep} = 3.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ==> Soit : $A_{rep} = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$; St=20 cm

En Appuis : $A_{rep} = 3.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ==> Soit : $A_{rep} = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$; St=20 cm

1) Vérification de l'effort tranchant :

$$V^{max} = 46.3 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.35 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

Remarque

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

2) Vérification des espacements

La fissuration est peu nuisible (FPN) donc :

Sens Principal : En travées : St=25cm \leq min (3×16; 33cm)=33cm.

En Appuis : St=25cm \leq min (3×16; 33cm)=33cm.

Sens Secondaire

St=25cm \leq min (4×16; 45cm)=45cm.

3) Vérification des ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire concernent uniquement :

- La contrainte dans le béton σ_{bc} .

- L'état limite de déformation (flèche).

4) Vérification des contraintes dans le béton σ_{bc}

La vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.15: Vérification des contraintes à l'ELS.

Endroit	M _{ser} (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)		Observation
				σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	
Travée	41.28	5.56	17229	13.32	15	Vérifiée
Appuis	19.42	5.56	17229	3.81	15	Vérifiée

5) Vérification de la flèche

Selon le **BAEL**, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{M_t}{20 \times M_0}, \frac{1}{16}\right) \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ L < 8m \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.16}{5.8} = 0.027 < 0.067 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée} \\ \frac{13.85 \times 10^{-4}}{1 \times 0.13} = 0.01 < 0.084 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.} \\ l = 5.8m < 8m \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées donc on doit calculer la flèche.

Le tableau suivant illustre les résultats du calcul :

Tableau III.16: Vérification des flèches.

f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gi} (mm)	Δf_i (mm)	f _{adm} (mm)	Observation
3.24	3.22	4.33	1.52	2.82	11.6	Vérifiée

La flèche est vérifiée.

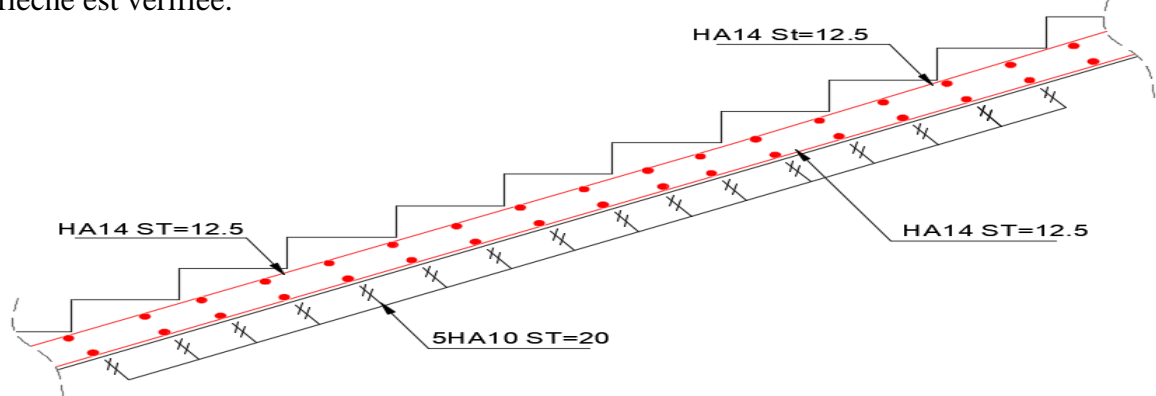


Figure III.14: Schéma de ferrailage d'escalier.

III.4 Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumis à son Poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

La fissuration est considérée nuisible.

➤ **Evaluation des charges**

• **Poids propre**

$$S = 0.0985 \text{ cm}^2$$

$$G_1 = 2.84 \text{ KN}$$

• **Le poids total**

$$W_p = 2.84 \text{ KN}$$

$$Q=1 \text{ KN}$$

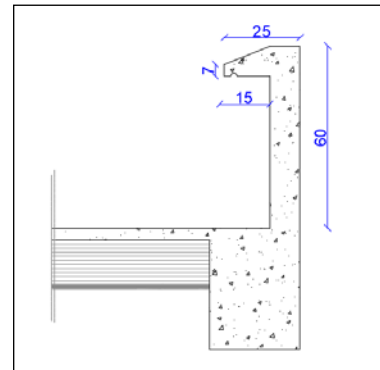


Figure III.15 : Schémas de l'acrotère.

• **La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule**

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{RPA ART. 6.2.3})$$

A: Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone II.a, A= 0,15).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$). (RPA ART. 6.2.3, Tableau 6.1).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.84 = 1.36 \text{ KN}$$

• **Calcul des sollicitations**

• **Calcul du centre de gravité**

$$X_g = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 8.55 \text{ cm}$$

$$Y_g = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 32.1 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.84 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.76 \text{ KN.m} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_g = 1.36 \times 0.321 = 0.436 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.17: Combinaisons d'action sur l'acrotère.

Sollicitations	ELA	ELU	ELS
Combinaison	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	2.84	3.83	2.84
M (KN.m)	1.04	0.9	0.6

1) Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = \frac{0.9}{3.83} = 0.235 \text{ m} ; \frac{h}{6} = 0.1 \text{ m} \quad (\text{Bael.Art.4.4})$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 .

Tels que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{h}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}, 0.24) = 2 \text{ cm}; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 10^4};$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

\emptyset : c'est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

α : Le rapport du au premier ordre, dû aux charges permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2\text{m}$

h_0 : Hauteur de section qui est égale à 15 cm.

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{0.15 \times 10^4} = 0.58 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.268 \text{ m}$$

2) Calcul à l'ELU

Tableau III.18: Ferrailage de l'acrotère.

Mu (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A ¹ (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	Observation
1.19	0.0058	0.007	0.11	0.17	1.449	Vérifiée

1) Vérification à l'ELU :

$A_{min} > A$ Non vérifiée ; On prend $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

• Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4}; A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement :

Armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$, On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition : $S_t \leq \frac{70}{4} = 17.5 \text{ cm}$; On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

2) Vérification de l'effort tranchant

ELU : $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.0125 \text{ MPa}; \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ Vérifiée

• Situation accidentelle

$$V_u = F_p + Q = 1.54 + 1 = 2.54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.36 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.019 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

3) Vérifications à l'ELS

- Vérifications des contraintes

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}, N_{ser} = 2.84 \text{ KN}; d = 0.12 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \\ \sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times \frac{(d-y)}{\mu_t} \end{cases} \text{ et } \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

• Position de l'axe neutre

$$c = d - e_1$$

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \left(\frac{0.6}{2.84} + \left(0.12 - \frac{0.15}{2}\right)\right) = 0.256 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow c \text{ à l'extérieur de la section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.256 = -0.136 \text{ m}$$

On a :

$$\begin{cases} p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times \frac{(d-c)}{b} \\ q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p = -3 \times (-0.136)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12+0.136)}{1} \\ q = -2 \times (-0.136)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12+0.136)^2}{1} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p = -0.056 \text{ m}^2 \\ q = 0.00384 \text{ m}^3 \end{cases}$$

Pour résoudre l'équation $y_c^3 + p y_c + q = 0$, avec $y = y_c + c$; il y a deux façons de la faire :

Soit par tâtonnement, soit par la méthode suivante :

On calcule le $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on a trois racines réelles :

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos \frac{\varphi}{3} \\ y_{c2} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) \\ y_{c3} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \\ \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) \end{cases}$$

Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ on a une seule racine réelle :

On calcul : $\begin{cases} t = (\sqrt{\Delta} - q) \\ z = t^{1/3} \\ y_c = z - \frac{p}{3z} \end{cases}$

Dans notre cas, on a :

$$\Delta = (0.00384)^2 + \frac{4 \times (-0.056)^3}{27} = -1.12 \times 10^{-5} < 0 \Rightarrow \text{trois racines réelles}$$

Soit : $\begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{0.056}{3}} = 0.273 \\ \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3 \times 0.00384}{2 \times (-0.056)} \sqrt{\frac{-3}{-0.056}} \right) = 114.59^\circ \end{cases}$

Donc : $\begin{cases} y_{c1} = 0.273 \times \cos \left(\frac{114.59}{3} \right) = 0.18 \text{ m} \\ y_{c2} = 0.273 \times \cos \left(\frac{114.59}{3} + 120 \right) = -0.265 \text{ m} \\ y_{c3} = 0.273 \times \cos \left(\frac{114.59}{3} + 240 \right) = 0.076 \text{ m} \end{cases}$

$$\Rightarrow \begin{cases} y_1 = 0.18 - 0.136 = 0.044 \text{ m} \\ y_2 = -0.265 - 0.136 = -0.401 \text{ m} \\ y_3 = 0.076 - 0.136 = -0.06 \text{ m} \end{cases}$$

On a : $y_c = y_1 = 0.044 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y)$$

$$\Rightarrow \mu_t = \frac{1 \times (0.044)^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.12 - 0.044)$$

$$\Rightarrow \mu_t = 1.1 \times 10^{-4} \text{ m}^3.$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{2.84 \times 10^{-3} \times 0.044}{1.1 \times 10^{-4}} = 0.12 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 15 \times 2.84 \times 10^{-3} \times \frac{(0.12 - 0.044)}{1.1 \times 10^{-4}} = 29.43 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(266.67; 202) = 202 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0.12 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \sigma_{st} = 29.43 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

• Schéma ferrailage

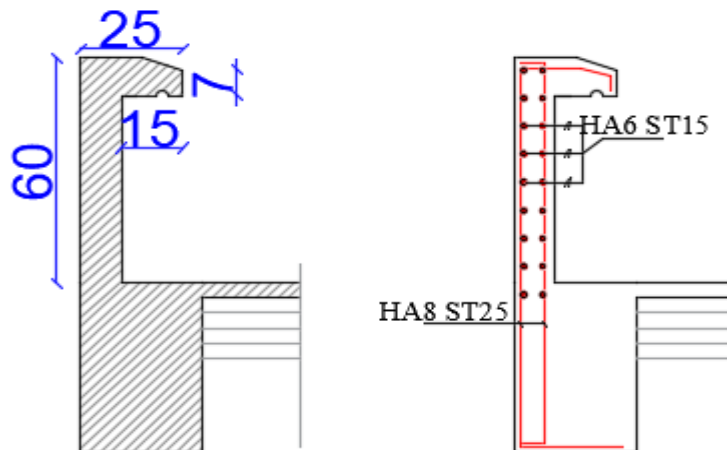


Figure III.15: Ferrailage de l'acrotère.

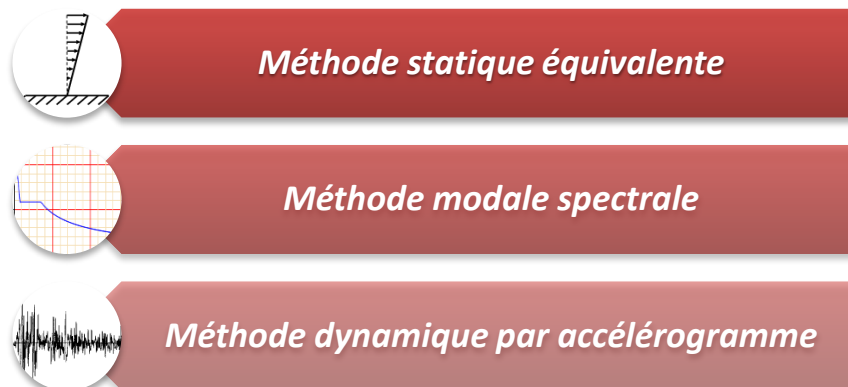
IV.1 Introduction

Le but de ce chapitre est l'étude de comportement de la structure causée par des charges dynamiques qui, contrairement à des charges statiques, varient dans le temps. Ces charges dynamiques engendrent des déplacements qui dépendent du temps. On pourrait donc conclure que l'analyse dynamique d'une structure, nécessite un modèle qui reflète le fonctionnement de l'ouvrage sous ces charges.

En effet, la modélisation a pour objet d'élaborer un modèle capable de décrire, de manière plus ou moins approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

IV.2 Méthodes utilisables

Selon le **RPA99/2003** le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :



IV.3 Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

IV.3.1 Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

IV.3.2 Méthode dynamique qui regroupe

- La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas prise ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de séismes de calcul et des

lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Dans notre cas, la hauteur de notre structure (zone II a, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 m, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

IV.3.2.1 Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.4 Calcul de la force sismique V statique

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \dots \dots \dots \text{(RPA99/2003 Art (4.2.3))}$$

Tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{A:} \text{ coefficient d'accélération de la zone ; } \dots \dots \dots \text{(RPA99/2003 tableau (4.1))} \\ \mathbf{D:} \text{ facteur d'amplification dynamique moyen ; } \dots \dots \dots \text{(RPA99/2003 (4.2))} \\ \mathbf{R:} \text{ coefficient de comportement global de la structure ; } \dots \dots \dots \text{(RPA tableau (4.3))} \\ \mathbf{Q:} \text{ facteur de qualité ; } \dots \dots \dots \text{(RPA (4-4))} \\ \mathbf{W:} \text{ poids total de la structure } \dots \dots \dots \text{(RPA(4-5))} \end{array} \right.$$

Détermination des paramètres cités au-dessus selon notre structure :

- ✓ Coefficient d'accélération de la zone

$$\left. \begin{array}{l} \text{\textbf{Groupe d'usage 2}} \\ \text{\textbf{Zone II}_a} \end{array} \right\} \Rightarrow \mathbf{A = 0.15}$$

- ✓ Coefficient de comportement global de la structure

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction $\Rightarrow R = 5$.

- ✓ Facteur d'amplification dynamique moyen

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

Facteur de correction d'amortissement η donnée par la formule

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

Avec : ξ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages.

Pour notre cas, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = 7\%$$

$$\text{D'où } \eta = 0.88$$

$$\text{On a un site ferme } S_3 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

Avec

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

IV.4.1 Calcul de la période fondamentale de la structure

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} T = C_T H^{3/4} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 6)} \\ T = 0.09 H / \sqrt{L} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 7)} \end{cases}$$

Tel que

$C_T = 0.05$: coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. **RPA99/2003 (Tableau IV.6)**

$H = 36.55 \text{ m}$: hauteur total du bâtiment.

L = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 21.5 \text{ m} \\ L_y = 21.65 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{On aura : } \begin{cases} T_x = \min(0.743; 0.71) = 0.71 \text{ s} \\ T_y = \min(0.743; 0.71) = 0.71 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.75 \\ D_y = 1.75 \end{cases}$$

✓ Facteur de qualité

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ **RPA99/2003 (Formule (4-4))**

Avec

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités.

N°	Critère (q)	Observée	P _{q/xx}	Observée	P _{q/yy}
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

$$\text{Donc } \begin{cases} Q_x = 1.15 \\ Q_y = 1.15 \end{cases}$$

✓ Poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule (4 - 5))}$$

Avec

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, est donné par le tableau du (RPA tableau 4.5)

Dans notre cas : $\beta = 0.2$ (habitation) ; $\beta = 0.6$ (commerce)

Dans notre cas, on a : $W = 44090.46KN$

La force sismique statique à la base de la structure est

$$\begin{cases} V_x^{st} = 2654.64KN \\ V_y^{st} = 2654.64KN \end{cases}$$

IV.5 Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$S_a = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(4.13)}$$

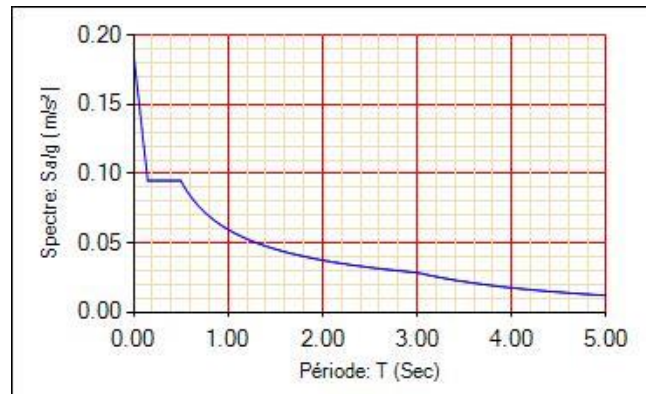


Figure IV.1: Spectre de réponse X-Y sens X-.

IV.6 Modélisation et résultats

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est **ETABS**

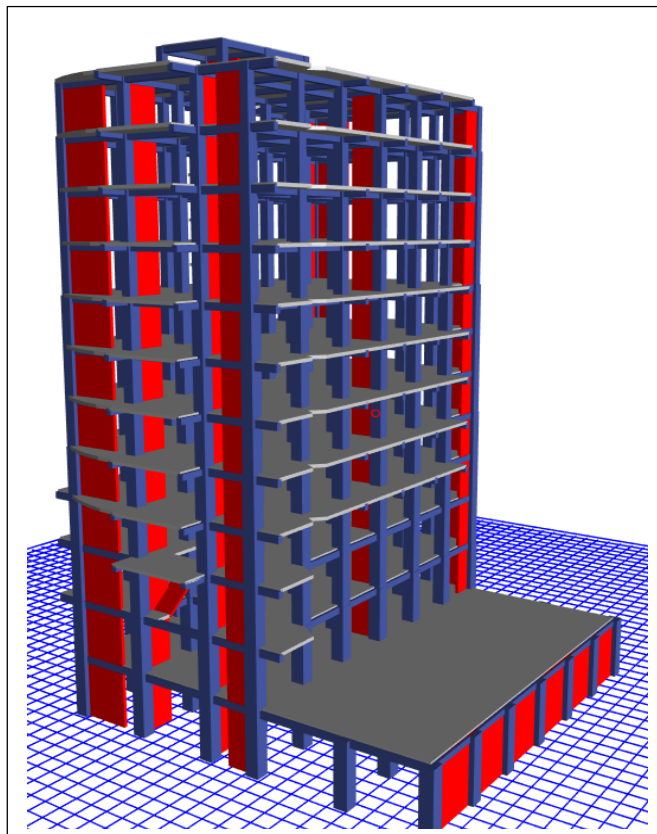


Figure IV. 2 Vu en 3D de la structure modélisation avec logiciel **ETABS**.

IV.6.1 Mode de vibration et taux de participation des masses

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2: Période et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période (s)	Masses cumulées U_x	Masses cumulées U_y
1	0.917	0.6973	0.0008
2	0.884	0.6981	0.6702
3	0.684	0.6986	0.6765
4	0.29	0.8064	0.6765
5	0.255	0.8065	0.8251
6	0.199	0.807	0.8269
7	0.15	0.8484	0.827
8	0.121	0.8484	0.8873
9	0.1	0.8676	0.8873
10	0.097	0.8696	0.8878
11	0.082	0.8806	0.8884
12	0.077	0.8807	0.8884
13	0.075	0.8808	0.9319
14	0.064	0.9026	0.9319
15	0.055	0.9035	0.937
16	0.054	0.9036	0.962

IV.6.1.1 Analyse des résultats

- D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe Y atteint les 90% au bout du 8^{ème} mode, et selon l'axe X au bout du 10^{ème} mode.
- Les périodes numériques obtenues par le logiciel **ETABS** dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30%. (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)

Les périodes majorées de 30% $\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.923 s \\ T_y = 0.923 s \end{cases}$

IV.6.2 Les modes de vibrations

Selon le **RPA** pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

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

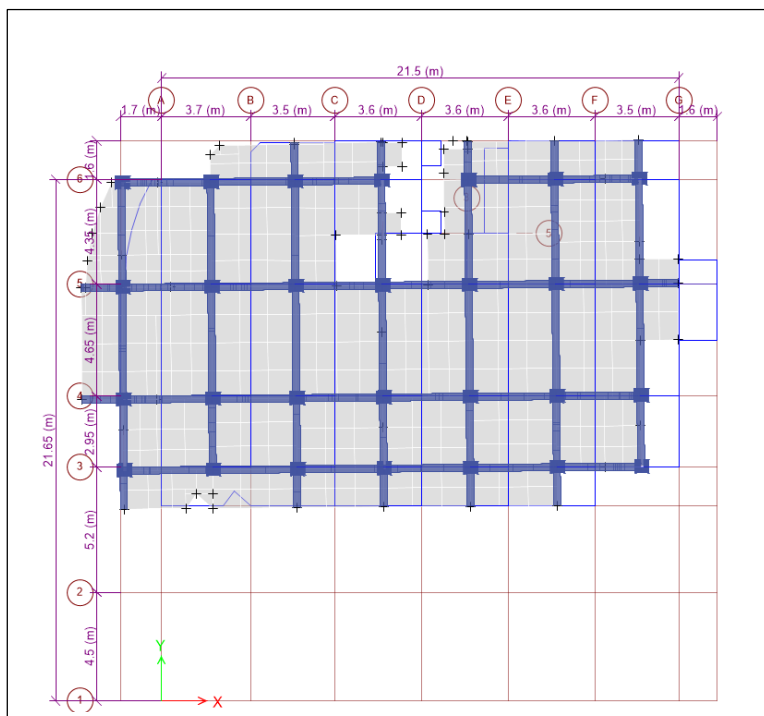


Figure IV.3: Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe XX).

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

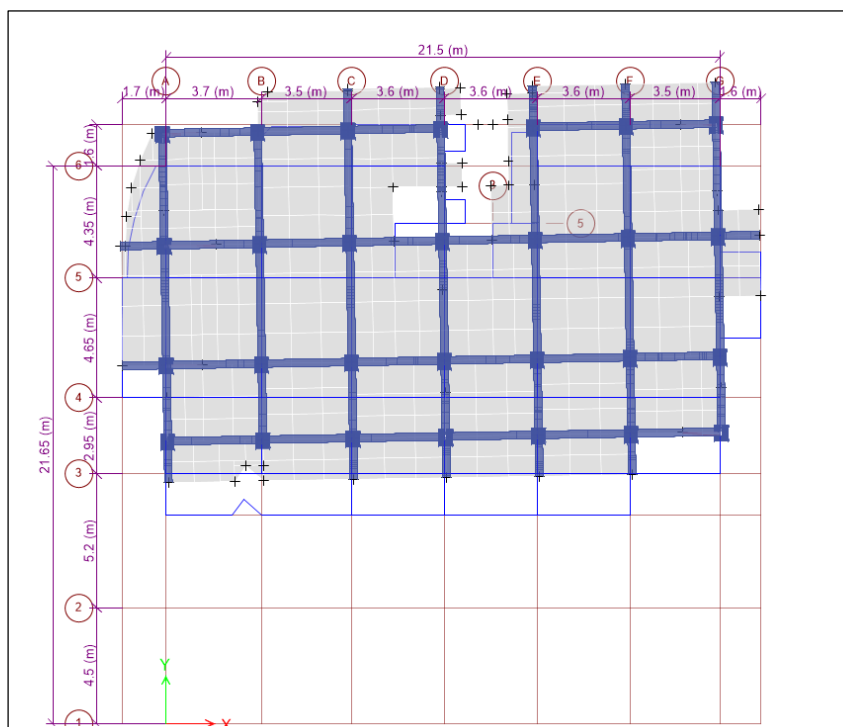


Figure IV. 4: Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).

Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

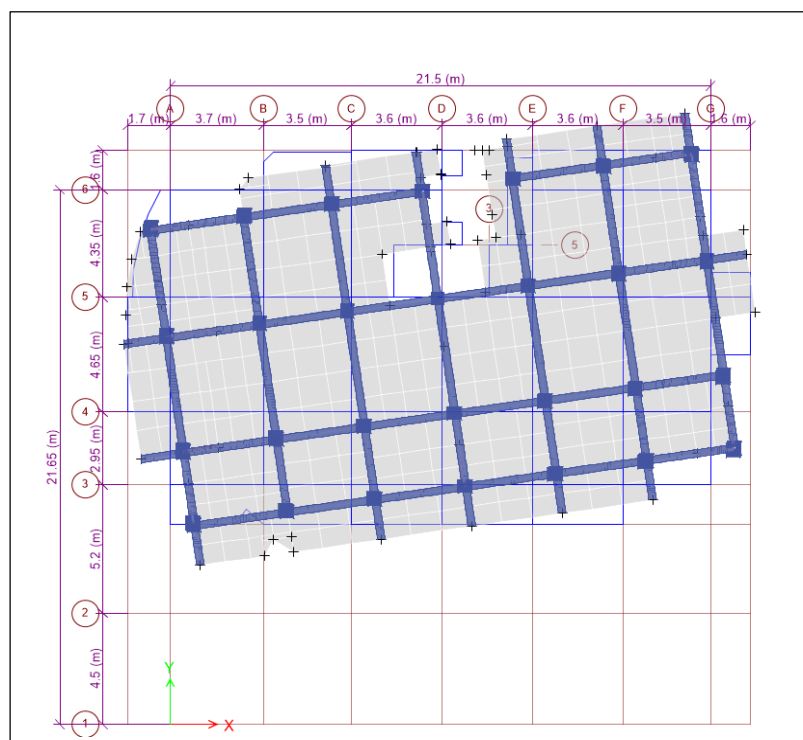


Figure IV.5: Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).

IV.6.3 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003

IV.6.3.1 Vérification de la résultante des forces sismiques

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le **RPA** prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st} \quad \text{RPA99/2003 (Art 4.3.6)}$$

Avec :

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $0.8 V_{st} / V_{dyn}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3: Vérification de la résultante des forces sismique à la base.

Sens	$V_{statique}$ (KN)	$0.8 V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)	Observation
X-X	2654.64	2123.71	1942.6705	Non vérifiée
Y-Y	2654.64	2123.71	1985.9693	Non vérifiée

D'après le tableau IV.3, on constate que la condition du RPA99v2003 : $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$ n'est pas satisfaite selon les deux sens, alors on doit majorer les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale de $(0.8V_{st} / V_{dyn})$, comme suit :

$$\text{Sens XX : } \frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}} = 1.09 \quad . \text{ Sens YY : } \frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}} = 1.07$$

Après majoration de l'action sismique, on obtient les résultats suivants :

Tableau IV.4: Vérification des forces sismique après majoration de l'action sismique.

Sens	V_{dyn} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Observation
X-X	2125.2815	2123.71	Vérifiée
Y-Y	2124.9871	2123.71	Vérifiée

IV.6.3.2 Justification de l'interaction (voiles-portiques)

Pour justifier le contreventement mixte, le **RPA** exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. (**RPA99/2003 Art 3.4.a**)

IV.6.3.2.1 Sous charges verticales

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5: Interaction sous charge vertical.

Niveau	Charges verticales (KN)		(%) des charge verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	39547.0229	7843.7499	83.45	16.55

IV.6.3.2.2 Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6: Interaction sous charge horizontal.

Niveau	Chargement horizontal (KN)				(%) du chargement horizontal			
	Sens X-X		Sens Y-Y		Sens X-X		Sens Y-Y	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %	Portiques %	Voiles %
10	365.79	100.88	333.18	183.86	78.38	21.62	64.44	35.56
9	513.85	124.60	429.98	297.19	80.48	19.52	59.13	40.87
8	627.16	236.68	484.15	463.92	72.60	27.40	51.07	48.93
7	690.85	373.91	502.29	641.72	64.88	35.12	43.91	56.09
6	926.24	322.42	673.40	648.56	74.18	25.82	50.94	49.06
5	990.65	427.36	691.06	791.48	69.86	30.14	46.61	53.39
4	1054.39	514.47	718.14	910.02	67.21	32.79	44.11	55.89
3	1183.06	525.17	798.89	961.40	69.26	30.74	45.38	54.62
2	1206.11	614.40	791.59	1085.95	66.25	33.75	42.16	57.84
1	1116.24	766.40	727.43	1189.82	59.29	40.71	37.94	62.06
RDC	1306.91	727.09	809.28	1232.83	64.25	35.75	39.63	60.37
E.SOL	635.39	252.67	1337.33	761.86	71.55	28.45	63.71	36.29

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

IV.6.3.3 Vérification de l'effort normal réduit

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.3.1})$$

Tel que:

N_d : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : section du béton.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV.7: Vérification de l'effort normale réduit.

Niveau	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)	N_d (KN)	v	Observation
10	45	45	2025	172.80	0.034	Vérifiée
9	55	55	3025	290.72	0.038	Vérifiée
8	55	55	3025	384.63	0.051	Vérifiée
7	55	55	3025	503.60	0.067	Vérifiée
6	65	65	4225	686.09	0.065	Vérifiée
5	65	65	4225	836.21	0.079	Vérifiée
4	65	65	4225	1020.93	0.097	Vérifiée
3	70	70	4900	1250.50	0.102	Vérifiée
2	70	70	4900	1472.13	0.120	Vérifiée
1	70	70	4900	1822.19	0.149	Vérifiée
RDC	75	75	5625	2292.39	0.163	Vérifiée
E.SOL	75	75	5625	3128.23	0.222	Vérifiée

Analyse des résultats

On voit bien à travers ce tableau que la condition de l'effort normal réduit est vérifiée à tous les niveaux

IV.6.3.4 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à : **(RPA99/ version 2003 (Art 5.10))**

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec $\delta_k = R\delta_{ek}$

Tel que

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA99/2003 (Art 4.43)**.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après

Tableau IV.8: Vérification des déplacements relatifs.

Niveau	h_k (cm)	Sens X-X					Sens Y-Y				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
E.SOL	3.74	0.001	0.005	0.000	0.005	0.001	0.001	0.004	0.000	0.004	0.001
RDC	3.40	0.003	0.015	0.005	0.010	0.003	0.002	0.011	0.004	0.008	0.002
1	3.40	0.005	0.027	0.015	0.012	0.004	0.004	0.022	0.011	0.011	0.003
2	2.89	0.007	0.037	0.027	0.010	0.004	0.006	0.032	0.022	0.010	0.003
3	2.89	0.009	0.047	0.037	0.010	0.004	0.009	0.043	0.032	0.010	0.004
4	2.89	0.011	0.057	0.047	0.010	0.003	0.011	0.053	0.043	0.011	0.004
5	2.89	0.013	0.067	0.057	0.009	0.003	0.013	0.063	0.053	0.010	0.004
6	2.89	0.015	0.075	0.067	0.008	0.003	0.015	0.073	0.063	0.010	0.003
7	2.89	0.017	0.083	0.075	0.008	0.003	0.017	0.083	0.073	0.010	0.003
8	2.89	0.018	0.089	0.083	0.007	0.002	0.018	0.092	0.083	0.009	0.003
9	2.89	0.019	0.095	0.089	0.006	0.002	0.020	0.100	0.092	0.008	0.003
10	2.89	0.020	0.100	0.095	0.005	0.002	0.022	0.108	0.100	0.008	0.003

Analyse des résultats

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.6.3.5 Justification vis à vis de l'effet P-Delta

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

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

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.

- Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P- Δ .

Niveau	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y- y		
			Δ_k (m)	V _k (KN)	θ	Δ_k (m)	V _k (KN)	Θ
E.SOL	3.74	44090.461	0.005	2125.282	0.027	0.004	2124.989	0.020
RDC	3.40	37639.327	0.010	2088.031	0.053	0.008	2037.263	0.042
1	3.40	33976.276	0.012	2025.782	0.059	0.011	1968.317	0.055
2	2.89	30256.049	0.010	1928.252	0.056	0.010	1873.092	0.056
3	2.89	26696.799	0.010	1802.278	0.053	0.010	1754.694	0.055
4	2.89	23181.559	0.010	1659.194	0.048	0.011	1623.422	0.052
5	2.89	19793.557	0.009	1499.186	0.042	0.010	1478.423	0.048
6	2.89	16462.272	0.008	1320.141	0.037	0.010	1316.172	0.043
7	2.89	13130.987	0.008	1127.821	0.031	0.010	1139.134	0.038
8	2.89	9970.651	0.007	908.618	0.025	0.009	935.405	0.033
9	2.89	6810.316	0.006	660.092	0.020	0.008	699.866	0.028
10	2.89	3714.547	0.005	394.385	0.016	0.008	437.550	0.023

Analyse des résultats

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci- dessus, les efforts P- Δ peuvent être négligés.

IV.7 Conclusion

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du **RPA99/Version 2003**, car l'aspect architectural à été un véritable obstacle pour la disposition des voiles.

Mais finalement, nous avons abouti à une disposition qui nous a donné un bon comportement dynamique de la structure, après avoir augmenté les sections des poteaux.

Introduction

Après avoir calculé les sollicitations par le logiciel **ETABS V16**, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé **CBA93**, **RPA99/Version 2003** et le **BAEL**.

Les éléments constructifs abordés dans ce chapitre sont :

- ✓ Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et aux efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.
- ✓ Les poteaux et 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 Etude des poutres

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **ETABS V16** qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99/V2003** qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right.$$

Concernant notre structure, nous avons deux types de poutres à étudier :

- ✓ Poutres principales (30 × 40).
- ✓ Poutres secondaires (30 × 40).

V.1.1 Recommandation du RPA99/Version 2003

V.1.1.1 Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1)

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.

V.1.1.2 Armatures transversales (Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Avec : S_t = espacement entre les armatures transversales

b = largeur de la poutre.

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
minimum de $(h/4, 12\varnothing)$
- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h/2$

Avec \varnothing le plus petit diamètre des barres utilisées.

V.1.2 Sollicitation et ferrailage des poutres

Le calcul du ferrailage des différentes poutres se fait à la flexion simple, selon l'organigramme (Annexe n° 4), les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1: Sollicitation et ferrailage des poutres.

Niv	Poutres	Section (cm ²)	Local	M (KN.m)	V (KN)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adpt} (cm ²)	Choix du ferrailage
Etage courant et service	P.P	30x40	Travée	114.28 31	210.27	6	8.44	9.24	3HA14 FIL +3HA14CHAP
			Appui	- 141.31 43			10.7	12.06	3HA16FIL +3HA16CHAP
	P.S	30x40	Travée	107.20	156.96	6	7.86	9.24	3HA14 FIL +3HA14CHAP
			Appui	-126.07			9.41	10.05	3HA16FIL +2HA16CHAP
Terrasse	P.P	30x40	Travée	45.94	70.46	6	3.73	5.65	3HA12 FIL +2HA12CHAP
			Appui	-65.97			4.6	5.65	3HA12 FIL +2HA12CHAP
	P.S	30x40	Travée	22.89	45.62	6	3	5.65	3HA12 FIL +2HA12CHAP
			Appui	-39.62			1.82	5.65	3HA12 FIL +2HA12CHAP

V.1.3 Vérification des armatures selon RPA99 : (Art 7.5.2.1)**V.1.3.1 Pourcentage maximale d'armatures longitudinales dans les sections**✓ **Poutres secondaires**

$$A_{\max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone de recouvrement.}$$

✓ **Poutres principales**

$$A_{\max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone de recouvrement.}$$

V.1.3.2 Pourcentage minimale d'armatures longitudinales dans les sections✓ **Poutres secondaires**

$$A_{\min} = 0.5\% b \cdot h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

✓ **Poutres principales**

$$A_{\min} = 0.5\% b \cdot h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

V.1.3.3 Les longueurs de recouvrement

En zone II selon le **RPA99 (Art 7.5.2.1)**, la longueur de recouvrement est donnée par la formule suivante : $l_r = 40 \times \emptyset$

Donc pour :

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm on adopte } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 48 \text{ cm on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

V.1.3.4 Les armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donné par :

✓ **Poutres principales**

$$\emptyset \leq \min\left(\emptyset_1, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = \min(1.2, 1.14, 3)$$

✓ **Poutres secondaires**

$$\emptyset \leq \min\left(\emptyset_1, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = \min(1.2, 1.14, 3)$$

Donc on opte pour $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ soit un cadre de HA8 +1 étrier de HA8 dans les sections nécessitant un étrier.

Et $A_t = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$ soit un cadre de HA8 et une épingle de HA8 dans les sections nécessitant une épingle.

Calcul des espacements des armatures transversales

Les espacements sont calculés selon les recommandations du **RPA (Art 7.5.2.2)**.

✓ **Poutres principales**

✓ Zone nodale : $S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_1\right) = \min(10; 14.4)$ soit $s_t = 10 \text{ cm}$

✓ Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$.

✓ **Poutres secondaires**

Zone nodale : $S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_1\right) = \min(10; 14.4)$ soit $s_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$.

Remarque

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.1.4 Vérification à l'ELU

Contrainte tangentielle maximale

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 2: Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principale	210.27	1.89	3.33	Vérifiée
Secondaire	156.96	1.41	3.33	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives $A_l \geq \frac{V_u \cdot y_s}{f_e} \dots \dots \dots \textcircled{1}$

Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{y_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) \dots \dots \dots \textcircled{2}$

Les résultats de la vérification des cas les plus défavorables, sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 3: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	$A_1(\text{cm}^2)$	$V_u(\text{KN})$	$M_a(\text{KN.m})$	$A_1^{\text{rive}}(\text{cm}^2)$	$A_1^{\text{inter}}(\text{cm}^2)$	Observation
Principale	9.24	210.27	-141.31	6.04	-6.15	Vérifiée
Secondaire	9.24	156.96	-126.07	4.51	-6.37	Vérifiée

- **Vérification à l'ELS**

-Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15.A_s.y - 15.d.A_s = 0$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s(y - d)^2]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y ; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 4: Vérification de l'Etat limite de compression.

Poutres	Local	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$I(\text{cm}^4)$	$Y(\text{cm})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	Observation
Principale	Appui	41.29	100650.33 14	14.38	5.92	15	Vérifiée
	Travée	-45.80	120734.34 17	15.93	6.04	15	Vérifiée
Secondaire	Appui	19.24	100650.33 14	14.43 84469 5	2.76	15	Vérifiée
	Travée	-30.26	106707.29 41	14.9	4.22	15	Vérifiée

Etat limite de déformation

Etat limite de déformation d'après le **BAEL 91** la vérification de flèche est inutile si :

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \textcircled{1} \\ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots \textcircled{2} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \textcircled{3} \end{cases}$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications des trois conditions pour les deux types de poutres :

Tableau V. 5: Vérification de l'Etat limite de déformation.

Poutre	h_t (cm)	b(cm)	L(m)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Principale	40	30	5.2	9.24	$0.062 \geq 0.06$	$0.062 \geq 0.05$	$0.0083 < 0.01$
Secondaire	40	30	3.6	9.24	$0.062 \geq 0.06$	$0.062 \geq 0.03$	$0.0083 < 0.01$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifiée la flèche.

❖ Schémas de ferrailage des poutres

Les schémas de ferrailage des poutres sont représentés, dans les figures ci-dessous.

ETAGE COURANT

ETAGE COURANT

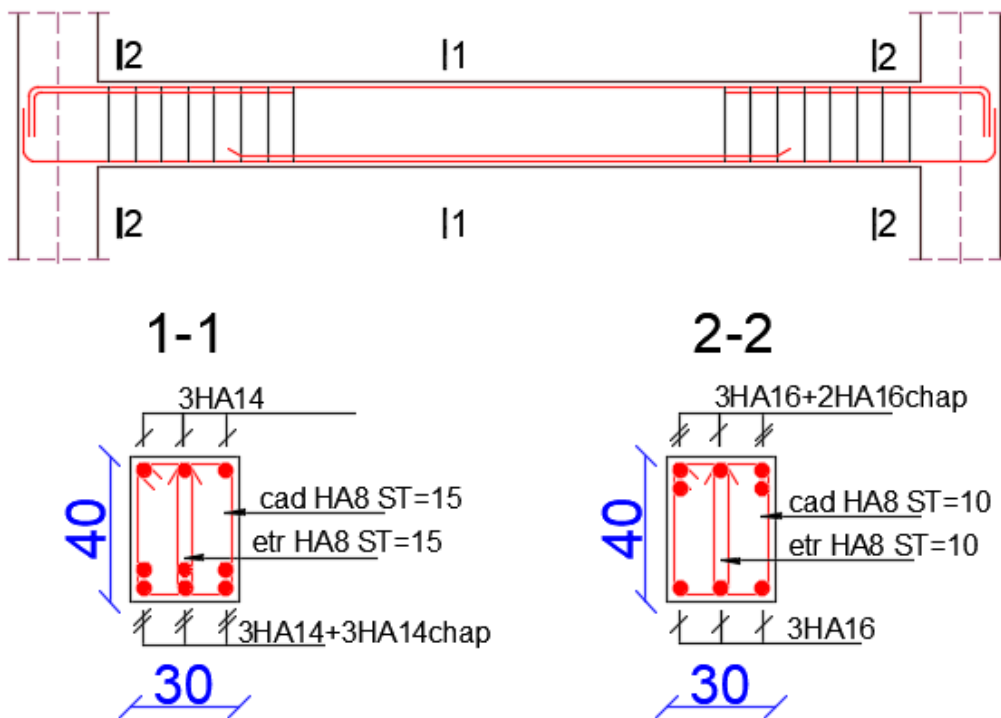


Figure V.1. Détails de Ferrailage des poutres principales.

TERASSE INACCISSIBLE

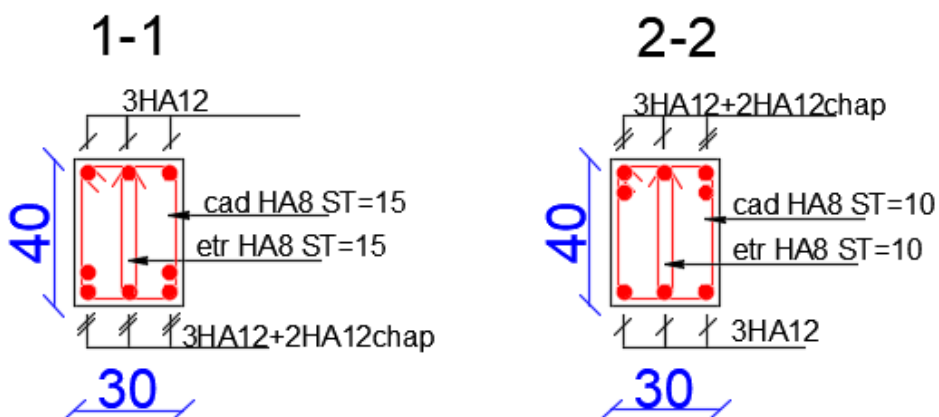


Figure V. 1 : Détails de ferrailage des poutres secondaire.**V.2 Etude des poteaux**

Les poteaux sont sollicités en flexion composée lorsqu'ils sont soumis à :

- ✓ Un moment de flexion M (positif ou négatif).
- ✓ Un effort normal N positif (compression) ou négatif (traction).
- ✓ Un effort tranchant éventuel V.

Ces efforts sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99/V2003** qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots \text{ELU} \\ G + Q \dots \dots \dots \text{ELS} \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right.$$

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

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

Recommandation du **RPA99/Version2003** :

Les armatures longitudinales (**Art 7.4.2.1**):

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- ✓ Leur pourcentage minimal sera de 0.8% en zone II
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
4% en zone courante.
6% en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
40 \emptyset en zone I et II.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I et II.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

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

Avec

h_e : hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteaux.

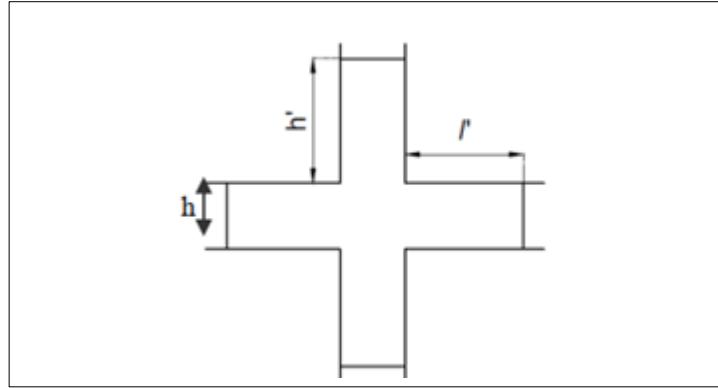


Figure V.2: Zone nodale.

Armatures transversales (Art 7.4.2.2)

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Avec

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : espacement entre les armatures transversales tel que :

- ✓ **Dans la zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_1, 15 \text{ cm}) \quad \text{en zone I et II}$$

- ✓ **Dans la zone courante**

$$t' \leq 15\phi_1 \quad \text{en zone I et II}$$

Où ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

- ✓ $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$
- ✓ $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} \text{ en \% est donnée comme suit:}$$

$$A_t = \begin{cases} 0.3\%(b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\%(b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} & \text{si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$

Avec

λ_g : l'élanement géométrique.

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

Remarque

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimum ;
- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.1 Calcul du ferrailage

- Ferrailage longitudinal

Hypothèse de calcul

- ✓ Le calcul en flexion composée.
- ✓ Fissuration peu nuisible ($e = 3$ cm).

- Sollicitations

Le ferrailage des poteaux est calculé par les sollicitations de calcul résultant les combinaisons les plus défavorables qui sont tirées directement du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V. 6: Sollicitation et ferrillages dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	Comb	Type de section		A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des Barres (cm ²)
S.sol , Esol et RDC	75×75	N _{max} →M _{cor}	3128.226 8	49.153 7	363.08	ELA	S.P.C		6.52	45	12HA20 +4HA16 =45.74
		N _{min} →M _{cor}	- 654.0208	105.64 55		ELA	S.E.T	29.53			
		M _{max} →N _{cor}	86.36	428.97		ELA	S.P.C	14.31			
Etages 1 ,2et 3	70×70	N _{max} →M _{cor}	1971.18	9.82	112.45	ELU	S.P.C		5.66	39.2	12HA20 +4HA14 =43.68
		N _{min} →M _{cor}	-289.85	8.89		ELA	S.E.T	25.73			
		M _{max} →N _{cor}	307.39	141.16		ELA	S.P.C	10.05			
Etages 4,5 et 6	65×65	N _{max} →M _{cor}	1316.22	9.96	84.22	ELU	S.P.C		4.87	33.8	4HA20+ 8HA16 +4HA14 =34.81
		N _{min} →M _{cor}	8.76	2.84		ELA	S.P.C	22.18			
		M _{max} →N _{cor}	299.13	117.66		ELA	S.P.C	11.05			
Etages 7,8et 9	55×55	N _{max} →M _{cor}	755.68	7.58	64.73	ELU	S.P.C		3.45	24.2	16HA14 =24.63
		N _{min} →M _{cor}	-26.77	6.3		ELA	S.E.T	15.88			
		M _{max} →N _{cor}	201.25	92.62		ELA	S.P.C	2.76			
Etage 10	45×45	N _{max} →M _{cor}	243.77	11.02	55.59	ELU	S.P.C		2.28	16.2	16HA12 =18.1
		N _{min} →M _{cor}	-33.24	2.58		ELA	S.E.T	10.63			
		M _{max} →N _{cor}	101.01	72.44		ELU	S.P.C	3.14			

- Vérification du ferrailage transversal

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

Tableau V.7: Vérification de ferrailage transversal.

Niveau	S.sol Esol RDC	Etages 1-2-3	Etages 4-5-6	Etages 7-8-9	Etage 10
Section(cm ²)	75×75	70×70	65×65	55×55	45×45
ϕ_l^{\min} (cm)	1.6	1.2	1.2	1.2	1.2
l_f (cm)	2.618	2.38	2.023	2.023	2.023
λ_g	3.49	3.40	3.11	3.68	4.50
V(KN)	363.08	112.45	84.22	64.73	55.49
$t_{z \text{ nodale}}$ (cm)	10	10	10	10	10
$t_{z \text{ cou}}$ (cm)	10	10	10	10	10
P	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
A_t (cm ²)	4.54	1.51	1.21	1.10	1.16
A_t^{\min} (cm ²)	5.08	4.90	5.02	3.47	1.92
A_t^{adop} (cm ²)	8HA10 =6.22	8HA10 =6.22	8HA10 =6.22	2HA10 +4HA8 =3.58	6HA8 =3.02

V.2.2 Vérifications nécessaires

- Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L'élancement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b} \dots \dots \dots \text{pour une section rectangulaire.}$$

l_f : longueur de flambement.

A_s : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$B_r = (b - 2) \times (h - 2) \Rightarrow$ section réduite du poteau.

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

Tableau V. 8: **Vérification au flambement des poteaux.**

Niveaux	h (m)	b (m)	l_f (cm)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (KN)	N_d (KN)	Observation
S.sol ,Esol ,Rdc	75	75	261.8	12.08	0.83	45.74	0.5329	9514.6326	2936.007	Vérifiée
1-2-3	70	70	238	11.76	0.83	43.68	0.4624	8381.2033	2266.86	Vérifiée
4-5-6	65	55	202.3	10.77	0.83	34.81	0.3969	7141.9636	869.03	Vérifiée
7-8-9	50	55	202.3	14.00	0.82	24.63	0.2809	5017.4524	869.03	Vérifiée
10	45	45	202.3	15.55	0.82	18.10	0.1849	3314.9170	280.34	Vérifiée

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

- Vérification des contraintes de compressions

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

Pour une section entièrement comprimé la vérification des contraintes sera comme suit :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \overline{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Tel que :

$S = b \times h + 15(A + A')$: Section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$

Les résultats de calcul pour les S.E.C sont regroupés dans le tableau ci-après :

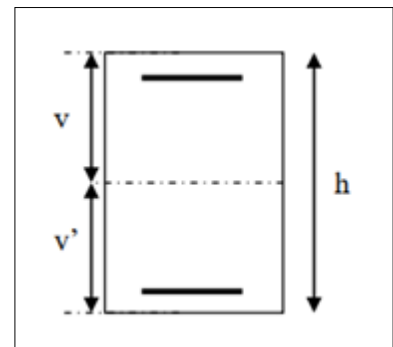


Figure V.3: Section d'un poteau.

Tableau V.9: Vérification des contraintes dans les poteaux.

Niveaux	S.sol Esol RDC	Etages 1- 2-3	Etages 4-5-6	Etages 7-8-9	Etage 10
Sections (cm ²)	75×75	70×70	65×65	55×55	45×45
d (cm)	72	67	62	52	42
A (cm ²)	14.58	14.11	11.84	7.7	5.65
N _{ser} (KN)	1853.79	1436.02	957.87	551.78	178.94
M _{ser} (KN.m)	80.76	7.11	7.26	5.6	8.07
V (m)	0.375	0.35	0.325	0.275	0.225
V' (m)	0.375	0.35	0.325	0.275	0.225
M _G ^{ser} (KN.m)	80.76	7.11	7.26	5.6	8.07
I _{yy'} (m ⁴)	0.0316	0.0243	0.01797	0.00901	0.004062
σ _{bc1} (MPa)	3.16	2.8	2.178	1.75	0.85
σ _{bc2} (MPa)	2.21	2.7	2.04	1.58	0.4
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

- Vérification des contraintes de cisaillements

Selon le **RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 10: Vérification des contraintes de cisaillements.

Niveaux	Section (cm ²)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
S.sol ,Esol ,Rdc	75× 75	3.49	0.04	72	363.08	0.67	1.00	Vérifiée
1-2-3	70× 70	3.40	0.04	67	112.45	0.24	1.00	Vérifiée
4-5-6	65× 65	3.11	0.04	62	84.22	0.21	1.00	Vérifiée
7-8-9	55× 55	3.68	0.04	52	64.73	0.23	1.00	Vérifiée
10	45× 45	4.50	0.04	42	55.49	0.29	1.00	Vérifiée

V.2.4 Vérification de la zone nodale

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de : 1,25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se produisent dans les poutres et non pas dans les poteaux. Le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

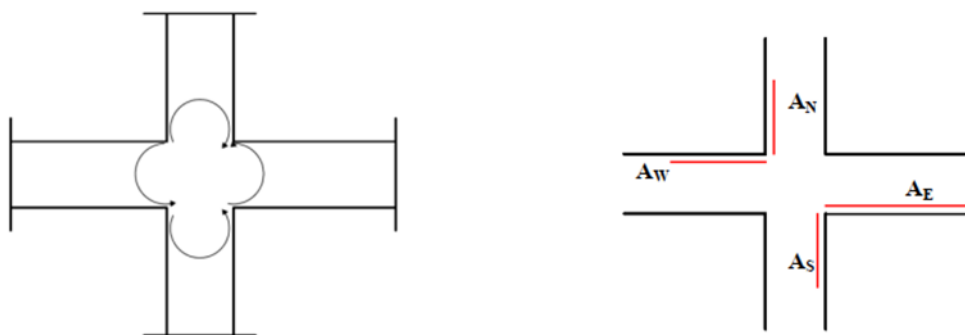


Figure V.4: Répartition des moments dans la zone nodale.

Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton.
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section.
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers.

On a: $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$ Avec : $z = 0.9h$, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $\gamma_s = 1$.

Tableau V.11: Moment résistant des poteaux.

Niveaux	Poteaux				
	h (m)	z (m ²)	A _s (cm ²)	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
S.sol	0.75	0.675	14.58	400	393.66
Esol	0.75	0.675	14.58	400	393.66
RDC	0.75	0.675	14.58	400	393.66
1	0.7	0.63	14.11	400	355.57
2	0.7	0.63	14.11	400	355.57
3	0.7	0.63	14.11	400	355.57
4	0.65	0.585	11.84	400	277.06
5	0.65	0.585	11.84	400	277.06
6	0.65	0.585	11.84	400	277.06
7	0.55	0.495	7.70	400	152.46
8	0.55	0.495	7.70	400	152.46

Tableau V.12: Moment résistant dans les poutres.

Niveaux	Local	h (m)	z (m ²)	A _s (m ²)	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
Etages courants	P.P	0.40	0.36	12.06	400	173.66
	P.S	0.40	0.36	10.05	400	144.72

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont illustrés dans les tableaux suivants :

Tableau V.13: Vérification des zones nodales poutres principales.

Niveaux	Poutres principales						Observation
	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
S.sol	787.32	393.66	1180.98	173.66	173.66	434.16	vérifié
Esol	787.32	393.66	1180.98	173.66	173.66	434.16	vérifié
RDC	787.32	393.66	1180.98	173.66	173.66	434.16	vérifié
1	711.14	355.57	1066.72	173.66	173.66	434.16	vérifié
2	711.14	355.57	1066.72	173.66	173.66	434.16	vérifié
3	711.14	355.57	1066.72	173.66	173.66	434.16	vérifié
4	554.11	277.06	831.17	173.66	173.66	434.16	vérifiée
5	554.11	277.06	831.17	173.66	173.66	434.16	vérifié
6	554.11	277.06	831.17	173.66	173.66	434.16	vérifié
7	304.92	152.46	457.38	173.66	173.66	434.16	vérifié
8	304.92	152.46	457.38	173.66	173.66	434.16	vérifié

Tableau V.14: Vérification des zones nodales poutres secondaires.

Niveau	Poutres secondaires						Obs
	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
S.sol	787.32	393.66	1180.98	144.72	144.72	361.80	vérifié
Esol	787.32	393.66	1180.98	144.72	144.72	361.80	vérifié
RDC	787.32	393.66	1180.98	144.72	144.72	361.80	vérifié
1	711.14	355.57	1066.72	144.72	144.72	361.80	vérifié
2	711.14	355.57	1066.72	144.72	144.72	361.80	vérifié
3	711.14	355.57	1066.72	144.72	144.72	361.80	vérifié
4	554.11	277.06	831.17	144.72	144.72	361.80	vérifié
5	554.11	277.06	831.17	144.72	144.72	361.80	vérifié
6	554.11	277.06	831.17	144.72	144.72	361.80	vérifié
7	304.92	152.46	457.38	144.72	144.72	361.80	vérifié
8	304.92	152.46	457.38	144.72	144.72	361.80	vérifié

Remarque

On remarque que la condition du RPA est vérifiée pour tous les niveau étages, donc il y'a pas risque de formation du phénomène poteau faible et poutre forte. Il n'y a pas lieu donc d'augmenter la section du ferrailage des poteaux,

Détail d'un cours d'armature transversale dans la zone nodale
2 U superposés

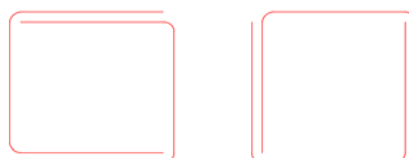


Figure V.5: Armature transversale dans la zone nodale.

❖ Schéma de Ferrailages des poteaux

Les schémas de ferrailage des poteaux sont représentés, dans les figures ci-dessous.

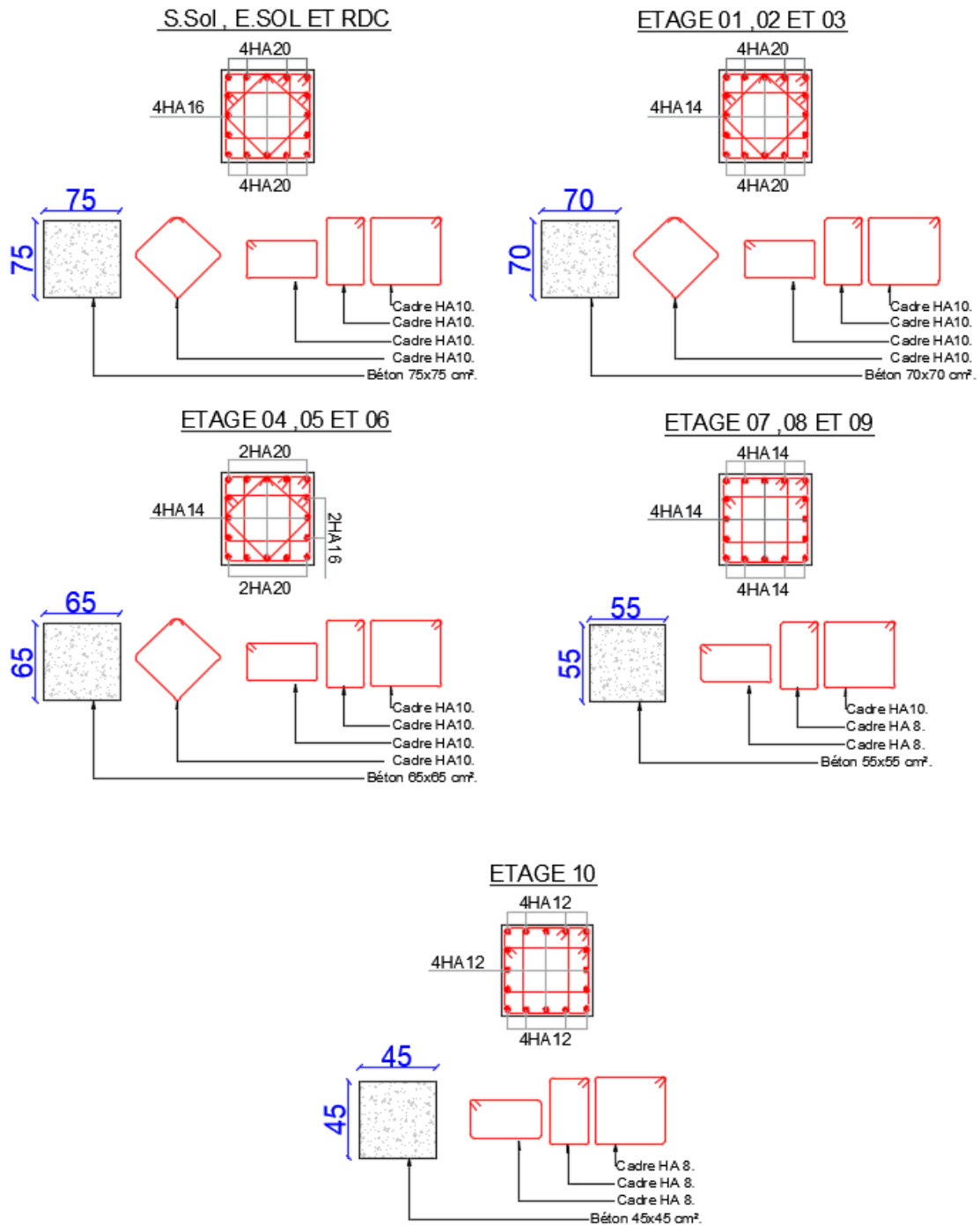


Figure V.6: Ferrailage des poteaux.

V.3 Etude des voiles

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, d'après le **RPA99 Version2003 (Art 7.7.1)** considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$ (**l, a** : respectivement longueur et épaisseur du voile). Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

V.3.1 Exigence du RPA

Le **RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leurs bases, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$①
- $G + Q \pm E$②
- $0,8G \pm E$③

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

- $M_{max} \rightarrow N_{corresp}$
- $N_{max} \rightarrow M_{corresp}$
- $N_{min} \rightarrow M_{corresp}$

- Recommandation du RPA99 version 2003**- Armatures verticales**

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

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue, e : épaisseur du voile.

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- Armatures Horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

- Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m^2 .

- Règles communes RPA99 version 2003 (Art.7.7.4.3)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - ✓ En zone courante 0,10 %
- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $St \leq \min (1,5 e ; 30 \text{ cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $l/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

1) $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

2) 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec } V = 1,4Vu$$

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

V.3.2 Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont tirées du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.15: Sollicitation dans le voile du Vx4.

Etage	N _{max} →M _{cor}		M _{max} →N _{cor}		N _{min} →M _{cor}		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
E.sol	1975.42	144.04	1868.38	13.16	-813.40	1193.89	825.10

- Ferrailages

Le calcul de ferrailage se fera sous N_{min} et M_{cor}, à la flexion composée pour une section (e×l).

La section trouvée (A) sera comparée avec la section minimale (A_{min}) du **RPA99** et le ferrailage choisit est le plus défavorable entre les deux sections.

Données :

$$N_{\min} = -813.40 \text{ KN} ; M_{\text{cor}} = 1193.89 \text{ KN.m.}$$

$$l = 2.6 \text{ m} ; e = 0.2 \text{ m} ; d = 2.55 \text{ m} ; d' = 0.05 \text{ m.}$$

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1193.89 - 813.40 \times \left(2.55 - \frac{2.6}{2} \right) = 177.14 \text{ KN.m}$$

$$= 0.177 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.177}{0.2 \times (2.55)^2 \times 18.48} = 7.37 \times 10^{-3}$$

$$\mu_{bu} = 7.37 \times 10^{-3} < \mu_1 = 0.38 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 9.24 \times 10^{-3}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 2.55(1 - 0.4 \times 9.24 \times 10^{-3}) = 2.54 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{0.177}{2.54 \times 400} = 1.74 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 1.74 \times 10^{-4} - \frac{-813.40 \times 10^{-3}}{400} = 22.07 \text{ m}^2$$

Soit $A_s = 22.07 \text{ cm}^2$

- Détermination des longueurs (tendue et comprimée)

On a :

$$\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases} \quad \text{Avec :} \quad \begin{array}{l} l_t : \text{Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).} \\ l_c : \text{Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du} \end{array}$$

$$\text{On a : } \sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{\max}, \sigma_{\min} > 0 \rightarrow \text{SEC;} \\ \sigma_{\max}, \sigma_{\min} < 0 \rightarrow \text{SET;} \\ \sigma_{\max} > 0, \sigma_{\min} < 0 \rightarrow \text{SPC.} \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_1 = -6.86 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = 3.83 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour éviter tous risques de changement de signe et contraintes sur les différentes combinaisons, la zone tendue calculée avec les extrémités du voile, le voile sera donc ferrillé symétriquement.

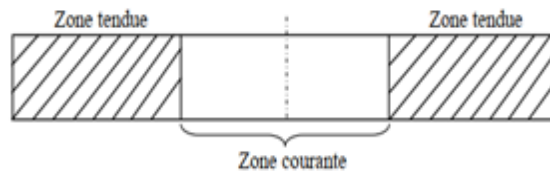


Figure V.7: Zone tendue et courante dans les voiles.

Donc :

$$\begin{cases} l_t = 0.916 \text{ m} \\ l_c = 0.768 \text{ m} \end{cases}$$

- Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante)

On a :

$$\begin{cases} A_{\min}^{Z.T} = 0.2\% (e \times l_t) = 3.66 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^{Z.C} = 0.10\% (e \times l_c) = 1.53 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Armatures minimales dans tout le voile

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{\min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(20 \times 260) = 7.8 \text{ cm}^2$

- Espacement des barres verticales

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

- Armatures horizontales**Rôle des armatures horizontales**

- ✓ Reprendre l'effort tranchant ;
- ✓ Empêcher le flambement.

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.9 \times f_e}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = 2.26 \text{ MPa}$$

- Espacement des barres horizontales

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On opte : $S_t = 20 \text{ cm}$

Donc :

$$A_h = \frac{2.26 \times 0.2 \times 0.2}{0.9 \times 400} = 2.52 \text{ cm}^2 .$$

Tableau V. 16: Ferrailage du voile VY4.

Section	Voile VY4				
	E.SOL et RDC	1-2-3	4-5-6	7-8-9	10
l(m)	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
M(KN)	1193.89	689.12	396.74	246.19	106.87
N(KN.m)	-813.4	638.45	923.63	-40.167	-6.12
d (m)	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55
V(KN)	825.1	371	317.36	234.3	91.35
τ (MPa)	2.26	1.02	0.87	0.64	0.25
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	22.07	0	0	2.93	1.13
A^{min} (cm ²)	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8
I(m ⁴)	0.293	0.293	0.293	0.293	0.293
v(m)	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
σ_1 (MPa)	-6.863	4.286	3.537	-1.170	0.486
σ_2 (MPa)	3.73	-1.83	0.02	1.02	-0.46
l_t (m)	0.916	0.778	0.011	1.208	1.268
l_c (m)	0.768	1.044	2.577	0.184	0.065
A_{tendu}^{min} (cm ²)	3.665	3.112	0.045	4.832	5.071
$A_{courant}^{min}$ (cm ²)	1.535	2.088	5.155	0.368	0.129
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{v/face}^{adopté}$	6HA10+13HA8	19HA8	19HA8	19HA8	19HA8
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
A_h^{cal} (cm ²)	2.52	1.13	0.97	0.71	0.28
A_h^{min} (cm ²)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Exemple de Schéma de ferrailage des voiles de l'entresol et RDC

FERRAILAGE DU VOILE VY4

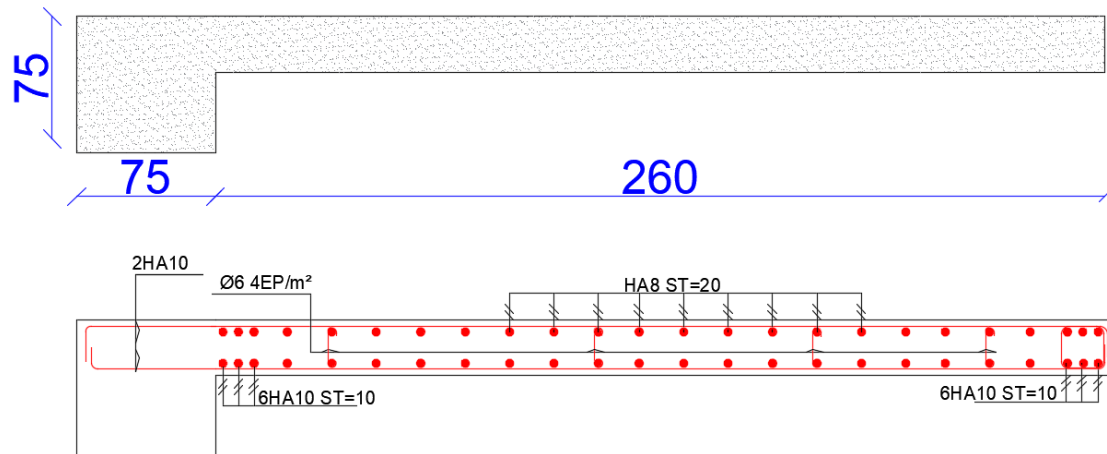


Figure V.8: Schémas de ferrailage.

Conclusion

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

- Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations.
- Ils sont ferrailés souvent par le minimum du RPA, cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques.
- Les exigences du **RPA** valorisent la sécurité par rapport à l'économie.

Introduction

Les fondations sont des ouvrages de transition destinés à transmettre au sol dans de bonnes conditions les charges permanentes et les charges variables d'une construction. Elles doivent être stables, c'est-à-dire qu'elles ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage. Des tassements uniformes sont admissibles dans certaines mesures mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage car les fondations constituent une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découlent sa bonne tenue.

VI.1 Les différents types de fondations

Des fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier général) sont réalisées lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur. Lorsque ces couches sont à une grande profondeur, des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux) devront être réalisées.

- Choix du type des fondations

Le choix du type de fondation dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ La charge à transmettre au sol.
- ✓ La dimension des trames.
- ✓ La profondeur d'ancrage.

Pour le choix de type de fondation pour notre ouvrage on doit vérifier dans l'ordre suivant :

1. Les semelles isolées.
2. Les semelles filantes.
3. Le radier général.

Et enfin, on opte le choix qui convient la structure et le sol.

- Etude des fondations

- Combinaisons de calcul

D'après le **RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)** et le **DTR BC2.33.1**, les fondations superficielles sont dimensionnées, sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \text{ RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)}$$

$$\begin{cases} G + Q \\ 1.35G + 1.5Q \end{cases} \text{ DTR BC2.33.}$$

- Vérification de la semelle isolée

En premier lieu, on propose des semelles isolées donc la vérification à faire est :

$$\frac{N^{\text{Ser}}}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \dots \dots \dots \textcircled{1}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N^{Ser} : l'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel **ETABS V2016**.

$$N^{\text{Ser}} = 2011.98\text{KN} \quad \text{A L'ELS}$$

S : surface d'appui de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.7 \text{ bar}$

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow B = \frac{A}{a} b \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

Avec :

a, b : dimensions d'avant poteau.

On remplace $\textcircled{2}$ dans l'équation $\textcircled{1}$ on trouve :

$$A \geq \sqrt{\frac{N^{\text{Ser}} \times a}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times b}}$$

$$\Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{2011.98 \times 0.75}{1.7 \times 0.75}} \Rightarrow A \geq 3.44 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 2.95m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

- Vérification de la semelle filante

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons en utilisant le logiciel **ETABS 2016**, pour tirer les efforts normaux situé sous les fils des portiques.

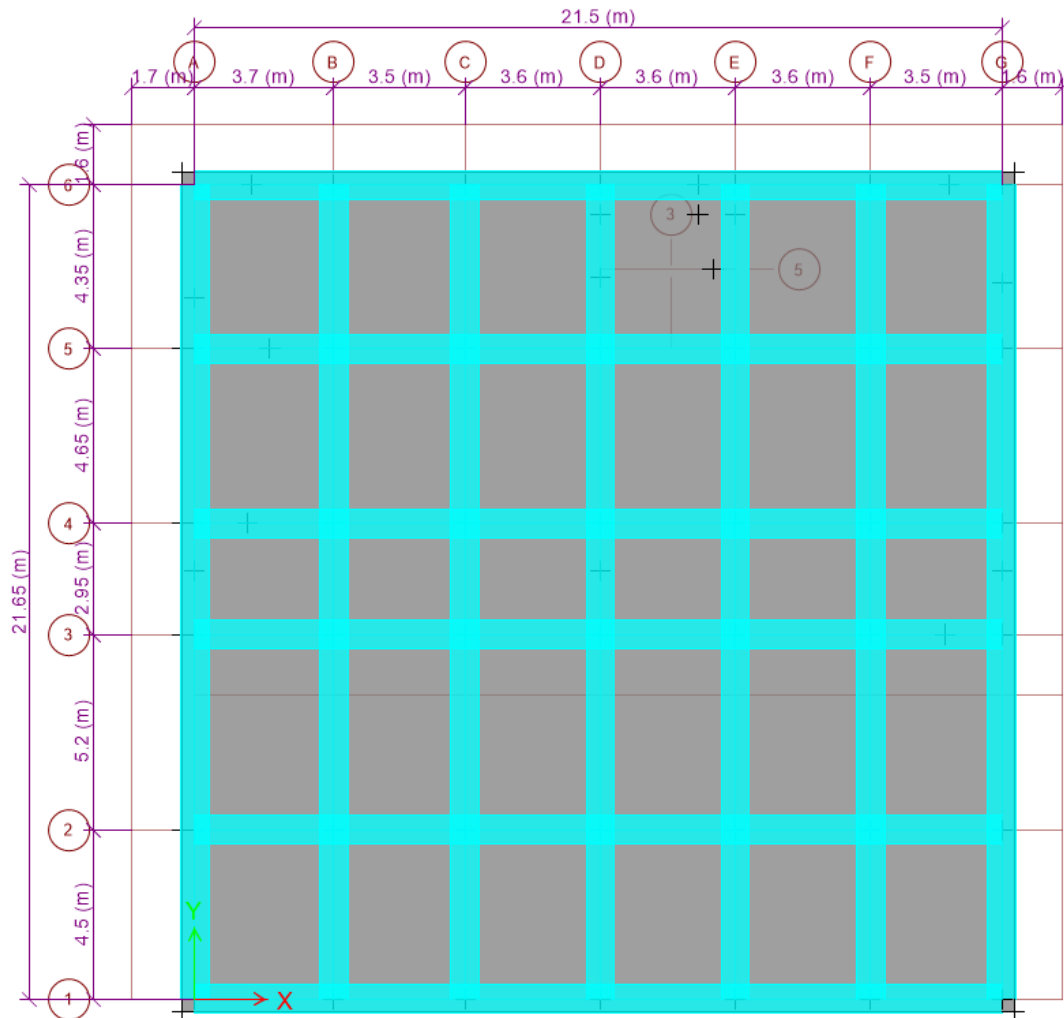


Figure VI.1: les différentes files des semelles filantes.

Remarque : les semelles filantes filantes sont disposer parallèle a Y-Y

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1: Les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.

Les files de portiques	A	B	C	D	E	F	G
La somme des efforts	3819.54 KN	6818.97 KN	7379.03 KN	6776.16 KN	7804.97 KN	6882.20 KN	3550.56 KN

D'après les résultats de tableau précédant on constate que la file E est la plus sollicitée.

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$\sum_{i=1}^6 N_i = 7804.97 \text{KN}$$

La surface totale des semelles se calcul par la formule suivante :

Données : $N^{\text{Ser}}=7804.97\text{KN}$; $\sigma_{\text{sol}} = 1.7\text{Bars}$

$L = \sum l_i + 2 \times l_{\text{Débordement}}$ Avec $l_{\text{Débordement}}=0.75 \text{ m}$

$L=23.9\text{m}$

On a:

$$S \geq \frac{N^{\text{Ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N^{\text{Ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow B \geq \frac{N^{\text{Ser}}}{\sigma_{\text{sol}} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{7804.97}{1.7 \times 23.9} \Rightarrow B \geq 1.92 \text{m}$$

On opte pour: $B=2 \text{ m}$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2.95m, on remarque qu'il n'y aura pas de chevauchement entre les semelles filantes.

- Calcul de la surface de la semelle filante

$$S \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{7804.97}{170} = 45.91 \text{m}^2$$

- Calcul de la hauteur total de la semelle filante

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par la formule :

$$h_t = d + d'$$

Avec :

d' : Enrobage des armatures $d'=5\text{cm}$

d : Hauteur utile que doit vérifier la condition suivante : $d > \frac{B-b}{4}$

$d=35\text{cm}$ donc $h_t= 40 \text{ cm}$

- Vérification en tenant compte de la semelle filante :

La semelle est soumise à son poids propre ainsi qu'au poids de la superstructure :

$$N_T = N_{\text{sup}} + N_{\text{inf}}$$

Avec :

$$N_{\text{sup}} = \sum N_i = 7804.97 \text{KN}$$

$$N_{\text{infr}} = N_{\text{A.P}} + N_{\text{S.f}}$$

$$N_{\text{Avant poteau}} = \gamma b \times S_{\text{A.P}} \times h \times n$$

$$N_{\text{Semelle filante}} = \gamma b \times S_{\text{S.f}} \times h_t$$

Avec :

$S_{A,P}$: Surface de l'avant poteaux (75×75).

h : Hauteur de l'avant poteaux $h=1\text{m}$.

n : Nombre de poteaux revenant à la semelle filante $n=6$.

h_t : Hauteur de la semelle filante $h_t=0.4$

A.N :

$$N_{A,P}=25 \times 0.75^2 \times 1 \times 6 = 84.34 \text{KN}$$

$$N_{S,f}=25 \times 45.91 \times 0.4 = 459.11 \text{KN}$$

$$N_T = 8348.42 \text{KN}$$

✓ **Vérification de la contrainte**

$$\frac{N^{\text{Ser}}}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{848.42 \times 10^{-3}}{45.91} = 0.181 \text{ MPa} > 0.17 \text{MPa}$$

On constate que la contrainte de la semelle filante est supérieure à la contrainte admissible du sol, ce qui revient à dire que ce type de semelle ne convient pas à notre structure.

Donc on opte pour un radier général appuyée sur les nervures.

VI.2 Etude du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les piliers de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide) et Le dimensionnement du radier se fait selon les sept conditions principales concernant la raideur du radier, sa résistance au cisaillement, au poinçonnement, au renversement, la contrainte du sol, la poussée hydrostatique et une condition forfaitaire de coffrage.

- Pré dimensionnement

- Condition de coffrage

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} \end{cases}$$

Avec :

h_r : hauteur de la dalle.

h_t : hauteur des nervures.

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{\max} = 5.2 \text{ m}$).

Donc :

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{520}{20} = 26\text{cm} \\ h_t \geq \frac{520}{10} = 52\text{cm} \end{cases}$$

- Condition de rigidité

On dit qu'un radier est rigide si :

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)} \end{cases}$$

Avec :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

K : coefficient de raideur du sol (pour un sol moyen $K = 4 \times 10^7 \text{ KN/m}^3$).

On a :

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 \text{ sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très bon sol} \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur de la semelle.

I : Moment d'inertie de la semelle

Soit :

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

$$\text{Avec : } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (5.2)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 0.76\text{m} = 76.52\text{cm}$$

$$\text{Soit: } h_t = 0.8\text{cm} \quad \text{Donc : } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3.216 \times 10^7 \times (0.8)^3}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3.42\text{m}$$

$$L_{\max} = 5.2 < \frac{\pi}{2} \times 3.42 = 5.37\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

D'après les conditions de coffrage et rigidité on opte pour $h_t = 130 \text{ cm}$.

- Calcul de la surface du radier

Il est nécessaire avant tout de calculer la surface nécessaire au radier selon le poids total qu'il supporte. Ce dernier est représenté par la somme des efforts normaux des poteaux et voiles de la structure, soit le poids de la structure elle-même.

On a : $N = 53118.4676 \text{ KN}$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N^{\text{Ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{59906.5393}{170} = 352.39\text{m}^2$$

On prend : $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} = 496.1\text{m}^2$

Les dimensions du radier sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur de la nervure } h_t = 80 \text{ cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 35 \text{ cm} \\ \text{enrobage } d' = 5 \text{ cm} \\ \text{la surface du radier } S_{\text{rad}} = 496.1\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

VI.3 Vérifications diverses

- Vérification des contraintes dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.17 \text{ MPa}$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

En utilisant, le programme « **SOCOTEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = 20654 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 11.75 \text{ m} \\ I_y = 20377.7\text{m}^4 \text{ et } Y_G = 11.83 \text{ m} \end{array} \right.$$

Les efforts transmis au sol sont déterminés par la méthode suivante :

Présentation de la méthode

Les efforts extraits à partir du logiciel **ETABS** sont :

$$M_x = 46.661\text{MN.m} ; M_y = 197.499 \text{ MN.m}$$

- Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens

Exemple de calcul

Sens X-X

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{59.906}{496.1} + \frac{46.661}{20654} \times 11.83 = 0.147 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{59.906}{496.1} - \frac{61.302}{20654} \times 11.83 = 0.085\text{MPa} \end{array} \right.$$

On trouve :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.147 + 0.085}{4} = 0.131 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.17 \text{ MPa}$$

On remarque que la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

Sens Y-Y

$$\begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{59.906}{496.1} + \frac{197.49}{20377.7} \times 10.75 = 0.224 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{59.906}{496.1} - \frac{197.49}{20377.7} \times 10.75 = 0.0165 \text{ MPa} \end{cases}$$

On obtient donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.224 + 0.0165}{4} = 0.172 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.17 \text{ MPa}$$

On remarque que la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens Y-Y.

il faudrait donc augmenter la section du radier. Alors un débord est nécessaire.

Le débord « D », doit vérifier la condition suivante

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

$$D \geq \max\left(\frac{35}{2}; 30 \text{ cm}\right), \text{ on opte pour } D=70 \text{ cm.}$$

La nouvelle surface du radier à prendre en compte, est donc $S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_D = 560.5 \text{ m}^2$

Les nouvelles caractéristiques géométriques du radier sont donc comme suit :

$$\begin{cases} I_x = 26098.1 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 10.76 \text{ m} \\ I_y = 25932.4 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 10.79 \text{ m} \end{cases}$$

Sens Y-Y

$$\begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = 0.181 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = 0.024 \text{ MPa} \end{cases}$$

On obtient donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.141 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.17 \text{ MPa}$$

On constate que les contraintes moyennes sous le radier dans les deux sens, sont vérifiées après augmentation de la surface du radier, avec un débord : $D = 70 \text{ cm}$. (Après plusieurs

Itérations qui ne satisfaisaient pas la vérification des contraintes, on opte pour $D=70 \text{ cm}$).

- Vérification au cisaillement

Soit :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande $b = 1 \text{ m}$ et de hauteur utile d .

Avec :

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2S_{\text{rad}}} = \frac{82449.9 \times 5.2}{2 \times 560.4} = 382.52 \text{ KN}$$

Donc :

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{0.382}{1 \times 2.5} = 0.153 \text{ m}$$

On prend : $d = 30 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} = 1.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5$$

- Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul à l'ELU du poteau le plus sollicité. $N_d = 2774.2167 \text{ KN}$

h_t : hauteur total de radier. $h_t = 0.8 \text{ m}$

U_c : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

Le poteau le plus sollicité est le poteau $(75 \times 75) \text{ cm}^2$, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A \times B)$

Tel que :

$$\begin{cases} A = a + h_t = 1.55 \text{ m} \\ B = b + h_t = 1.55 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow U_c = 4.805 \text{ m}$$

$$N_d = 2.77 \text{ MN} < 0.045 \times 4.805 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 2.88 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

- Vérification de la poussée hydrostatique

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$$

Avec :

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1.5$).

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ($H = 4$ m).

S_{rad} : Surface du radier ($S_{\text{rad}} = 560.4$ m²).

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10$ KN/m³).

$$N = 59906 \text{ KN} > 1.5 \times 4 \times 560.4 \times 10 = 33624 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Sens X-X

$$e = \frac{46.661}{59.906} = 0.77 < \frac{21.5}{4} = 5.37 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens Y-Y

$$e = \frac{197.49}{59.906} = 3.24 < \frac{21.65}{4} = 5.41 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Ferrailage 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 ferrailage pour tout le radier.

- Calcul des sollicitations

$$\text{On a: } Q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}}$$

Avec :

N_u : l'effort normal ultime donné par la structure.

(A PARTIR DU LOGICIEL ETABS).

On a :

Donc :

$$Q_u = \frac{82449.9}{560.4} = 147.12 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité On a :

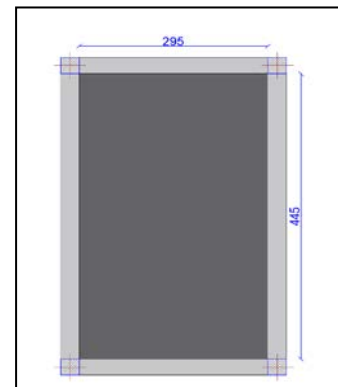


Figure VI.2: le panneau le plus sollicité.

$$\begin{cases} l_x = 3.7 - 0.75 = 2.95 \text{ m} \\ l_y = 5.2 - 0.75 = 4.45 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.95}{4.45}$$

$P=0.66 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 0.66 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0737 \\ \mu_y = 0.3753 \end{cases}$$

- Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 94.36 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 35.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 80.21 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 30.1 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -40.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times h) = (1 \times 0.35) \text{ m}^2$.

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 2: Tableau du ferrailage de radier.

Localisation		M_U (KN.m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S_t (cm)
Travée	X-X	80.21	7.94	3.27	10.05	5HA16	20
	Y-Y	30.1	2.92	2.8	10.05	5HA16	20
Appui		-47.18	4.61	3.27	10.05	5HA16	20

- Vérifications à l'ELS

$$\text{On a: } Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$$N_s = 59906 \text{ KN}$$

$$\text{Donc ; } Q_s = \frac{59906}{560.4} = 118.29 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul des moments isostatiques

$$\text{On a: } \rho = 0.66 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0792 \\ \mu_y = 0.5351 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 81.53 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 43.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 69.3 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 37.08 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -40.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes

Le ferrailage se fait pour une section (b×h) : (1×0,35) m²

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 3 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	69.30	8.12	90015.45	6.25 < 15	Vér	252.65 > 201.63	N.vér
	Y-Y	37.08	8.12	90015.45	3.34 < 15	Vér	135.19 < 201.63	Vér
Appui		-40.76	8.12	90015.45	3.67 < 15	Vér	148.62 < 201.63	Vér

La contrainte de traction des aciers n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS.

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de calcul des armatures à l'ELS du radier :

Tableau VI. 4 : Calcul des armatures a l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	A	A _{cal} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t (cm)
Travée	X-X	69.3	3.82	0.3	12.72	7HA16=14.07	15

Le tableau ci-dessous résume les vérifications de la contrainte de traction dans les aciers après avoir recalculé les armatures à l'EL .

Tableau VI. 5 : Vérification des contraintes à l'ELS après augmentation du ferrailage.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	69.3	9.34	117243.00	6.51 < 15	Vér	183.19 < 201.63	Vér

- Vérification des espacements**

La fissuration est nuisible, donc pour les deux sens on a :

$$S_t \leq \min(2h_r; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$$

❖ Schéma de ferrailage du radier

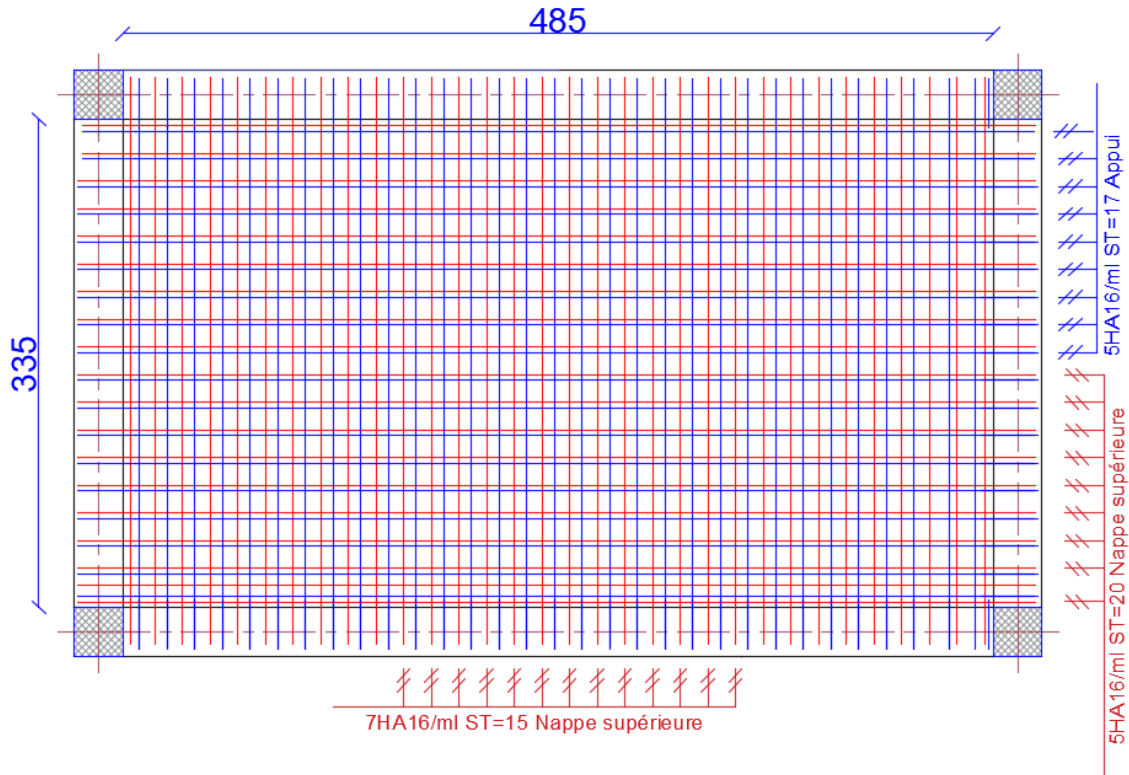


Figure VI. 3: ferrailage du radier.

Débord

nous convenons de ferrailer le débord par le prolongement des armatures destinées aux appuis rive du radier.

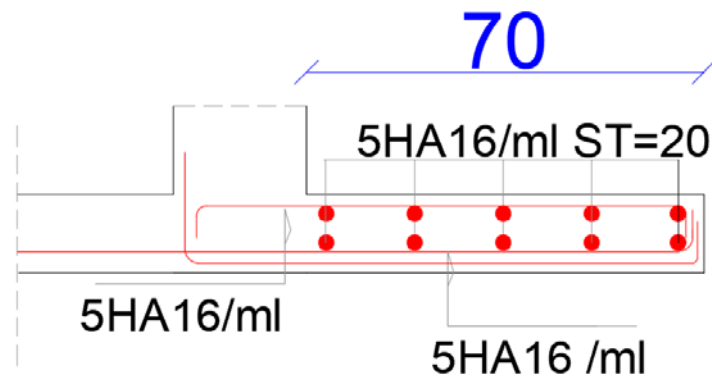


Figure VI. 4: ferrailage du débord.

VI.5 Etude des nervures

Les nervures sont des sections en Té renversé, servent d'appuis pour la dalle du radier et la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :

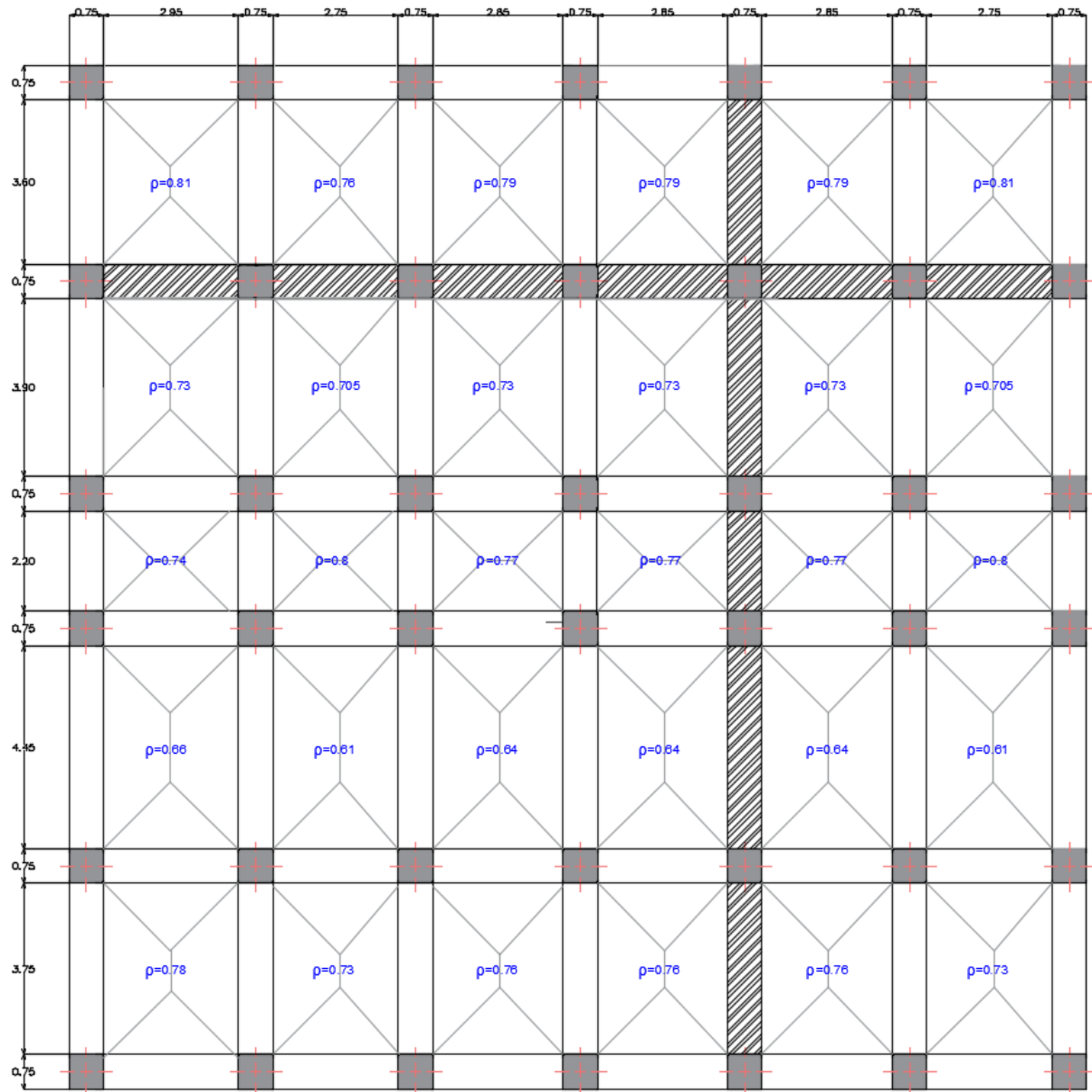


Figure VI.5: Schéma des lignes de ruptures.

La transmission des charges est subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires). Pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

- Méthode de calcul**✓ Charges triangulaires****Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée**

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

✓ Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

- Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

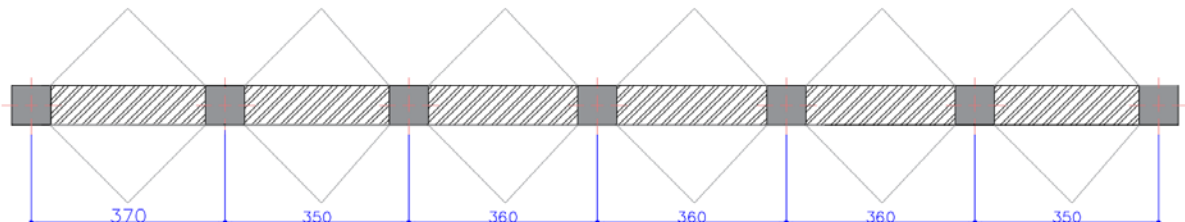
✓ Sens X-X

Figure VI.6: Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X.

✓ Sens Y-Y

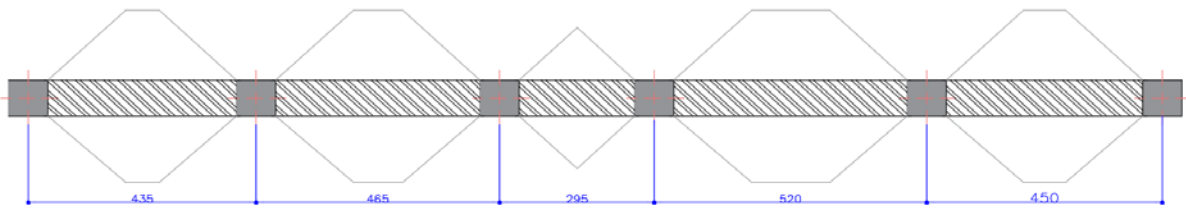


Figure VI. 7 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.

- Calcul de chargement

Détermination de P_u et P_s

On a :

$$\begin{cases} N'_u = N_u - N_{ner} = 93954.23 - 1.35 \times 5681.13 = 86284.70 \text{ KN} \\ N'_s = N_s - N_{ner} = 68428.23 - 5681.13 = 62747.1 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} P_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = \frac{93954.23}{560.4} = 167.65 \text{ KN/m}^2 \\ P_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = \frac{57502.66}{560.4} = 102.61 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Sens X-X

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6: Le chargement sur les travées sens X-X.

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5	Travée 6
q_m^u (KN/m)	329.71	307.36	318.54	318.54	318.54	307.36
q_m^s (KN/m)	201.80	188.12	194.96	194.96	194.96	188.12
q_v (KN/m)	247.28	230.52	238.90	238.90	238.90	230.52

Sens Y-Y

Tableau VI.7: Les chargements sur les travées sens Y-Y.

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5
q_m^u (KN/m)	378.40	392.93	245.89	412.57	392.93
q_m^s (KN/m)	231.60	240.49	150.49	252.51	240.49
q_v (KN/m)	333.74	348.17	184.42	368.74	348.17

Calcul des sollicitations

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

$$\text{Donc : } P_{\text{ner}}^U = 1.35 \times b_{\text{a.pot}} \times h_t \times \gamma_b = 1.35 \times 0.75 \times 0.8 \times 25 = 20.25 \text{ KN/m}$$

$$P_{\text{ser}}^S = b_{\text{a.pot}} \times h_t \times \gamma_b = 0.75 \times 0.8 \times 25 = 15 \text{ KN/m}$$

Sens X-X✓ **A l'ELU**

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Tableau VI.8: Tableau des sollicitations a l'ELU sens X-X.

Travée	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _t (KN.m)
A-B	3.7	349.96	0	-451.008	1.502	394.593
B-C	3.5	327.61	-451.008	-316.584	1.867	120.108
C-D	3.6	338.79	-316.584	-330.595	1.788	225.273
E-F	3.6	338.79	-330.595	-433.906	1.8	218.245
F-G	3.6	338.79	-433.906	-401.784	1.736	180.105
G-H	3.5	327.61	-401.784	0	2.106	318.294

✓ **L'ELS****Tableau VI.9:** Tableau des sollicitations a l'ELS sens X-X.

Travée	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _t (KN.m)
A-B	3.7	216.8	0	-279.465	1.502	244.424
B-C	3.5	203.12	-279.465	-196.238	1.867	74.568
C-D	3.6	209.96	-196.238	-204.881	1.789	139.589
E-F	3.6	209.96	-204.881	-204.881	1.8	135.254
F-G	3.6	209.96	-204.881	-263.113	1.723	106.761
G-H	3.5	203.12	-263.113	0	2.106	210.647

Sens Y-Y

✓ A l'ELU

Tableau VI.10: Tableau des sollicitations a l'ELU sens Y-Y.

Travée	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _t (KN.m)
A-B	4.35	398.65	0	-778.215	1.72	589.91
B-C	4.65	413.18	-788.455	-472.697	2.486	488.24
C-D	2.95	266.14	-479.262	-617.296	1.287	-258.193
E-F	5.2	432.82	-625.361	-923.162	2.462	686.944
F-G	4.5	413.18	-934.796	0	2.753	630.684

✓ A l'ELS

Tableau VI.11: Tableau des sollicitations a l'ELS sens Y-Y.

Travée	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _t (KN.m)
A-B	4.35	246.6	0	-487.655	1.72	364.94
B-C	4.65	255.49	-487.655	-296.586	2.486	301.725
C-D	2.95	165.49	-296.586	-386.749	1.29	158.823
E-F	5.2	267.51	-386.749	-577.909	2.463	424.381
F-G	4.5	255.49	-577.909	0	2.753	390.031

- Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple.

✓ Détermination de la largeur b selon les deux sens

Donnés :

$$\begin{cases} h = 0.8\text{m} ; h_0 = 0.35\text{m} \\ b_0 = 0.75\text{ m} ; d = 0.75\text{ m} \end{cases}$$

✓ Sens X-X :

On a :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \dots \dots \dots \text{CBA (Art 4. 1. 3)}$$

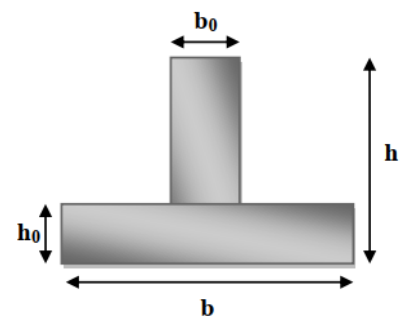


Figure VI.8: Schéma des nervures.

$$\frac{b - 0.75}{2} \leq \min\left(\frac{3.7}{2}; \frac{2.95}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.75}{2} \leq \min(1.85; 0.295)$$

Donc : $b \leq 1.34\text{m}$ soit $b=1.34\text{m}$

✓ **Sens Y-Y :**

$$\frac{b - 0.75}{2} \leq \min\left(\frac{5.2}{2}; \frac{3.5}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.75}{2} \leq \min(2.6; 0.35)$$

Donc : $b \leq 1.45\text{m}$ soit $b=1.45\text{m}$

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.12: Calcul des ferrailages.

Localisation		M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	Choix des barres
X-X	Travée	394.59	15.41	12.13	24.3	12HA16
	Appui	-451	17.66	12.13	24.3	12HA16
Y-Y	Travée	686.94	27.16	13.13	37.7	12HA20
	Appui	-934.79	37.41	11.79	37.7	12HA20

- **Vérification nécessaire**

- **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

On a: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{\tau}_u < \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{F. N}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X - X: } \tau_u = \frac{655.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.75} = 0.87 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \text{Sens Y - Y: } \tau_u = \frac{1065.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.75} = 1.72 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

- **Vérification de la jonction de table nervure**

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b - b_0}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Sens X-X $\Rightarrow \tau_u = \frac{655.16 \times \left(\frac{1-0.75}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.75 \times 0.35 \times 1} = 0.34 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Sens Y-Y $\Rightarrow \tau_u = \frac{1065.73 \times \left(\frac{1-0.75}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.75 \times 0.35 \times 1} = 0.56 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

- Vérification des contraintes à l'ELS

TableauVI.13: Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs
X-X	Travée	244.42	17.66	1444442.28	2.98 < 15	Vér	145.53 < 201.63	Vér
	Appui	-279.46	17.66	1444442.28	3.41 < 15	Vér	166.40 < 201.63	Vér
Y-Y	Travée	424.3	20.60	2096039.18	4.16 < 15	Vér	165.18 < 201.63	Vér
	Appui	-577.9	20.60	2096039.18	5.67 < 15	Vér	215.32 > 201.63	N.vér

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS

TableauVI.14: Calcul des armateurs a l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	□ (10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres
Y-Y	Appui	-577.9	3.51	0.29	44.03	48.3	6HA25+6HA20

Les armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1^{\max}\right] \leq 25 \text{ mm, alors } \phi_t = 10$$

$$A_t = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \\ 2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 62.8 \text{ cm} \\ 3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \leq 64.41 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit : S_t = 20 cm

Les armatures de peau

Vu la hauteur des nervures il est préférable de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

$$A_p = 0.2\%(b_0 \times h) = 0.002 (75 \times 80) = 12 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA 16 = 12.06 cm²

❖ Schémas de ferrailage

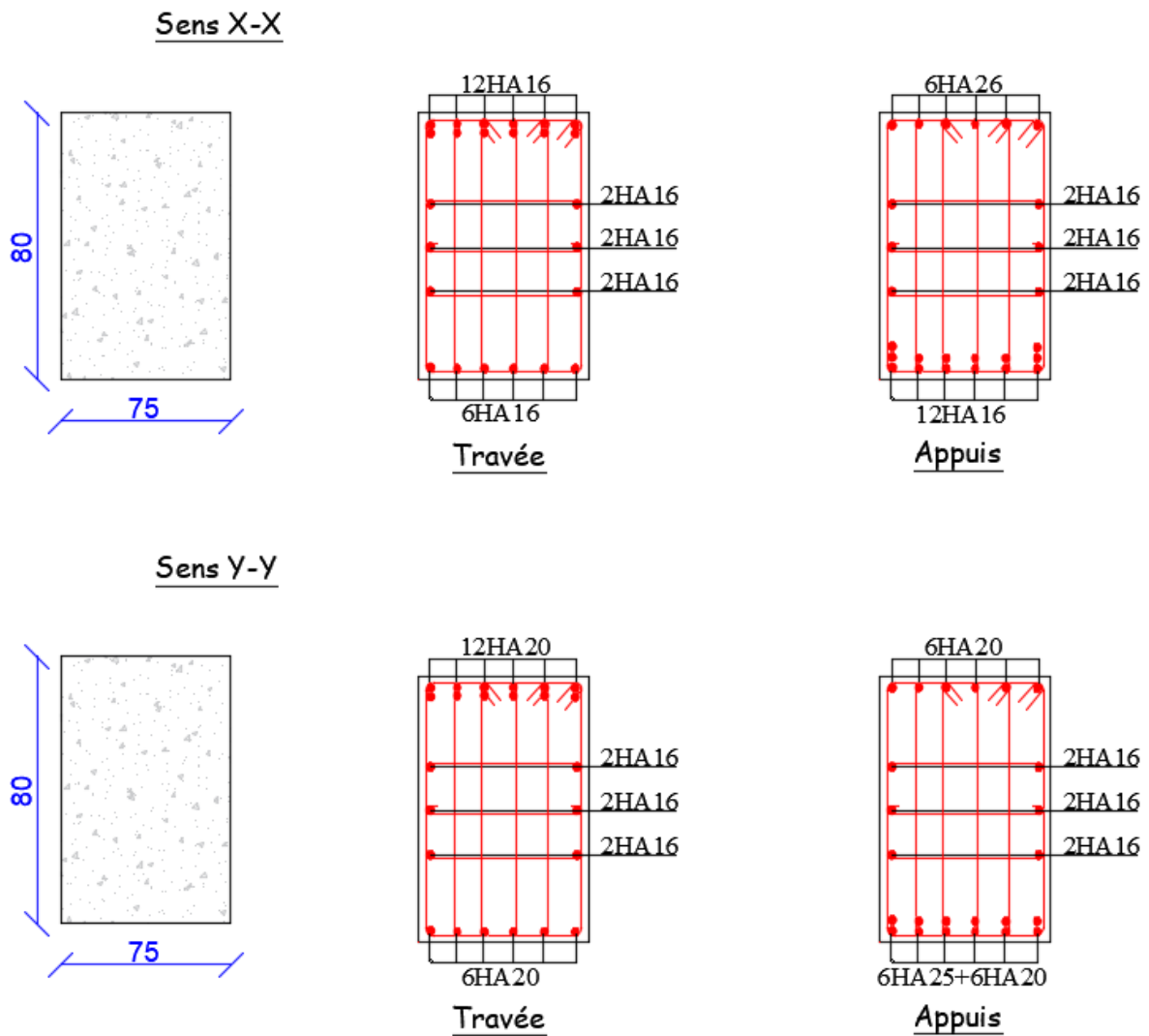


Figure VI. 9: Ferroalliage des nervures.

Etude de voile périphérique

Introduction

Selon le **RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15 cm ;
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.6.1 Dimensionnement des voiles

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 3.74 \text{ m} \\ \text{longueur } L = 5.2 \text{ m} \\ \text{épaisseur } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Caractéristiques du sol

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique : } \gamma = 20 \text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 0.4 \text{ bars} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 15^\circ \end{array} \right.$$

VI.6.1.1 Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- ✓ **Poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 3.74 \times 20 \times \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{15}{2} \right) - 2 \times 0.4 \times \tan \left(\frac{180}{4} - \frac{15}{2} \right) \Rightarrow G = 44.94 \text{ KN/m}^2$$

- ✓ **La surcharge accidentelle**

On a : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{15}{2} \right) \Rightarrow Q = 5.89 \text{ KN/m}^2$$

Remarque

Un dispositif de drainage efficace des eaux pluviales et des eaux de surfaces sera effectué donc il n'est pas nécessaire de calculer les poussées hydrostatiques.

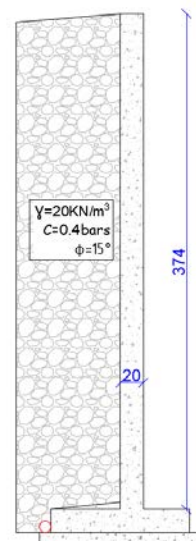


Figure VI. 10 : Voile périphérique.

VI.6.1.2 Ferrailage du voile périphérique

- Méthodologie de calcul

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

✓ **A P'ELU**

$$\begin{cases} \sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 5.89 = 8.835 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 44.94 + 1.5 \times 5.89 = 68.31 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 68.31 + 8.835}{4} = 53.44 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 53.44 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques

$$\text{sont } \begin{cases} l_x = 2.94 \text{ m} \\ l_y = 4.8 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Et } \begin{cases} b = 1 \text{ ml} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.94}{4.8} = 0.61 > 0.4 \Rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens.}$$

- Calcul des moments isostatiques

On a :

$$\rho = 0.61 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0808 \\ \mu_y = 0.3075 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0808 \times 53.44 \times 2.94^2 = 37.3 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.3075 \times 37.32 = 11.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 37.3 = 31.7 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 11.47 = 9.75 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 37.3 = -18.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times e) \text{ m}^2$.

Les résultats de calcul de ferrailage sont dressés dans le tableau ci-après :

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0.1\% \times b \times h$$

Tableau VI.15: Ferrailages des voiles périphériques.

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travées	X-X	31.70	0.07	0.1	0.163	5.58	1.91	5HA12 =5.65
	Y-Y	9.75	0.02	0.03	0.167	1.68	1.6	5HA12 =5.65
Appui		-18.64	0.04	0.05	0.166	3.22	1.91	5HA12 =5.65

- Espacements

$$\begin{cases} \text{sens X - X: } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \\ \text{sens Y - Y: } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.6.2 Vérifications

On a : $\begin{cases} \rho = 0.61 > 0.4 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = 1.91 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Calcul des efforts tranchants

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{53.44 \times 2.94}{2} \times \frac{(4.8)^4}{(4.8)^4 + (2.94)^4} = 68.86 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{53.44 \times 4.8}{2} \times \frac{(2.94)^4}{(4.8)^4 + (2.94)^4} = 15.82 \text{ KN} \end{cases}$$

- Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{68.86 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.45 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

✓ **A P'ELS :**

- Calcul des moments

On a : $\rho = 0.61 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.087 \\ \mu_y = 0.4672 \end{cases}$

Soit : $\begin{cases} \sigma_{max} = G + Q = 44.05 + 5.89 = 49.94 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = Q = 5.89 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 49.94 + 5.89}{4} = 38.93 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 38.93 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Les moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.087 \times 38.93 \times 2.94^2 = 29.27 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.4672 \times 29.27 = 13.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 29.27 = 24.87 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 13.67 = 11.62 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 29.27 = -14.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

Tableau VI.16: Vérifications des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	24.87	4.58	16275.60	7.07 < 15	Vér	284.45 > 201.63	N.vér
	y-y	11.62	4.58	16275.60	3.27 < 15	vér	132.89 < 201.63	vér
Appui		-11.63	3.88	10330.80	2.99 < 15	vér	167.32 < 201.63	vér

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS.

Tableau VI.17: Calcule des armatures à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	A	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t
Travée	x-x	24.87	2.8	0.28	8.3	9.05	8HA12	14

❖ Schéma de Ferrailage du voile périphérique

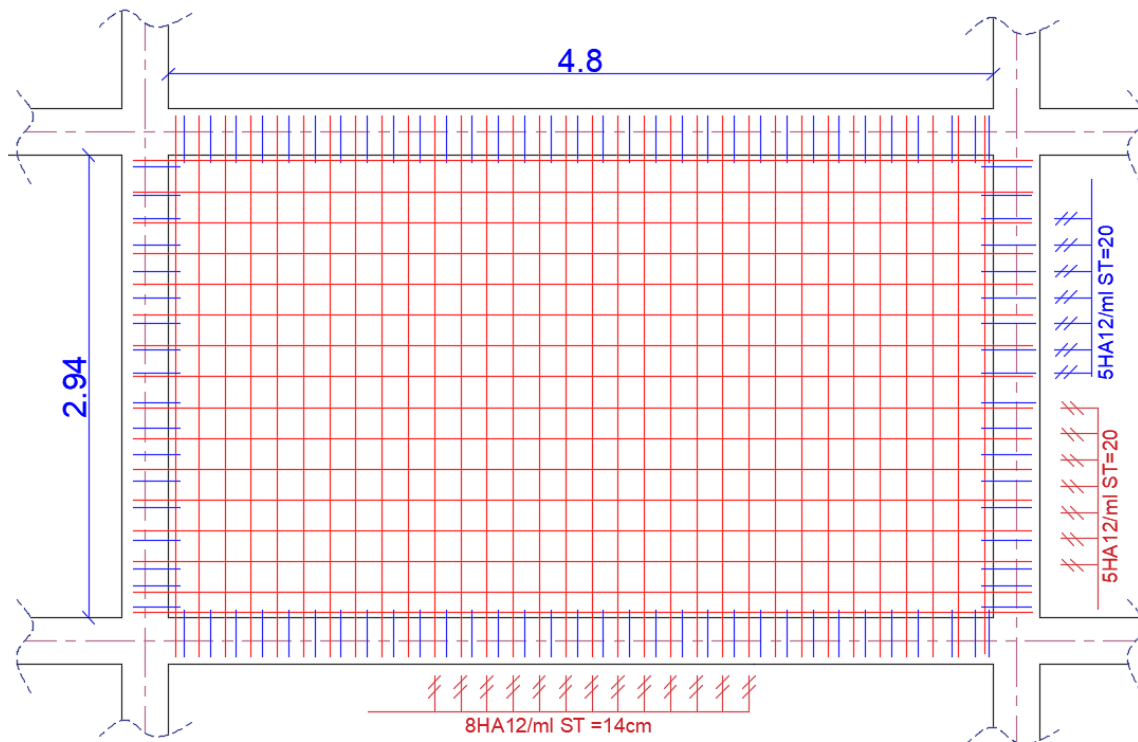


Figure VI.11: ferrailage du viol périphérique.

Conclusion

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- ✓ La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.
- ✓ Les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans notre cas nous avons optés pour un radier, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle, qui minimise la force de pression apporté par la structure.
- ✓ La réduction du tassement différentielle.
- ✓ La facilité d'exécution.

Conclusion générale

Conclusion générale

Pour l'étude d'une structure en génie civile en générale, et du bâtiment en particulier, l'ingénieur doit définir à l'avance une stratégie d'étude en définissant les différentes étapes de l'étude. Ces étapes qui vont conduire à un résultat final, qui est la définition des différentes sollicitations, qui seront utilisées à leur tour pour le dimensionnement des différents éléments de la structure. Une étude génie civil à pour objectif de dimensionner la structure à fin d'avoir un meilleur comportement en faisant travailler les matériaux au maximum.

Le dimensionnement de la structure repose sur plusieurs paramètres, à savoir, sa conception architecturale, la nature du site d'implantation, la maîtrise des codes de calculs et des règlements en vigueur. Les soucis de l'ingénieur génie civil c'est de concevoir une structure qui répond aux différentes exigences de comportement et de résistance. Le comportement vis à vis des charges sismiques dans notre cas est un souci majeur du fait que la structure étudiée sera implantée à Bejaia qui est une zone sismique.

Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

Après l'analyse des plans architecturaux on a constaté que la structure est plus au moins régulière en plans et en élévation. L'analyse géotechnique donnée du site nous donne que le sol d'assise a une capacité portante faible vue l'importance de l'ouvrage. Le pré dimensionnement des éléments a permis de donner une idée générale sur les dimensions des différents éléments à savoir : plancher, poutres, poutrelles, escalier, acrotère, poteaux. Les dimensions seront utilisées pour la détermination des charges statiques de la structure. Ces dimensions sont utilisées dans le modèle numérique en 3D réalisé à l'aide du logiciel ETABS.

On a constaté que le critère le plus dominant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du cou feu. Et le poteau le plus sollicité n'est pas toujours le poteau à côté de la cage d'escalier. En effet, pour notre cas, c'est le poteau qui a une grande surface afférente.

La modélisation de la structure, en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous a permis de prédire le comportement de la structure sous chargement sismique. On a effectué un calcul tridimensionnel dynamique dans le but de déterminer les différentes sollicitations sous différentes combinaisons d'actions. Cela, est effectué afin de dimensionner de manière correcte les différents éléments vis-à-vis des sollicitations dynamiques et d'avoir un meilleur comportement de la structure et de satisfaire toutes les conditions de RPA99/2003.

La modélisation et l'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un système de contreventement mixte voile-portique avec interaction et cela est due à la hauteur importante de l'ouvrage étudié. Pour avoir un comportement acceptable de la structure en question et pour vérifier l'interaction portique-voile (horizontale et vertical), on a opté pour des voiles d'épaisseur $e = 20\text{cm}$ pour le RDC et pour les étages courants. Ces voiles vont supporter au moins de 25% de l'effort horizontal et au plus de 20% d'effort vertical. Et des portiques poteaux- poutres, les

Conclusion générale

des poteaux. La modélisation qui a été faite avec le logiciel ETABS, nous a donnée des résultats satisfaisant vis-à-vis des exigences des règles en vigueur.

Les résultats obtenus ont montré que les deux premiers modes sont des modes de translation, le 1^{er} selon xx et le 2^{eme} selon yy, et le 3^{eme} est une rotation. Le taux de participation massique atteint plus de 90% selon xx et selon yy.

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

L'effort tranchant à la base du bâtiment dans le sens x-x est vérifié. Cependant, la condition n'est pas vérifiée dans le sens y-y, en effet, d'après l'article 4.3.6, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale doivent être majorées par un facteur de $(0.8 \times V_{st}) / V_{dyn}$.

- Les sections des poteaux et poutres choisies au chapitre pré dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.

- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-Δ).

- La vérification de l'effort tranchant à la base du bâtiment dans le sens y-y n'est pas vérifié, donc on doit majorer toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale par un facteur de $(0.8 \times V_{st}) / V_{dyn}$.

- Dans l'étude des éléments porteurs, on déduit que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.

- Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

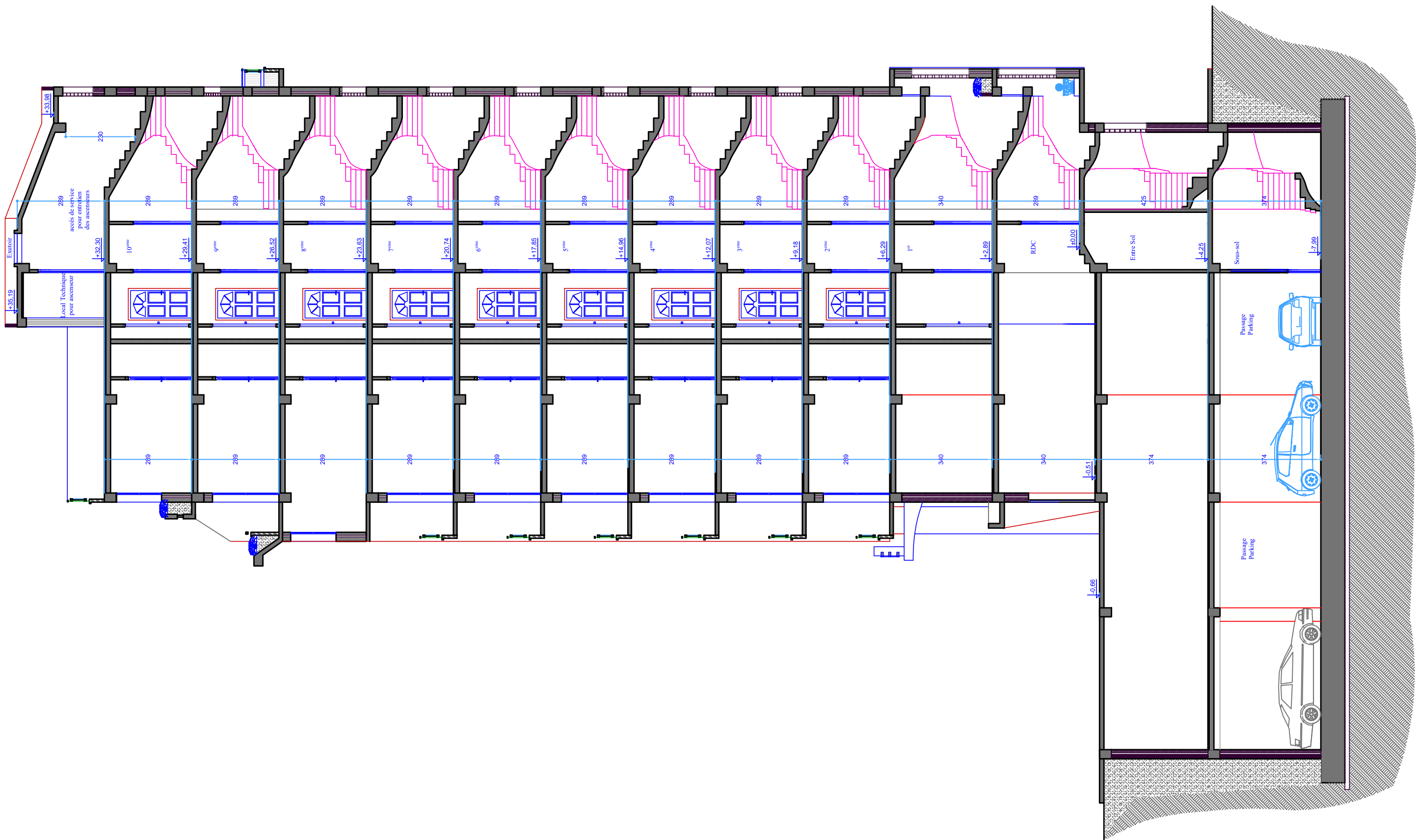
Bibliographie

- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Cours de béton armé, 3^{ème} année et master Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.
- Rapport de sol.
- DTR BC 2.33.1 « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.

ANNEXE 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

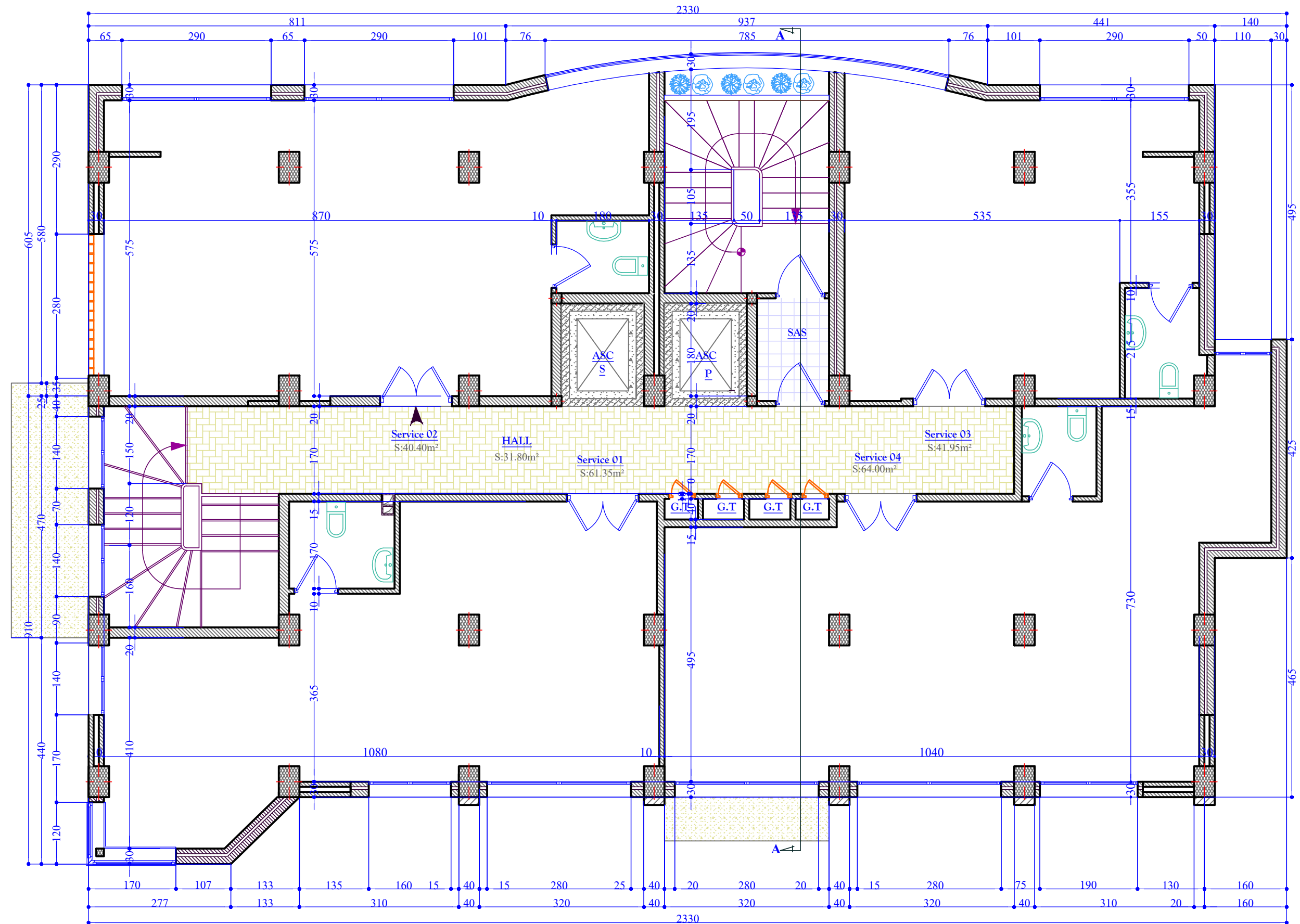
$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					



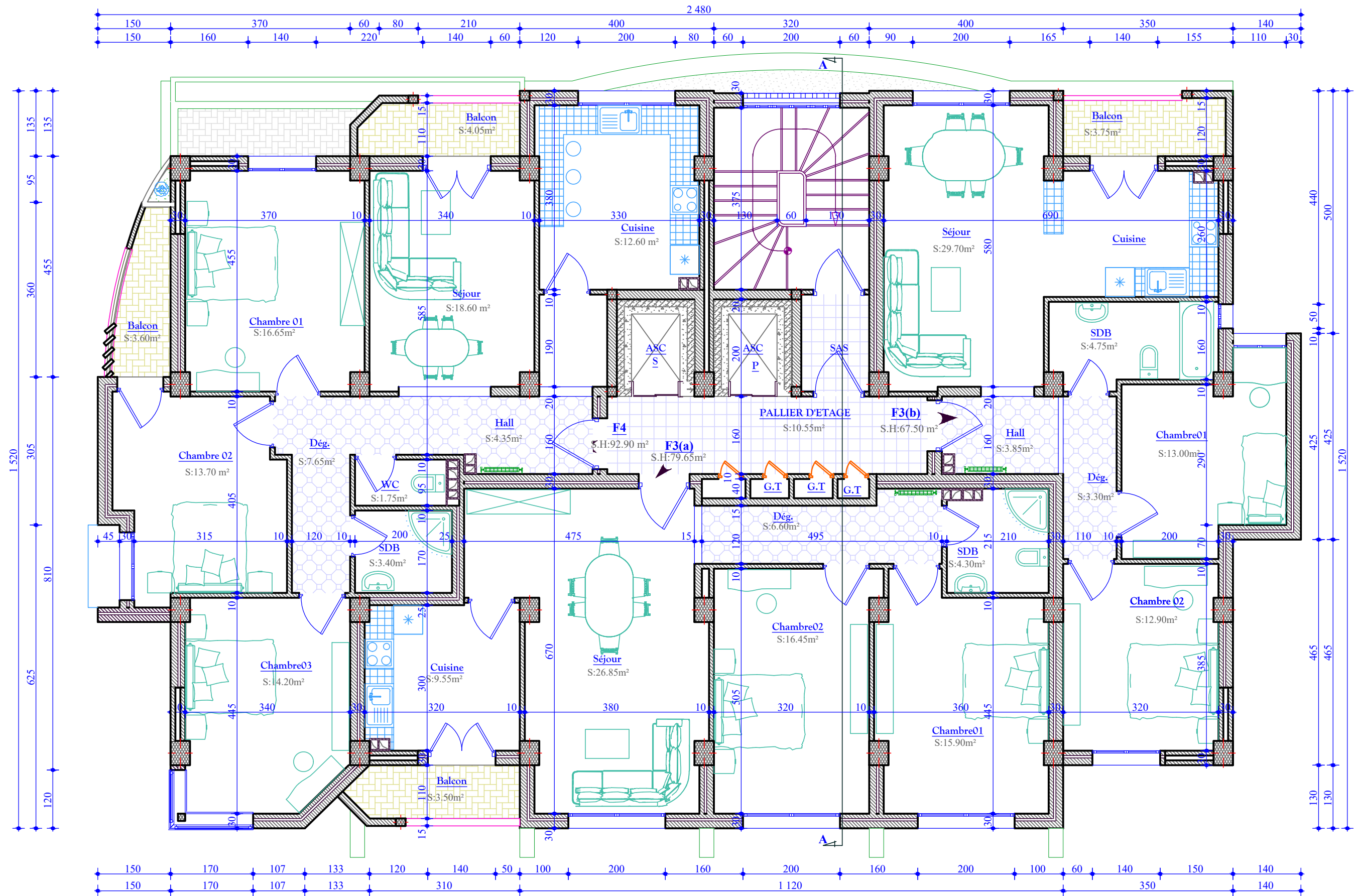


FACADE POSTERIEURE

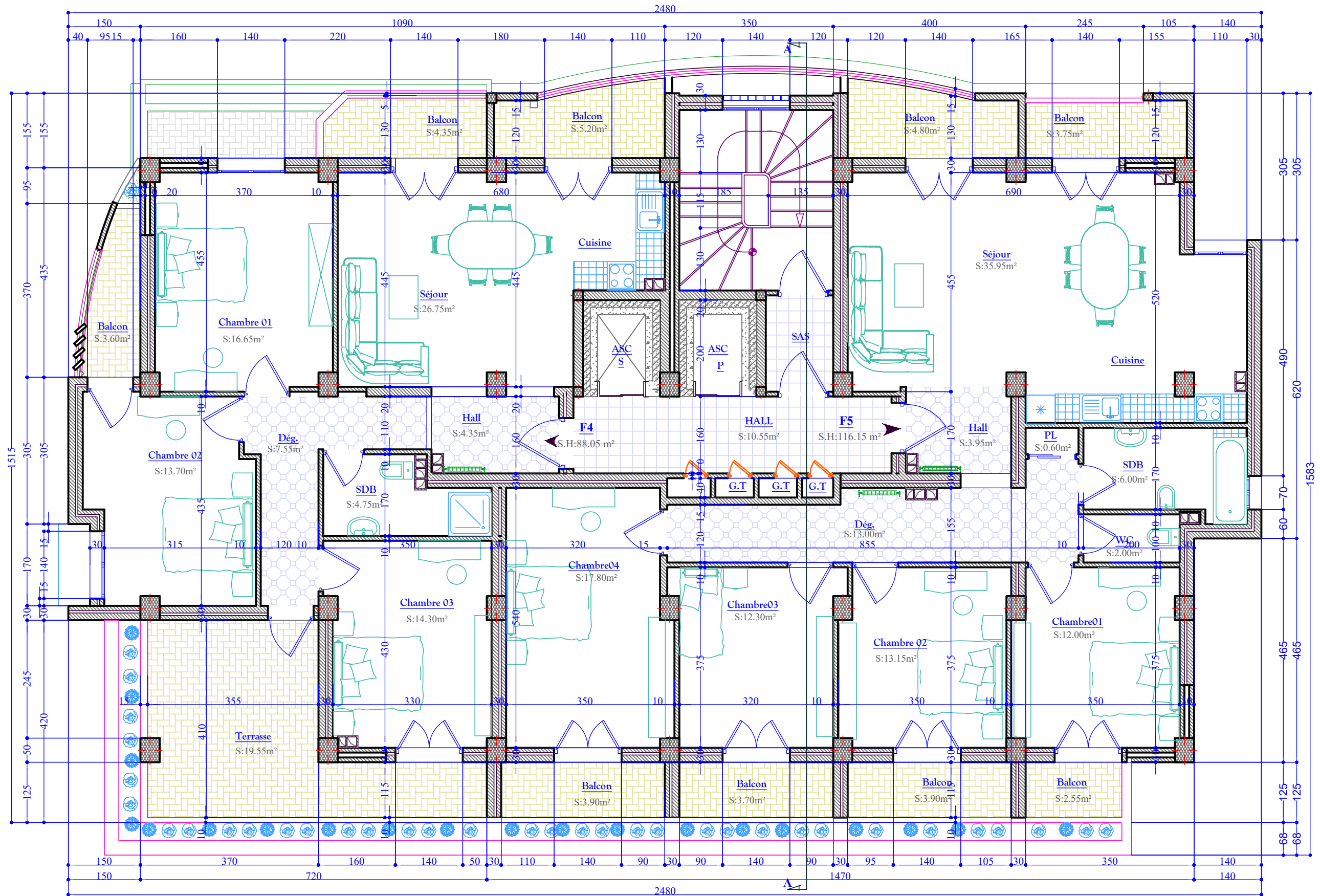
PLAN DU 1^{ER} ETAGE



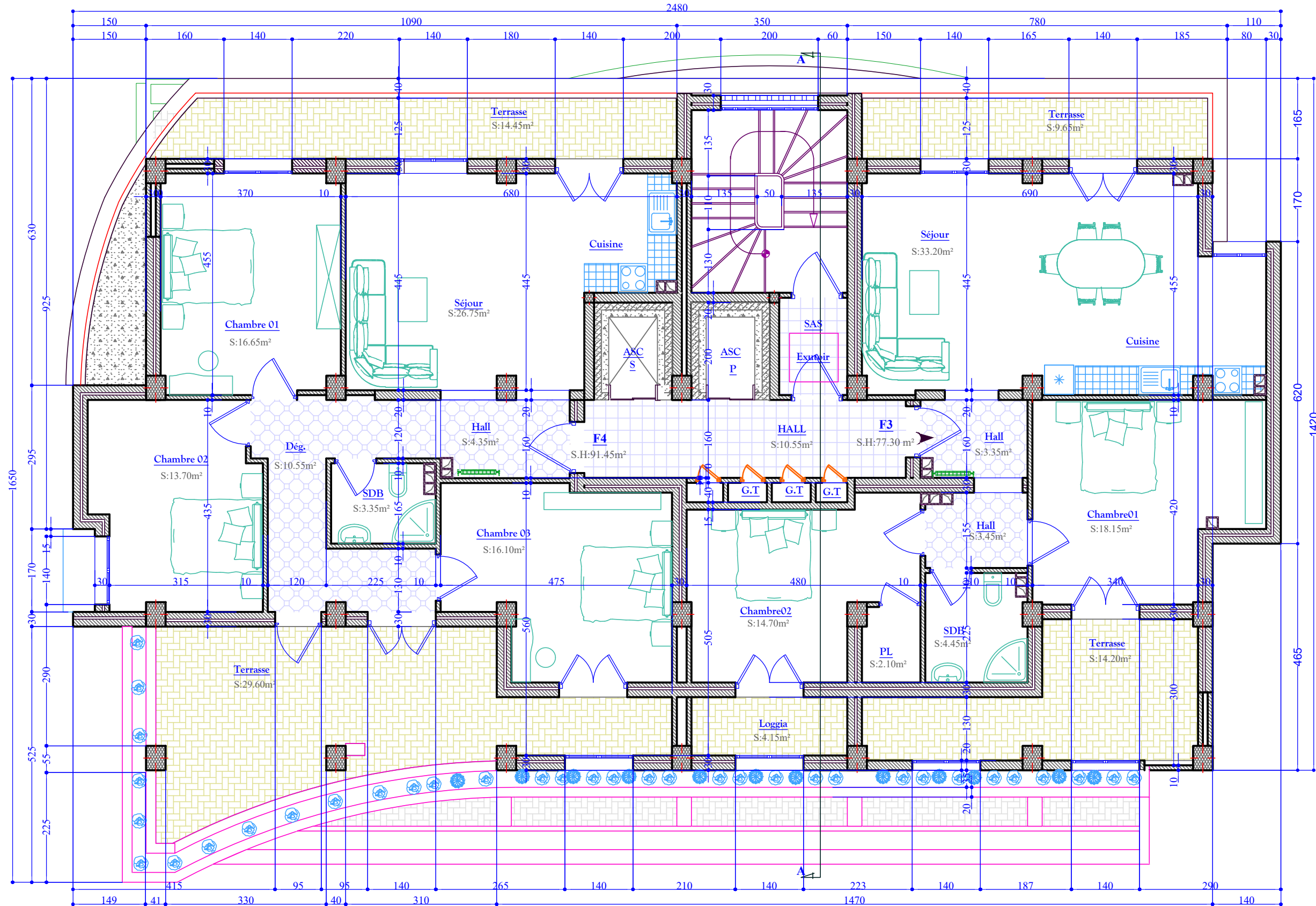
PLAN DU 8^{EME} ETAGE



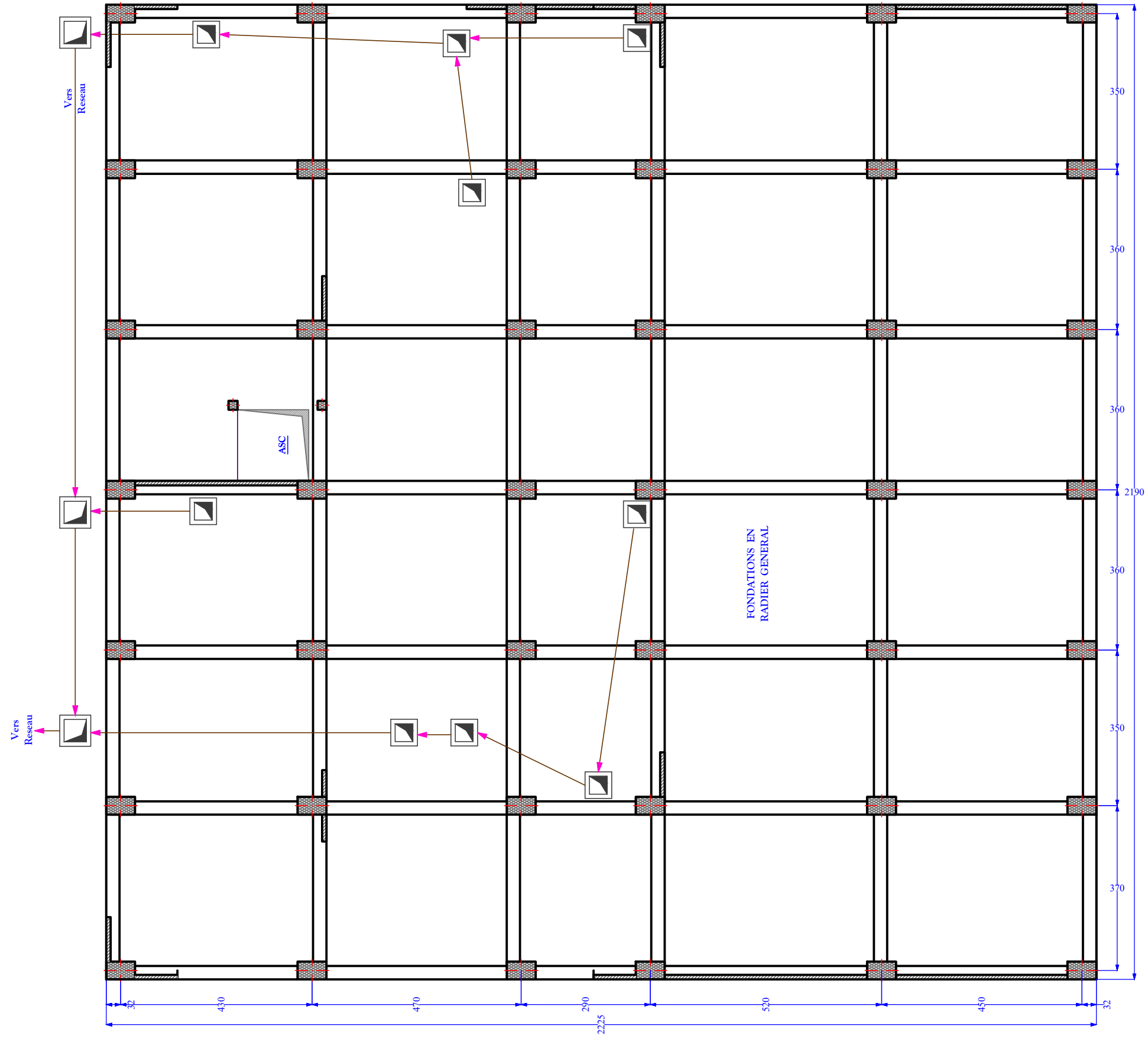
PLAN DU 9^{EME} ETAGE



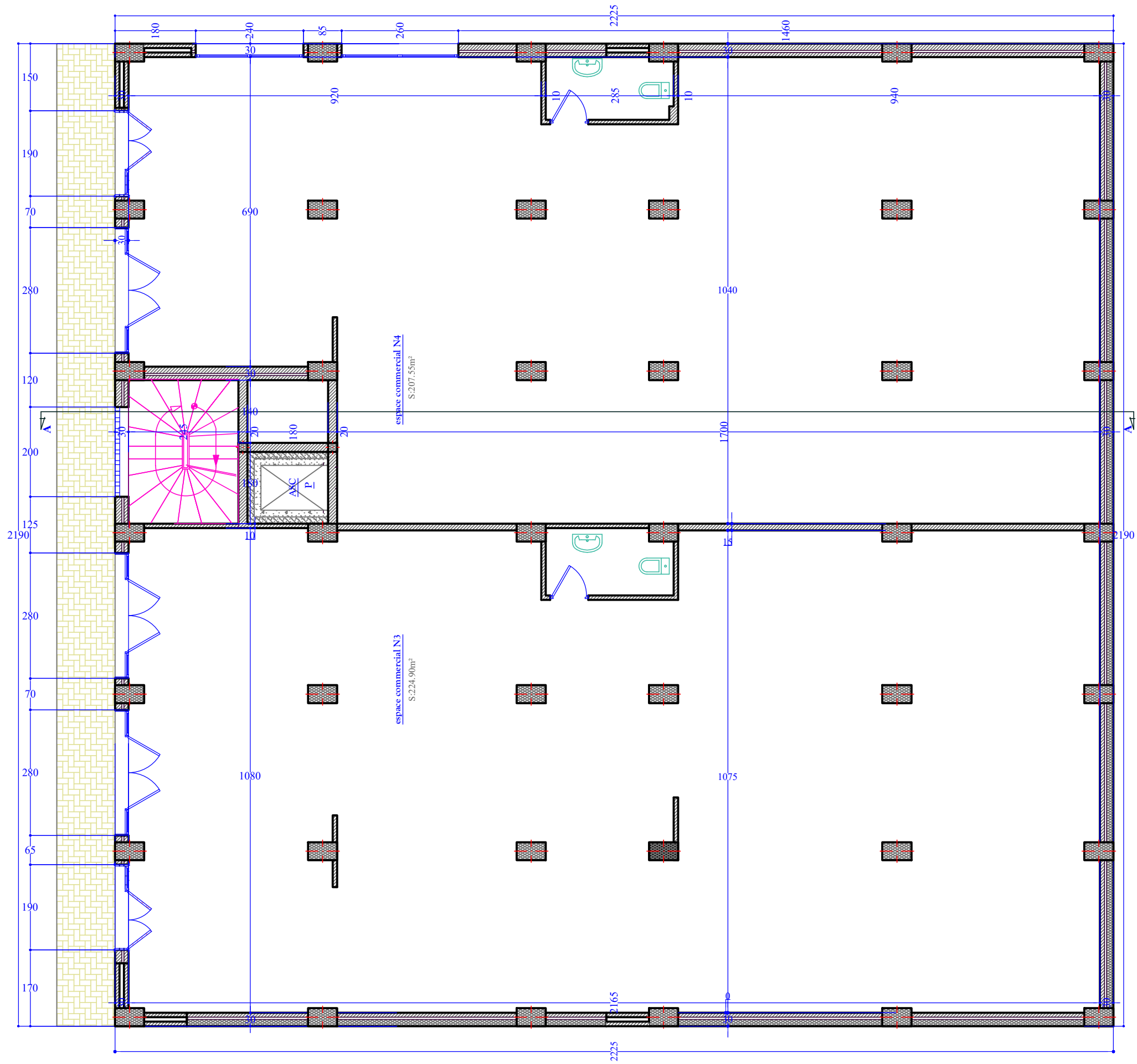
PLAN DU 10^{EME} ETAGE

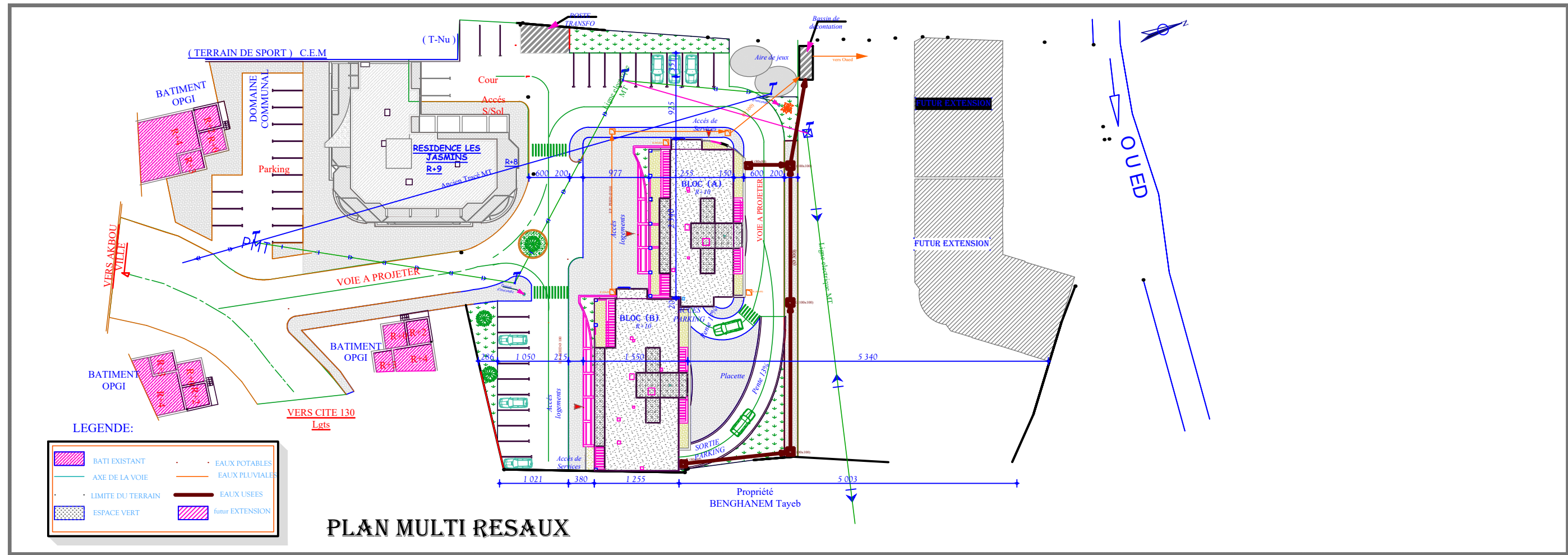


PLAN DES FONDATIONS



PLAN DE L'ENTRE SOL



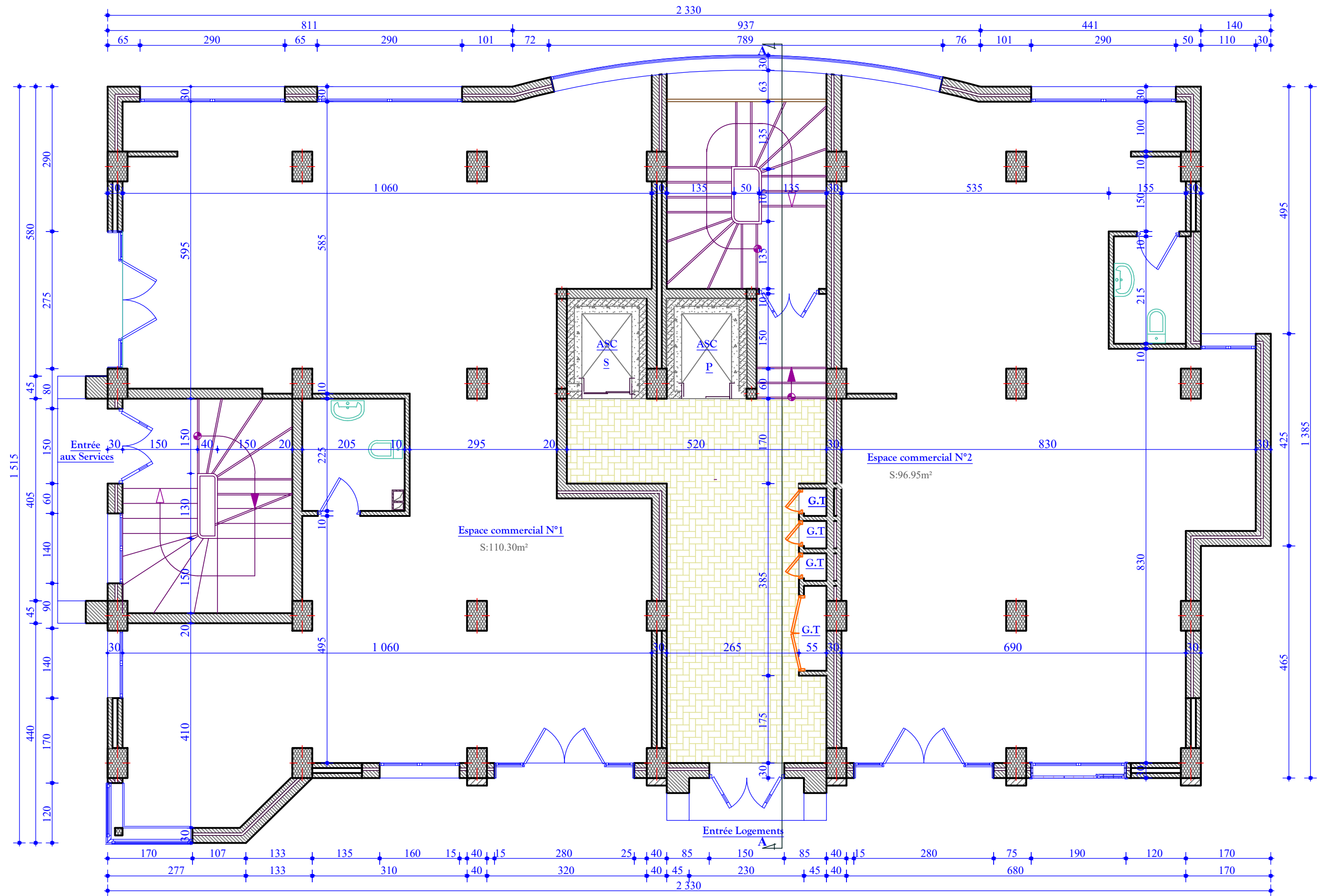


PLAN MULTI RESEAUX

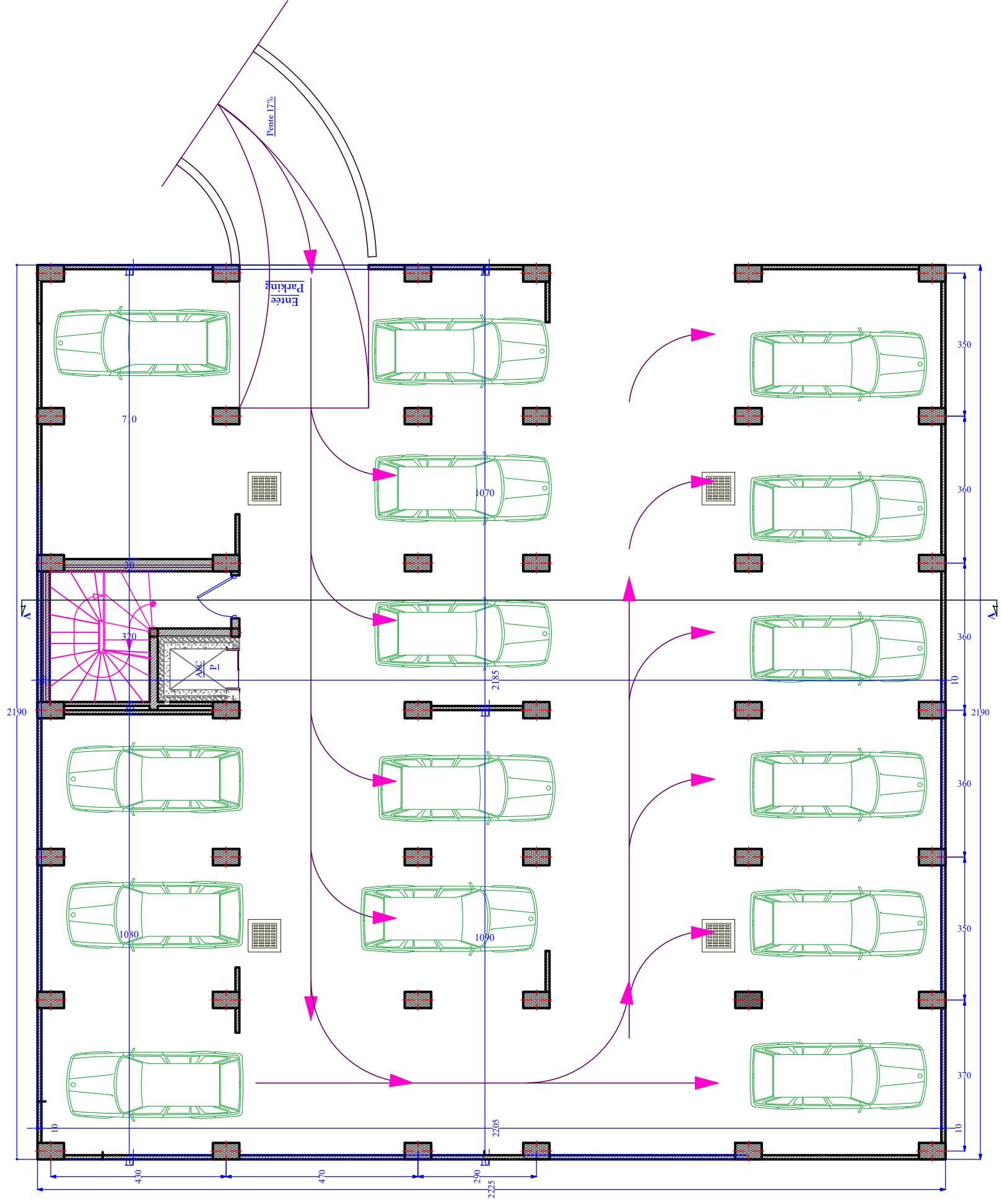
LEGENDE:

	BATI EXISTANT		EAUX POTABLES
	AXE DE LA VOIE		EAUX PLUVIALES
	LIMITE DU TERRAIN		EAUX USEES
	ESPACE VERT		futur EXTENSION

PLAN DU RDC



PLAN DU SOUS SOL



PLAN DE TERRASSE

