



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université A.Mira-Béjaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin de cycle

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème :

**Etude d'un bâtiment
(R+8+2entre.sol) en béton armé
contreventé par un système mixte**

Réalisé par :

MR.MOUSSAFRI mouloud
MR.TAMENDJARI lakhdar

Encadré par :

MR.T.KHEFFACHE

Examiné par :

MR. R.ATTAL
MR.A.BRARA

Année universitaire 2019/2020

Remerciements

Nous remercions Dieu, tout puissant, de nous avoir donné la volonté la santé et la force d'entamer et d'achever ce mémoire dans ces pénibles circonstances que traverse le monde entier.

Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu voir le jour sans l'aide et l'encadrement de M^r KHEFFACHE TOUFIK. On le remercie pour la qualité encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et a disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.

Nous sincère remerciements vont également à M^r le recteur de l'université, au chef de départementpour leur soutien et leur collaboration et a tous les enseignants du département génie civil qui nous ont fourni les outils nécessaires à la réussite de notre cursus universitaire.

Nous tenons à témoigner toute notre reconnaissance au président de jury et à tous les membres d'avoir accepté d'examiner notre travail.

Un grand merci encore à tous nos amis, collègues d'études, qui nous ont apporté soutien moral et intellectuel tout au long de notre démarche.

Enfin on ne peut pas oublier le soutien affectif et matériel de nos familles, quelles trouvent ici l'expression de notre attachement.

Dédicace

*Rien n'est aussi bon à offrir que le fruit d'un dur labeur
qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on
remercie en exprimant une profonde gratitude et une
immense reconnaissance.*

*Je tiens à dédier ce modeste travail à toutes personnes qui
me tien à cœur*

*À mes chères parents en guise de reconnaissance et de
gratitude pour leur soutien et tous leurs sacrifices pour
que j'arrive là où je suis maintenant.*

*À toutes ma familles qui n'ont jamais cessé de croire en moi
et en mes compétences et mon toujours soutenue et guider
tout au long de mon existence.*

*À tous mes amis, mes camarades qui mon apporter leur
aides pour réaliser et finaliser ce modeste travail*

MOUSSAFRI MOULOUD

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À mes parents, aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour dont ils ne cessent de me combler. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie.

À mes sœurs qui m'ont toujours soutenue tout au long de ce projet, sans oublier mes grands-parents, mes oncles et mes tantes, mes cousins et cousines.

À tout le personnel de l'université de Bejaia

À tous mes amis

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible, je vous dis merci.

TAMENDJARI LAKHDER

SOMMAIRE

Introduction générale	(1)
------------------------------------	------------

Chapitre I :

I.1 Présentation du projet.....	(2)
I.2. Caractéristique de la structure.....	(2)
I.3. Description structurale.....	(3)
I.4. Règlements et normes utilisés.....	(4)
I.5. Les Hypothèse de calcul.....	(4)
I.6. Caractéristique mécanique des matériaux.....	(4)
I.7. Actions et sollicitations	(8)
I.8. Conclusion	(8)

Chapitre II :

II. Introduction	(9)
II.1 Pré dimensionnement des éléments	(9)
II.2 Les poutres	(9)
II.3 Les planchers.....	(10)
II.4 Les escaliers	(13)
II.5 La poutre palière	(15)
II.7 Les voiles	(16)
II.2.8 Les poteaux	(16)
II.4 Conclusion	(24)

Chapitre III :

III.Introduction.....	(25)
III.1.Etude des poutrelles.....	(25)
III.2.Etude des dalles pleines	(37)
III.3.Etude de l'escalier	(43)
III.4.Etude de la Poutre palière.....	(47)
III.5.Etude de La poutre de chainage.....	(52)
III.6.Calcul de l'acrotère.....	(59)

SOMMAIRE

Chapitre IV :

IV. Introduction.....	(61)
IV.1.Modélisation	(61)
IV.2.Le choix de type de contreventement.....	(61)
IV.3.Méthode de calcul	(62)
IV.4.Spectre de réponse de calcul	(65)
IV.5. Les vérifications exigées par le RPA 99/2003.....	(68)
IV.6.Conclusion.....	(74)

Chapitre V :

V.1.Introduction	(75)
V.2.Etude des poteaux	(75)
V.3.Etude des poutres.....	(85)
V.4.Etude des voiles	(94)
V.5.Conclusion.....	(103)

Chapitre VI :

VI. Introduction	(104)
VI.1.Pré dimensionnement du radier	(104)
VI.2 Ferrailage du radier général.....	(108)
VI.3 : Etude des nervures.....	(109)
VI.4 étude du voile périphérique	(114)
VI.6.Conclusion	(117)

Conclusion générale	(118)
---------------------------	-------

Liste des figures

Figure I.1.3 vue en plan et en élévation de la structure	(2)
Figure I.6.1.1 évolution de la résistance en compression du béton en fonction de son âge... (4)	
Figure I.6.1.3.1 diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU.....	(5)
Figure I.6.1.3.2 Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS	(6)
Figure I.6.2.1 Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	(7)
Figure II.1.1.1 disposition des poutrelles plancher RDC.....	(9)
Figure II.3.1 coupe transversale d'un plancher corps creux.....	(11)
Figure II.3.2 section d'une poutrelle.....	(12)
Figure II.4.1 vue en plan escalier entre sol 2.....	(14)
Figure II.4.2 schéma statique volée1 de l'escalier entre sol 2	(14)
Figure II.7. Coupe transversale d'un voile de contreventement.....	(16)
Figure II.8.2.1 coupe transversale d'un poteau.....	(19)
Figure II.8.2.2 surface afférente du poteau C3	(20)
Figure III.1.3.1 Schéma statique de la poutrelle Type 1.....	(26)
Figure III.1.3.2 diagramme des moments Sur la poutrelle à l'ELU.....	(27)
Figure III.1.3.3 diagramme des moments Sur la poutrelle à l'ELS.....	(27)
Figure III.1.3.4 diagramme des efforts tranchants sur la poutrelle.....	(28)
Figure III.2.1. Schéma de la dalle pleine DP2.....	(37)
Figure III.2.5.1 ferrailage en plan des dalles pleines.....	(42)
Figure III.2.5.2 détaille ferrailage de la dalle pleine1.....	(42)
Figure III.2.5.3 détaille ferrailage des dalles pleines 2,3,4,5,8 et DP'	(43)
Figure III.2.5.4 détaille ferrailage des dalles pleines 6,7,9.....	(43)
Figure III.3.1.1 Schéma statique de l'escalier Type 1.....	(43)
Figure III.3.2.1 Schéma statique de l'escalier Type 2.....	(45)
Figure III.3.2.2 Schéma statique de l'escalier Type 3.....	(45)
Figure III.3.4.1 Detaille schéma de ferrailage des 3 types d'escaliers	(47)
Figure III.4.1 Schéma statique de la poutre palière.....	(47)
Figure III.4.2 Section creuse équivalente.....	(49)
Figure III.4.3 détaille schéma de ferrailage de la poutre palière.....	(52)
Figure III.5.1.1 schéma statique chainage type 1.....	(52)
Figure III.5.2.1 schéma statique chainage type 2.....	(54)
Figure III.5.4 détaille schéma de ferrailage des poutres de chaînages.....	(58)

Liste des figures

Figure III.6.1 Schéma statique de l'acrotère.....	(58)
Figure III.6.4 Detaille schéma de ferrailage acrotère.....	(60)
Figure IV.4.1 Spectre de réponse pour les deux sens X et Y.....	(65)
Figure IV.4.2.1.1 Vue en plan de la disposition des voiles.....	(66)
Figure IV.4.2.1.2 Vue en 3D du modèle obtenu par ETABS V16.....	(66)
Figure IV.4.2.2.1 Vue en plan de 1 ^{er} mode de translation selon y.....	(67)
Figure IV.4.2.2.2 Vue en plan de 2 ^{eme} mode de translation selon x.....	(67)
Figure IV.4.2.2.3 Vue en plan de 3 ^{eme} mode de torsion selon z.....	(67)
Figure IV.5.2 figure montrant l'excentricité accidentelle dans le model.....	(69)
Figure V.2.1.1 : Localisation du poteau (C1) à étudier comme exemple de calcul au entre sol2 (Vue plan ETABS).....	(77)
Figure V.2.1.2 : Diagramme de l'effort normal de compression maximale repris par le poteau C1 au entre sol 2.....	(77)
Figure V.3.1 armature transversale dans la zone nodale.....	(86)
Figure V.3.3 : Moments résistants au niveau de la zone nodale.....	(90)
Figure VI.2.3 détaille schéma de ferrailage du radier.....	(110)
Figure VI.3 Schéma des lignes de rupture du radier.....	(110)
Figure VI.3.1.1 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x-x.....	(111)
Figure VI.3.1.2 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y-y.....	(111)
Figure VI.3.2 coupe d'une nervure sens x-x.....	(113)
Figure VI.3.5 schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens.....	(114)
Figure VI.4.1.poussées des terres sur les voiles périphériques.....	(115)
Figure VI.4.2 Diagramme des contraintes qui agissent sur le voile périphérique.....	(115)
Figure VI.4.5.1 Coupe longitudinale du ferrailage voile périphérique.....	(118)
Figure VI.4.5.2 Vue en plan du ferrailage voile périphérique.....	(117)

Liste des tableaux

Tableau II.3.1 tableau récapitulatif des dimensions dalles pleines.....	(13)
Tableau II.4 pré dimensionnement des escaliers types 2 et 3.....	(14)
Tableau II.8.1.1 Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible.....	(16)
Tableau II.8.1.2. Évaluation des charges revenant au plancher courant.....	(17)
Tableau II.8.1.3. Évaluation des charges revenant à la dalle pleine terrasse.....	(17)
Tableau II.8.1.4. Évaluation des charges revenant à la dalle pleine étage courant...	(17)
Tableau II.8.1.5 évaluation des charges des murs double cloison	(17)
Tableau II.8.1.6. Évaluation des charges revenant au palier entre sol 2.....	(18)
Tableau II .8.1.7. évaluation des charges revenant à la volée entre sol 2.....	(18)
Tableau II .8.1.8. évaluation des charges revenant au palier étage courant et entre sol 1	(18)
Tableau II .8.1.9. évaluation des charges revenant a la volée entre sol1 et étages courants.....	(18)
Tableau II.8.2.1 section des poteaux pour les différents niveaux	(20)
Tableau II.8.2.2 descente de charge du poteau C3.....	(21)
Tableau II.8.2.3 résumé de la vérification a la résistance des poteaux.....	(23)
Tableau II.8.2.4 résumé de la vérification au flambement des poteaux.....	(24)
Tableau III.1.2.Différents types de poutrelles dans les planchers	(25)
Tableau III.1.3.1.Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle.....	(26)
Tableau III.1.3.2.Sollicitations des différents types de poutrelles.....	(28)
Tableau III.1.3.3.Sollicitation maximale dans les poutrelles.....	(28)
Tableau III.1.4.résumé de ferrailage longitudinal et transversal des différents niveaux.....	(30)
Tableau III.1.5.1.Vérifications à l'ELU	(35)
Tableau III.1.5.2.Vérifications des contraintes dans les différents niveaux.....	(35)
Tableau III.1.5.3.Vérification de la flèche dans les différents niveaux.....	(35)
Tableau III.1.6.1 détaille schéma de ferrailage des poutrelles terrasse	(36)
Tableau III.1.6.2 détaille schéma de ferrailage des poutrelles étage courant	(36)
Tableau III.2.1 formules de calcul des sollicitations dans les dalles pleines.....	(37)
Tableau III.2.2.1 Sollicitations et ferrailage dans les dalles de l'étage courant.....	(38)
Tableau III.2.2.2 Sollicitations et ferrailage dans les dalles de la terrasse.....	(39)

Liste des tableaux

Tableau III.2.3 récapitulatif des vérifications au cisaillement dans différents types de dalles	(39)
Tableau III.2.4.1 récapitulatif des vérifications des contraintes.....	(40)
Tableau III.2.4.2 récapitulatif des vérifications de la flèche.....	(42)
Tableau III.3.1.2 Ferrailage longitudinale de l'escalier type 1.....	(44)
Tableau III.3.2 Vérifications des contraintes dans le béton pour le type 1.....	(45)
Tableau III.3.3.1 Ferrailage de l'escalier type 2,3.....	(46)
Tableau III.3.3.2 vérification du cisaillement	(46)
Tableau III.3.3.3 vérifications des contraintes	(46)
Tableau III.3.3.4 Vérification des conditions et calcul de la flèche pour les différents types	(46)
Tableau III.4.1.1 Ferrailage longitudinale de la poutre palière type 1.....	(48)
Tableau III.4.1.2 Ferrailage longitudinale de la poutre palière type 1.....	(50)
Tableau III.4.1.3 Récapitulatifs de calcul a la torsion	(50)
Tableau III.4.2.1 Récapitulatifs et ferrailage a la flexion	(51)
Tableau III.4.2.2 Récapitulatifs de calcul à la torsion	(51)
Tableau III.4.2.3 vérification des contraintes dans le béton	(52)
Tableau III.5.1.1 Ferrailage longitudinale de la poutre de chaînage Type 1.....	(53)
Tableau III.5.1.2 Récapitulatifs des vérifications des contraintes.....	(54)
Tableau III.5.1.3 récapitulatif des vérifications de la flèche	(54)
Tableau III.5.2.1 Ferrailage longitudinale de chaînage type 2	(55)
Tableau III.5.2.2 vérifications des contraintes.....	(55)
Tableau III.5.2.3 Récapitulatifs des vérifications de la flèche.....	(56)
Tableau III.5.3.1 Ferrailage longitudinale du chaînage type 3.....	(56)
Tableau III.5.3.2 Vérifications des contraintes	(57)
Tableau III.5.3.3 Vérification de la flèche	(57)
Tableau III.6.2 Sollicitations sous les combinaisons d'action sur l'acrotère.....	(59)
Tableau III.6.3 Sollicitations et ferrailage de l'acrotère.....	(59)
Tableau IV.3.1 Valeurs des pénalités.....	(64)
Tableau IV.5.1 Période et taux de participation massique de la structure.....	(68)
Tableau IV.5.2 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	(69)
Tableau IV.5.3.1 Vérification de l'interaction verticale.....	(70)

Liste des tableaux

Tableau IV.5.3.2 Vérification de l'interaction horizontale	(70)
Tableau IV.5.4 Vérification de l'effort normale réduit pour chaque étage.....	(71)
Tableau IV.5.5.1 Vérification des déplacements entres étages sens xx.....	(72)
Tableau IV.5.5.2 Vérification des déplacements entres étages sens yy.....	(72)
Tableau IV.5.6.1 Vérification des effets du second ordre sens xx.....	(73)
Tableau IV.5.6.2 Vérification des effets du second ordre sens yy.....	(73)
Tableau V.2.1 Armatures longitudinales minimales dans les poteaux.....	(76)
Tableau V.2.2 Sollicitations sous différentes combinaisons dans les poteaux.....	(76)
Tableau V.2.1.1 Ferrailage longitudinale des poteaux les plus sollicités de chaque étage.....	(79)
Tableau V.2.1.2 Ferrailage transversale des poteaux.....	(81)
Tableau V.2.2.1 Vérification des armatures transversales pour chaque étage.....	(82)
Tableau V.2.2.2 Vérification des poteaux au flambement à chaque étage.....	(82)
Tableau V.2.2.3 Vérification des contraintes le béton au niveau des poteaux.....	(83)
Tableau V.2.2.4 Vérification au cisaillement des poteaux.....	(84)
Tableau V.2.3 schéma de ferrailage dans les différents poteaux.....	(84)
Tableau V.3.2.1 Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres principales de chaque étage.....	(86)
Tableau V.3.2.2 Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres secondaires de chaque étage.....	(87)
Tableau V.3.3.1 Vérification des contraintes tangentielles.....	(88)
Tableau V.3.3.2 Vérification de l'état limite de compression du béton.....	(89)
Tableau V.3.3.3 vérification de l'état limite de déformation.....	(89)
Tableau V.3.3.4 Les moments résistants dans les poteaux.....	(90)
Tableau V.3.3.5 Les moments résistants dans les poutres principales.....	(90)
Tableau V.3.3.6 Les moments résistants dans les poutres secondaires.....	(91)
Tableau V.3.3.7 Vérification de la zone nodale dans le sens principale.....	(91)
Tableau V.3.3.8 Vérification de la zone nodale dans le sens secondaire.....	(91)
Tableau V.3.4 Schémas de ferrillages des poutres.....	(92)
V.4.3.1 Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux.....	(97)
Tableau V.4.3.2 Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux.....	(97)
Tableau V.4.3.3 Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux.....	(98)

Liste des tableaux

Tableau V.4.3.4 Sollicitations et ferrailage du voile Vy_2 dans tous les niveaux....	(99)
Tableau V.4.3.5 Sollicitations et ferrailage du voile Vy_3 dans tous les niveaux....	(99)
Tableau V.4.3.6 Sollicitations et ferrailage du voile Vy_4 dans tous les niveaux...	(100)
Tableau V.4.3.7 Sollicitations et ferrailage du voile Vy_5 dans tous les niveaux...	(101)
Tableau V.4.4.1 ferrailage longitudinale et transversale adopté pour voile Vx_1 ...	(101)
Tableau V.4.4.2 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour voile Vx_2 ...	(102)
Tableau V.4.4.3 ferrailage longitudinale et transversale adopté pour voile Vy_1 ...	(102)
Tableau V.4.4.4 ferrailage longitudinale et transversale adopté pour voile Vy_2 ...	(102)
Tableau V.4.4.5 ferrailage longitudinale et transversale adopté pour voile Vy_3 ...	(102)
Tableau V.4.4.6 ferrailage longitudinale et transversale adopté pour voile Vy_4 ...	(103)
Tableau V.4.4.7 ferrailage longitudinale et transversale adopté pour voile Vy_5 ...	(103)
Tableau VI.2.1 ferrailage du radier	(108)
Tableau VI.2.2.1 vérification des contraintes à l'ELS.....	(109)
Tableau VI.2.2.2 ferrailage du radier a l'ELS.....	(109)
Tableau VI.3.1.1 Les chargements sur les travées sens x-x (Nervure 1).....	(111)
Tableau VI.3.1.2 Les chargements sur les travées sens y-y (Nervure 2).....	(111)
Tableau VI.3.1.3 sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens x-x..	(111)
Tableau VI.3.1.4 sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens y-y..	(111)
Tableau VI.3.1.5 sollicitation maximal sur les nervures.....	(111)
Tableau VI.3.2 Résultats de ferrailage des nervures.....	(112)
Tableau VI.3.4.1 vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier	(112)
Tableau VI.3.4.2 ferrailage à l'ELS	(113)
Tableau VI.4.2.1 : Sections d'armatures du voile périphérique.....	(115)
Tableau VI.4.4.1 : Vérification des contraintes dans les voiles périphériques.....	(116)
Tableau VI.4.4.2 : Sections d'armatures calculées à l'ELS.....	(117)

Symboles Et Notations

A', A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur du voile.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite.

B, b : La largeur (m).

A_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

C : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

f_{ji} : La flèche correspondant à j.

f_{gi} : La flèche correspondant à g.

f_{qi} : La flèche correspondant à q.

f_{gv} : La flèche correspondant à v.

Δf_t : La flèche totale.

Δf_{tadm} : La flèche admissible.

G : Action permanente.

h_t : Hauteur totale du plancher.

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression.

h_e : Hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

I_{ji}^f : Moment d'inertie correspondant à j.

I_{gi}^f : Moment d'inertie correspondant à g.

I_{qi}^f : Moment d'inertie correspondant à q.

I_{gv}^f : Moment d'inertie correspondant à v.

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : Charge ultime.

q_s : Charge de service.

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x : Distance entre nus de poutrelles.

L_y : Distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : Longueur fictive.

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : Moment isostatique.

M_d et M_g : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à j.

Symboles Et Notations

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N_{tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_g et P_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

R : Coefficient de comportement global.

S_{rad} : Surface du radier (m^2).

S_t : Espacement des armatures.

T_2 : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : Poids propre de la structure.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : Hauteur total du radier (m).

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ_j : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m^3).

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_s : Coefficient de sécurité.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

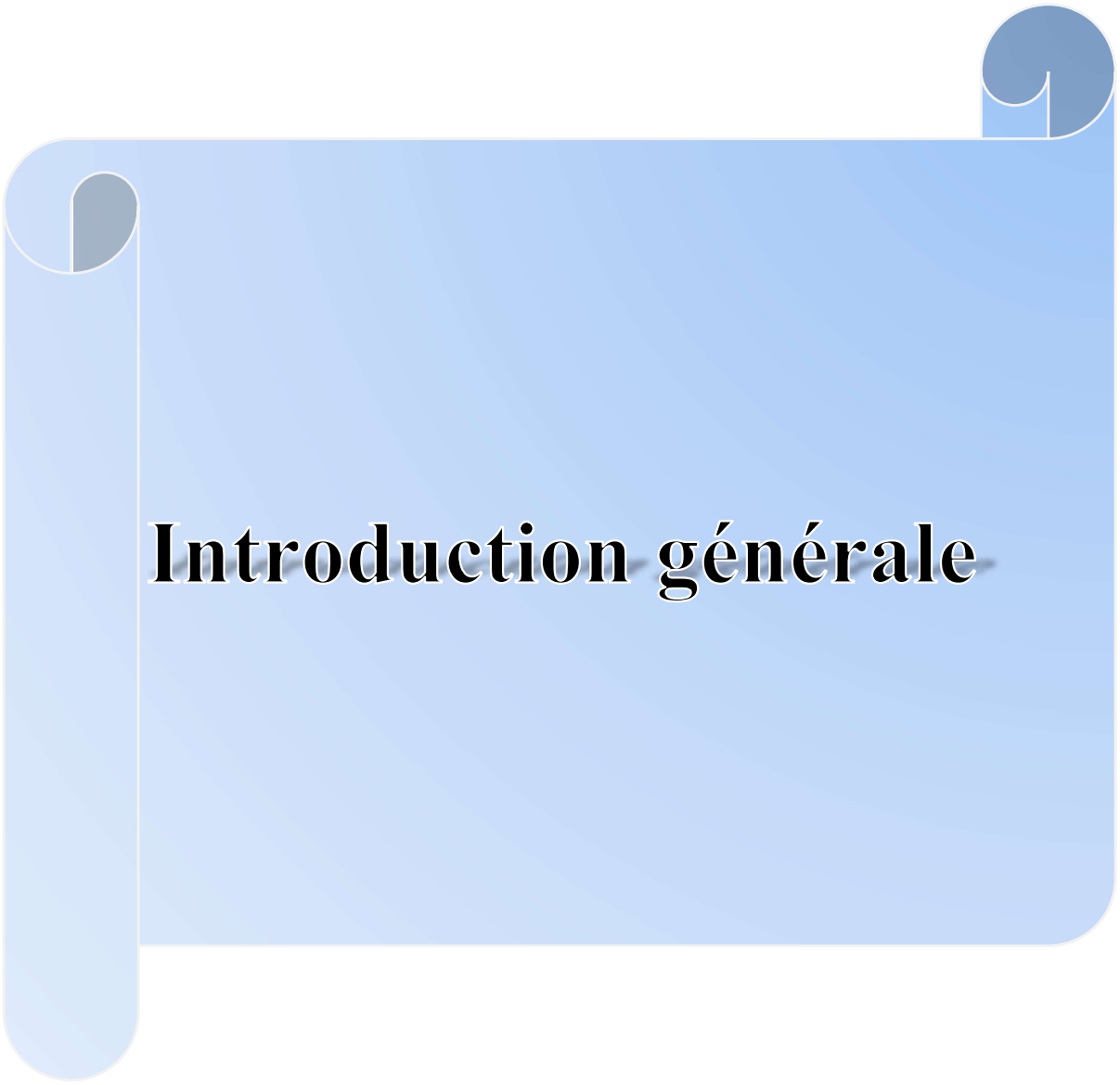
ζ : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.



Introduction générale

Le siècle dernier a vu naître un boom démographique énorme qui changea radicalement le mode de vie de l'humanité, cela n'a pas tardé à son tour de provoquer une forte urbanisation des villes qui par conséquent limogea l'ancien style de construction qui était des maisons individuelles à peu d'étage pour laisser la place aux constructions modernes multiétage pour rationaliser l'espace habitable qui ce faisait de plus en plus rare.

Néanmoins ce style de construction en béton armé a recensé des avantages et aussi des inconvénients qui étaient la charge gigantesque du bâtiment et son élancement. Mais le principal souci qui vint le jour était les chargements accidentels qui furent l'ennemi numéro un du bâtiment tel que les séismes, c'est ce qui a été constaté lors du séisme de Boumerdes en 2003 et plus récemment le séisme de Mila en 2020 qui ont engendré des dommages considérables que ce soit du côté matériels ou humains.

Lors de ce genre de tragédie les yeux du monde entier se tournent vers les ingénieurs du génie civil, c'est pour cela qu'il se doit de faire un travail rigoureux et le plus précis possible, le rôle de l'ingénieur en génie civil est de dimensionner, ferrailler, tous les éléments constituant d'une structure sous les différents chargements et en respectant les règlements et documents techniques qui régissent le bâtiment et veiller à la bonne exécution de ces derniers.

Afin de faire un travail complet et détaillé et de bien dimensionner la structure qui fait l'objet de notre projet de fin d'étude on a réparti le travail en six parties distinctes et on a suivi un enchaînement logique et précis

Tout d'abord on a commencé par définir les matériaux à utiliser dans cette structure et leurs différentes caractéristiques

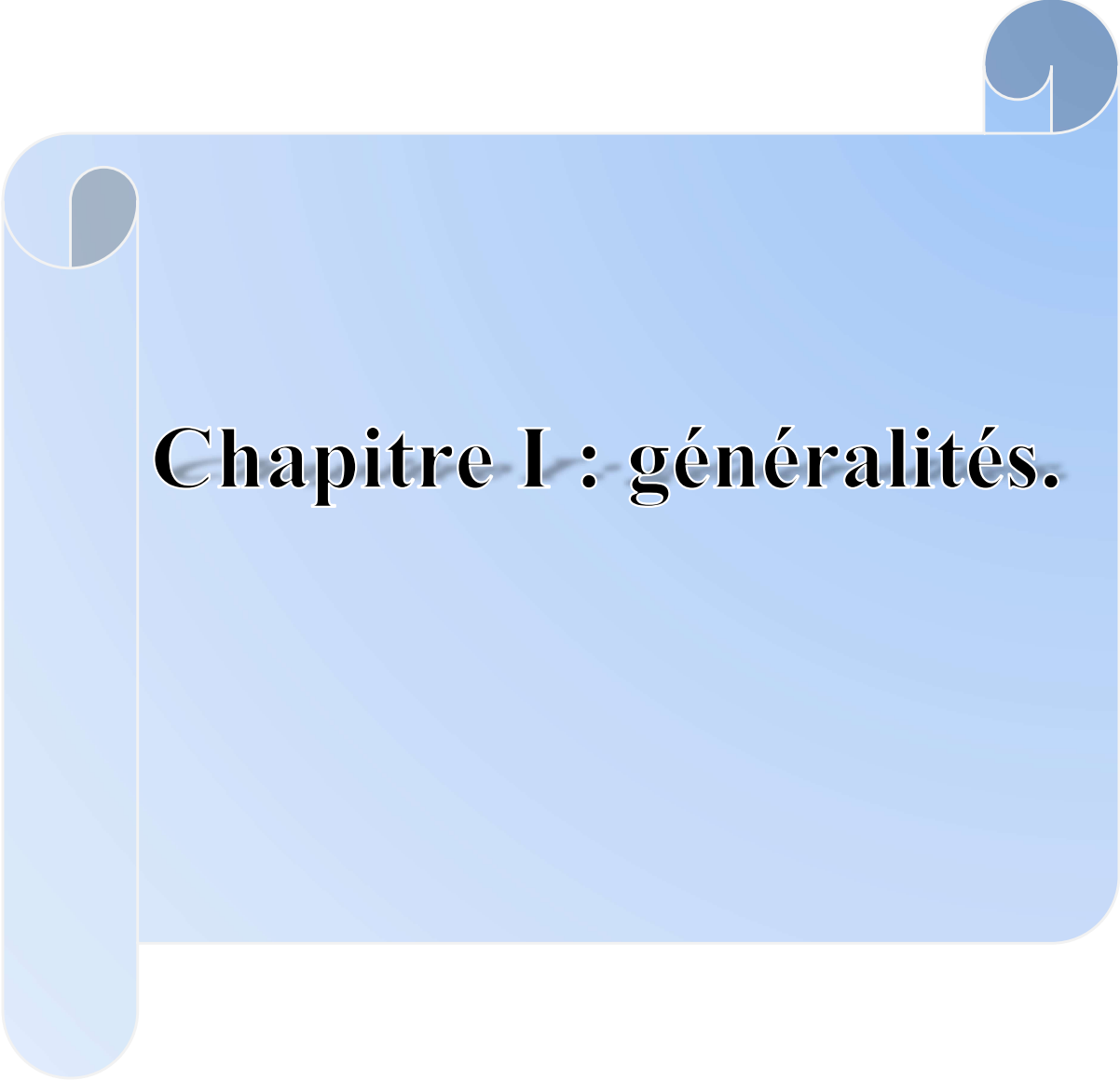
Ensuite on a évalué les différents chargements que doit supporter chaque élément, ensuite on a prédimensionné tous les éléments qui constituent ce bâtiment. À noter que les dimensions qui ont été adoptées lors de cette partie ne sont que des dimensions préliminaires et son sujet a subi des modifications au fur et à mesure qu'on avance dans ce travail.

On est passé après à l'étude des éléments secondaires de cette structure c'est-à-dire les planchers qu'ils soient en corps creux ou en dalles pleines, les différents types d'escaliers, les poutres palières et les poutres de chaînage et enfin l'acrotère.

On est donc arrivé à la partie la plus cruciale et la plus importante d'une étude de génie civil d'un bâtiment en béton armé l'étude dynamique qui consiste à modéliser la structure à l'aide d'un logiciel de simulation pour notre projet le logiciel ETABS V16 afin de prévoir le comportement de ce bâtiment sous l'effet d'un chargement sismique et de parvenir à un comportement global de la structure qui assurera sa stabilité tout en respectant les exigences dictées par le règlement parasismique algérien.

La partie du travail à suivre dans ce projet fut le calcul du ferraillage et les vérifications des éléments structuraux (poteaux, poutre et voiles).

Tout le travail effectué lors des précédents chapitres traitait la super structure de ce bâtiment, donc cette dernière partie on va la consacrer pour l'infrastructure. C'est une partie très importante lors d'une étude de génie civil car c'est l'infrastructure qui va veiller à la stabilité de l'ouvrage en transmettant les charges reprises par les éléments structuraux au sol. On doit veiller à ce que cette partie soit traitée minutieusement et que les fondations soient dimensionnées et ferraillées de la meilleure manière qui soit.



Chapitre I : généralités.

I. Introduction

L'étude génie civile d'une structure donnée nécessite la connaissance d'un certain nombre de données concernant l'ouvrage lui-même, à savoir sa destination, son importance, son architecture, sa géométrie,...etc. Aussi il est nécessaire de connaître son environnement : le site d'implantation, topographie, géotechnique, ainsi la zone sismique de la région...etc. L'ingénieur doit avoir des connaissances sur les matériaux qui seront utilisés pour la réalisation de l'ouvrage.

En plus à ce qui est cité précédemment l'ingénieur en génie civil doit prendre en considération dans l'étude les règles de constructions en vigueur, tout en tenant compte à la fois le facteur sécuritaire et économique. Pour cela il doit avoir des connaissances de base sur lesquelles il va s'appuyer. Dans ce chapitre on va présenter l'ouvrage étudiée, on va donner un aperçu sur les matériaux ainsi sur les règlements utilisés dans l'étude.

I.1.Présentation du projet

L'ouvrage qui fait l'objet de cette étude est un bâtiment en béton armé constitué de deux entresols, un rez de chaussée et huit étages. La structure est destinée à contenir un parking et des appartements à usage d'habitation. Le deuxième entresol est destiné pour contenir un parking de surface 243m^2 qui peut contenir sept Véhicules. Le premier entresol contient deux appartements de type F3 et F4. Et le premier étages est destiné à des appartements à usage d'habitation de type F4, F3 et de type F2.

I.1.1.Implantation de l'ouvrage

Le bâtiment sera réalisé à Bejaia dans le lieu-dit Oussama. Ce lieu est situé à 8km Par rapport au chef-lieu de la ville. Le terrain destiné à accueillir le bâtiment est un terrain de $10\,000\text{m}^2$ de surface il est limité à l'est par un terrain de la propriété de les héritiers de Natouri slimane à l'ouest par le terrain des héritiers de ouyougout rabah et du côté nord et sud par les terrains des héritiers de ouyougout amar.

I.2.Caractéristique de la structure

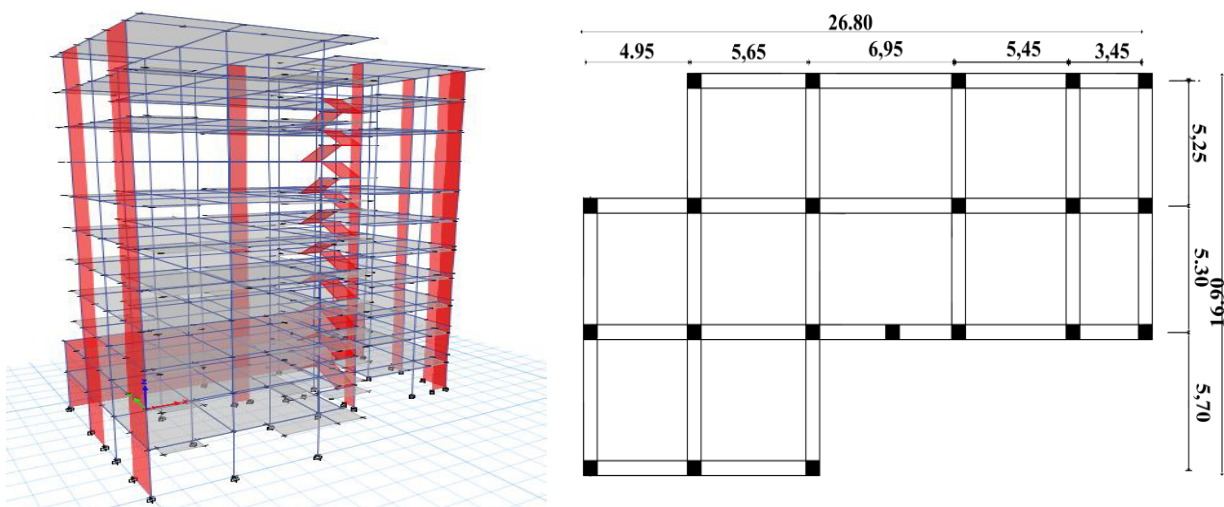


Figure I.2.1 vue en plan et en élévation de la structure

➤ Caractéristique Géométrique

Le bâtiment présenté dans les figures montre bien qu'il est de forme en L (irrégulière) la longueur de la structure à la base est de 26.8m et sa largeur est de 16.9m de l'entre sol 1 jusqu'à la terrasse. En élévation le bâtiment est de forme régulière de hauteur totale de 35.02m. La hauteur des entre sols² est de 4.08m et la hauteur de l'entre sol 1 est de 3.4m et les autres niveaux ont une hauteur de 3.06m.

➤ Données géotechnique du sol d'assise

L'étude géotechnique effectuée sur le sol qui consiste en essais in-situ (carottage, essais préssiométrique et pénétromètre dynamique lourd), et essais au laboratoire ont déterminé les caractéristiques du sol d'assise qui est constitué d'une couche superficielle des marno-calcaire peut altérés reposant sur un substratum des marno-calcaire sains, ce qui est donné que le sol est classé en catégorie **S1 (sol rocheux)**.

D'après l'essai au pénétromètre dynamique lourd et l'analyse des courbes pénétrométrique montrent que le sol en place présente une homogénéité verticale et horizontale. La densité humide de 2.46 t/m^3 ce qui signifie que le sol est dense et l'indice de plasticité montre que le sol est peu plastique. Après l'analyse chimique le sol a été classé comme non agressif ce qui signifie qu'il n'y a pas de mesure particulière à prendre.

Les essais de laboratoire préconisent un mode de fondation superficielle, ancré à partir de **2m** de profondeur, on appliquant une contrainte admissible : $\sigma_{adm} = 2,85 \text{ bars}$.

I.3.Description structurale

Les planchers à corps creux: sont des planchers constitués de corps creux (hourdis) avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide, il repose sur des poutrelles qui assure la transmission des charges aux éléments porteurs.

- **Les planchers en dalle pleine:** sont des planchers en béton armé seulement reposant sur un ensemble d'appuis, qui sont soit des poutres ou des voiles en béton armé, ils sont généralement utilisés pour plancher à surcharge élevée.
- **Les escaliers:** sont des éléments secondaires en béton armé permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils ont existé plusieurs types d'escaliers droit, escalier balancé, escalier hélicoïdal.
- **Les maçonneries:** les murs extérieurs sont réalisés en brique creuse en double cloison de 30cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm.
Les murs intérieurs sont des murs de séparation seront réalisés en brique creuse de 10cm.
- **Les poutres:** sont des éléments porteurs horizontaux servant à transmettre les charges du plancher aux éléments porteurs verticaux (poteaux).
- **Les poteaux:** sont des éléments porteurs verticaux servant à transmettre les charges qui leur sont transmises par les poutres aux fondations.
- **Les voiles de contreventement :** est un élément porteur rigide en béton armé destiné à transmettre les charges latérales dans la fondation

I.4. Règlements et normes utilisés

- RPA99/Version 2003 « Règlements Parasismiques Algériennes »
- CBA 93 « code de béton armé »
- BAEL 91/version 99 « béton armé aux états limite »
- DTR B.C.2.2 « document technique réglementaire charge et surcharge »
- DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles

I.5. Les Hypothèse de calcul

I.5.1. Etat limite ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- le diagramme contrainte déformation $(\sigma; \varepsilon)$ de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.5.2. Etat limite de service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).

- Les trois premières hypothèses citées en (I.3.1).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques $(\sigma = E\varepsilon)$.
- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ;

n : coefficient d'équivalence acier-béton.

I.6. Caractéristique mécanique des matériaux

I.6.1. Le béton

Le béton est un matériau composite, c'est un mélange de matériaux inerte « granulats », avec un liant hydraulique qui est le ciment et de l'eau de gâchage et dans certain cas spécifique on ajoute des adjuvants et de la fine particule « les cendres volantes », ou bien les deux à la fois.

I.6.1.1. La résistance caractéristique à la compression

Dans les constructions courantes le béton est définie de point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28jour noté (f_{c28}) , cette résistance (f_{cj}) en MPa est obtenue par des nombreux essais de compression jusqu'à rupture sur des éprouvettes normalisés de 16cm de diamètre et 32cm de hauteur.

Le béton durci progressivement en fonction de son âge et par convention on a retenue pour le calcul

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ j}$$

➤ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ j}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ j}$$

j : nombre de jour.

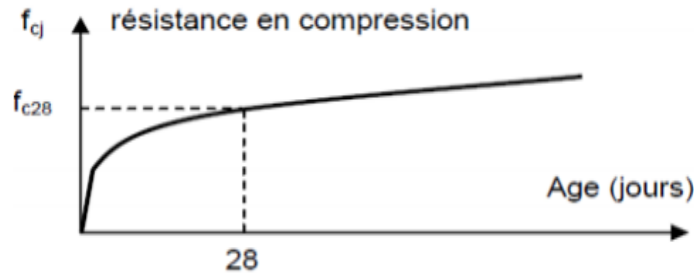


Figure I.6.1.1 Evolution de la résistance en compression du béton en fonction de son âge

Pour 1m^3 de béton courant doser à 350 kg de ciment (CPA 325) la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa

On prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

I.6.1.2. La résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à jour à j jour noté f_{tj} est conventionnellement défini par les relations

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{t28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{si } f_{t28} > 60 \text{ MPa.}$$

Pour $j=28$ jours $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

I.6.1.3. Contrainte limite

a) Etat limite ultime (ELU)

❖ Contrainte limite de compression

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole rectangle suivant

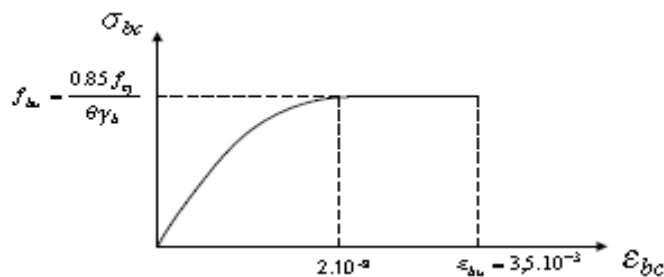


Figure I.6.1.3.1 diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU.

➤ f_{bu} contrainte ultime du béton en compression.

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b}$$

➤ γ_b coefficient de sécurité.

$\gamma_b = \begin{cases} 1.50 & \text{coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.} \\ 1.15 & \text{coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

➤ Θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges.

$\Theta = \begin{cases} 0,8 & \text{si la durée est inférieure à 1h.} \\ 1 & \text{si la durée est supérieure à 24h.} \\ 0,9 & \text{si la durée est comprise entre 1h et 24h.} \end{cases}$

On prend : $\Theta = 1$.

$f_{bu} = \begin{cases} 14,2 \text{ MPa} & \text{situations durables ou transitoires.} \\ 18,48 \text{ MPa} & \text{situations accidentelles.} \end{cases}$

❖ Contraintes admissibles de cisaillement du béton

✓ Pour la fissuration peut nuisible (FPN) : $\tau_{adm} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$

$\tau_{adm} = \begin{cases} \tau = 3,33 \text{ MPa} & \text{cas durable.} \\ \tau = 4,35 \text{ MPa} & \text{cas accidentel.} \end{cases}$

✓ Pour la fissuration nuisible (FN) : $\tau_{adm} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$

$\tau_{adm} = \begin{cases} \tau = 2,5 \text{ MPa} & \text{cas durable.} \\ \tau = 4,26 \text{ MPa} & \text{cas accidentel.} \end{cases}$

b) état limite de service CBA93 (Art A.4.5.2).

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

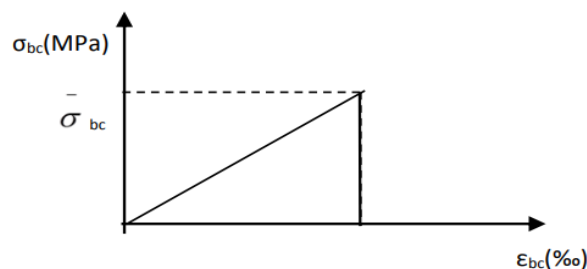


Figure I.6.1.3.2 Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

I.6.1.4. Déformation longitudinal du béton

❖ Le module de déformation longitudinal instantané

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

❖ Le module de déformation longitudinal différé

Pour des charges de longue durée d'application

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa}$$

Il est donné par la formule suivante :

Coefficient de poisson « v » :

$$V = \begin{cases} 0 & \text{a l'ELU} \\ 0,2 & \text{a l'ELS} \end{cases}$$

I.6.2. L'acier

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers de haute adhérence sont les suivantes :

$$\text{FeE400} = 400 \text{ MPa.}$$

a) Etat limite ultime

Diagramme de calcul et diagramme réel d'un acier S235. L'axe vertical est l'effort normal (Ost) et l'axe horizontal est la déformation (Osc). Le diagramme réel (en pointillés) montre une limite d'élasticité f_e et une contrainte de rupture f_e/γ_s . Le diagramme de calcul (en trait plein) est une courbe bilinéaire avec une limite d'élasticité calculée $f_e/(\gamma_s E_s)$ et une contrainte de rupture calculée $10\% \sigma_s$. Les zones de compression et traction sont indiquées.

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s}$$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 \\ 1,15 \end{cases}$$

situation accidentelle
situation courante

$$\sigma_s = \begin{cases} 400 \\ 348 \end{cases}$$

situation accidentelle
situation courante

b) Etat limite de service :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire

Fissuration nuisible : $\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_{te} ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj} \right) = 201,63 \text{ MPa}$.

Fissuration très nuisible : $\sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_{te} ; 90 \sqrt{\eta} f_{tj} \right) = 164,97 \text{ MPa}$.

I.7. Actions et sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts tranchants, normaux, les moments de flexion et les moments de torsion, développés dans une section par une combinaison d'actions donnée.

I.7.1. Combinaisons d'action donnée par le RPA

Situation durable : $\begin{cases} \text{ELU} & 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} & G + Q \end{cases}$

Situation accidentelle : $\begin{cases} G + Q \pm E_x \\ G + Q \pm E_y \\ 0,8G + E_x \\ 0,8G + E_y. \end{cases}$

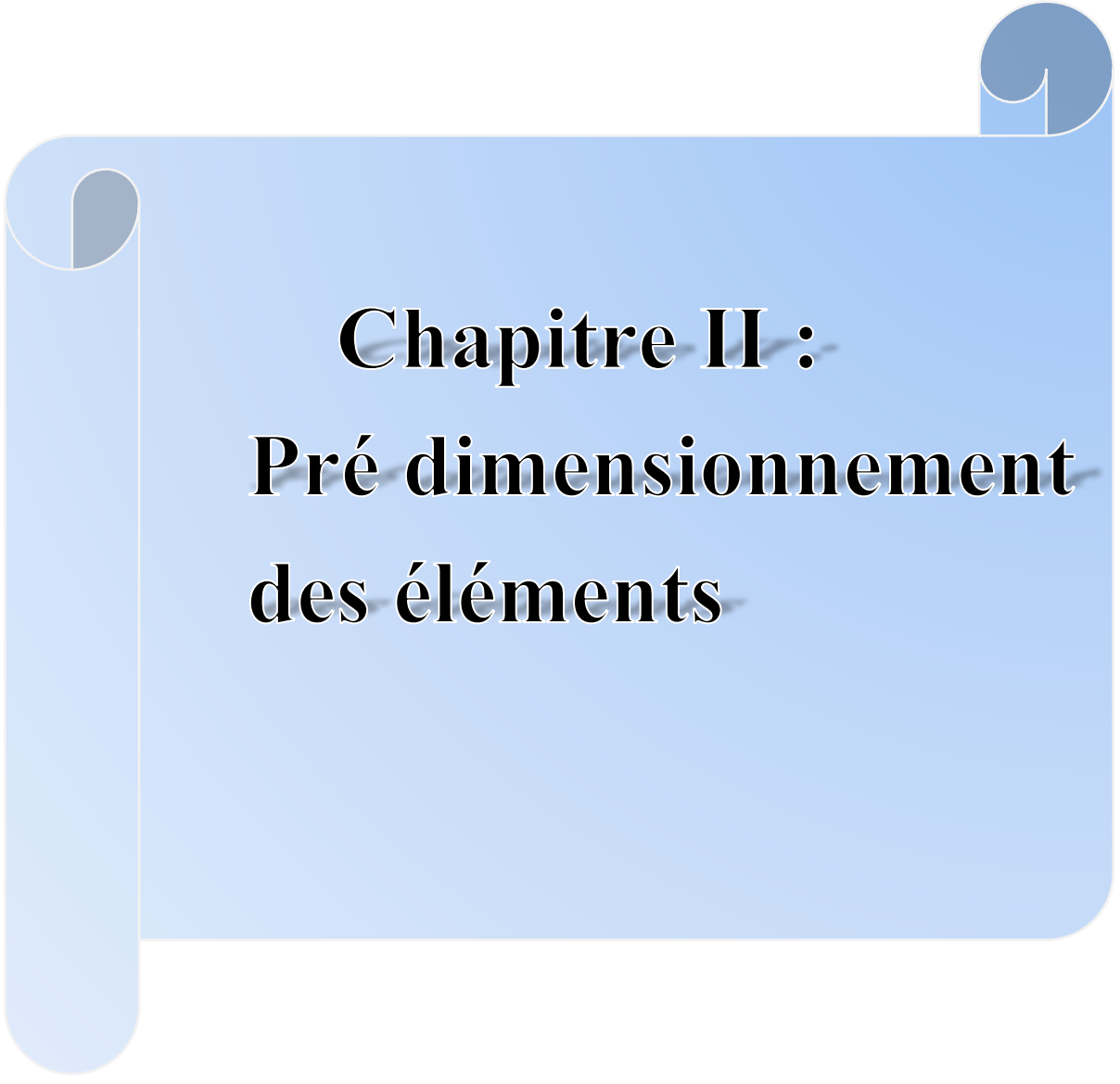
I.8. Conclusion

La structure présentée est une structure multi étage avec une forme irrégulière qui est constitué en béton armé. La structure sera probablement formé par des ossatures voiles portiques est contreventé par des voiles et des planchers sous forme de diaphragme rigide. La faible résistance du béton à la traction par rapport à sa résistance à la compression conduit tout naturellement à chaîner entre le béton et l'acier.

Les matériaux ainsi adoptés pour la réalisation de notre structure sont :

Un béton ayant 25 MPa de résistance caractéristique à la compression à 28 jours et une résistance à la traction de 2.1 MPa, on distingue deux modules d'élasticité du béton, instantané est de 32164.2MPa et différé de 10818.87 MPa,

On utilise aussi un acier de nuance FeE400 ayant 400 MPa de résistance à la traction et à la compression et un module d'élasticité de 200000MPa.

A decorative graphic consisting of a light blue rectangular area with rounded corners. On the left side, a vertical blue bar extends downwards from the top-left corner, ending in a rounded shape. On the right side, a blue scroll-like element is visible at the top, partially overlapping the main rectangle. The text is centered within the light blue area.

Chapitre II :

Pré dimensionnement des éléments

II. Pré dimensionnement des éléments

II. Introduction

Dans ce présent chapitre on va pré dimensionner les éléments du bâtiment nécessaire à la suite du travail à effectuer. Le pré dimensionnement est une étape des plus importante dans le processus d'étude d'un bâtiment en génie civil il a pour but de déterminer les sections préalables des différents éléments de la structure dans le cas statique en respectant les règles qui régisse le génie civil, CBA (code du béton armé), RPA (règlement parasismique algérien), DTR BC2.2 (document technique réglementaire charge et surcharge), BAEL (béton armée aux états limite)

II.1 Pré dimensionnement des éléments

II.1.1 Disposition des poutrelles, position des dalles pleines et poutres de chainages

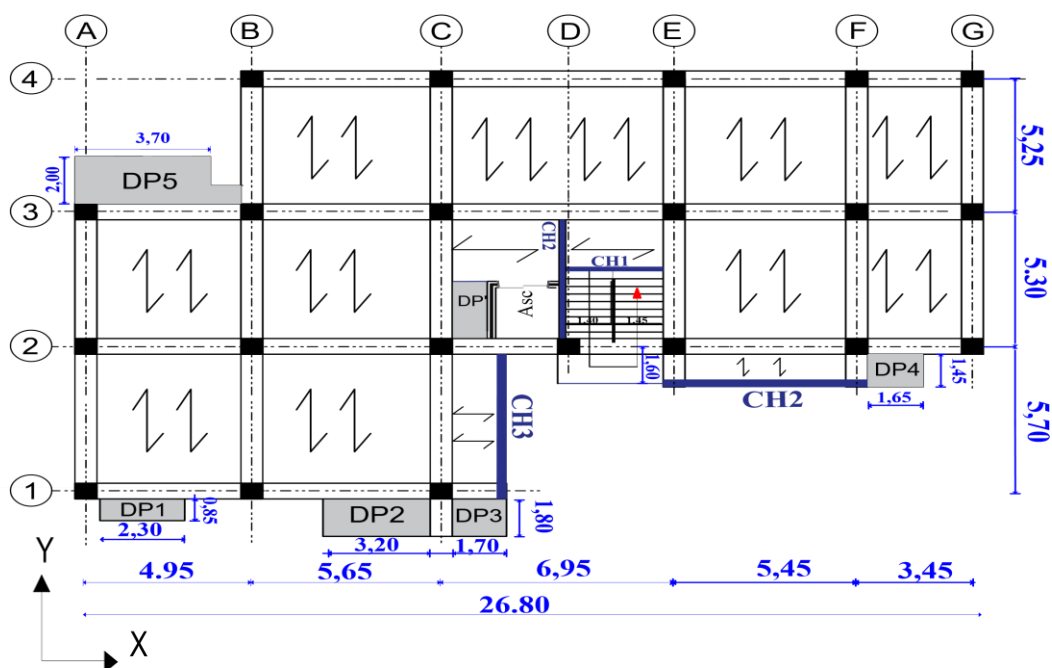


Figure II.1.1.1 disposition des poutrelles plancher RDC

II.2 Les poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé qui ont un rôle porteur dans la structure en transmettant les chargements verticaux au poteaux. il assure aussi un rôle de stabilité via les actions accidentelles.

➤ Les poutres principales suivant le sens (XX)

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions de flèche donnée par le BAEL 91

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

II. Pré dimensionnement des éléments

Avec $L_{\max}$: longueur maximal en nu d'appui des poutres

$$L_{\max} = 695 - 30 = 665 \text{ cm}$$

$$\frac{665}{15} \leq h \leq \frac{665}{10}$$

$$44.33 \text{ cm} \leq h \leq 66.5 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$b = 35 \text{ cm}$ est pris de manière forfaitaire

Vérification des conditions du RPA 99

$$\begin{cases} b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ \frac{h}{b} = 1.28 < 4.00 \dots\dots\dots \text{Vérifié} \end{cases} \quad (\text{RPA 99 Art. 7.5.1})$$

➤ Les poutres secondaires suivant le sens (YY)

Ses dimensions doivent satisfaire les conditions de flèche donnée par le BAEL 91

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

Avec $L_{\max}$: longueur maximal en nu d'appui des poutres

$$L_{\max} = 570 - 30 = 540 \text{ cm}$$

$$\frac{540}{15} \leq h \leq \frac{540}{10}$$

$$36 \text{ cm} \leq h \leq 54 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$b = 30 \text{ cm}$ est pris de manière forfaitaire

Vérification des conditions du RPA93

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ \frac{h}{b} = 1.33 < 4.00 \dots\dots\dots \text{Vérifié} \end{cases} \quad (\text{RPA 99 Art. 7.5.1})$$

II.3 Les planchers

Les plancher sont des éléments horizontaux destiner à reprendre les charges verticales et les transmettre aux éléments porteur, ils sont aussi conçus pour transmettre l'action accidentelle (vent, séismes choqe ...Etc.) Par l'action diaphragme des planchers aux éléments de contreventement. Et on en distingue deux

II. Pré dimensionnement des éléments

➤ Plancher corps creux

Ce type de plancher est utilisé dans la construction, les bâtiments à usage courant, ce plancher a pour avantage qu'il est économique facile à réaliser et procure une bonne isolation thermique et phonique. Il se constitue de corps creux, poutrelles et une dalle de compression.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation suivant

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{CBA 93 art B.6.8.4.2.4})$$

Avec

$L_{\max}$: Travée maximale entre nus d'appui de deux poutres dans le sens de disposition des poutrelles

h_t : Hauteur totale du plancher

$$L_{\max} = 570 - b_{\text{poutre}} = 570 - 35 = 535 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{535}{22.5} = 23,77 \text{ cm, soit un plancher de 25 cm pour tous les niveaux}$$

{ 20 cm : hauteur du corps creux
5 cm : hauteur de la dalle de compression

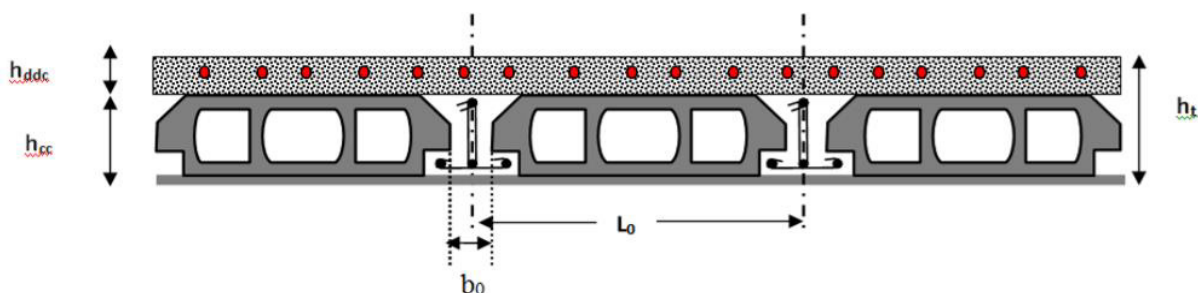


Figure II.3.1 coupe transversale d'un plancher corps creux

h_{ddc} : Hauteur de la dalle de compression

h_{cc} : Hauteur du corps creux

b_0 : la largeur de la poutrelle

l_0 : entre-axe des poutrelles

h_t : Hauteur totale du plancher

• Poutrelle

La disposition des poutrelles est dictée par deux critères essentiels, le critère de la petite portée (à pour but de réduire la flèche) et le critère de la continuité (pour avoir le maximum d'appuis)

II. Pré dimensionnement des éléments

La disposition adoptée dans ce projet est en fonction de critère de petite portée comme montré dans la figure II.1.1.1 pour le plancher RDC et en **annexe 1** pour les autres étages

b : largeur efficace de la dalle de compression

b_0 : largeur de la poutrelle

h_0 : hauteur de la dalle de compression

h_t : Hauteur total du plancher

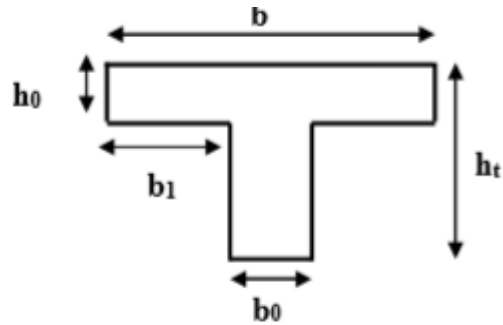


Figure II.3.2 section d'une poutrelle

$$0.4h_t \leq b_0 \leq 0.6h_t$$

$$10 \text{ cm} \leq b_0 \leq 15 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right)$$

Avec l_x : distance entre nus d'appuis de face de deux poutrelles

l_y : travée minimal des poutrelles dans le sens de leurs dispositions

$$l_x = b - b_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 12}{2} \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{145}{10}\right)$$

$$\frac{b - 12}{2} \leq \min(26.5, 14.5)$$

$$b \leq 14.5 * 2 + 12$$

$$b \leq 41 \text{ cm}$$

Soit $b = 40 \text{ cm}$.

➤ Plancher dalles pleines

On dimensionne une dalle pleine suivant les critères ci dessous :

Pour la Résistance au feu on doit vérifier si :

$h \geq 7 \text{ cm}$ → pour une heure de coupe feu

$h \geq 11 \text{ cm}$ → pour deux heures de coupe feu

$h \geq 14 \text{ cm}$ → pour trois heures de coupe feu

Pour l'isolation phonique Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Dans notre cas on optera pour une épaisseur de 13cm

II. Pré dimensionnement des éléments

- **C) la résistance à la flexion**

$$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow \text{Dalle sur un appui}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{dalle sur 3 ou 4 appuis avec } \rho \leq 0,4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{dalle sur 3 ou 4 appuis avec } \rho \geq 0,4$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{dalle sur 2 appuis perpendiculaire}$$

Avec l_x : la petite dimension de la dalle

l_y : la plus grande dimension de la dalle

Tableau II.3.1 tableau récapitulatif des dimensions dalles pleines

Panneaux	Appuis	$l_x(m)$	$l_y(m)$	l_x/l_y	e	e_{choisi}
DP1	1 appui	0,85	2,3	0,37	$e \leq 4.25$	13
DP2	2perpendiculaires	1,8	3,2	0,56	$5.14 \leq e \leq 6$	13
DP3	2 perpendiculaires	1,7	1,8	0.94	$4,85 \leq e \leq 5.66$	13
DP4	2 perpendiculaires	1,45	1,65	0,88	$4,14 \leq e \leq 4,83$	13
DP5	2 perpendiculaires	2	4,95	0,41	$5.71 \leq e \leq 6.67$	13
DP6	1 appui	1,65	4,5	0,36	$e \leq 8,25$	13
DP7	2 perpendiculaires	1,65	5,5	0,3	$4,71 \leq e \leq 5.5$	13
DP8	2 perpendiculaires	1,8	4.35	0,41	$5.14 \leq e \leq 6$	13
DP9	3 appuis	1,65	6.65	0,25	$4,71 \leq e \leq 5.5$	13
DP'	2 perpendiculaires	1.4	2.1	0.66	$4,71 \leq e \leq 5,5$	13

II.4 Les escaliers

L'escalier est un élément qui relie deux niveaux successive d'un bâtiment .il permet de monter et de descendre aisément et sans danger.il existe plusieurs types d'escaliers les plus couramment utiliser sont les escaliers a deux ou à trois volées. La partie porteuse de l'escalier est la paillasse (voir figure annexe 2)

Dimensionnement

- **Escalier entre sol 2 volé1**

Hauteur et largeur des marches

Les dimensions g et h doivent satisfaire la relation de blondel suivante:

$$60 \text{ cm} \leq 2 * h + g \leq 64 \text{ cm}$$

II. Pré dimensionnement des éléments

Si H et la hauteur séparant deux paliers successifs
et n le nombre de contre marche alors

$$h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$

$$H = 255 \text{ cm}, \quad n = 15$$

$$L = 420 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{255}{15} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{420}{15-1} = 30 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 2 * 17 + 30 \leq 64$$

$$60 \text{ cm} \leq 64 \leq 64 \text{ cm}$$

Épaisseur de la paillasse

$$\text{On a } \alpha = \tan^{-1} \frac{255}{420} = 31.26^\circ$$

$$L' = \left(\frac{420}{\cos 31.26} \right) = 491.33 \text{ cm}$$

avec L': longueur réel de l'escalier

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \quad \frac{491.33}{30} \leq e \leq \frac{491.33}{20}$$

$$16.38 \text{ cm} \leq e \leq 24.57 \text{ cm}$$

Donc on opte pour une épaisseur $e = 17 \text{ cm}$

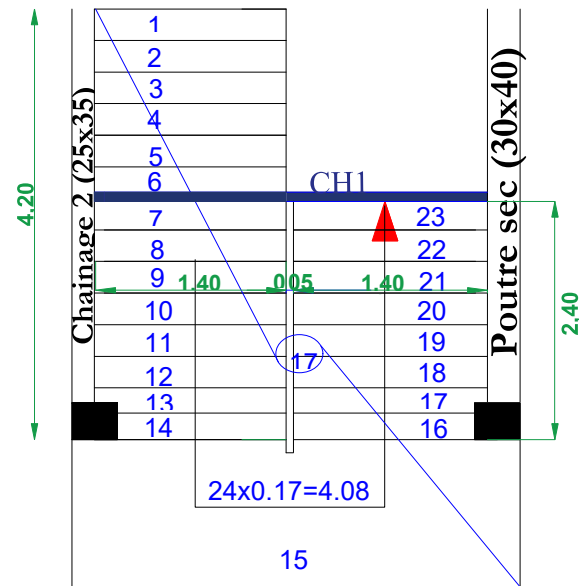


Figure II.4.1 vue en plan escalier entre sol 2

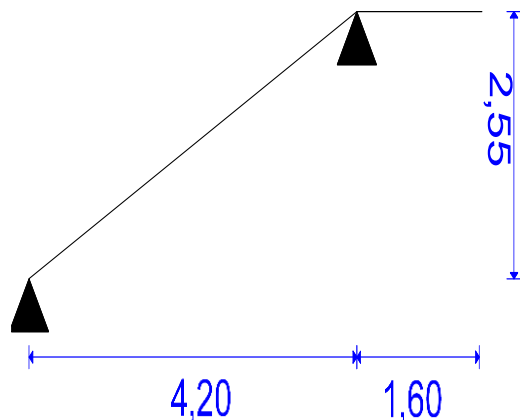


Figure II.4.2 :schéma statique volée1 de l'escalier entre sol 2

Escalier type 2 et 3

Le dimensionnement des deux types d'escalier restant se fera de la même manière et suivant les mêmes étapes déjà cité dans le calcul du premier type. Tous les résultats seront résumés dans le tableau (II.1.2) et les différentes figures sont présentées dans l'annexe 2

Tableaux II.4 pré dimensionnement des escaliers types 2 et 3

Type	H (cm)	L (cm)	n	g (cm)	h (cm)	L' (cm)	e (cm)
2	170	270	10	30	17	319	13
3	153	240	9	30	17	284.6	13

II.5 La poutre palière

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

Avec $L_{\max}$: longueur maximal en nu d'appui des poutres

$$L_{\max} = 315 - 30 = 285 \text{ cm}$$

$$\frac{285}{15} \leq h \leq \frac{285}{10}$$

$$19 \text{ cm} \leq h \leq 28.5 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$b = 20 \text{ cm}$ est pris de manière forfaitaire

Vérification des conditions du RPA 93

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 20 \text{ cm} = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ h = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non Vérifié} \\ \frac{h}{b} = 1.25 < 4.00 \dots\dots\dots \text{Vérifié} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 Art. 7.5.1})$$

Les conditions du RPA ne sont pas vérifiées ce qui exige qu'on augmente les dimensions de la poutre. Et puisque la poutre palière sera un appui pour l'escalier les charges qui lui seront transmises vont être très importantes pour cela on va opter pour les dimensions suivantes

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

II.6 Les poutres de chaînage

Type 1

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

Avec $L_{\max}$: longueur maximal en nu d'appui des poutres

$$L_{\max} = 315 - 30 = 285 \text{ cm}$$

$$\frac{285}{15} \leq h \leq \frac{285}{10}$$

$$19 \text{ cm} \leq h \leq 28.5 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$b = 25 \text{ cm}$ est pris de manière forfaitaire

De la même manière qu'on a calculé le type 1 on a refait les calculs pour le type 2 et 3 et on a abouti aux dimensions suivantes :

Type 2 : 25x35 cm²

Type 3 : 25x40 cm²

II. Pré dimensionnement des éléments

II.7 Les voile

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé qui assure le rôle de reprendre les charges sismiques essentiellement

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{20}, 15 \text{ cm}\right) \text{ avec}$$

h_e ; la hauteur libre d'étage

e : épaisseur du voile

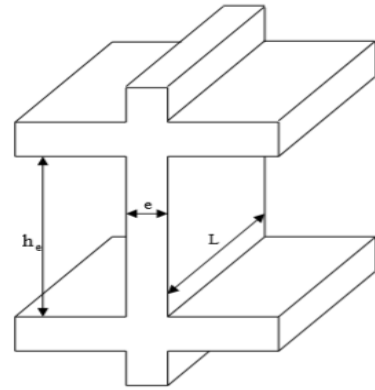


Figure II.7. Coupe transversale d'un voile de contreventement

- **Voile entre sol 2**

h_e = hauteur d'étage – la hauteur de la poutre

$$e \geq \max\left(\frac{368}{20}, 15 \text{ cm}\right)$$

$$e \geq \max(18.4, 15 \text{ cm})$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

$$L = 4 * e = 80 \text{ cm}$$

Pour les voiles de l'entre sol 1 et des étages courants de la même manière que les voiles de l'entre sol 2 on a opté pour une épaisseur de $e=15 \text{ cm}$

II.8 Les poteaux

II.8.1 L'évaluation des chargements

L'ingénieur ou le concepteur doit évaluer en premier lieu quels sont les chargements s'exerçant sur la structure permanente soit-il ou bien d'exploitation, ces charges comprennent le poids des éléments (revêtement, chape,etc.)

- **Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible**

Remarque

Vue les grandes travées qu'on a dans cette structure on a opté pour un corps creux en polystyrène afin d'alléger la structure.

Tableau II.8.1.1 : Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
Gravillon de protection	20	0,05	1
Multicouche d'étanchéité	6	0,02	0.12
Isolation thermique	/	0,04	0,16
Forme de pente	22	0,1	2,2
Corps creux (20+5)	/	0.2	2
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
charge permanent G			5.68
charge d'exploitation Q			1

II. Pré dimensionnement des éléments

- Évaluation des charges revenant au plancher courant

Tableau II.8.1.2 : Évaluation des charges revenant au plancher courant

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	18	0,02	0.36
Lit de sable	20	0,02	0,4
Corps creux (20+5)	/	0,2	2
Cloisons	9	0.1	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
charge permanent G			4.26
charge d'exploitation Q			1.5

- Evaluation des charges revenant à la dalle pleine de terrasse inaccessible

Tableau II.8.1.3 : Évaluation des charges revenant à la dalle pleine terrasse

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
Gravillon de protection	20	0,05	1
Multicouche d'étanchéité	6	0,020	0.12
Isolation thermique	/	0,040	0,16
Forme de pente	22	0,1	2,20
Dalle pleine	25	0.13	3.25
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
charge permanent G			6.93
charge d'exploitation Q			1

- Evaluation des charges revenant à la dalle pleine étage courant

Tableau II.8.1.4 : Évaluation des charges revenant à la dalle pleine étage courant

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
Revêtement Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	/	0,04	0,4
Lit de sable	18	0,02	0.36
Dalle pleine	25	0.13	3.25
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Cloisons	9	0.1	0.9
charge permanent G			5.51
charge d'exploitation Q			3.5

- Evaluation des charges dues au mur double cloison

Tableau II.8.1.5 : Évaluation des charges des murs double cloison

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Brique creuse 10cm	/	0.10	0.9
Brique creuse 15cm	/	0.10	1.3
Enduit de plâtre	/	0.02	0.2
charge permanent G			2.76

II. Pré dimensionnement des éléments

- Evaluation des charges revenant à l'escalier entre sol 2

Tableau II.8.1.6 : Évaluation des charges revenant au palier entre sol 2

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	20	0,02	0.4
Lit de sable	18	0,02	0,36
paillasse	25	0.17	4.25
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
charge permanent G			5.61
charge d'exploitation Q			2.5

Tableau II.3.1.7 : Évaluation des charges revenant à la volée entre sol 2

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
paillasse	25	$0.17 / \cos(\alpha)$	4.97
Carrelage	Horizontal	0.02	0.4
	Vertical	$0.02h/g$	0.226
Mortier de pose	Horizontal	0,02	0.4
	Vertical	$0.02h/g$	0.226
Enduit en ciment	10	$0.02 / \cos(\alpha)$	0.23
Poids des marches	22	$h/2$	1.87
Charge permanent G			8.32
Charge d'exploitation Q			2.5

- Evaluation de charge revenant au palier étage courant

Tableau II.8.1.8 : évaluation des charges revenant au palier entre sol 1 et étages courants

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	20	0,02	0.4
Lit de sable	18	0,02	0,36
paillasse	25	0.13	3.25
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
charge permanent G			4.61
charge d'exploitation Q			2.5

- Evaluation des charges revenant aux volées entre sol 1 étage courant

Tableau II.8.1.9 : évaluation des charges revenant aux volées entre sol 1 et étage courant

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
paillasse	25	$0.13 / \cos(\alpha)$	3.85
Carrelage	Horizontal	0.02	0.4
	Vertical	$0.02h/g$	0.226
Mortier de pose	Horizontal	0,02	0.4
	Vertical	$0.02h/g$	0.226
Enduit en ciment	10	$0.02 / \cos(\alpha)$	0.23
Poids des marches	22	$h/2$	1.87
Charge permanent G			7.2
Charge d'exploitation Q			2.5

II. Pré dimensionnement des éléments

II.8.2 Descente de charge sur le poteau le plus sollicité

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, tout en vérifiant les deux conditions suivantes

- 1). Stabilité de forme (flambement).
- 2). Résistance à la compression : Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le (RPA99 Art.7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa.

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

b_1 : petite dimension du poteau

h_1 : Grande dimension du poteau

h_e : Hauteur libre des poteaux

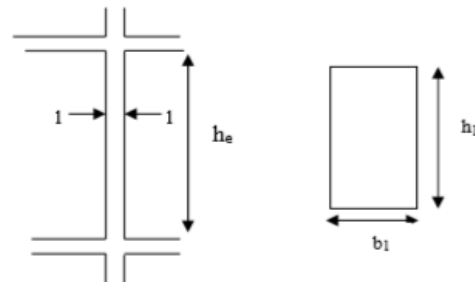


Figure II.8.2.1 coupe transversale d'un poteau

Dégression des charges

Dans un bâtiment à usage d'habitation qui est multi-étage avec un nombre important d'étage qui sont indépendants les uns des autres il convient d'appliquer la loi de dégression de charge de charge dite également de base.

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le plancher terrasse $Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation sur les niveaux 1, 2, 3, 4, 5, ..., N et cela tous numérotés du sommet à la base

Sous toit terrasse Q_0

Sous toit du dernier étage (étage 1) $Q_0 + Q_1$

Sous toit étage immédiatement inférieure (étage 2) $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

(étage 3) $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(étage 4) $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

(étage n) $Q_0 + \frac{3+n}{2*n} * (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les niveaux de la bâtisse il y a lieu de simplifier la loi de dégression en réduisant la charge de chaque niveau de 10% jusqu'à arriver à 0.5 Q_0 et cette valeur sera conservée pour tous les niveaux inférieurs. (DTR BC.2.2. Art 6.1)

II. Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.8.2.1 : section des poteaux pour les différents niveaux

Niveau	Section du poteau (cm ²)	Niveau	Section du poteau (cm ²)
Entre sol 2	60x55	Etage 4	45x45
Entre sol 1	60x55	Etage 5	45x40
RDC	55x55	Etage 6	40x40
Etage 1	55x50	Etage 7	40x35
Etage 2	50x50	Etage 8	35x35
Etage 3	50x45		

Remarque

Les dimensions adoptées pour les poteaux on était choisis on commençant par le sommet avec un poteau 30x30 cm² et on augmentant pour chaque niveau 5 cm dans un seul côté.

- La surface afférente

$$S_g^{\text{aff}} = 6,43 + 6,49 + 8,14 + 8,23 = 29,3 \text{ m}^2$$

$$S_q^{\text{aff}} = 29,3 + (6,3 - b) * b_{pp} + (5,275 - h) * b_{ps} = 33,23 \text{ m}^2$$

b_{pp} : Largeur de la poutre principale

b_{ps} : Largeur de la poutre secondaire

- Poids du plancher

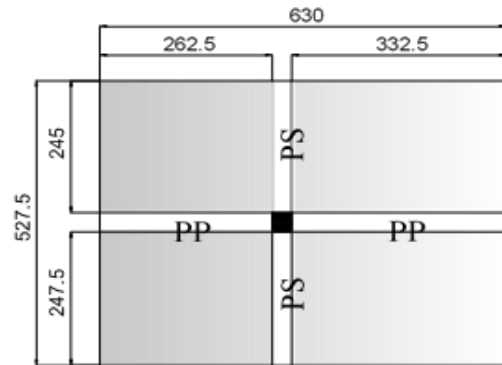


Figure II.8.2.2 : surface afférente du poteau C3

$$\begin{cases} G_p = G * S_g^{\text{aff}} = 5,68 * 29,3 = 166,42 \text{ KN} \\ Q_p = Q * S_q^{\text{aff}} = 1 * 33,23 = 33,23 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_p = G * S_g^{\text{aff}} = 4,26 * 29,3 = 124,82 \text{ KN} \\ Q_p = Q * S_q^{\text{aff}} = 1,5 * 23,66 + 2,5 * 9,33 = 58,82 \text{ KN} \end{cases}$$

- Poids des poteaux ente sol 2

$$P_{\text{pot}} = 25 * b * h * H$$

$$P_{\text{pot}} = 25 * 0,6 * 0,55 * 4,08 = 33,66 \text{ KN}$$

Le poids des Poteaux des autres niveaux est résumé dans le tableau ci-dessous

- Poids des poutres entre sol 2

$$\begin{cases} P_{pp} = 25 * h * b * (6,3 - b) \\ P_{ps} = 25 * h * b * (5,275 - h) \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_{pp} = 25 * 0,45 * 0,35 * (6,3 - 0,55) = 22,64 \text{ KN} \\ P_{ps} = 25 * 0,4 * 0,3 * (5,275 - 0,6) = 14,025 \text{ KN} \end{cases}$$

$$P_{pp} + P_{ps} = 22,64 + 14,025 = 36,66 \text{ KN}$$

II. Pré dimensionnement des éléments

Le poids des poutres des autres niveaux est résumé dans le tableau ci-dessous

- Poids des murs double cloison entre sol 1 (P_{dc})

$$P_{dc} = G_{dc} * (h_e - h_p + h_e - h_{cc}) * L_{dc}$$

G_{dc} : charge des murs double cloison

h_e : hauteur libre de l'étage

h_p : hauteur de la poutre

h_{cc} : hauteur du corps creux

L_{dc} : longueur du mur en double cloison

$$P_{dc} = ((3,4-0,25)*(2,7+2,94+3,07) + (3,4-0,4)*0,9 + (3,4-0,45)*(0,535+1,56))*2,76 = 100,23 \text{ KN}$$

- Poids des murs double cloison autre étage

$$P_{dc} = 55,38 \text{ KN}$$

- Poids des murs double cloison RDC

$$P_{dc} = 34,32 \text{ KN}$$

- **Descente de charge poteau C3**

Tableau II.8.2.2 : descente de charge du poteau C3

niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse	166,42	
	Poutres	39,21	
	Poteau	9,375	
		215.005	33.11
N1	Venant de N ₁	215.005	
	Plancher étage courant	124,82	
	Poutres	38,05	
	Poteaux	10,71	
	Mur double cloison	55,38	
		443.96	91.93
N2	Venant de N ₂	443.96	
	Plancher étage courant	124,82	
	Poutres	37,85	
	Poteaux	12,24	
	Mur double cloison	55,38	
		674.255	144.87
N3	Venant de N ₃	674.225	
	Plancher étage courant	124,82	
	Poutres	37,7	
	Poteaux	13,77	
	Mur double cloison	55,38	
		905.925	191.92
N4	Venant de N ₄	905.925	
	Plancher étage courant	124,82	
	Poutres	37,5	
	Poteaux	15,49	

II. Pré dimensionnement des éléments

	Mur double cloison	55,38	
		1139.11	233.10
N5	Venant de N ₅	1139.11	
	Plancher étage courant	124,82	
	Poutres	37,35	
	Poteaux	17,21	
	Mur double cloison	55,38	
		1373.87	268.39
N6	Venant de N ₆	1373.87	
	Plancher étage courant	124,82	
	Poutres	37,165	
	Poteaux	19,125	
	Mur double cloison	55,38	
		1610.36	297.80
N7	Venant de N ₇	1610.365	
	Plancher étage courant	124,82	
	Poutres	37,015	
	Poteaux	21,03	
	Mur double cloison	55,38	
		1848.61	325.44
N8	Venant de N ₈	1848.61	
	Plancher étage courant	124,82	
	Poutres	36,815	
	Poteaux	23,14	
	Mur double cloison	55,38	
		2088.76	356.62
N9	Venant de N ₉	2088.76	
	Plancher étage courant	124,82	
	Poutres	36,66	
	Poteaux	28,05	
	Mur double cloison	34,32	
		2312.55	386.21
N10	Venant de N ₁₀	2312.55	
	Plancher étage courant	124,82	
	Poutres	36,465	
	Poteaux	33,66	
	Mur double cloison	100,23	
		2610.79	415.44

$$Nu = 1.35 \times 2610.79 + 1.5 \times 415.44 = 4147,72 \text{ KN}$$

Le poteau C3 est un poteau voisin de rive ce qui implique de majorer l'effort qui lui est transmis par la structure et puisqu'il appartient à un bâtiment à plus de trois travée on va le majorer seulement de 10% (CBA93 art B.8.1.1)

$$Nu^* = 1.1 \times 4243,837 = 4562.50 \text{ KN}$$

II. Pré dimensionnement des éléments

Vérification à la résistance

$$\sigma = \frac{Nu *}{B} \leq \bar{\sigma} = \frac{0.85 * fc28}{\gamma b}$$

$$\frac{0.85 * fc28}{\gamma b} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$13.82 \text{ MPA} \leq 14.2 \text{ MPA} \quad \rightarrow \text{condition vérifié .}$$

Les résultats de calcul des autres niveaux sont résumés dans le Tableau II.2.4.2.4

Tableau II.8.2.3 : résumé de la vérification à la résistance des poteaux

niveau	Nu* (MN)	B (m²)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	σ (MPa)	observation
Entre sol 2	4,562	0.33	14.2	13,82	vérifié
Entre sol 1	4,071	0.33		12,33	vérifié
RDC	3.690	0.302		12,20	vérifié
Etage 1	3.282	0.275		11,93	vérifié
Etage 2	2.882	0.25		11.53	vérifié
Etage 3	2,483	0.225		11,03	vérifié
Etage 4	2,076	0.202		10,25	vérifié
Etage 5	1,662	0.18		9,23	vérifié
Etage 6	1.240	0.16		7,75	vérifié
Etage 7	0.811	0.14		5,79	vérifié
Etage 8	0.374	0.122		3,05	vérifié

• Vérification au flambement

$$Nu * \leq \alpha \left(\frac{Br * fc28}{0.9 * \gamma b} + \frac{As * fe}{\gamma s} \right)$$

$$As : 1\% * Br$$

$$\alpha = \text{en fonction de } (\lambda)$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad l_f = 0.7l_o = 2.856 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.55 * 0.6^3}{12 * 0.6 * 0.55}} = 0.173$$

$$\lambda = 16.48$$

$$0 \leq \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{16.51}{35} \right)^2} = 0.813$$

$$Br \geq \frac{Nu *}{\alpha \left(\frac{fc28}{0.9 * \gamma b} + \frac{fe}{As * \gamma s} \right)} = \frac{4.562}{0.813 \left(\frac{25}{1.35} + \frac{400}{100 * 1.15} \right)}$$

$$0.307 \text{ m}^2 \geq 0.26 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifié}$$

II. Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.8.2.4 : résumé de la vérification au flambement des poteaux

niveau	$I \times 10^{-3}$ m^4	B m^2	i m	λ	α	$Br^{calculé}$ m^2	$Br^{opté}$ m^2	Observation
Entre sol2	9.9	0.330	0.173	16.48	0.81	0.254	0.307	vérifié
Entre sol1	9.9	0.330	0.173	13.74	0.82	0.224	0.307	Vérifié
RDC	7.62	0.302	0.159	13.43	0.82	0.203	0.281	Vérifié
Etage 1	6.93	0.275	0.157	13.61	0.82	0.181	0.254	vérifié
Etage 2	5.21	0.250	0.144	14.84	0.82	0.156	0.230	Vérifié
Etage 3	4.68	0.225	0.142	15.00	0.82	0.137	0.206	vérifié
Etage 4	3.42	0.202	0.131	16.38	0.81	0.116	0.185	Vérifié
Etage 5	3.04	0.180	0.129	16.49	0.82	0.093	0.163	Vérifié
Etage 6	2.13	0.160	0.115	18.55	0.80	0.070	0.144	Vérifié
Etage 7	1.87	0.140	0.115	18.55	0.80	0.046	0.125	Vérifié
Etage 8	1.25	0.122	0.102	20.98	0.79	0.021	0.108	Vérifié

II.4 Conclusion

Le pré dimensionnement de la structure nous a conduits à donner aux préalables les dimensions des différents éléments pour évaluer les charges exercé et l'évaluation de la descente de charge. Pour les éléments dalles en corps creux on a estimé une hauteur de 25 cm. Et pour les dalles pleines on a opté pour une épaisseur de 13 cm à pour tous les niveaux.

On a différents types de poutre, les poutres principale on pour dimension $35 \times 45 \text{ cm}^2$, les poutres secondaire $30 \times 40 \text{ cm}^2$, les poutres palières font $30 \times 30 \text{ cm}^2$ et on a trois type de chaînage le premier fait $25 \times 25 \text{ cm}^2$, le deuxième fait $25 \times 35 \text{ cm}^2$ et le dernier est de $25 \times 40 \text{ cm}^2$.

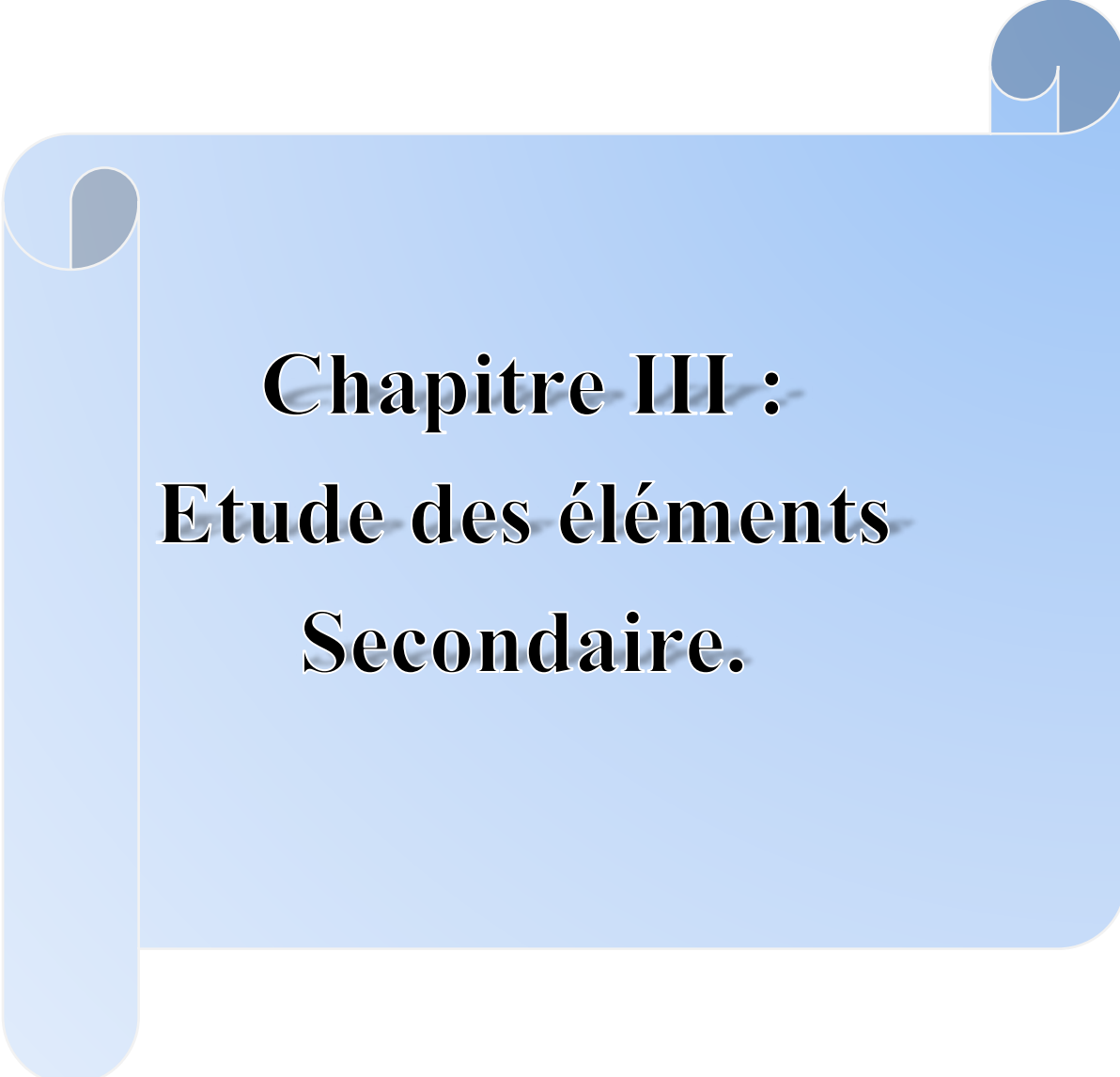
Pour les escaliers on a deux type, le premier c'est celui de l'entre sol 2 il a pour épaisseur 17 cm que ce soit pour le palier ou la volée et le deuxième type de l'entre sol 1 jusqu'au 7^{ème} étage a pour épaisseur 13 cm pour le palier et la volée

L'acrotère a pour une hauteur 70 cm et une épaisseur de 10 cm ce qui est largement suffisant.

Après avoir effectuer une descente de charge sur poteau (C3) de la structure et après toutes les vérifications nécessaire ont est finalement arriver au dimension préalable des poteau pour les poteaux de l'entre sol 2 on les a fixer à $60 \times 55 \text{ cm}^2$, entre sol 1 $60 \times 55 \text{ cm}^2$, RDC $55 \times 55 \text{ cm}^2$, étage 1 $50 \times 55 \text{ cm}^2$, étage 2 $50 \times 50 \text{ cm}^2$, étage 3 $45 \times 50 \text{ cm}^2$, étage 4 $45 \times 45 \text{ cm}^2$, étage 5 $40 \times 45 \text{ cm}^2$, étage 6 $40 \times 40 \text{ cm}^2$, étage 7 $35 \times 40 \text{ cm}^2$, étage 8 $35 \times 35 \text{ cm}^2$ et la salle machine $30 \times 30 \text{ cm}^2$.

Pour les voile on fixe l'épaisseur des voile de contreventement pour l'entre sol 2 à

20 cm et pour l'entre sol 1 et les autres étage à 15 cm. Toutes ces dimension ne sont que des dimensions préalable pour ce bâtiment elles sont sujet a modification ci le cas le nécessite.



Chapitre III :

Etude des éléments

Secondaire.

III.Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Dans ce chapitre le calcul va concerner les éléments suivant : les planchers (corps creux et en dalle pleine), les escaliers, poutres palières et poutres de chainages et l'acrotère.

III.1.Etude des poutrelles

III.1.1.Calcul des poutrelles

➤ Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et Au cisaillement, il existe quatre méthodes de calcul, la méthode forfaitaire, Méthode de Caquot, méthode de Caquot minoré et la méthode RDM.

Le détail de calcul de ses différentes méthode est détaillés dans l'**annexe 3**

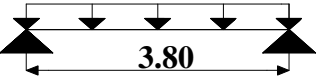
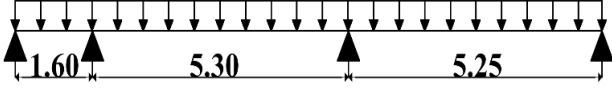
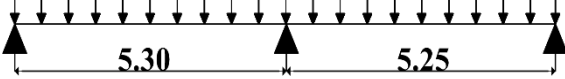
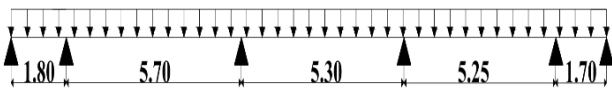
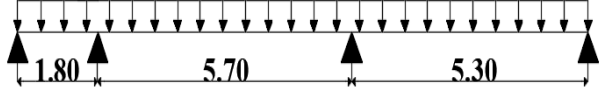
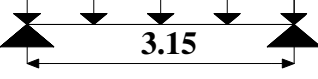
III.1.2.Les types de poutrelles

Le tableau (III.1.2) présente les différents types de poutrelles qui sont identifiés dans la structure, leur localisations ainsi la méthode adoptés pour le calcul selon les cas. Le choix de la méthode de calcul des sollicitations dans les différents types de poutrelles est effectué toute en respectant les conditions dictées précédemment.

Tableau III.1.2.Différents types de poutrelles dans les planchers

Types	Localisation	Schémas statiques des poutrelles	Méthode de calcul
Type 1	RDC+ étage de 1 a 8		Forfaitaire
Type 2	Entre sol 1+ RDC + étages de 1 a 7		Forfaitaire
Type 3	Tous les niveaux		RDM
Type 4	Tous les niveaux sauf terrasse		Forfaitaire
Type 5	Tous les niveaux		RDM
Type 6	Etage de 1 a terrasse		Caquot minoré
Type 7	Etage 1+2+4+5+6+7		Caquot minoré

III. Etude des éléments secondaires

Type 8	terrasse		RDM
Type 9	Entre sol 1 + RDC		Caquot minoré
Type10	Entre sol 1 + RDC		Forfaitaire
Type11	Etage 3+8+ terrasse		Caquot minoré
Type12	Terrasse		Caquot minoré
Type13	Terrasse		RDM

III.1.3.Calcul des sollicitations

III.1.3.1.Exemple de calcul

➤ Plancher étage courant

• Type 1

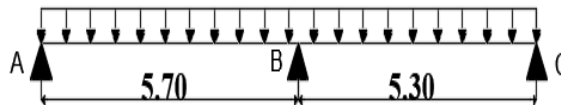


Figure III.1.3.1 Schéma statique de la poutrelle Type 1

Les conditions d'applications de la méthode forfaitaire

- $1.5 \leq \min (5\text{KN/m}^2 ; 2 \cdot 4.26) \rightarrow 1.5 < \min (5 \text{ KN/m}^2 ; 8.52 \text{ KN/m}^2)$ vérifié
- $0.8 < \frac{5.7}{5.3} < 1.25$ vérifié
- Fissuration peut nuisible vérifié
- inertie (I) constante vérifié

Toutes les conditions sont vérifiées ce qui implique que la méthode forfaitaire est applicable

Les combinaisons d'actions et les charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle sont résumées dans le tableau (III.1.3.1)

Tableau III.1.3.1.Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle

Désignation	G (KN/ m ²)	Q (KN/ m ²)	L ₀	Charges sur le plancher (KN/ m ²)		Charge sur poutrelle (KN/ m)
Etage courant	4,26	1,5	0,65	Elu	8,00	5,201
				Els	5,76	3,744
Terrasse	5,68	1	0,65	Elu	9,17	5,959
				Els	6,68	4,342

III. Etude des éléments secondaires

❖ Moments isostatiques

$$M_0 = \frac{P \times L^2}{8}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_{0AB} = 21.12 \text{ KN.m} \\ M_{0BC} = 18.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_{0AB} = 15.20 \text{ KN.m} \\ M_{0BC} = 13.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Moments aux appuis

- Appuis intermédiaire

$$M_B = -0,6 M_0 \dots \dots \dots \begin{cases} \text{Elu} & M_B = -12.68 \text{ KN.m} \\ \text{Els} & M_B = -9.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Appuis de rive

$$M_A = M_C = -0,15 M_0 \dots \dots \dots \begin{cases} \text{Elu} & M_A = M_C = -3.17 \text{ KN.m} \\ \text{Els} & M_A = M_C = -2.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Moments en travées AB

$$M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05 M_0; (1 + 0.3 \alpha) M_0)$$

$$M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) M_0 / 2$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,26 \begin{cases} (1 + 0.3 \alpha) = 1,078 \\ \frac{(1.2 + 0.3 \alpha)}{2} = 0,639 \end{cases} \dots \dots \dots \begin{cases} M_t \geq 1,078 M_0 - 0,6 \frac{M_0}{2} \dots \dots \dots 1 \\ M_t \geq 0,639 M_0 \dots \dots \dots 2 \end{cases}$$

$$M_t = \begin{cases} 0,778 M_{0AB} \dots \dots 1 \\ 0,639 M_{0AB} \dots \dots 2 \end{cases} \quad \text{D'ou } M_t = 0,778 M_{0AB} \begin{cases} \text{Elu} & M_t = 16.43 \text{ KN.m} \\ \text{Els} & M_t = 11.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Moments en travées BC

$$M_t = \begin{cases} 0,731 M_{0BC} \dots \dots 1 \\ 0,639 M_{0BC} \dots \dots 2 \end{cases} \quad \text{D'ou } M_t = 0,731 M_{0BC} \begin{cases} \text{Elu} & M_t = 13.35 \text{ KN.m} \\ \text{Els} & M_t = 9.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Evaluation des efforts tranchants

$$\text{Travée AB} \begin{cases} V_A = V_0 = P^U * \frac{L_{AB}}{2} = 14.83 \text{ KN} \\ V_B = -1,15 * P^U * \frac{L_{AB}}{2} = -17.046 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} V_A = V_0 = +1,15 P^U * \frac{L_{BC}}{2} = 15.84 \text{ KN} \\ V_B = -P^U * (\frac{L_{BC}}{2}) = -13.78 \text{ KN} \end{cases}$$

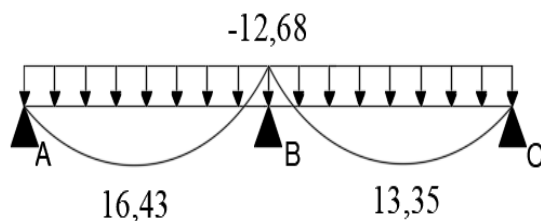


Figure III.1.3.2 diagramme des moments
Sur la poutrelle à l'ELU

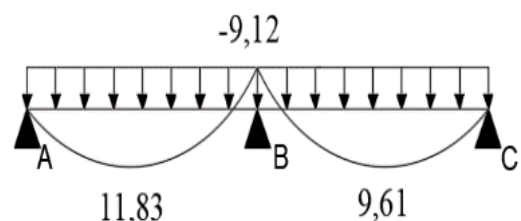


Figure III.1.3.3 diagramme des moments
Sur la poutrelle à l'ELS

III. Etude des éléments secondaires

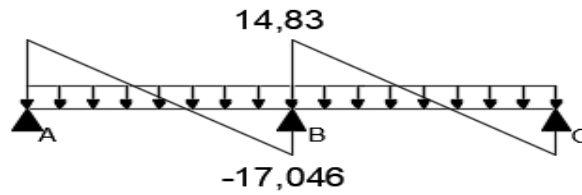


Figure III.1.3.4 diagramme des efforts tranchants sur la poutrelle

III.1.3.2.Calcul des sollicitations pour chaque type de poutrelles

Tableau III.1.3.2.Sollicitations des différents types de poutrelles

Types Plancher		M_t (KN. m)		M_a^{inter} (KN. m)		M_a^{rive} (KN. m)		V^{max} (KN)
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Type 1	Terrasse	18.15	13.23	-14.52	-10.58	-3.63	-2.65	19.53
	Etage courant	16.43	11.83	-12.68	-9.12	-3.17	-2.28	17.05
Type 2	Terrasse	19.36	14.11	-12.10	-8.82	-3.16	-2.28	18.68
	Etage courant	17.49	12.59	-10.56	-7.60	-3.17	-2.28	16.30
Type 3	Terrasse	2.15	1.57	/	/	-0.32	-0.24	5.07
	Etage courant	1.88	1.35	/	/	-0.28	-0.20	4.42
Type 4	Etage courant	7,30	5.26	-5,63	-4,05	-1,41	-1,01	11,36
Type 5	Terrasse	20.53	14.96	/	/	-3.08	-2.24	15.64
	Etage courant	16.24	11.78	/	/	-2.44	-1.77	12.37
Type 6	Terrasse	12.96	9.48	-9.00	-6.52	-0.30	-0.22	16.18
	Etage courant	10.93	7.92	-8.29	-5.91	-0.28	-0.20	14.14
Type 7	Terrasse	15.41	11.25	-11.87	-8.59	-3.14	-2.29	18.03
	Etage courant	13.21	9.54	-10.92	-7.79	-2.74	-1.97	15.84
Type 8	Terrasse	10,75	7.48	/	/	-1,61	-1,17	11,32
Type 9	Etage courant	12.91	9.33	-10.83	-7.73	-2.69	-1.95	15.72
Type 10	Etage courant	14.21	1.23	-10.96	-7.89	-2.74	-1.97	15.85
	Terrasse	15.69	11.43	-12.55	-9.15	-3.14	-2.29	18.16
Type 11	Etage courant	12.93	9.36	-9.04	-6.45	-0.32	-0.23	15.12
	Terrasse	15.29	11.19	-9.83	-7.11	-0.36	-0.26	17.30
Type 12	Terrasse	15,14	11.06	-12,50	-9,05	-3,14	-2,29	18,15
Type 13	Terrasse	7,39	5.38	/	/	-1,11	-0,81	9,39

III.1.3.3.Les sollicitations les plus défavorables

Tableau III.1.3.3.Sollicitation maximale dans les poutrelles

Types Plancher	M_t (KN. m)		M_a^{inter} (KN. m)		M_a^{rive} (KN. m)		V^{max} (KN)
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Terrasse	20.53	14.96	-14.52	-10.58	-3.63	-2.65	21.09
Etage courant	17.49	12.59	-12.68	-9.12	-3.17	-2.28	17.07

III. Etude des éléments secondaires

III.1.4. Calcul du ferrailage dans les différents types de poutrelles

➤ Ferrailage longitudinale

Le calcul des armatures longitudinales se fait pour une section en T à la flexion simple, un exemple de calcul est donné ci-après

• Exemple de calcul

Plancher terrasse inaccessible

Les sollicitations maximales

$$\text{Elu} \begin{cases} M_t = 20.53 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{inter}} = -14.52 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -3.63 \text{ KN.m} \\ V^{\text{max}} = 21.09 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Els} \begin{cases} M_t = 14.96 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{inter}} = -10.58 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -2.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} b_{\text{eff}} = 40 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ h = 25 \text{ cm} \\ h_0 = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ d = 23 \text{ cm} \\ d' = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ Ferrailage en travée

Moment équilibré par la table de compression (M_{tu})

$$M_{tu} = f_{bu} \times b_{\text{eff}} \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,4 \times 0,05 \times \left(0,23 - \frac{0,05}{2} \right)$$

$M_{tu} = 58.22 \text{ KN.m} > M_u \rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{20.53 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,4 \times 0,23^2} = 0,068 < 0,186 \text{ ----- Pivot A}$$

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \rightarrow f_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 200000} \rightarrow \varepsilon_l = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \times \varepsilon_l} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} \rightarrow \alpha_l = 0,667$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) \rightarrow \mu_l = 0,391$$

$$\mu_{bu} = 0,068 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,089$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,222 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_t}{(z \times f_{st})} = \frac{0,02053}{(0,222 \times 348)} = 2,66 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

(BAEL 91 A.4.2.1)

$$A_t^{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,4 \times 0,23 \times \frac{2,1}{400} = 1.11 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.66 \text{ cm}^2 > A_t^{\text{min}} = 1.11 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A_s = 2.66 \text{ cm}^2$

III. Etude des éléments secondaires

❖ Ferrailage en appuis

✓ Appuis intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{14.52 \cdot 10^{-3}}{14.2 \cdot 0.12 \cdot 0.23^2} = 0.161 < 0.186 \text{ ----- Pivot A}$$

$$\text{On a: } f_e = 400 \text{ MPa} \quad \begin{cases} \mu_l = 0.391 \\ \alpha_l = 0.668 \\ \varepsilon_l = 1.74 \cdot 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) \rightarrow \mu_l = 0.391 > \mu_{bu} = 0.161 \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0.221$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow z = 0.209 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{0.01452}{(0.209 \times 348)} = 1.99 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\text{min}} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.23 \times \frac{2.1}{400} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\text{min}} = 0.33 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{inter}} = 1.99 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on ferraille avec } A_a^{\text{inter}} = 1.99 \text{ cm}^2$$

✓ Appuis de rive

$$\mu_{bu} = 0.040$$

$$\alpha = 0.051$$

$$z = 0.225 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{rive}} = 0.46 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\text{rive}} = 0.46 \text{ cm}^2 > A_t^{\text{min}} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.23 \times \frac{2.1}{400} = 0.33 \text{ cm}^2$$

▪ Choix de ferrailage

En travée **2HA10+1HA12 = 2.70 cm²**

En appuis intermédiaire.... **2HA12= 2.26 cm²**

En appuis de rive **1HA12 = 1.13 cm²**

➤ Ferrailage transversal

$$\phi_t \leq (\phi_t^{\text{min}}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}) \rightarrow \phi_t \leq \min(10 \text{ mm}; 7.14 \text{ mm}; 12 \text{ mm})$$

$$\text{On prend } \phi_t = 6 \text{ mm donc } A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

Tableau III.1.4.résumé de ferrailage longitudinal et transversal des différents niveaux

Plancher		Ferrailage longitudinale			Ferrailage transversale	
		A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	A _t (cm ²)	S _t (cm)
terrasse	Travée	2.66	1.11	2HA10+1HA12=2.7	0.57	15
	Appuis inter	1.99	0.33	2HA12= 2.26		
	Appuis de rive	0.46	0.33	1HA12= 1.13		
Etage courant	Travée	2.25	1.11	2HA10+1HA12=2.7		
	Appuis inter	1.41	0.33	1HA8+1HA12=1.63		
	Appuis de rive	0.4	0.33	1HA8= 0.5		

III.1.5. Les vérifications nécessaires

A) A l'ELU

1. Vérifications des contraintes de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{(21,09 \times 10^{-3})}{(0,12 \times 0,23)} = 0,764 \text{ MPa}$$

La fissuration est peut nuisible, et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Alors :}$$

$\tau_u = 0,764 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ Alors la condition est vérifiée

2. Espacement (St)

$$1) \quad St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 20,7 \text{ cm}$$

$$2) \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 47,5 \text{ cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 110,97 \text{ cm}$$

D'où, $St = 15 \text{ cm}$

3. Vérification des armatures longitudinales A_s vis-à-vis de l'effort tranchant $V^{\max}$

- En appuis de rive

$$A_s^{\min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V^{\max} \Rightarrow A_s^{\min} \geq \frac{1,15}{400} \times 21,09 \times 10^{-3} = 0,61 \text{ cm}^2$$

On a : $A_1 = 2,7 + 1,13 = 3,83 \text{ cm}^2 > 0,61 \text{ cm}^2$ alors la condition est vérifiée

- En appuis intermédiaire

$$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V^{\max} + \frac{M_a^{\text{inter}}}{0,9d} \right) \Rightarrow A_1 \geq \frac{1,15}{400} \left(21,09 \times 10^{-3} + \frac{-14,52 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,23} \right)$$

On a : $A_1 = 2,7 + 2,26 = 4,96 \text{ cm}^2 > -1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow$ pas de vérification à faire pour l'appui inter

4. Vérification de la bielle

$$V^{\max} \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \quad \text{avec } a = 0,9 \times d = 20,7 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $V^{\max} = 21,09 \text{ kN} < 165,81 \text{ kN}$ Condition vérifiée

5. Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{b_1 \cdot V^{\max}}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 14 \text{ cm}$$

$\tau_u = 0,713 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ alors la condition est Condition vérifiée

Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

B) A l'ELS

1. Vérifications des contraintes

- En travée

La Position de l'axe neutre H

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 A(d - h_0) = -229 < 0$$

L'axe neutre ne passe pas par la table de compression, donc on fait des vérifications des contraintes pour une section en T.

$$\text{Donc il faut vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28}$$

Calcul de la position de l'axe neutre (Y) et le moment d'inertie (I)

$$\frac{b_0}{2} * y^2 + (15A + 15A' + (b - b_0) h_0)y - 15(Ad + A'd') - \frac{(b-b_0)*h_0^2}{2} = 0 \dots \text{avec } A' = 0$$

$$6y^2 + 180.5y - 1281.5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 251,67 \rightarrow y = 5,9 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{40}{3} 5,9^3 - \frac{(40-12)(5,9-5)^3}{3} + 15 * 2,7 * (23 - 5,9)^2 = 14581 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14,96 \times 10^{-3}}{14581 \times 10^{-8}} 5,9 * 10^{-2} = 6,04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

- En appuis intermédiaire

$$H = -110.2 < 0$$

Calcul d'une section en T

Calcul de la position de l'axe neutre (Y) et le moment d'inertie (I)

$$6y^2 + 173,9y - 1129,7 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 239,48 \rightarrow y = 5,46 \text{ cm}$$

$$I = 12599 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10,58 \times 10^{-3}}{12599 \times 10^{-8}} 5,46 * 10^{-2} = 4,59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

Alors pas de risque d'éclatement du béton.

2. Vérification de la flèche

Conditions de la vérification de la flèche Données :

$$l = 5,25 \text{ m} ; M_{0S} = 12,89 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 14,96 \text{ KN.m}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées

$$1) h_{poutrelle} \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0S}} \times l \Leftrightarrow h_{poutrelle} = 25 \text{ cm} < 40,62 \text{ cm} \dots \dots \text{non vérifiée}$$

III. Etude des éléments secondaires

$$2) A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 2,7 \text{ cm}^2 > 2,48 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$3) L < 8 \text{ m} \Leftrightarrow L = 5,25 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Puisque les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; l > 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{1000} + 0,5 \text{ cm} = \frac{525}{1000} + 0,5 = 1,025 \text{ cm (BAEL91 ART B. 6.5)}$$

Δf : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (Retrait, fissure).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \quad \text{BAEL91 révisé 99}$$

f_{gv}, f_{gi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ji} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Données

$$\begin{cases} Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ G = 5,68 \text{ KN/m}^2 \\ j = G - G_{\text{revet}} = 2 \text{ KN/m}^2 \\ p = G + Q = 6,68 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{\text{ser}}^g = G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{\text{ser}}^j = j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{\text{ser}}^p = p \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{\text{ser}}^g = 12,72 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}}^j = 4,48 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}}^p = 14,96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Modules de Young instantané et différé

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} \\ E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ Le moment d'inertie de la section homogène Y_G

$$Y_G = \frac{\frac{b \cdot h_0^2}{2} + (h - h_0) b_0 \left[\frac{(h - h_0)}{2} + h_0 \right] + 15 \cdot A \cdot d}{b \cdot h_0 + b_0 (h - h_0) + 15 \cdot A}$$

$$Y_G = \frac{\frac{40 \cdot 5^2}{2} + (25 - 5) 12 \left[\frac{(25 - 5)}{2} + 5 \right] + 15 \cdot 2,7 \cdot 23}{40 \cdot 5 + 12 (25 - 5) + 15 \cdot 2,7}$$

$$Y_G = 10,47 \text{ cm}$$

✓ Calcul des moments d'inertie homogénéisé (I_0)

$$\Rightarrow I_0 = \frac{b_0 \cdot h^3}{12} + (b_0 \cdot h) \cdot \left(\frac{h}{2} - Y_G \right)^2 + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \left(Y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \cdot A \cdot (d - Y_G)^2 + 15 \cdot A' \cdot (Y_G - d')^2$$

$$I_0 = \frac{12 \cdot 25^3}{12} + (12 \cdot 25) \cdot \left(\frac{25}{2} - 10,47 \right)^2 + (40 - 12) \cdot \frac{5^3}{12} + (40 - 12) \cdot 5 \cdot \left(10,47 - \frac{5}{2} \right)^2 + 15 \cdot 2,7 \cdot (23 - 10,47)^2$$

D'où, $I_0 = 32404 \text{ cm}^4$

✓ Calcul de coefficient ρ

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{2,70}{12 \cdot 23}$$

III. Etude des éléments secondaires

$$\rho = 0.00978$$

✓ Calcul des Coefficients λ_i, λ_v

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 * b * f_{t28}}{(2 * b + 3 * b_0) \rho} = 3.70 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} * \lambda_i = 1.48 \end{cases}$$

✓ Calcul des contraintes de traction σ_{st}

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 223.87 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 78.85 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 263.29 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} I = 14581 \text{ cm}^4 \\ y = 5.9 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ Calcul des Coefficients μ_g, μ_j, μ_p

$$\begin{cases} \mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0.661 \\ \mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0.291 \\ \mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0.703 \end{cases}$$

✓ Calcul des moments d'inertie fictive

$$\begin{cases} I_{fgi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 10333.5 \text{ cm}^4 \\ I_{fji} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 17163.96 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 9888.04 \text{ cm}^4 \\ I_{fgv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 21594 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 17.997 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 2.237 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 12.964 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 10.547 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 18.17 \text{ mm} > \bar{f} = 10,25 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la flèche n'est pas vérifiée}$$

Remarque

La flèche n'est pas vérifiée pour la terrasse inaccessible pour cela on va augmenter la section de ferrailage a 2HA14+2HA12=5.34 cm²

Et on augmente le $b_{eff} = 60 \text{ cm}$

La flèche du plancher étage courant ne vérifie pas avec le ferrailage adopté donc on a augmenté la section d'armature 3HA12=3.39cm² et on a augmenté le $b_{eff} = 45 \text{ cm}$

III. Etude des éléments secondaires

Tous les calculs de ferrailage et versifications à l'ELU et l'ELS pour tous les niveaux seront résumés dans les tableaux si dessous

➤ Vérifications à l'ELU

III.1.5.1. Vérification à l'ELU

	Armature longitudinale		Bielle (KN)	Jonction table nervure	Cisaillement (MPa)
	Appuis inter (cm ²)	Appuis Rive (cm ²)			
Terrasse	4.96>-1.41	3.83>0.61	21.09<165.81	0.713<3.33	0.764<3.33
Autres niveaux	4.33>-1.27	3.20>0.49	17.07<165.81	0.577<3.33	0.62<3.33

➤ Vérifications à l'ELS

• Vérification des contraintes

Tableau III.1.5.2. Vérifications des contraintes dans les différents niveaux

Plancher	position	M _{ser} (KN. m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Terrasse	Travée	14.96	2.7	5.93	14574	6.08	15	vérifiée
	Appuis inter	-10.58	2.26	5.46	12599	4.59	15	vérifiée
Autres niveaux	Travée	12.59	2.7	5.93	14574	5.12	15	vérifiée
	Appuis inter	-9.12	1.63	4.73	9572.4	4.51	15	vérifiée

• Vérification de la flèche après augmentation de la section de ferrailage et b_{eff}

Tableau III.1.5.3. Vérification de la flèche dans les différents niveaux

Plancher	terrasse	Autres niveaux		Autres niveaux	Terrasse
L(m)	5.25	5.25	σ _{st} ^p (MPa)	134.66	181.68
b (cm)	60	45	μ _g	0.664	0.577
b ₀ (cm)	12	12	μ _j	0.296	0.442
q _g (KN/m)	3.692	2.769	μ _p	0.706	0.667
q _j (KN. m)	1.3	1.885	I _{fji} (cm ⁴)	20751	14194
q _p (KN/m)	4.342	3.744	I _{fji} (cm ⁴)	30614	16668
M _g (KN. m)	12.72	9.54	I _{fpi} (cm ⁴)	20019	12923
M _j (KN. m)	4.48	6.49	I _{fjv} (cm ⁴)	31860	23000
M _p (KN. m)	14.96	12.90	f _{gv} (mm)	10.16	10.57
Y _G (cm)	10.47	10.33	f _{ji} (mm)	1.24	3.31
I ₀ (cm ⁴)	45037	35660	f _{pi} (mm)	6.34	8.47
ρ	0.0193	0.0123	f _{gi} (mm)	5.21	5.71
λ _j	2.087	3.053	f	10.06	10.03
λ _v	0.835	1.221	f̄	10.25	10.25
σ _{st} ^g (MPa)	114.48	134.36	Observation	Vérifiée	Vérifiée

Remarques

Cette vérification est faite après l'augmentation de ferrailage en travée au niveau de terrasse Inaccessible de 2HA10+1HA12=2.7 à 2HA14+2HA12=5.34 cm², et b_{eff} = 60 cm .

Et aussi niveau de l'étage courant de 2HA10+1HA12=2.7 à 3HA12 = 3.39 cm² et b_{eff}= 45 cm

III. Etude des éléments secondaires

➤ Ferrailage de la dalle de compression

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 4.23) la dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Elle sera armée par un quadrillage des barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser

20 cm: Pour les armatures perpendiculaire aux nervures ;

33 cm : Pour les armatures parallèles aux nervures. On utilise des barres de type rond lisse de nuance $f_e=400$ MPa

$$l_0 = 60 \text{ cm}$$

$$50 \text{ cm} \leq l_0 \leq 80 \text{ cm}$$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles $A^\perp$

$$A^\perp = \frac{4 \cdot l_0}{f_e} = 0.6 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèles aux poutrelles $A^{\parallel}$

$$A^{\parallel} = \frac{A^\perp}{2} = 0.3 \text{ cm}^2$$

On choisit :

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

5HA5 /ml=0.98cm² /ml Avec : $St=20\text{cm} \leq 20\text{cm}$

Parallèles aux poutrelles

4HA5 /ml=0.79cm² /ml avec $St=25\text{cm} \leq 33\text{cm}$

Pour un choix pratique et facile de réalisation on va opter pour treillis soudé $\emptyset 5$ (150x150) mm²

III.1.6.Schémas de ferrailage

Tableau III.1.6.1 détail schéma de ferrailage des poutrelles terrasse		
Travée	appui intermédiaire	appui de rive
Tableau III.1.6.2 détail schéma de ferrailage des poutrelles étage courant		
Travée	appui intermédiaire	appui de rive

III. Etude des éléments secondaires

III.2. Etude des dalles pleines

III.2.1. Méthode de calcul des sollicitations

✓ Exemple de calcul

• Dalle pleine type DP2

$$G = 5.51 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} P^u = 1.35 * 5.51 + 1.5 * 3.5 = 12.69 \text{ KN/m}^2 \\ P^s = 5.51 + 3.5 = 9.01 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

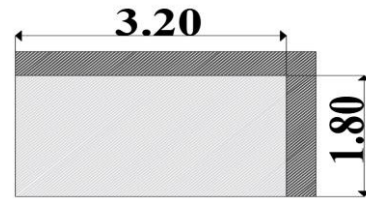


Figure III.2.1. Schéma de la dalle pleine DP2

Tableau III.2.1 formules de calcul des sollicitations dans les dalles pleines

travée	dalle sur 1 appui	Dalle sur 2 appuis		Dalle sur 3 appuis		Dalle sur 4 appuis	
		$\rho < 0.4$	$\rho \geq 0.4$	$L_x \geq \frac{L_y}{2}$	$L_x < \frac{L_y}{2}$	$\rho \geq 0.4$	$\rho < 0.4$
M_0^x	$P \cdot \frac{L_x^2}{2}$	$P \cdot \frac{L_x^2}{2}$	$P \cdot \mu_x \cdot L_x^2$	$\frac{P \cdot L_y^3}{24}$	$\frac{P \cdot L_x^2 \cdot L_y}{2} - \frac{2 \cdot P \cdot L_x^3}{3}$	$P \cdot \mu_x \cdot L_x$	$P \cdot \frac{L_x^2}{8}$
M_0^y	$P \cdot \frac{L_y^2}{2}$	$P \cdot \frac{L_y^2}{2}$	$M_0^x \cdot \mu_y$	$\frac{P \cdot L_y^2}{8} \cdot (L_x - \frac{L_y}{2})$	$\frac{P \cdot L_y^3}{48}$	$M_0^x \cdot \mu_y$	$P \cdot \frac{L_y^2}{8}$
M_t^x	Riv	$0.85 * M_0^x$					
M_t^y	Int	$0.75 * M_0^y$					
M_a^x	Riv	$0.4 * M_0^x$					
M_a^y	Int	$0.5 * M_0^y$					
V		$\frac{P \cdot L}{2}$	$\frac{P \cdot L}{2}$	$\frac{P \cdot L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$	$\frac{P \cdot L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$	$\frac{P \cdot L}{2}$	$\frac{P \cdot L}{2}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.8}{3.2} = 0.56 \geq 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille selon deux sens}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.088 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0923 \\ \mu_y = 0.4254 \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_0^x = 3.61 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_0^x = 2.69 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 1.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t^x = 3.07 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_t^x = 2.29 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_a^x = 1.44 \text{ KN.m} \\ M_a^y = 0.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_a^x = 0.107 \text{ KN.m} \\ M_a^y = 0.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_x = 6.884 \text{ KN} \\ V_y = 4.731 \text{ KN} \end{cases}$$

III.2.2. Calcul de Ferrailage

Les dalles pleines se calculent à la flexion simple comme des sections rectangulaire $b_d \times h_d$

Avec : $b_d = 100 \text{ cm}$ $h_d = 13 \text{ cm}$ $d = h_d - c = 10 \text{ cm}$ (F.N)

III. Etude des éléments secondaires

Tous les calculs du ferrailage seront résumés dans le tableau ci-dessous (Tableau III.2.2)

Tableau III.2.2.1 Sollicitations et ferrailage dans les dalles de l'étage courant

Dalle pleine	M (KN.m)		μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} cm²/ml	A _{min} cm²/ml	A _{adopté} (cm²/ml)	S _t cm
DP1	M _t ^x	4.58	0.032	0.041	0.098	1.34	1.21	5HA8=2.51	25
	Armatures de répartitions					0.63		4HA8=2.01	33
DP2	M _t ^x	3.07	0.022	0.027	0.099	0.89	1.26	5HA10=3.93	25
	M _t ^y	0.77	0.005	0.007	0.099	0.22	1.04	4HA8=2.01	
	M _a ^x	-1.44	0.010	0.013	0.099	0.42	1.26	5HA10=3.93	33
	M _a ^y	-0.36	0.002	0.003	0.099	0.10	1.04	4HA8=2.01	
DP3	M _t ^x	1.30	0.009	0.011	0.099	0.38	1.07	5HA10=3.93	25
	M _t ^y	1.13	0.008	0.010	0.099	0.32	1.04	4HA8=2.01	
	M _a ^x	-0.61	0.004	0.005	0.099	0.18	1.07	5HA10=3.93	33
	M _a ^y	-0.53	0.004	0.005	0.099	0.15	1.04	4HA8=2.01	
DP4	M _t ^x	1.08	0.007	0.009	0.099	0.31	1.10	5HA10=3.93	25
	M _t ^y	0.80	0.005	0.007	0.099	0.23	1.04	4HA8=2.01	
	M _a ^x	-0.5	0.003	0.004	0.099	0.15	1.10	5HA10=3.93	33
	M _a ^y	-0.38	0.002	0.003	0.099	0.11	1.04	4HA8=2.01	
DP5	M _t ^x	4.69	0.033	0.042	0.098	1.37	1.35	5HA10=3.93	25
	M _t ^y	1.17	0.008	0.010	0.099	0.34	1.04	4HA8=2.01	
	M _a ^x	-2.21	0.016	0.019	0.099	0.64	1.35	5HA10=3.93	33
	M _a ^y	-0.55	0.004	0.005	0.099	0.16	1.04	4HA8=2.01	
DP6	M _t ^x	17.27	0.122	0.163	0.093	5.31	1.21	7HA12=7.92	15
	Armatures de répartitions					1.41		4HA8=2.01	33
DP7	M _a ^x	17.27	0.122	0.163	0.093	5.31	1.21	7HA12=7.92	15
	Armatures de répartitions					1.41		4HA8=2.01	33
DP8	M _t ^x	3.80	0.027	0.034	0.098	1.11	1.34	5HA10=3.93	25
	M _t ^y	0.95	0.007	0.008	0.099	0.27	1.04	4HA8=2.01	
	M _a ^x	-1.79	0.012	0.016	0.099	0.52	1.34	5HA10=3.93	33
	M _a ^y	-0.45	0.003	0.004	0.099	0.13	1.04	4HA8=2.01	
DP9	M _t ^x	17.27	0.122	0.163	0.093	5.31	1.21	7HA12=7.92	15
	Armatures de répartitions					1.41		4HA8=2.01	33
DP'	M _t ^x	1.56	0.011	0.014	0.099	0.45	1.21	5HA10=3.93	25
	M _t ^y	0.58	0.004	0.005	0.099	0.17	1.04	4HA8=2.01	
	M _a ^x	-0.73	0.005	0.006	0.099	0.21	1.21	5HA10=3.93	33
	M _a ^y	-0.27	0.002	0.002	0.099	0.079	1.04	4HA8=2.01	

III. Etude des éléments secondaires

Sollicitations et Ferrailages dans les différents types terrasse

Tableau III.2.2.2 Sollicitations et ferrailage dans les dalles de la terrasse

Dalle pleine	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} cm ² /ml	A_{min} cm ² /ml	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t cm
DP1	M_t^x	3.19	0.027	0.035	0.098	1.14	5HA8=2.51	25
	Armatures de répartitions				0.63		4HA8=2.01	33
DP2	M_t^x	2.63	0.018	0.023	0.099	0.76	5HA10=3.93	25
	M_t^y	0.66	0.004	0.006	0.099	0.20	4HA8=2.01	
	M_a^x	-1.24	0.009	0.011	0.099	0.36	5HA10=3.93	33
	M_a^y	-0.31	0.002	0.003	0.099	0.09	4HA8=2.01	
DP3	M_t^x	1.12	0.008	0.010	0.099	0.32	5HA10=3.93	25
	M_t^y	0.96	0.007	0.008	0.099	0.28	4HA8=2.01	
	M_a^x	-0.52	0.004	0.005	0.099	0.15	5HA10=3.93	33
	M_a^y	-0.45	0.003	0.004	0.099	0.13	4HA8=2.01	
DP4	M_t^x	0.92	0.006	0.008	0.099	0.26	5HA10=3.93	25
	M_t^y	0.68	0.005	0.006	0.099	0.20	4HA8=2.01	
	M_a^x	-0.43	0.003	0.004	0.099	0.12	5HA10=3.93	33
	M_a^y	-0.32	0.002	0.003	0.099	0.09	4HA8=2.01	
DP5	M_t^x	4.01	0.028	0.036	0.098	1.17	5HA10=3.93	25
	M_t^y	1.00	0.007	0.009	0.099	0.29	4HA8=2.01	
	M_a^x	-1.89	0.013	0.017	0.099	0.54	5HA10=3.93	33
	M_a^y	-0.47	0.003	0.004	0.099	0.13	4HA8=2.01	
DP6	M_a^x	14.77	0.104	0.14	0.094	4.49	7HA12=7.92	15
	Armatures de répartitions				1.41		4HA8=2.01	33
DP7	M_a^x	14.77	0.104	0.14	0.094	4.49	7HA12=7.92	15
	Armatures de répartitions				1.41		4HA8=2.01	33

III.2.3. Vérification à l'ELU

- Vérifications de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b * d} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Tableau III.2.3 récapitulatif des vérifications au cisaillement dans différents types de dalles

Dalle pleine	Niveau	Sens	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
DP1	Etage courant	X	5.39	0.054	2.5	Vérifiée
	Terrasse	X	4.62	0.046	2.5	Vérifiée
DP2	Etage courant	X	10.38	0.103	2.5	Vérifiée
		Y	1.85	0.018	2.5	Vérifiée
	Terrasse	X	8.88	0.088	2.5	Vérifiée
		Y	1.58	0.015	2.5	Vérifiée
DP3	Etage courant	X	6.00	0.060	2.5	Vérifiée
		Y	5.06	0.051	2.5	Vérifiée
	Terrasse	X	5.14	0.051	2.5	Vérifiée
		Y	4.33	0.043	2.5	Vérifiée

III. Etude des éléments secondaires

DP4	Etage courant	X	5.76	0.057	2.5	Vérifiée
		Y	3.91	0.039	2.5	Vérifiée
	Terrasse	X	4.93	0.049	2.5	Vérifiée
		Y	3.35	0.033	2.5	Vérifiée
DP5	Etage courant	X	12.36	0.123	2.5	Vérifiée
		Y	0.82	0.008	2.5	Vérifiée
	Terrasse	X	10.57	0.105	2.5	Vérifiée
		Y	0.70	0.007	2.5	Vérifiée
DP6	Etage courant	X	10.46	0.104	2.5	Vérifiée
	Terrasse	X	8.96	0.089	2.5	Vérifiée
DP7	Etage courant	X	10.46	0.104	2.5	Vérifiée
	Terrasse	X	8.96	0.089	2.5	Vérifiée
DP8	Etage courant	X	11.09	0.111	2.5	Vérifiée
		Y	0.79	0.007	2.5	Vérifiée
DP9	Etage courant	X	10.46	0.104	2.5	Vérifiée
DP10	Etage courant	X	7.42	0.074	2.5	Vérifiée
		Y	2.20	0.022	2.5	Vérifiée
DP'	Terrasse	X	6.35	0.063	2.5	Vérifiée
		Y	1.88	0.018	2.5	Vérifiée

III.2.4. Vérifications à l'ELS

- Vérification des contraintes sur le béton et sur l'acier :

Pour le calcul des contraintes on utilise la même formule que celle déjà citée dans le calcul des poutrelles en prenant $h_0=0$ et $b_0=b$

$$\sigma_{bc} = M_s * \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \left(\frac{d-y}{y} \right) \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right) \rightarrow \text{Fissuration nuisible.}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{st} = 201,64 \text{ MPa}$

Les résultats sont résumés sur le (Tableau III.2.4.1)

Tableau III.2.4.1 récapitulatif des vérifications des contraintes

DP	Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation
DP1	M_a^x	3.25	2.39	2635.5	2.96	15	Vérifiée	140.92	201.63	Vérifiée
DP2	M_t^x	2.29	2.39	2635.5	2.08	15	Vérifiée	99.16	201.63	Vérifiée
	M_t^y	0.97	2.39	2635.2	0.88	15	Vérifiée	42.18	201.63	Vérifiée
	M_a^x	1.07	2.17	2189.1	1.07	15	Vérifiée	57.80	201.63	Vérifiée
	M_a^y	0.46	2.17	1260.8	0.79	15	Vérifiée	42.70	201.63	Vérifiée
	M_t^x	1.09	2.39	2635.5	0.98	15	Vérifiée	47.05	201.63	Vérifiée
DP3	M_t^y	0.99	2.39	2635.5	0.89	15	Vérifiée	42.75	201.63	Vérifiée
	M_a^x	0.51	2.17	2189.1	0.51	15	Vérifiée	27.43	201.63	Vérifiée
	M_a^y	0.46	2.17	1260.8	0.80	15	Vérifiée	43.27	201.63	Vérifiée
	M_t^x	0.87	2.39	2635.5	0.79	15	Vérifiée	38.06	201.63	Vérifiée
DP4	M_t^y	0.72	2.39	2635.5	0.65	15	Vérifiée	31.27	201.63	Vérifiée
	M_a^x	0.41	2.17	2189.1	0.41	15	Vérifiée	22.19	201.63	Vérifiée
	M_a^y	0.33	2.17	1260.8	0.59	15	Vérifiée	33.65	201.63	Vérifiée

III. Etude des éléments secondaires

DP5	M_t^x	3.40	2.39	2635.5	3.09	15	Vérifiée	147.21	201.63	Vérifiée
	M_t^y	0.99	2.39	2635.5	0.90	15	Vérifiée	43.05	201.63	Vérifiée
	M_a^x	1.60	2.17	2189.1	1.59	15	Vérifiée	85.83	201.63	Vérifiée
	M_a^y	0.46	2.17	1260.8	0.80	15	Vérifiée	43.57	201.63	Vérifiée
DP6	M_a^x	12.26	3.83	6395.3	7.34	15	Vérifiée	177.52	201.63	Vérifiée
DP7	M_a^x	12.26	3.83	6395.3	7.34	15	Vérifiée	177.52	201.63	Vérifiée
DP8	M_t^x	2.75	2.39	2635.5	2.50	15	Vérifiée	119.24	201.63	Vérifiée
	M_t^y	0.80	2.39	2635.5	0.73	15	Vérifiée	34.87	201.63	Vérifiée
	M_a^x	1.29	2.17	2189.1	1.29	15	Vérifiée	69.52	201.63	Vérifiée
	M_a^y	0.38	2.17	1260.8	0.65	15	Vérifiée	35.29	201.63	Vérifiée
DP9	M_t^x	12.26	3.83	6395.3	7.34	15	Vérifiée	177.52	201.63	Vérifiée
DP'	M_t^x	11.88	2.39	2635.5	1.08	15	Vérifiée	51.47	201.63	Vérifiée
	M_t^y	0.63	2.39	2635.5	0.58	15	Vérifiée	27.54	201.63	Vérifiée
	M_a^x	0.56	2.17	2189.1	0.56	15	Vérifiée	30.01	201.63	Vérifiée
	M_a^y	0.29	2.17	1260.8	0.51	15	Vérifiée	27.87	201.63	Vérifiée

✓ Vérification de la flèche

• Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

$$\frac{e}{l} \geq \text{Max} \left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^s}{20 \cdot M_0^s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

$$l \leq 8m \dots \dots \dots (3)$$

Données relatives au calcul de la flèche dans le sens X :

Les charges : Etage courant

$$G = 5.51 \text{ KN/m}$$

$$J = G - G_{\text{revetement}} = 5.51 - 2.26 = 3.25 \text{ KN/m}$$

$$P = G + Q = 5.51 + 3.5 = 9.01 \text{ KN/m}$$

Terrasse inaccessible

$$G = 6.93 \text{ KN/m}$$

$$J = G - G_{\text{revetement}} = 6.93 - 3.68 = 3.25 \text{ KN/m}$$

$$P = G + Q = 6.93 + 1 = 7.93 \text{ KN/m}$$

• Evaluation de la flèche :

$$f = (f_v^G - f_i^j) + (f_i^P - f_i^G)$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{250} \rightarrow \text{Pour une console}$$

La vérification des conditions de flèche des dalles pleines est résumée sur le tableau (III.2.6)

III. Etude des éléments secondaires

Tableau III.2.4.2 récapitulatif des vérifications de la flèche

DP	niveau		Condition	J KN/ m²	G KN/ m²	P KN /m²	f _{gi} mm	f _{gv} mm	f _{ji} mm	f _{pi} mm	Δf mm	f̄ mm	Observation
DP1	Etage		Vérifié	Il n’y a pas lieu de vérifier la flèche									
	Terrasse												
DP2	Etage		Vérifié	Il n’y a pas lieu de vérifier la flèche									
	Terrasse												
DP3	Etage		Vérifié	Il n’y a pas lieu de vérifier la flèche									
	Terrasse												
DP4	Etage		Vérifié	Il n’y a pas lieu de vérifier la flèche									
	Terrasse												
DP5	Etage		Vérifié	Il n’y a pas lieu de vérifier la flèche									
	Terrasse												
DP6	Etage	x-x	Non	3.25	5.51	9.01	1.37	2.94	0.55	2.83	3.85	6.6	Vérifié
	Terrasse	x-x	Non	3.25	6.93	7.93	1.94	3.97	0.55	2.36	3.48	6.6	Vérifié
DP7	Etage	x-x	Non	3.25	5.51	9.01	1.37	2.94	0.55	2.83	3.85	6.6	Vérifié
	Terrasse	x-x	Non	3.25	6.93	7.93	1.94	3.97	0.55	2.36	3.48	6.6	
DP8	Etage		Vérifié	Il n’y a pas lieu de vérifier la flèche									
DP9		x-x	Non	3.25	5.51	9.01	2.98	0.74	0.12	0.87	1.19	3.3	Vérifié
	Etage	y-y	Vérifié	Il n’y a pas lieu de vérifier la flèche									
DP’	Etage		Vérifié	Il n’y a pas lieu de vérifier la flèche									
	Terrasse												
DP10	Terrasse		Vérifié	Il n’y a pas lieu de vérifier la flèche									

III.2.5. Schéma de ferrailage

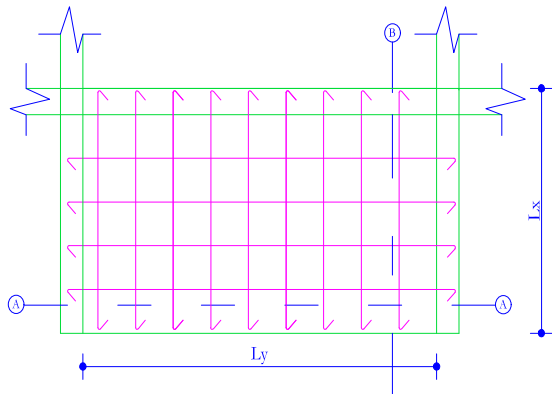


Figure III.2.5.1 ferrailage en plan des dalles pleines

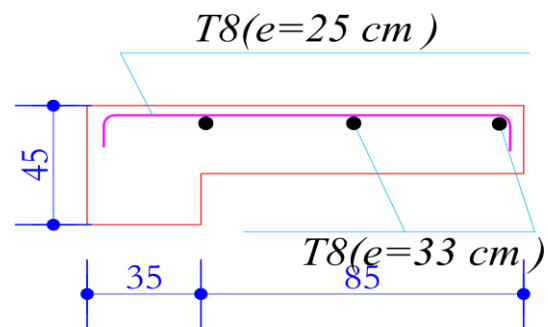


Figure III.2.5.2 détail ferrailage de la dalle pleine 1

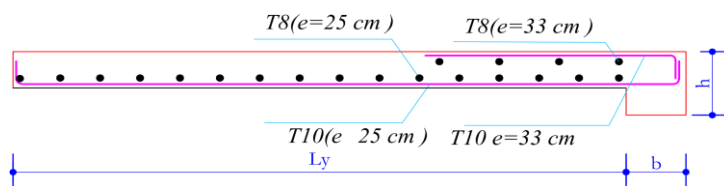


Figure III.2.5.3 détail ferrailage des dalles pleines 2, 3, 4, 5, 8 et DP'

III. Etude des éléments secondaires

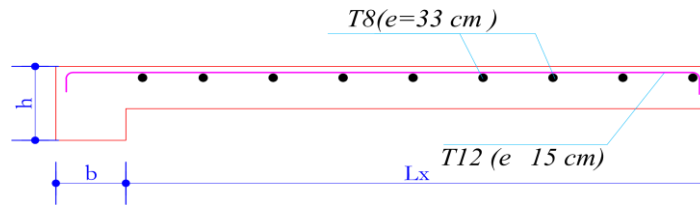


Figure III.2.5.4 détail ferrailage des dalles pleines 6, 7, 9.

III.3. Etude de l'escalier

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailler comme une section rectangulaire de largeur $b=100\text{cm}$ et de hauteur h (avec $h=e$).

III.3.1. Exemple de calcul

a) Calcul de l'escalier entre sol 2 volé 2, RDC jusqu'à 7ème (Type 1)

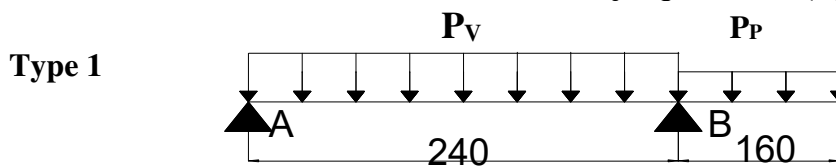


Figure III.3.1.1 Schéma statique de l'escalier Type 1

III.3.1.1. Calcul des sollicitations

$$\text{Palier} \begin{cases} G_p = 4.61 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{Volée} \begin{cases} G_v = 7.2 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ Calcul du chargement qui revient à l'escalier

$$\text{ELU} \begin{cases} P_v^U = 1.35 G_v + 1.5 Q_v = 13.47 \text{ KN/m} \\ P_p^U = 1.35 G_p + 1.5 Q_p = 9.97 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} P_v^S = G_v + Q_v = 9.70 \text{ KN/m} \\ P_p^S = G_p + Q_p = 7.10 \text{ KN/m} \end{cases}$$

❖ Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma M = 0 \rightarrow \begin{cases} R_A = 1.2 P_v - 0.534 P_p \\ R_B = 1.2 P_v + 2.13 P_p \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} R_A = 10.84 \text{ KN} \\ R_B = 37.44 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} R_A = 7.85 \text{ KN} \\ R_B = 26.81 \text{ KN} \end{cases}$$

Remarque

L'élément étudié est le cas d'une poutre isostatique, alors le calcul des sollicitations se fera avec la méthode RDM (méthode classique).

$$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$$

$$M_0 = -P_v \cdot \frac{x^2}{2} + (1.2 P_v - 0.534 P_p) \cdot x \rightarrow \frac{\partial M_0}{\partial x} = 0 \rightarrow x = 0.804 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_0 = 4,36 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_0 = 3,17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T = P_V \cdot x - 1,2 \cdot P_V + 0,534 \cdot P_p$$

$$\text{ELU} \begin{cases} T(0) = -10,84 \text{ KN.m} \\ T(2,4) = 21,49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$0 \leq x \leq 1,6 \text{ m}$$

$$M_0 = -P_p \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_0 = -12,76 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_0 = -9,10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T = -P_p \cdot x$$

$$\text{ELU} \begin{cases} T(0) = 0 \text{ KN.m} \\ T(1,6) = -15,95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{array}{ll} \text{ELU} \begin{cases} M_t = 4,36 \text{ KN.m} \\ M_a = -12,76 \text{ KN.m} \end{cases} & \text{ELS} \begin{cases} M_t = 3,17 \text{ KN.m} \\ M_a = -9,10 \text{ KN.m} \end{cases} \end{array}$$

III.3.1.2. Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec $M_t^{\max}$ en travée et $M_a^{\max}$ en appuis pour une section $(b \times e) = (100 \times 13) \text{ cm}^2$.

- Armatures longitudinales

Tableau III.3.1.2 Ferrailage longitudinale de l'escalier type 1

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	4.36	0.025	0.032	0.108	1.16	1.33	4HA8=2.01	33
Appui	12.76	0.074	0.097	0.106	3.47	1.33	5HA10=3.93	25

- Armatures de répartition :

Nous avons des charges réparties, donc : $A_r = \frac{A_{principale}}{4}$

- En travée : $A_r = 0,502 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \rightarrow \text{Soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- En appui : $A_r = 0,982 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \rightarrow \text{Soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III.3.2. Vérifications

➤ Vérification de l'espacement

Pour les armatures principales (longitudinales)

$$\begin{cases} S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(3e ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en travée} \\ S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3e ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en appuis} \end{cases}$$

III. Etude des éléments secondaires

Pour les armatures de répartition (transversale) :

$$\begin{cases} S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{en travée} \\ S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(3e; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{en appuis} \end{cases}$$

➤ Vérification à l'effort tranchant

$$V_{\max} = 21.49 \rightarrow \tau_u = \frac{V_{\max}}{b * d} = 21.49 * \frac{10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.165 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.165 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Alors La condition est vérifiée

Vérification des contraintes sur le béton

Comme la fissuration est peu nuisible alors nous n'avons qu'à vérifier que :

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

Tableau III.3.2. Vérifications des contraintes dans le béton pour le type 1

types	$M_{ser}(\text{KN.m})$	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
1	M_t	3.17	2.29	2.70	15	Vérifiée
	M_a	9.10	3.05	5.96	15	Vérifiée

b) Calcul de l'escalier Type 2,3

Le calcul des sollicitations et du ferrailage et les vérifications pour les autres types d'escalier se feront de la même manière que le type ci-dessus et les résultats seront résumés sous forme de tableaux.

Schéma statique des différent types d'escalier :

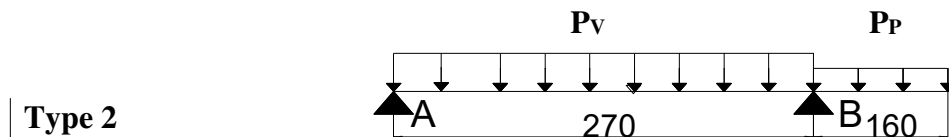


Figure III.3.2.1 Schéma statique de l'escalier Type 2

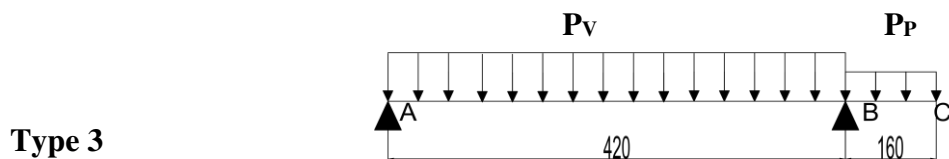


Figure III.3.2.2 Schéma statique de l'escalier Type 3

III.3.3. Calcul du ferrailage

Tableau III.3.3.1 Ferrailage de l'escalier type 2,3

types	M _u (KN. m)		μ _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm²/ml)	A _{min} (cm²/ml)	A _{adopté} (cm²/ml)	A _{répartie} (cm²/ml)	St (cm)
2	M _t	6.72	0.039	0.05	0.107	1.79	1.33	4HA8 =2.01	4HA8 =2.01	33
	M _a	12.76	0.074	0.097	0.106	3.47	1.33	5HA10 =3.93	4HA8 =2.01	25

III. Etude des éléments secondaires

3	M _t	26.18	0.082	0.107	0.143	5.24	1.81	7HA10 =5.50	4HA8 =2.01	15
	M _a	14.49	0.045	0.058	0.146	2.84	1.81	4HA10 =3.14	4HA8 =2.01	33

➤ Vérification du cisaillement

Tableau III.3.3.2 vérification du cisaillement

Types	V ^{max}	τ _u	τ _u	Observation
2	22.91	0.176	3.33	Vérifiée
3	34.91	0.205	3.33	Vérifiée

➤ Vérifications des contraintes dans le béton

Tableau III.3.3.3 vérifications des contraintes

types	M _{ser} (KN. m)		Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
2	M _t	4.87	2.29	2687.6	4.15	15	Vérifiée
	M _a	9.10	3.05	4671.5	5.96	15	Vérifiée
3	M _t	18.94	3.51	6069.7	10.97	15	Vérifiée
	M _a	10.38	2.78	3898.6	7.41	15	Vérifiée

Etat limite de déformation

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{l} \geq \max \left(\frac{1}{16}; \frac{M_t^s}{10M_0^s} \right) \\ A \leq \frac{4,2bd}{f_e} \\ l < 8m \end{array} \right.$$

Tableau III.3.3.4 Vérification des conditions et calcul de la flèche pour les différents types

Type	Cdt	M _j KN. m	M _g KN. m	M _p KN. m	f _{gi} mm	f _{gv} mm	f _{ji} mm	f _{pi} mm	Δf mm	f̄ mm	Obser vation
1	Vérifié	Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche									
2	Non	2.98	5.57	7.51	0.17	0.35	0.04	0.39	0.53	5.4	Vérifiée
3	Non	9.31	15.6	20.3	0.84	1.57	0.26	1.34	1.81	8.4	Vérifiée

III. Etude des éléments secondaires

III.3.4. Schéma de ferrailage

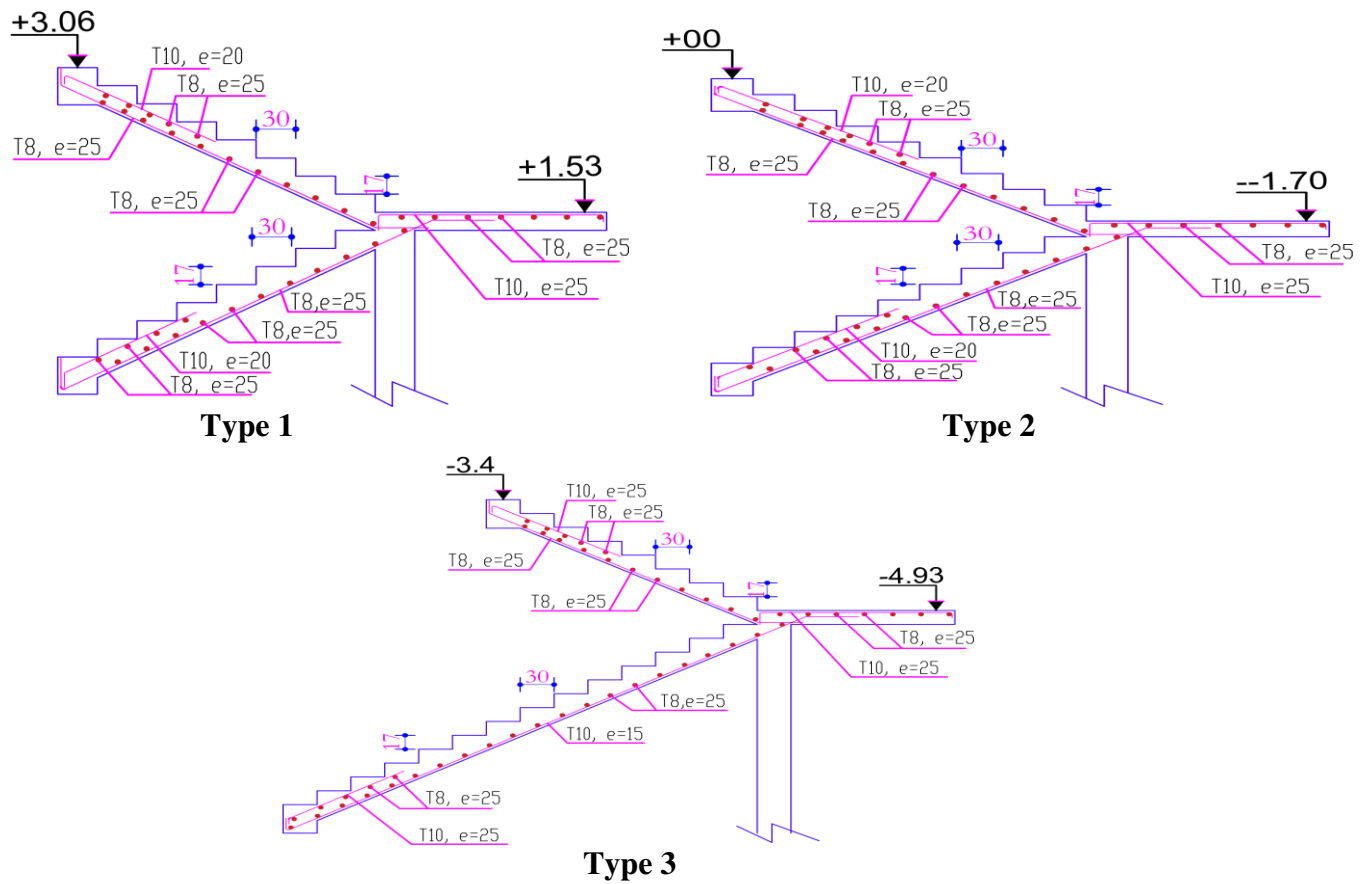


Figure III.3.4.1 Detail schéma de ferrailage des 3 types d'escalier

III.4. Etude de la Poutre palière

La poutre palière est un élément soumis à la flexion simple qui est due à son poids propre, et à de la torsion qui est due à la charge transmise par l'escalier

III.4.1. Calcul de la poutre palière Type 1 (entre sol 2)

a) Calcul à la flexion simple

➤ Calcul des sollicitations

$$G_0 = 0.3^2 \cdot 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$\text{Avec } (b \cdot h) = 30 \cdot 30 \text{ cm}^2$$

Avec G_0 : poids propre de la poutre

La charge transmise par l'escalier est la réaction

D'appuis au point B

$$\begin{cases} R_B^U = 53.03 \text{ KN} \\ R_B^S = 38.17 \text{ KN} \end{cases}$$

$$P^U = 1.35 G_0 + R_B^U = 1.35 \cdot 2.25 + 53.03$$

$$P^U = 56.07 \text{ KN}$$

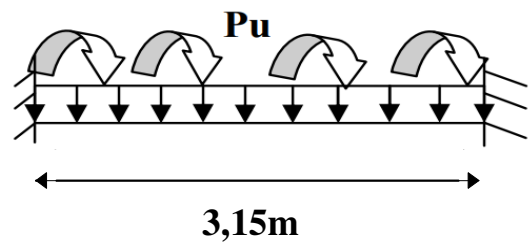


Figure III.4.1 Schéma statique de la poutre palière

III. Etude des éléments secondaires

$$M_t = 0.85 \frac{P^U * L^2}{24} = 19.70 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \frac{P^U * L^2}{12} = -23.18 \text{ KN.m}$$

$$V = \frac{P^U * L}{2} = 88.31 \text{ KN}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau (III.4.1.1)

Tableau III.4.1.1 Ferrailage longitudinale de la poutre palière type 1

position	M(KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)
Travée	19.70	0.059	0.076	0.271	2.09	1.01
Appuis	-23.18	0.069	0.090	0.269	2.47	1.01

➤ Exigence du RPA

$$A_{min} = 0.5 \% b * h = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on prend } \begin{cases} A_t = 2.36 \text{ cm}^2 \\ A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Vérification à l'ELU

• Vérification au cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b * d} = \frac{88.31 * 10^{-3}}{0.3 * 0.28} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.05 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

❖ Armatures transversales :

$$\text{On fixe } s_t = 15 \text{ cm et on calcul } A_t \begin{cases} t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \\ t = 15 \text{ cm} < 25.2 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 * b * s_t}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 1$$

$$A_t \geq \frac{b * s_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \rightarrow A_t \geq 0.48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 2$$

$$A_t = \max(1, 2) \rightarrow A_t^{Fs} = 0.48 \text{ cm}^2$$

b) Calcul à la torsion

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse

Équivalente dont l'épaisseur des parois est égale au sixième du diamètre de cercle

Qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

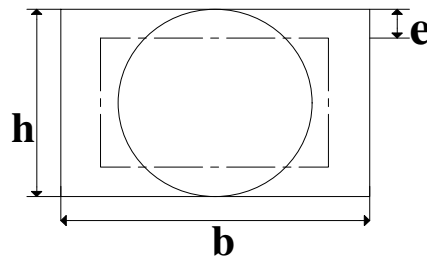


Figure III.4.2 Section creuse équivalente

➤ Calcul des sollicitations

❖ Le moment de torsion

$$M_{\text{tor}} = -M_B * \frac{1}{2} = -\frac{14,49 * 3,15}{2} \rightarrow M_{\text{tor}} = -22,82 \text{ KN.m}$$

Avec : M_B le moment en appui B calculé dans l'escalier

$$\varnothing = \min(30, 30 \text{ cm}) \rightarrow \varnothing = 30 \text{ cm} \text{ Donc } e = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$$U = 2((b - e) + (h - e)) = 100 \text{ cm}; \text{ Périmètre de la section de la poutre palière}$$

❖ Armatures longitudinales

$$A_l^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} * U * \gamma_s}{2\Omega * f_e} = \frac{22,82 * 10^{-3} * 1 * 1,15}{2 * 625 * 10^{-4} * 400} \rightarrow A_l^{\text{tor}} = 5,24 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures transversales

$$\text{On fixe } St = 15 \text{ cm} \rightarrow A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} * St * \gamma_s}{2\Omega * f_e} = 0,79 \text{ cm}^2$$

❖ La contrainte de cisaillement

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2\Omega e} = 22,82 * \frac{10^{-3}}{2 * 0,0625 * 0,05} = 3,65 \text{ MPa} > 3,33 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement n'est pas vérifiée on doit augmenter la section de la poutre.

On va opter pour une poutre de 30x35 cm²

a) Calcul a flexion

$$G_0 = 0,3 * 0,35 * 25 = 2,625 \text{ KN/m} \quad \text{avec } (b * h) = 30 * 35 \text{ cm}^2$$

Avec G_0 : poids propre de la poutre

La charge transmise par l'escalier est la réaction d'appuis au point B

$$R_B^U = 53,03 \text{ KN}$$

$$R_B^S = 38,17 \text{ KN}$$

$$P^U = 1,35 G_0 + R_B^U = 1,35 * 2,625 + 53,03$$

$$P^U = 56,57 \text{ KN}$$

$$M_t = 0,85 \frac{P^U * L^2}{24} = 19,88 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5 \frac{P^U * L^2}{12} = -23,39 \text{ KN.m}$$

III. Etude des éléments secondaires

$$V = \frac{P^U * L}{2} = 89.10 \text{ KN}$$

Tableau III.4.1.2 Ferrailage longitudinal de la poutre palière type 1

position	M(KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)
Travée	19.88	0.043	0.055	0.322	1.77	1.19
Appuis	-23.39	0.051	0.065	0.321	2.09	1.19

➤ Vérification à l'ELU

- Vérification au cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_{max}}{b * d} = \frac{89.10 * 10^{-3}}{0.3 * 0.33} = 0.90 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.90 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ Armatures transversales

On fixe $s_t = 15 \text{ cm}$ et on calcul $A_t \begin{cases} t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \\ t = 15 \text{ cm} < 29.7 \text{ cm} \end{cases}$

$$A_t \geq \frac{0.4 * b * s_t}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 1$$

$$A_t \geq \frac{b * s_t (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e} \rightarrow A_t \geq 0.34 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 2$$

$$A_t = \max(1, 2) \rightarrow A_t^{FS} = 0.45 \text{ cm}^2$$

b) Calcul à la torsion

Tableau III.4.1.3 Récapitulatifs de calcul a torsion

M_{tor}	$\emptyset$	e	Ω	U	A_L^{tor}	A_t	τ^{tor}	$\bar{\tau}$	observation
22,82	30	0.05	750	110	4.81	0.65	3.04	3.33	Vérifiée

Il faut vérifier que

$$\tau_{totale} = \sqrt{\tau^{FS2} + \tau^{(tor)2}} \leq \bar{\tau} = \min\left(\left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}\right); 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{totale} = 3.11 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement

• Ferrailage globale

❖ Armatures longitudinales :

$$\begin{aligned} \text{-En travée : } A_L^{totale} &= A_L^{FS} + \frac{A_L^{tor}}{2} = 1.77 + 2.405 = 4.175 \text{ cm}^2 \\ &\text{Soit : } 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{-En appui : } A_a^{totale} = A_a^{FS} + \frac{A_L^{tor}}{2} = 2.09 + 2.405 = 4.495 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

III. Etude des éléments secondaires

- **Exigence du RPA**

$$A_{\min} = 0.5 \% b * h = 5.25 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $\begin{cases} A_t = 7.07 \text{ cm}^2 > 5.25 \text{ cm}^2 \\ A_a = 9.42 \text{ cm}^2 > 5.25 \text{ cm}^2 \end{cases}$

- ❖ Armatures transversales

$$A_t = A_t^{FS} + A_t^{\text{tor}} = 0.45 + 0.65 = 1.10 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre et un étrier $\emptyset_8 \rightarrow 4\emptyset_8 = 2.01 \text{ cm}^2$ chaque $St = 15\text{cm}$

III.4.2. Calcul de la poutre palière Types 2 (entre sol 1) et 3 (RDC étage courant)

Avec $(b*h) = 30*35 \text{ cm}^2$

a) Calcul à la flexion

Tableau III.4.2.1 Récapitulatifs et ferrailage à la flexion

Type	position	R_B^U	P^U	M^a	V	A_{cal}	$A_{\min}$	$A_{\min}^{\text{rpa}}$	τ_u	$\bar{\tau}_u$	A_t
2	Travée	38.87	42.41	14.90	66.80	1.32	1.19	5.25	0.67	3.33	0.45
	appui			16.78		1.56					
3	Travée	37.44	40.98	14.40	64.55	1.27	1.19	5.25	0.65	3.33	0.45
	appui			16.94		1.50					

b) Calcul à la torsion

Tableau III.4.2.2 Récapitulatifs de calcul à la torsion

Type	M_{tor}	$\emptyset$	e	Ω	U	A_l^{tor}	A_t	τ^{tor}	$\bar{\tau}$	observation
2	19.78	30	0.05	750	110	4.17	0.56	2.64	3.33	Vérifiée
3	19.78	30	0.05	750	100	4.17	0.56	2.64	3.33	

On ferraille les deux types 2 et 3 de la même manière

- Ferrailage globale

- ❖ Armatures longitudinales

-En travée : $A_L^{\text{totale}} = A_L^{FS} + \frac{A_L^{\text{tor}}}{2} = 2.36 + 2.08 = 4.44 \text{ cm}^2$

Soit : 3HA14 = 4.62 cm²

-En appui : $A_a^{\text{totale}} = A_a^{FS} + \frac{A_L^{\text{tor}}}{2} = 2.36 + 2.08 = 4.44 \text{ cm}^2$

Soit : 3HA14 = 4.62 cm²

- ❖ Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{FS} + A_t^{\text{tor}} = 0.45 + 0.56 = 1.04 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre et un étrier $\emptyset_8 \rightarrow 4\emptyset_8 = 2.01 \text{ cm}^2$ chaque $St = 15\text{cm}$

- **Vérification des contraintes sur le béton**

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

Les résultats des trois types sont résumés sur le tableau suivant

III. Etude des éléments secondaires

Tableau III.4.2.3 vérification des contraintes dans le béton

types	M _{ser} (KN.m)		Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
1	M _t	14.33	10.25	46636	3.15	15	Vérifiée
	M _a	16.87	10.25	46636	3.71	15	Vérifiée
2	M _t	10.71	10.33	46636	2.35	15	Vérifiée
	M _a	12.59	10.33	46636	2.77	15	Vérifiée
3	M _t	10.34	10.33	46636	2.27	15	Vérifiée
	M _a	12.16	10.33	46636	2.67	15	Vérifiée

Etat limite de déformation

$$\begin{aligned}
 &\text{Poutre palière Type 1} \quad \left\{ \begin{aligned} \frac{h}{L} &\geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \rightarrow \frac{0.35}{3.15} = 0.111 > 0.085 \text{ m} \dots \dots \text{Vérifiée} \\ A &\leq \frac{4.2bd}{f_e} \rightarrow 4.62 \text{ cm}^2 < 10.40 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ L &= 3.15 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{aligned} \right. \\
 &\text{Poutre palière Type 2 et 3} \quad \left\{ \begin{aligned} \frac{h}{L} &\geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \rightarrow \frac{0.35}{3.15} = 0.111 > 0.085 \text{ m} \dots \dots \text{Vérifiée} \\ A &\leq \frac{4.2bd}{f_e} \rightarrow 4.62 \text{ cm}^2 < 10.40 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ L &= 3.1 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.4.3. Schéma de Ferrailage

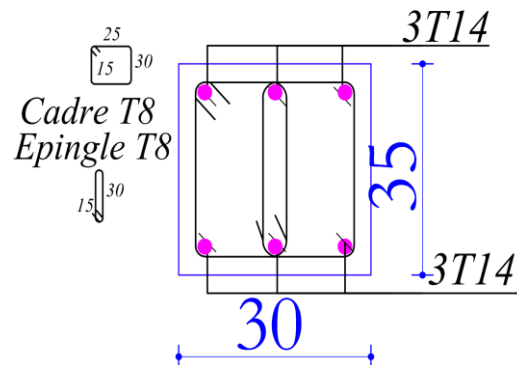


Figure III.4.3. détail schéma de ferrailage de la poutre palière

III.5. Etude de La poutre de chaînage III.5.1. Calcul chaînage type 1 (entre sol 1)

Ils servent d'appuis pour l'escalier

- Calcul des sollicitations
- ❖ Calcul à la flexion

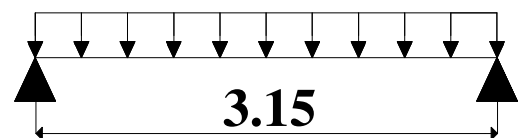


Figure III.5.1.1 schéma statique chaînage type 1

Poids propre du chaînage $G_0 = 0.25 \times 0.25 \times 25 = 1.56 \text{ KN/m}$ avec $(b \times h) = 25 \times 25 \text{ cm}^2$

Poids venant du plancher $G_p = 4.26 \times \left(\frac{0.65}{2}\right) = 1.38 \text{ KN/m}$

La charge transmise par l'escalier est la réaction d'appui au point B

III. Etude des éléments secondaires

$$\begin{cases} R_A^U = 13.45 \text{ KN} \\ R_A^S = 9.72 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_1^U = 1.35 * (1.56 + 1.38) + 1.5 * 2.5 + 13.45 = 21.17 \text{ KN/m} \\ P_2^S = (1.56 + 1.38) + 2.5 + 9.72 = 15.13 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Après calcul RDM la méthode des tronçons on a obtenues les sollicitations suivantes

$$\begin{cases} M_0^U = \frac{P_U \times l^2}{8} = 26.26 \text{ KN.m} \\ M_0^S = \frac{P_S \times l^2}{8} = 18.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t = 0.85 * 26.26 = 22.32 \text{ KN/m} \\ M_a = 0.4 * 26.26 = 10.50 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_t = 0.85 * 18.77 = 15.95 \text{ KN/m} \\ M_a = 0.4 * 18.77 = 7.51 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$V^u = \frac{P_U \times L}{2} = 33.34 \text{ KN}$$

Tableau III.5.1.1 Ferrailage longitudinale de la poutre de chainage Type 1

position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal} \text{ cm}^2$	$A_{min} \text{ cm}^2$	A_{choisi}
Travée	22.32	0.119	0.159	0.215	2.98	0.69	3HA12
Appuis	10.50	0.056	0.072	0.223	1.35	0.69	3HA12

- Armatures transversales**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{33.34 * 10^{-3}}{0.25 * 0.23} = 0.58 \text{ MPa}$$

On fixe $s_t = 15 \text{ cm}$ et on calcul $A_t \begin{cases} t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \\ t = 15 \text{ cm} < 20.7 \text{ cm} \end{cases}$

$$A_t \geq \frac{0.4 * b * s_t}{f_e} \rightarrow A_t < 0.375 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 1$$

$$A_t \geq \frac{b * s_t (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e} < 0 \dots \dots \dots 2$$

$$A_t = \max(1, 2) \rightarrow A_t^{Fs} = 0.375 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre $\emptyset_8 \rightarrow 3\emptyset_8 = 1.51 \text{ cm}^2$

➤ **Vérifications**

- A l'ELU**

Vérification du Cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = 33.34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \rightarrow \tau_u = 0.58 \text{ MPa}; \bar{\tau}_u = \min(0.2f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

Alors la condition est Vérifiée.

III. Etude des éléments secondaires

- **Vérification des contraintes sur le béton**

$$\sigma_{bc} = M_s * \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau (III.5.1.2)

Tableau III.5.1.2 Récapitulatifs des vérifications des contraintes

types	M _{ser} (KN. m)		Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
1	M _t	15.95	7.85	15702	7.97	15	Vérifiée
	M _a	7.51	7.85	15702	3.75	15	Vérifiée

- **Etat limite de déformation**

$$\begin{cases} M_0^s = 18.77 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 15.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^s = 18.77 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 15.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\left\{ \frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0} \right) \rightarrow \frac{0.25}{3.15} = 0.079 < 0.085 \dots \dots \text{Non Vérifiée} \right.$$

$$\left\{ A \leq \frac{4,2bd}{f_e} \rightarrow 3.39 \text{ cm}^2 < 6.04 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Verifiée} \right.$$

$$\left\{ L = 3.15 \text{ m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{Verifiée} \right.$$

La vérification de la flèche est nécessaire

Tableau III.5.1.3 récapitulatif des vérifications de la flèche

Type	M _j KN. m	M _g KN. m	M _p KN. m	f _{gi} mm	f _{gv} mm	f _{ji} mm	f _{pi} mm	Δf mm	f̄ mm	Observation
Type 1	12.94	12.94	15.95	2.25	4.38	2.25	3.05	2.94	6.3	Vérifiée

Remarque

Puisque la réaction d'appuis R_A est presque la même sur toute les poutres de chaînage type 2 étage courant, donc on a presque le même ferrailage que la poutre de chaînage 1 entre sol 1

III.5.2. Calcul de chaînage type 2

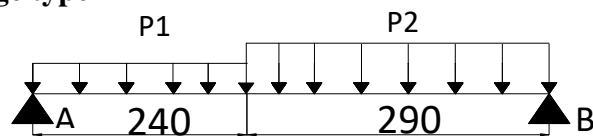


Figure III.5.2.1 schéma statique de chaînage type 2

➤ Calcul des sollicitations

Poids propre du chaînage $G_0 = 0.35 * 0.25 * 25 = 2.19 \text{ KN/m}$

Poids venant du plancher $G_p = 4.2 * \left(\frac{3.1}{2} + \frac{3.85}{2} \right) = 14.80 \text{ KN/m}$

$$\text{ELU} \begin{cases} p_1 = 1.35 * 2.19 + 1.5 * 2.5 = 6.7 \text{ KN/m} \\ p_2 = 1.35 * (2.19 + 14.8) + 1.5 * 2.5 = 26.68 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} p_1 = 2.19 + 2.5 = 4.69 \text{ KN/m} \\ p_2 = (2.19 + 14.8) + 2.5 = 19.49 \text{ KN/m} \end{cases}$$

III. Etude des éléments secondaires

Après calcul RDM la méthode des tronçons on a obtenues les sollicitations suivantes

$$\begin{cases} M_0^U = 67.17 \text{ KN.m} \\ M_0^S = 48.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t = 0.85 * 67.17 = 57.09 \text{ KN/m} \\ M_a = 0.4 * 67.17 = 26.87 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_t = 0.85 * 48.8 = 41.48 \text{ KN/m} \\ M_a = 0.4 * 48.8 = 19.52 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$V^U = 59.89 \text{ KN}$$

Tableau III.5.2.1 Ferrailage longitudinale de chainage type 2

position	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	57.09	0.148	0.201	0.303	5.41	1.00	6HA12=6.79
Appuis	26.87	0.069	0.090	0.318	2.43	1.00	3HA12=3.39

- Armatures transversales

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{59.89}{0.25 * 0.33} = 0.726 \text{ MPa}$$

On fixe $s_t = 15\text{cm}$ et on calcul $A_t \begin{cases} t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ t = 15 \text{ cm} < 29.7 \text{ cm} \end{cases}$

$$A_t \geq \frac{0,4 * b * s_t}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0,375 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 1$$

$$A_t \geq \frac{b * s_t (\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9f_e} \rightarrow A_t \geq 0,1 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 2$$

$$A_t = \max(1, 2) \rightarrow A_t^{Fs} = 0,375 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre $\emptyset_8 \rightarrow 2\emptyset_8 = 1.01 \text{ cm}^2$

➤ Vérifications

- A l'ELU

Cisaillement

Vérifier si $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$V_u = 59.89 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \rightarrow \tau_u = 0,726 \text{ MPa} ; \bar{\tau}_u = \min(0,2f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

- A l'ELS :

- Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} = M_s * \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Tableau III.5.2.2 vérifications des contraintes

types	$M_{ser}(\text{KN. m})$		Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
2	M_t	41.48	9.42	33154	11.79	15	Vérifiée
	M_a	19.52	7.79	23101	6.59	15	Vérifiée

III. Etude des éléments secondaires

- Etat limite de déformation

$$\begin{cases} M_0^s = 48.8 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 41.48 \text{ KN.m} \\ \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \rightarrow 0.066 < 0.085 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Non Vérifiée} \\ A \leq \frac{4,2bd}{f_e} \rightarrow 6.79 \text{ cm}^2 < 8.66 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ L = 5.3\text{m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

La vérification de la flèche est nécessaire

Tableau III.5.2.3 Récapitulatifs des vérifications de la flèche

	M_j KN.m	M_g KN.m	M_p KN.m	f_{gi} mm	f_{gv} mm	f_{ji} mm	f_{pi} mm	Δf mm	$\bar{f}$ mm	Observation
Type2	34.29	34.29	41.48	5.73	11.24	5.73	7.39	7.18	10.3	Vérifiée

III.5.3 Calcul chaînage type 3

- Calcul des sollicitations

Poids propre du chaînage $G_0 = 0.4 \cdot 0.25 \cdot 25 = 2.5 \text{ KN/m}$

Poids venant du plancher $G_p = 4.26 \cdot \frac{1.7}{2} = 3.62 \text{ KN/m}$

$$\begin{cases} P^U = 1.35 \cdot (2.5 + 3.62) + 1.5 \cdot 3.5 = 13.51 \text{ KN/m} \\ P^S = 2.5 + 3.62 + 3.5 = 9.6 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^U = \frac{P_U l^2}{8} = 54.87 \text{ KN.m} \\ M_0^S = \frac{P_S l^2}{8} = 38.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t = 0.85 \cdot 54.87 = 46.64 \text{ KN/m} \\ M_a = 0.4 \cdot 54.87 = 21.95 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_t = 0.85 \cdot 38.99 = 33.14 \text{ KN/m} \\ M_a = 0.4 \cdot 38.99 = 15.59 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$V^U = 38.5 \text{ KN}$$

Tableau III.5.3.1 Ferrailage longitudinale du chaînage type 3

position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	46.64	0.092	0.119	0.362	3.71	1.15	2HA12+1HA14=3.80
Appuis	21.95	0.043	0.058	0.371	1.69	1.15	3HA12=3.39

- Armatures transversales

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{38.5}{0.25 \cdot 0.38} = 0.405 \text{ MPa}$$

On fixe $s_t = 15\text{cm}$ et on calcul $A_t \begin{cases} t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ t = 15 \text{ cm} < 34.2 \text{ cm} \end{cases}$

III. Etude des éléments secondaires

$$A_t \geq \frac{0,4 * b * s_t}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0,375 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 1$$

$$A_t \geq \frac{b * s_t(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9f_e} \rightarrow A_t < 0 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 2$$

$$A_t = \max(1, 2) \rightarrow A_t^{Fs} = 0,375 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit un cadre } \emptyset_8 \rightarrow 2\emptyset_8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

➤ Vérifications

- A l'ELU
 - Vérification du Cisaillement
 Vérifier si $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
 $V_u = 38.5 \text{ KN}$
 $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \rightarrow \tau_u = 0,405 \text{ MPa} ; \bar{\tau}_u = \min(0,2f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$
 $\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$
- A l'ELS
 - Vérification de la contrainte dans le béton
 $\sigma_{bc} = M_s * \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$
 Les résultats des trois types sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau III.5.3.2 Vérifications des contraintes

types	$M_{ser}(\text{KN.m})$		Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
3	M_t	33.14	11.1	52643	6.97	15	Vérifiée
	M_a	15.59	10.56	48101	3.42	15	Vérifiée

- Etat limite de déformation
 - $\begin{cases} M_0^s = 33.14 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 15.59 \text{ KN.m} \end{cases}$
 $-\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \rightarrow 0.07 < 0.085 \text{ cm} \dots \dots \text{non Vérifiée}$
 $-A \leq \frac{4,2bd}{f_e} \rightarrow 3,8 \text{ cm}^2 < 10,67 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Vérifiée}$
 $-L = 5,7 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \text{Vérifiée}$
 La vérification de la flèche est nécessaire

Tableau III.5.3.3 Vérification de la flèche

	M_j KN.m	M_g KN.m	M_p KN.m	f_{gi} mm	f_{gv} mm	f_{ji} mm	f_{pi} mm	Δf mm	$\bar{f}$ mm	Observation
Type3	24.85	24.85	38.99	3.75	7.2	3.75	8.11	7.80	10.7	Vérifiée

Remarque

On ferraille les poutres de chaînage de la même manière étage et terrasse vue que le ferrailage le plus défavorable est donnée dans l'étage courant

III.5.4 schéma de ferrailage

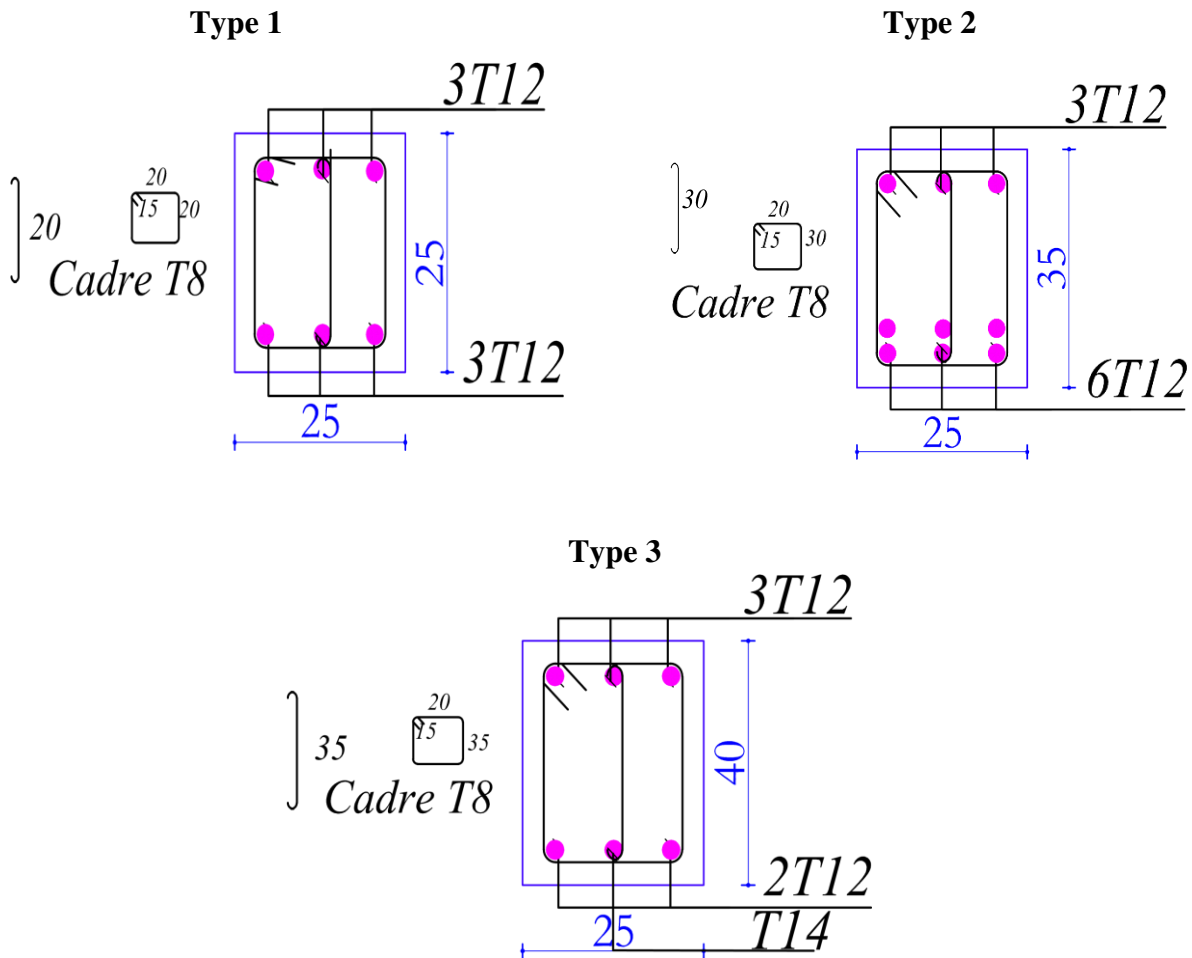


Figure III.5.4 détail schéma de ferrailage des poutres de chaînages

III.6 Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé qui se réalise sur le contour d'un bâtiment au niveau de la terrasse inaccessible, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console verticale encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main d'œuvre (Q) et à une force sismique (F_p)

Hypothèses de calculs

- Le calcul se fera pour une bande de 1ml.
- La fissuration est considérée nuisible.
- Le calcul de fera à la flexion composé

III.6.1.Evaluation des charges et surcharges

- La charge permanente
 $G = W_p = 2,68 \text{ KN/ml}$

- La charge d'exploitation
 $Q = 1 \text{ KN/ml}$

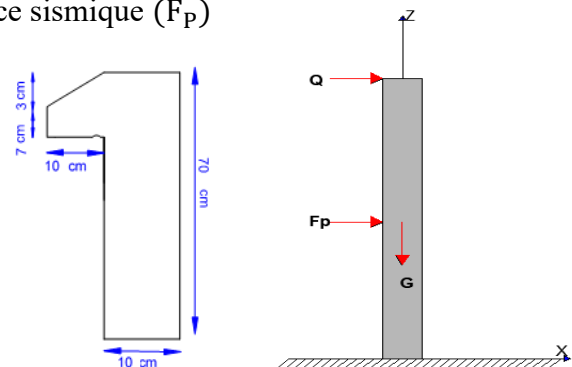


Figure III.6.1 : Schéma statique de l'acrotère

III. Etude des éléments secondaires

- La force sismique (F_P)

La force sismique est donnée par la formule citée en Art 6.2.3 RPA99

$$F_P = 4 * A * C_p * W_p$$

Avec :

$$\begin{cases} A = 0,15 (Z_{IIa}): \text{Coefficient d'accélération de la zone} \\ C_p = 0,8: \text{Facteur de force horizontale} \\ W_p = 2,68 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}: \text{Poids propre de l'acrotère} \end{cases}$$

Ce qui donne $F_P = 1,29 \text{ KN}$

III.6.2. Calcul des sollicitations

- Calcul du centre de gravité

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \rightarrow X_G = 6,05 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \rightarrow Y_G = 37,90 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2,68 \text{ KN} \\ N_Q = 0 \\ N_{FP} = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} M_G = 0 \\ M_Q = Q * h = 0,7 \text{ KN.m} \\ M_{FP} = F_P * Y_G = 0,49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.6.2 Sollicitations sous les combinaisons d'action sur l'acrotère

Combinaison	ELU	ELU accidentel	ELS
Sollicitation	1,35G+1,5Q	G+Q+E	G+Q
N (KN)	3,62	2,68	2,68
M (KN. m)	1,05	1,19	0,7
V (KN)	1,5	2,29	/

III.6.3 Ferrailage

Après calcul des différentes sections d'armature pour les trois combinaisons ELU, ELS ET ELA on présente le ferrailage obtenu à l'ELU (Situation courante) car cela donne une section d'acier plus défavorable que celle accidentelle.

Tableau III.6.3 Sollicitations et ferrailage de l'acrotère

N_u (KN)	M_u (KN. m)	M_{ua} (KN. m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_{FS} (cm ²)	A_{FC} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_r (cm ²)	Choix
3.62	1,72	1,79	0,026	0,033	0,069	0,71	0,89	0,84	0,5	4HA8

III.6.4 Schéma de ferrailage

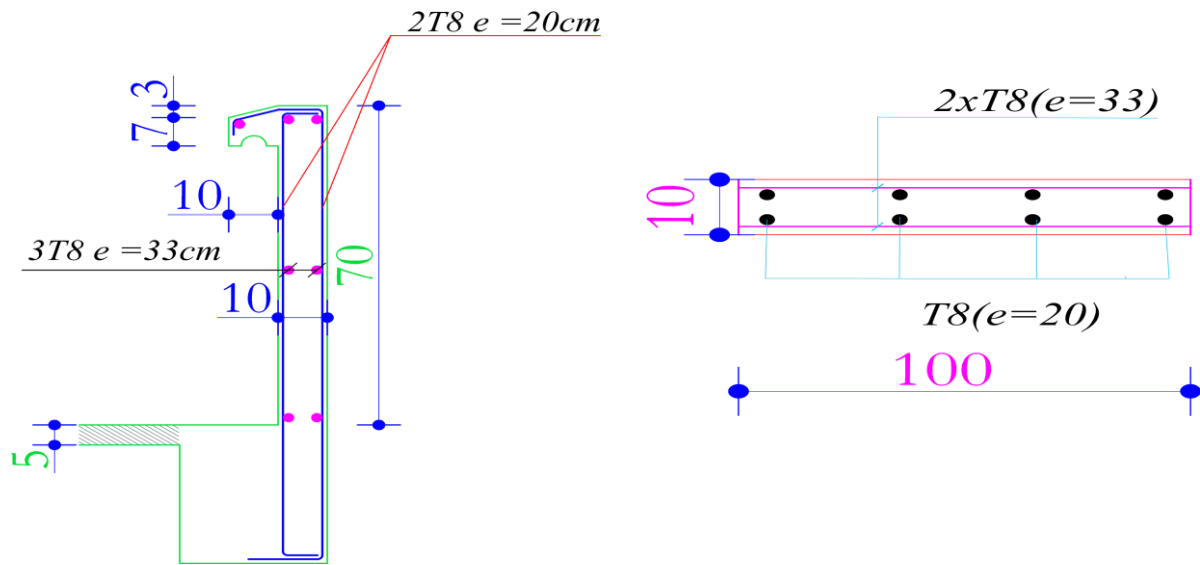
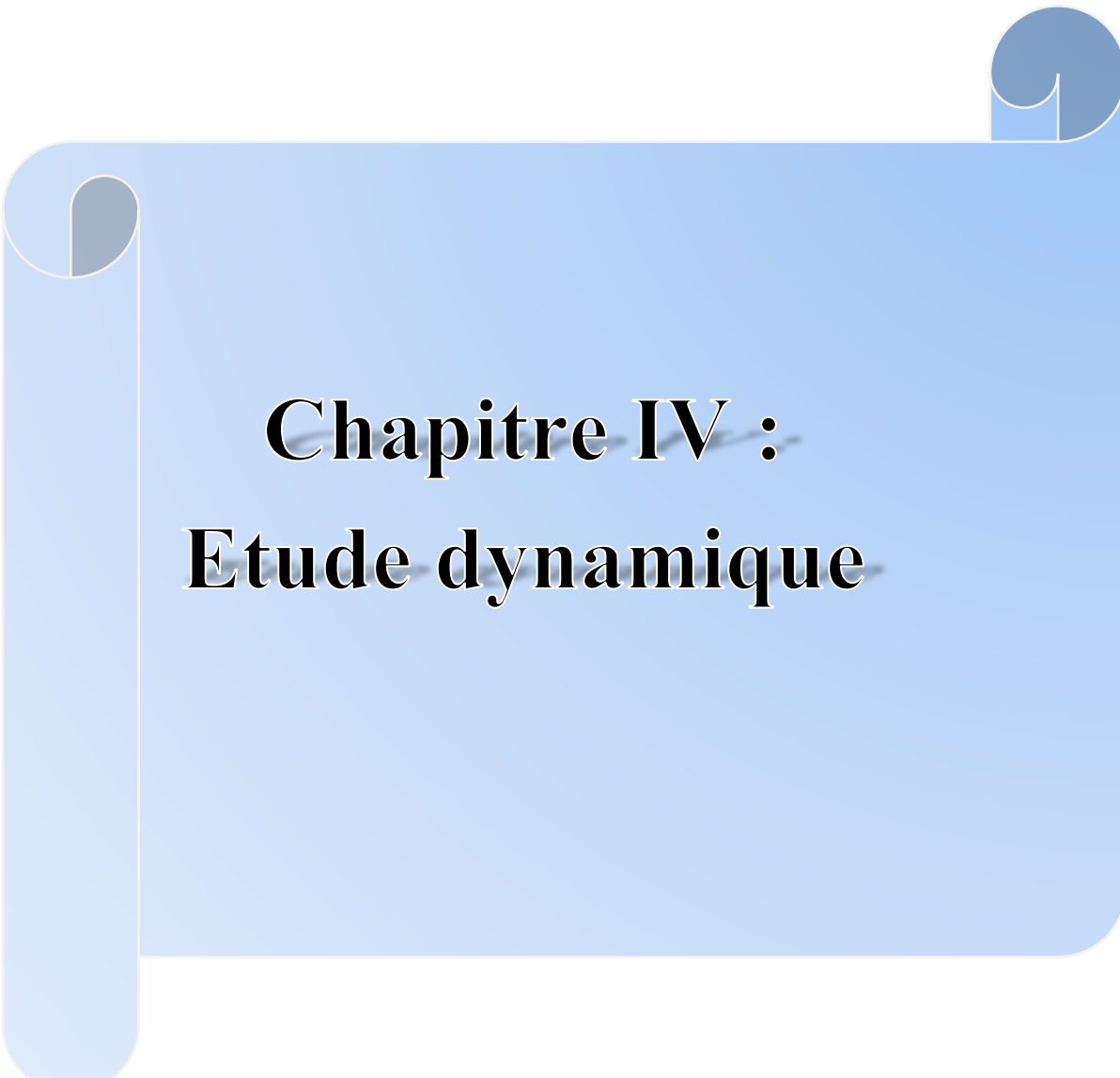


Figure III.6.4 Detaille schéma de ferrailage acrotère.



Chapitre IV :

Etude dynamique

IV. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

La structure étudiée est implantée à Bejaia donc elle est classée en zone sismique II_a selon la classification du RPA99/2003, alors le comportement de la construction sous action dynamique a fait l'objet d'étude dans ce chapitre afin de déterminer un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique.

IV.1. Modélisation

Afin de pouvoir déterminer les efforts dans les éléments porteurs de la structure sous les différents chargements (verticaux et horizontaux), on a modélisé la structure avec le logiciel ETABS version 16 qui est un logiciel qui se base sur la méthode des éléments finis. Ce logiciel construit les différentes matrices que ce soit la matrice masse, rigidité ou vecteurs forces à chaque nœud de la structure et fait l'assemblage de ces matrices et leurs résolutions ce qui constitue des milliers de matrices résolues en quelques minutes.

Quant aux étapes suivies lors de travail on a commencé par définir la géométrie de la structure en construisant un système de grilles, ensuite on a défini les différents matériaux (béton et acier). On est passé à la définition des différentes sections qui constituent ce bâtiment, les poteaux et les poutres comme des éléments frames, les planchers et escaliers comme des éléments Shell et les voiles comme des éléments Wall qui seront ensuite maillés. Après avoir dessiné la structure et ces éléments constituant on va les charger avec les différents chargements déjà évalués dans le chapitre II, quant au voile de soutènement on lui appliquera un chargement triangulaire avec l'équation suivante : $y = 0.82C - 5.16$. On passe à l'encastrement des différents nœuds à la base du bâtiment, et puis pour avoir un plancher infiniment rigide on applique un diaphragme qui va réduire le nombre de degrés de liberté. On va ensuite introduire le spectre de réponse du RPA comme il est défini dans la partie IV.4.1. Après avoir essayé plusieurs dispositions de voile on a abouti à la disposition présentée dans la figure IV.4.2.1.1 une tache qui n'a pas été des plus aisées et qui nous donne un bon comportement de la structure et vérifie toutes les exigences dictées par le règlement parasismique algérien.

IV.2. Le choix de type de contreventement :

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses qui, rappelons-le, ont des composantes dans les trois directions.

Le bâtiment est situé en zone sismique (II_a) avec plus de quatre niveaux et il dépasse les 14m de hauteur, alors il est nécessaire d'introduire des voiles de contreventement on optera pour

un système de contreventement mixte assurée par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction car ce système est le plus adéquat pour ce genre de bâtisse.

IV.3. Méthode de calcul

Selon le RPA 99 V 2003, le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes

A) La 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.) (Article 4.2.1 RPA 99 v2003)

L'effort sismique appliqué à la base doit être calculé selon les deux directions X et Y par la formule suivante
$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$$
 (Article 4.2.3 RPA 99 v2003)

Tel que

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

W : Poids total de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités auparavant dépendent des caractéristiques de la structure

B) La méthode modale spectrale

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche 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 vont être arrangés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st} \quad (\text{RPA99V2003 Art 4.3.6})$$

Dans le cas où cette condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorées de $\frac{0,8 V_{st}}{V_{dyn}}$.

Avec : V_{dyn} : Effort tranchant dynamique calculé avec la méthode modale spectrale.

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} : \text{Effort tranchant statique à la base.}$$

Tel que :

- **A= 0,15** ----- Groupe d'usage 2 ----- Zone sismique Π_a .
- **R= 5** ----- Système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction.

▪ D

Ce facteur est en fonction de la période fondamentale de la structure, et la catégorie du site et du facteur de correction d'amortissement η (RPA99 (Formule 4-2))

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad (\text{RPA99/2003 (Formule 4.3)})$$

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

Pour notre cas nous avons un remplissage dense et un système mixte

$$\xi = 7 \% \quad \text{D'où : } \eta = 0,8819 \quad (\text{le cas le plus défavorable})$$

$$\text{On a un site rocheux (S1)} \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,3 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)})$$

• Calcul de la période fondamentale de la structure

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (Voiles/Portiques)

$$T = \text{Min} \begin{cases} C_T * H^{\frac{3}{4}} \dots \dots (1) \\ \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$H=35,02 \text{ m}$: hauteur totale du bâtiment (acrotère non comprises).

$C_T=0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé
(RPA99/2003 (Tableau 4.6)).

L : Portée maximale du bâtiment à la base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 27 \text{ m} \\ L_y = 16,85 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Donc : } \begin{cases} T_x = \min(0,72; 0,607) = 0,607 \text{ s} \\ T_y = \min(0,72; 0,77) = 0,72 \text{ s} \end{cases}$$

Donc les périodes statiques majorées de 30% sont :

$$\begin{cases} 1,3T_x = 1,3 * 0,607 = 0,789 \text{ s} \\ 1,3T_y = 1,3 * 0,72 = 0,939 \text{ s} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} & \rightarrow \text{Ce qui donne pour les deux sens : } D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \\ & \rightarrow \begin{cases} D_x = 1,113 \\ D_y = 1,167 \end{cases} \end{aligned}$$

$$\text{▪ } Q = 1 + \sum 1^6 p_q \quad (\text{RPA99/2003 (Formule 4.4)})$$

p_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant (Tableau IV.3.1)

Tableau IV.3.1 Valeurs des pénalités

N°	Critère (Q)	XX		YY	
		Observation	p _q	Observation	p _q
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Oui	0	Non	0.05
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4	Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôles d'exécution	Oui	0	Oui	0
1+Σ _{i=1} ⁶ p _q		Q _X = 1.15		Q _Y = 1.20	

Justifications Sens XX

- 1) (Fils de portiques) : Nous avons 1 files dont le nombre de travées égale à 2
- 2) observé
- 3) Niveau 3 : Une partie entrante mesure selon lx : 14,7m +4,95m

$$\frac{l_x}{L} = \frac{14,7+4,95}{27} = 0,54 > 0,25$$

$$4) \frac{B_i}{B_{i-1}} < 0.80 \rightarrow \frac{21,5}{27} = 0,79$$

Justifications Sens YY

- 1) (Fils de portiques) : Nous avons 4 files dont le nombre de travées égale à 2 plus l'entre sol 2
- 2) le rapport entre deux dimensions de portiques ($\frac{\text{Maximale}}{\text{Minimale}}$) dépasse 1.5
 $(\frac{5,65}{3,45} = 1,63 > 1,5).$
- 3) Niveau 3 : Une partie entrante mesure selon Y : 6.05 m.

$$\frac{l_y}{L} = \frac{6,05}{18,05} = 0,33 > 0,25$$

$$4) \frac{B_i}{B_{i-1}} < 0.80 \rightarrow \frac{12,75}{18,65} = 0,68$$

▪ $W = \sum_{i=1}^n W_i$, avec : $W_i = W_G + \beta W_Q$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. → **β=0.2** (RPA99/2003 (Formule 4.5))

Dans notre cas : **W = 37638.65 KN**

Donc : La force sismique statique totale à la base de la structure est : $\begin{cases} V_{st}^x = 1445.26 \text{ KN} \\ V_{st}^y = 1581.27 \text{ KN} \end{cases}$

IV.4. Spectre de réponse de calcul

IV.4.1 définition du spectre de réponse de calcul

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \cdot A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{2,5\eta Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta * 1,25A * \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta * 1,25A * \frac{Q}{R} * \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta * 1,25A * \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} * \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3 \text{ s} \end{cases}$$

Remarque

D'après l'article 4.3.3 du RPA99/2003 lors du calcul du spectre de réponse, il y'a lieu de prendre lors du calcul du facteur de qualité que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà été prisent en compte par le model.

Lors de l'analyse tridimensionnel du bâtiment on prend la valeur de q la plus pénalisante des valeurs calculé selon les deux directions orthogonales.

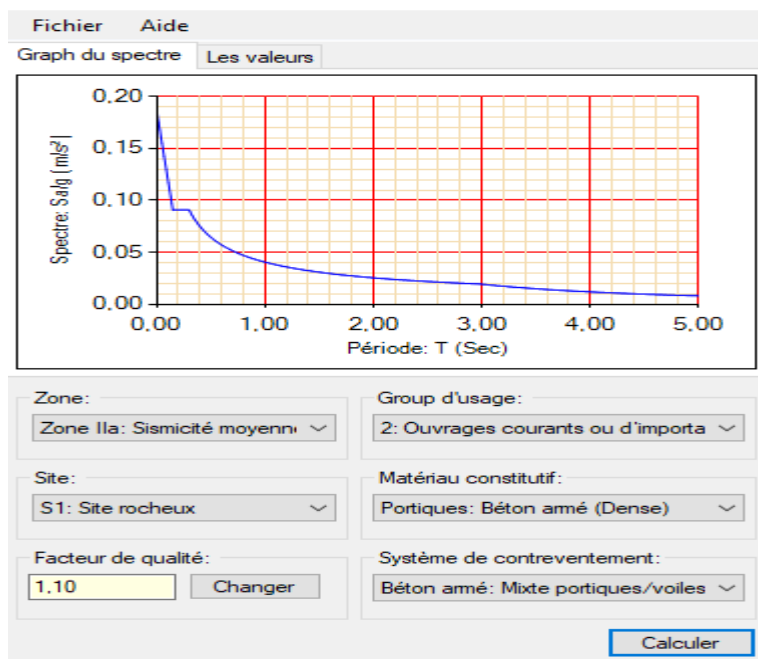


Figure IV.4.1 Spectre de réponse pour les deux sens X et Y

IV.4.2. résultats obtenus après modélisation

Après la modélisation de la structure avec le logiciel ETABS V16, nous avons obtenus les résultats suivants

IV.4.2.1. Disposition et longueur des voiles

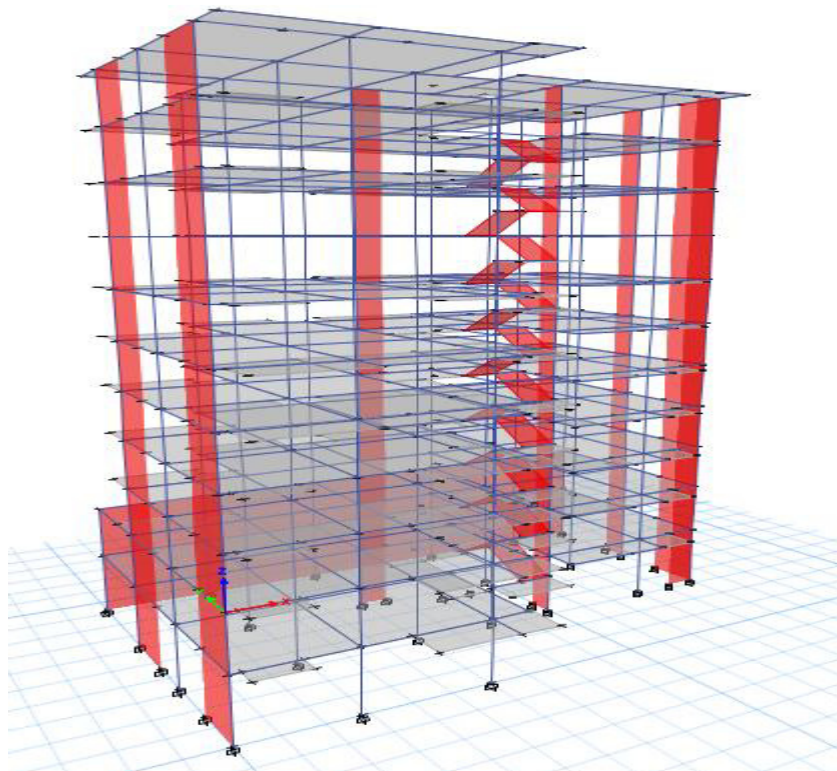
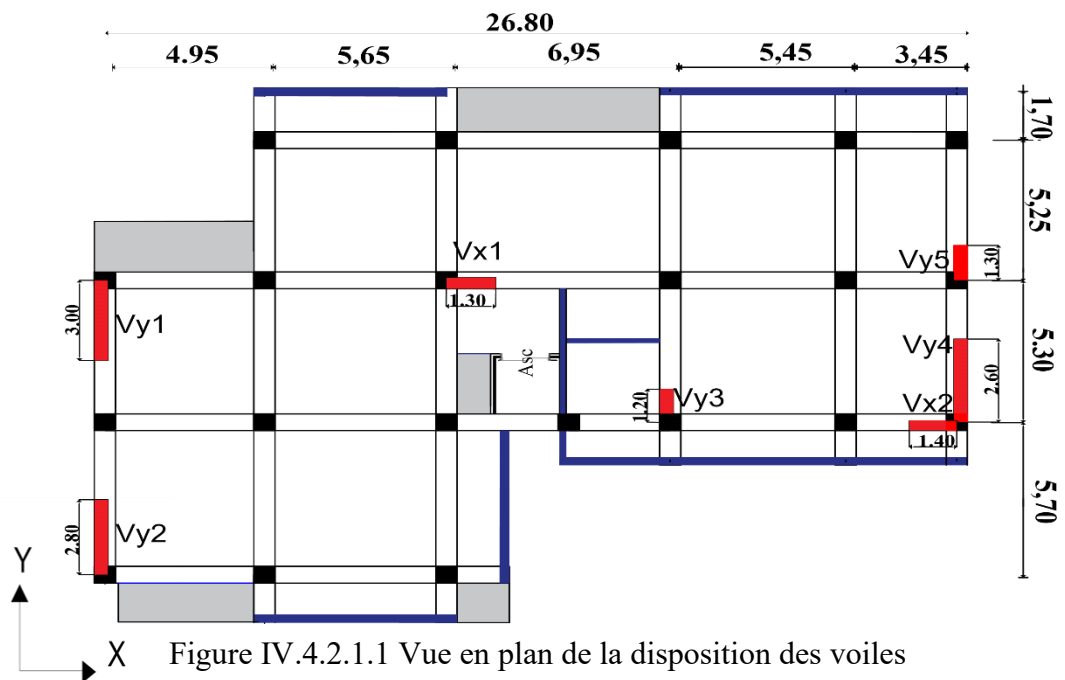


Figure IV.4.2.1.2 Vue en 3D du modèle obtenu par ETABS V16

IV.4.2.2. Analyse modale

Le modèle nous a donné différents modes de translation

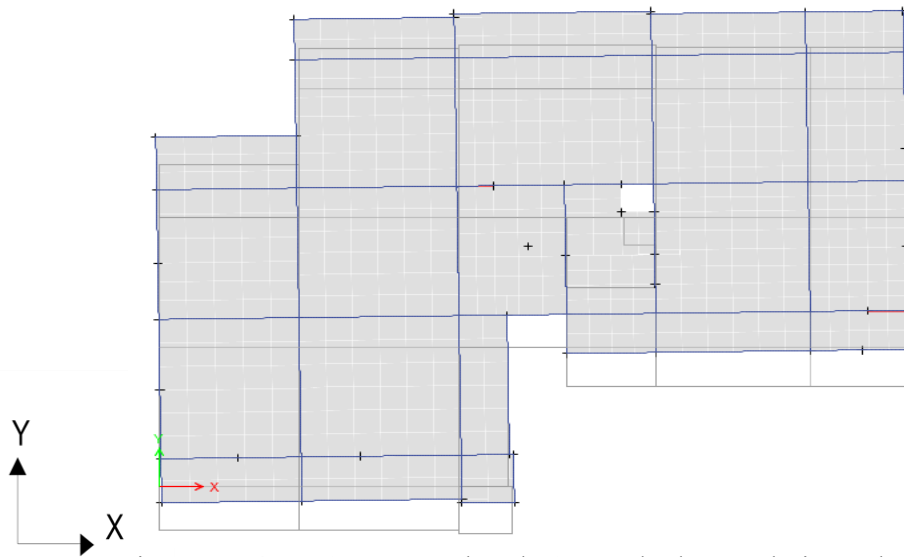


Figure IV.4.2.2.1 Vue en plan de 1^{er} mode de translation selon y

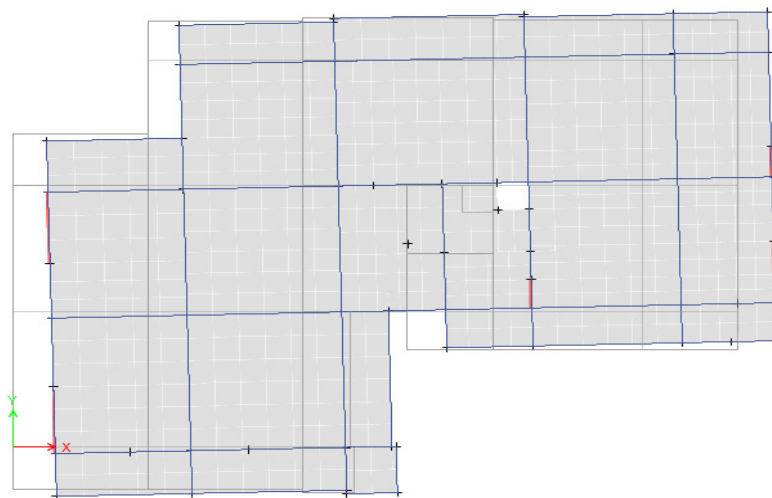


Figure IV.4.2.2.2 Vue en plan de 2^{ème} mode de translation selon x

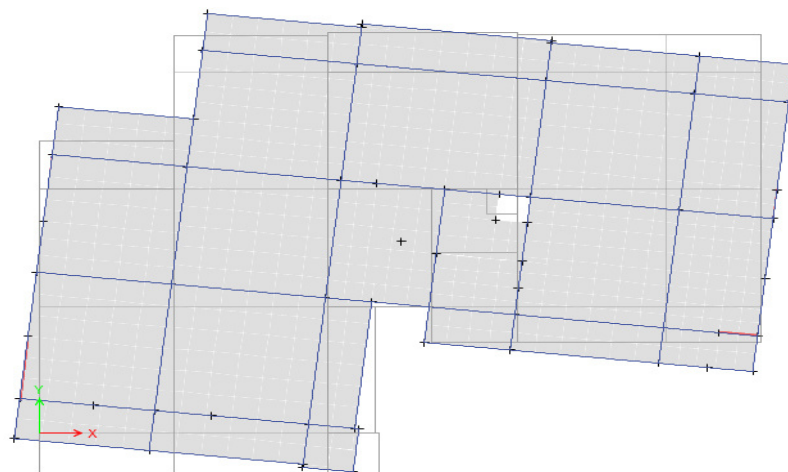


Figure IV.4.2.2.3 Vue en plan de 3^{ème} mode de torsion selon z

Commentaire

D'après les figures ci-dessus on a une perspective du comportement global de la structure, on remarque que dans les deux premiers modes on a une translation selon le sens X et Y qui sont très satisfaisant et une torsion dans le 3^{ème} mode. Néanmoins les résultats présenter dans le Tableau IV.4.3.1 nous donne une approche plus précise du comportement de la structure.

IV.5 Les vérifications exigées par le RPA 99/2003

IV.5.1 Période de vibration et participation massique

Le coefficient de participation massique correspond au $i^{ème}$ mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Pour les structures représentées par le modèle plan dans 2 directions orthogonale, le nombre de mode à retenir doit être tel que la somme des masses totale effective pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Tableau IV.5.1 Période et taux de participation massique de la structure

Mode		Période (s)	UX	UY	Somme UX	Somme UY
Mode	1	0,836	0,001	0,7231	0,001	0,7231
Mode	2	0,779	0,6452	0,0006	0,6462	0,7237
Mode	3	0,642	0,0134	0,0094	0,6595	0,7331
Mode	4	0,256	0,0037	0,125	0,6632	0,8581
Mode	5	0,251	0,1079	0,0041	0,7712	0,8623
Mode	6	0,196	0,0002	0,0049	0,7714	0,8672
Mode	7	0,137	0,0455	8.58×10^{-7}	0,817	0,8672
Mode	8	0,127	0,0002	0,0514	0,8171	0,9186
Mode	9	0,1	0,0222	0,0036	0,8393	0,9222
Mode	10	0,087	0,0126	0,0013	0,8519	0,9235
Mode	11	0,077	0,0004	0,0275	0,8522	0,951
Mode	12	0,066	0,0387	0,0008	0,8909	0,9518
Mode	13	0,058	0,0028	0,0019	0,8938	0,9537
Mode	14	0,052	0,0016	0,0174	0,8954	0,971
Mode	15	0,048	0,0286	0,0001	0,924	0,9711

Remarque

Dans le tableau (IV.4.3.1) on a exposé les résultats du modèle en terme de période et de participation massique. On constate que la période obtenue numériquement est inférieure à celle calculée empiriquement majorée de 30%. Et pour la participation massique on atteint les 90% de la masse totale du bâtiment pour le mode 1 au 15^{ème} mode et pour le mode 2 elle est atteinte au 8^{ème} mode.

$$\begin{cases} 1,3T_x = 1,3 * 0,607 = 0,789 \text{ s} > 0,779 \text{ s} \\ 1,3T_y = 1,3 * 0,72 = 0,939 \text{ s} > 0,836 \text{ s} \end{cases}$$

Donc la condition est vérifiée

IV.5.2. Vérification de l'effort tranchant à la base

Le RPA99 V2003 exige la vérification suivante : $V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5.2 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V_{dyn} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X	1239.04	1156.21	vérifiée
Sens Y	1316.19	1265.02	vérifiée

Remarque

La résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans

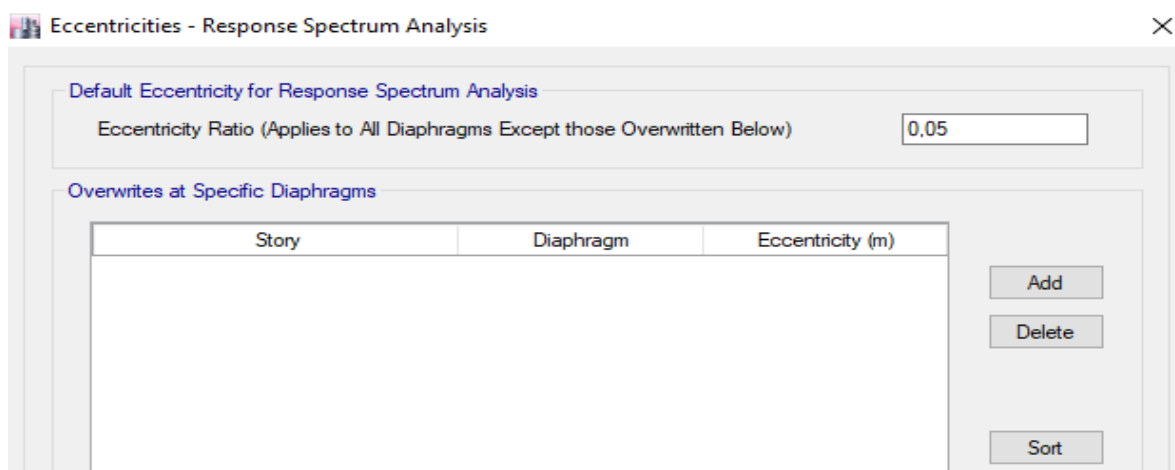


Figure IV.5.2 figure montrant l'excentricité accidentelle dans le model

IV.5.3. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003 ART3.4.a exigé pour les systèmes mixtes ce qui suit

A) Sous charges verticales :

$$\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \geq 80\% \text{ (Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques)}$$

$$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \leq 20\% \text{ (Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles).}$$

B) Sous charges horizontales :

$\frac{\Sigma F_{\text{portiques}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \geq 25\%$ (Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques)

$\frac{\Sigma F_{\text{voiles}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \leq 75\%$ (Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles)

Tableau IV.5.3.1 Vérification de l'interaction verticale

Niveaux	charges verticales (KN)		charges verticales (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
Etage 8	3362,66	799,74	80,78	19,22	Vérifiée
Etage 7	6455,20	1395,51	82,22	17,78	Vérifiée
Etage 6	9500,24	1992,72	82,66	17,34	Vérifiée
Etage 5	12672,56	2528,76	83,36	16,64	Vérifiée
Etage 4	15941,62	3025,90	84,04	15,96	Vérifiée
Etage 3	19387,35	3482,61	84,77	15,23	Vérifiée
Etage 2	22946,15	3914,39	85,42	14,58	Vérifiée
Etage 1	26429,38	4318,51	85,95	14,05	Vérifiée
RDC	29885,42	4795,22	86,17	13,83	Vérifiée
E.sol 1	27552,70	5761,99	82,70	17,30	Vérifiée
E.sol 2	31606,60	5897,74	84,27	15,73	Vérifiée

Remarque

Les interactions verticales sont vérifiées dans tous les niveaux du bâtiment

Tableau IV.5.3.2 Vérification de l'interaction horizontale

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Charges horizontal (KN)		charges horizontal (%)		charges horizontal (KN)		charges horizontal (%)	
	Portiques	voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Etage 8	296,32	89,207	76,86	23,13	243,24	64,08	64,08	35,91
Etage 7	373,11	118,78	75,85	24,14	225,63	45,91	45,91	54,09
Etage 6	464,15	164,96	73,77	26,22	305,87	48,55	48,55	51,44
Etage 5	581,24	167,05	77,67	22,32	336,81	45,19	45,19	54,80
Etage 4	641,97	205,24	75,77	24,22	410,87	48,55	48,55	51,44
Etage 3	743,97	194,84	79,24	20,75	435,19	46,26	46,26	53,73
Etage 2	782,72	234,48	76,94	23,05	490,72	47,71	47,71	52,28
Etage 1	853,63	251,41	77,24	22,75	485,24	43,96	43,96	56,03
RDC	934,32	297,12	75,87	24,12	518,08	44,73	44,73	55,26
E.sol 1	79,51	142,29	35,84	64,15	406,42	33,94	33,94	66,05
E.sol 2	261,50	192,09	57,65	42,34	314,20	26,79	26,79	73,20

Remarque

On constate dans les résultats résumé dans le tableau ci-dessus que les interactions horizontales sont vérifiées à tous les niveaux dans les deux directions orthogonales

IV.5.4. Vérification de l'effort normal réduit

Afin d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, Le RPA99/2003 ART IV.4.3.1 nous exige de vérifier pour chaque niveau la relation suivante :

$$\gamma = \frac{N}{f_{c28} * B} \leq 0,3$$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : La résistance caractéristique du béton.

Pour que l'effort normal réduit soit vérifié on a été contraint d'augmenter les sections des poteaux de la structure étudiée.

Les résultats sont récapitulés sur le tableau suivant

Tableau IV.5.4 Vérification de l'effort normal réduit pour chaque étage

Niveau	Poteau	B m	H m	S cm ²	Combinaisons	N (KN)	γ	Observation
Entre sol 2	C22	70	75	5250	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	3918.77	0.298	Vérifiée
Entre sol 1	C22	70	70	4900	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	3521.08	0.287	Vérifiée
RDC	C22	70	65	4550	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	3339.74	0,293	Vérifiée
Etage 1	C22	65	65	4225	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	3015.39	0,285	Vérifiée
Etage 2	C22	60	65	3900	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	2912.67	0.298	Vérifiée
Etage 3	C22	60	60	3600	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	2487.63	0,276	Vérifiée
Etage 4	C22	55	60	3300	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	2069.75	0,251	Vérifiée
Etage 5	C22	55	55	3025	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	1659.61	0,219	Vérifiée
Etage 6	C22	50	55	2750	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	1257.15	0,182	Vérifiée
Etage 7	C22	50	50	2500	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	864.77	0,138	Vérifiée
Etage 8	C22	45	50	2250	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	484.96	0,086	Vérifiée

Remarque

L'effort normal réduit est vérifiée pour tous les niveaux du bâtiment.

IV.5.5. Vérification du dépassement inter étage

Selon le RPA99/2003 Art 5.10, 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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\delta_k = R * \delta_{ek}$

$$\Delta_k < 1\% * h_e$$

δ_k : Déplacement horizontale à chaque niveau « k »

δ_{ek} : Déplacement élastique du niveau « k »

R : Coefficient de comportement dynamique (R=5).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

IV. Etude dynamique

Tableau IV.5.5.1 Vérification des déplacements entres étages sens xx

Déplacement sens xx							
Niveau	h _k (m)	δ _{ek} (m)	δ _k (m)	δ _{k-1} (m)	Δ _k (m)	Δ _k / h _k (%)	Observation
E.sol 2	-3,4	0,000487	0,002435	0	0,002435	0,000596814	Vérifiée
E.sol 1	0	0,001275	0,006375	0,002435	0,00394	0,001158824	Vérifiée
RDC	3,06	0,002455	0,012275	0,006375	0,0059	0,001928105	Vérifiée
Etage 1	6,12	0,003853	0,019265	0,012275	0,00699	0,002284314	Vérifiée
Etage 2	9,18	0,005279	0,026395	0,019265	0,00713	0,002330065	Vérifiée
Etage 3	12,24	0,006644	0,03322	0,026395	0,006825	0,002230392	Vérifiée
Etage 4	15,3	0,007938	0,03969	0,03322	0,00647	0,002114379	Vérifiée
Etage 5	18,36	0,009118	0,04559	0,03969	0,0059	0,001928105	Vérifiée
Etage 6	21,42	0,010172	0,05086	0,04559	0,00527	0,001722222	Vérifiée
Etage 7	24,48	0,01106	0,0553	0,05086	0,00444	0,00145098	Vérifiée
Etage 8	27,54	0,011788	0,05894	0,0553	0,00364	0,001189542	Vérifiée

Tableau IV.5.5.2 Vérification des déplacements entres étages sens yy

Déplacement sens yy							
Niveau	h _k (m)	δ _{ek} (m)	δ _k (m)	δ _{k-1} (m)	Δ _k (m)	Δ _k / h _k (%)	Observation
E.sol 2	-3,4	0,000664	0,00332	0	0,00332	0,000813725	Vérifiée
E.sol 1	0	0,001829	0,009145	0,00332	0,005825	0,001713235	Vérifiée
RDC	3,06	0,00317	0,01585	0,009145	0,006705	0,002191176	Vérifiée
Etage 1	6,12	0,004652	0,02326	0,01585	0,00741	0,002421569	Vérifiée
Etage 2	9,18	0,006155	0,030775	0,02326	0,007515	0,002455882	Vérifiée
Etage 3	12,24	0,007617	0,038085	0,030775	0,00731	0,002388889	Vérifiée
Etage 4	15,3	0,008985	0,044925	0,038085	0,00684	0,002235294	Vérifiée
Etage 5	18,36	0,010235	0,051175	0,044925	0,00625	0,002042484	Vérifiée
Etage 6	21,42	0,011339	0,056695	0,051175	0,00552	0,001803922	Vérifiée
Etage 7	24,48	0,012296	0,06148	0,056695	0,004785	0,001563725	Vérifiée
Etage 8	27,54	0,013112	0,06556	0,06148	0,00408	0,001333333	Vérifiée

Commentaire

On constate d'après les résultats exposés dans les deux tableaux ci-dessus que les déplacements inter étages sont inférieurs à un centième de la hauteur d'étage suivant les directions orthogonales ce qui signifie d'après les règlements en vigueur que la structure est stable et elle ne risque pas d'instabilité.

V.5.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

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

$$\theta = P_k * \frac{\Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0,1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$: 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 ».

Remarque

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en Amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau IV.5.6.1 Vérification des effets du second ordre sens xx

Effet P- Δ sens xx						
Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	V_k (KN)	Δ_k (m)	θ	Observation
E.sol 2	-3,4	37504,3545	1239,0402	0,00243	0,07000216	vérifiée
E.sol 1	0	33314,701	1211,4315	0,00394	0,078497476	vérifiée
RDC	3,06	34680,6501	1174,9274	0,0059	0,094952938	vérifiée
Etage 1	6,12	30747,8973	1123,5215	0,00699	0,092634566	vérifiée
Etage 2	9,18	26860,5547	1049,5609	0,00713	0,072297802	vérifiée
Etage 3	12,24	22869,969	961,0509	0,00682	0,053076273	vérifiée
Etage 4	15,3	18967,5329	865,6812	0,00647	0,038210794	vérifiée
Etage 5	18,36	15201,3309	758,225	0,0059	0,026087401	vérifiée
Etage 6	21,42	11492,9634	637,1229	0,00527	0,016846519	vérifiée
Etage 7	24,48	7850,7244	491,8102	0,00444	0,009403129	vérifiée
Etage 8	27,54	4162,4095	319,7489	0,00364	0,003996128	vérifiée

Tableau IV.5.6.2 Vérification des effets du second ordre sens yy

Effet P- Δ sens yy						
Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	V_k (KN)	Δ_k (m)	θ	Observation
E.sol 2	-3,4	37504,3545	1316,1921	0,00332	0,093909587	vérifiée
E.sol 1	0	33314,701	1278,6381	0,005825	0,098112296	vérifiée
RDC	3,06	34680,6501	1223,2005	0,006705	0,09773887	vérifiée
Etage 1	6,12	30747,8973	1155,7287	0,00741	0,095943216	vérifiée
Etage 2	9,18	26860,5547	1073,8717	0,007515	0,074712685	vérifiée
Etage 3	12,24	22869,969	982,553	0,00731	0,055603937	vérifiée
Etage 4	15,3	18967,5329	882,9339	0,00684	0,039481453	vérifiée
Etage 5	18,36	15201,3309	776,0647	0,00625	0,026864843	vérifiée
Etage 6	21,42	11492,9634	650,9522	0,00552	0,01694931	vérifiée
Etage 7	24,48	7850,7244	504,5952	0,004785	0,009601136	vérifiée
Etage 8	27,54	4162,4095	324,9748	0,00408	0,004216618	vérifiée

Commentaire

Les résultats des calculs résumés dans les deux tableaux précédents indiquent que les effets du second ordre sont inférieurs à 0.1 ce qui signifie d'après le règlement parasismique algérien (art 5.9) dans le cas des bâtiments qu'il peut être négligé.

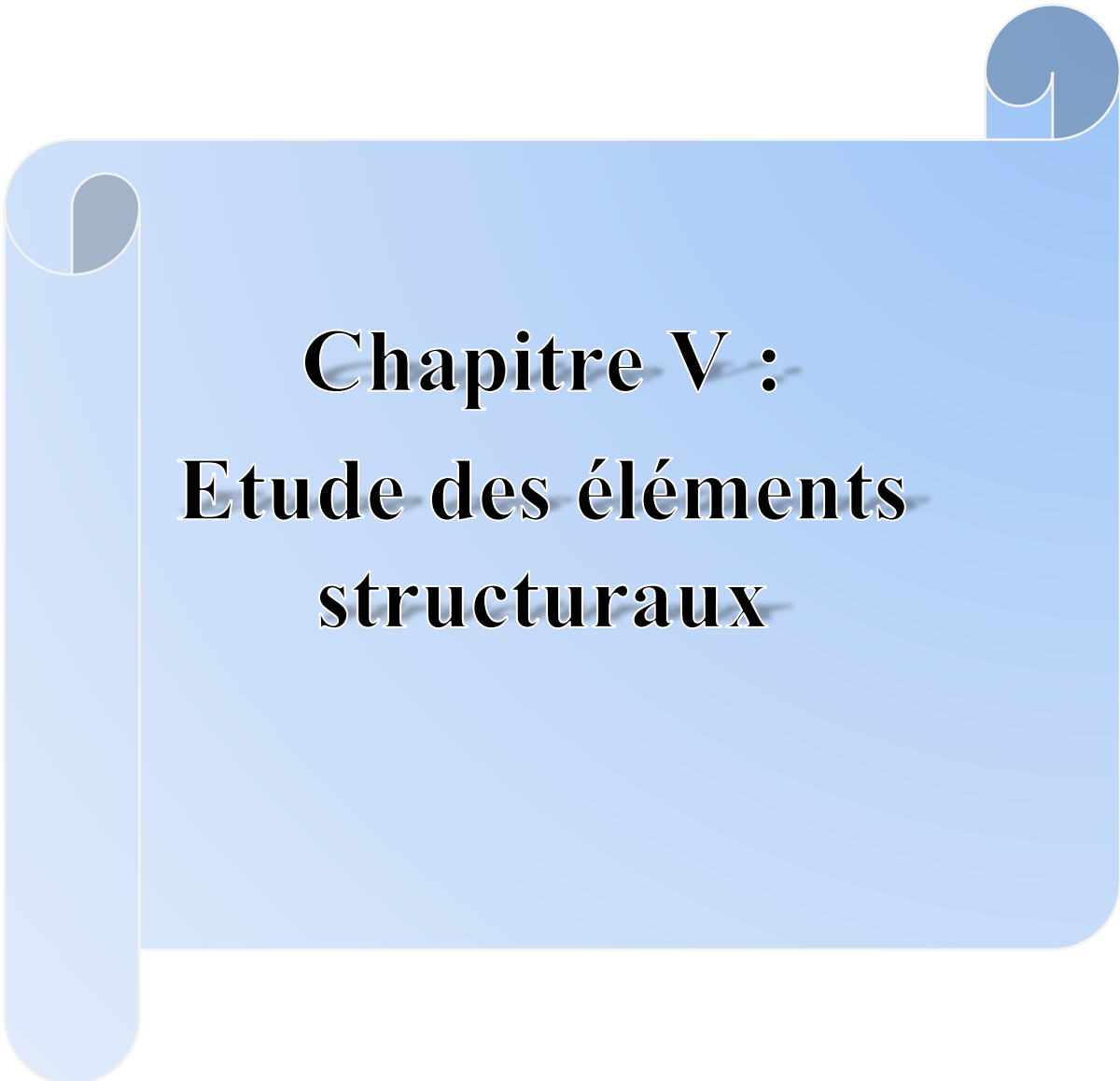
IV.6. Conclusion

Lors de la modélisation de ce bâtiment plusieurs types de disposition de voiles ont été essayés pour obtenir un comportement optimal tout en veillant à ce que les vérifications exigées par le RPA99/2003 soient satisfaites. Néanmoins l'architecture de ce bâtiment nous a beaucoup restreints lors de la disposition des voiles.

Pour que les vérifications soient toutes satisfaites on a été dans le besoin d'augmenter la section des poteaux à $70 \times 75 \text{ cm}^2$ pour l'entre sol 2, $70 \times 70 \text{ cm}^2$ pour l'entre sol 1, $65 \times 70 \text{ cm}^2$ pour le RDC, $65 \times 65 \text{ cm}^2$ pour le 1^{er} étage, $60 \times 65 \text{ cm}^2$ pour le 2^{ème} étage, $60 \times 60 \text{ cm}^2$ pour le 3^{ème} étage, $55 \times 60 \text{ cm}^2$ pour le 4^{ème} étage, $55 \times 55 \text{ cm}^2$ pour le 5^{ème} étage, $50 \times 55 \text{ cm}^2$ pour le 6^{ème} étage, $50 \times 50 \text{ cm}^2$ pour le 7^{ème} étage, $45 \times 50 \text{ cm}^2$ pour le 8^{ème} étage.

Le voile de soutènement a pour épaisseur 15 cm.

Les voiles de contreventement sont de 20 cm pour les entres sols et de 15 cm pour les autres niveaux.

A decorative graphic consisting of a light blue rectangular area with rounded corners. On the left side, a vertical blue bar extends downwards from the top-left corner. On the right side, a blue scroll-like shape is visible at the top-right corner.

Chapitre V :

Etude des éléments structuraux

V.1.Introduction

Dans ce présent chapitre on va étudier les éléments porteurs (poteaux, poutre et voiles) de cette structure. Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes, aux charges d'exploitation et aux actions accidentelles. Le but de ce chapitre est de déterminer les sections d'acier de ces différents éléments suivit des vérifications nécessaire pour que ces éléments résistent aux combinaisons des différentes actions qui lui seront appliquer.

Les combinaisons données par le RPA99/2003 pour déterminer les sollicitations sont les suivantes :

- ❖ $1.35G+1.5Q$ (ELU)
- ❖ $G+Q$ (ELS)
- ❖ $G+Q\pm E$ (ELA)
- ❖ $0.8G\pm E$ (ELA)

V.2.Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments calculés à la flexion composée qui est engendré par un moment de flexion (M) et un effort normal (N).

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

$$\begin{cases} N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{cases} \Rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

Les exigences du RPA99/2003

Armatures longitudinal

D'après le RPA99/version 2003 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II_a est limité par:

- $A^{\min} = 0.8\%$ de la section de béton

- $A^{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).

- $A^{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).

- $\Phi^{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).

- La longueur minimale de recouvrement ($L^{\min}$) est de 40Φ .

- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

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

V. Etude des éléments structuraux

Tableau V.2.1 Armatures longitudinales minimales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone nodale
Entre sol 1	70x75	42	210	315
Entre sol 2	70x70	39.2	196	294
RDC	65x70	36.4	182	273
Etage 1	65x65	33.8	169	253.5
Etage 2	60x65	31.2	156	234
Etage 3	60x60	28.8	144	216
Etage 4	55x60	26.4	132	198
Etage 5	55x55	24.2	121	181.5
Etage 6	50x55	22	110	165
Etage 7	50x50	20	100	150
Etage 8	45x50	18	90	135

Les différentes sollicitations dans poteaux de la structure sont tirées directement du logiciel ETABS sous les combinaisons les plus défavorables.

Tableau V.2.2 Sollicitations sous différentes combinaisons dans les poteaux

Niveaux	N _{max} → M _{cor}	M _{max} → N _{cor}	N _{min} → M _{cor}	V _{max}
entre.sol2	3918.77 → 144.44	184.96 → 3593.85	-368.25 → 23.49	69.38
	G+Q+EX _{dun}	G+Q+EY _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
entre.sol1	3521.08 → 55.34	145.94 → 1299.31	-95.30 → 19.33	71.37
	G+Q+EX _{dun}	G+Q+EY _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
RDC	3781.88 → 25.04	179.03 → 1362.41	-64.69 → 20.36	105.96
	G+Q+EY _{dun}	G+Q+EX _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
Etage 1	3344.51 → 20.54	192.97 → 1215.04	60.85 → 13.68	125.63
	G+Q+EY _{dun}	G+Q+EX _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
Etage 2	2912.67 → 11.79	175.02 → 1080.09	98.55 → 13.38	117.43
	G+Q+EY _{dun}	G+Q+EX _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
Etage 3	2487.63 → 11.18	179.84 → 938.49	98.40 → 11.27	121.45
	G+Q+EY _{dun}	G+Q+EX _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
Etage 4	2069.75 → 11.76	159.69 → 786.54	82.63 → 9.93	108.14
	G+Q+EY _{dun}	G+Q+EX _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
Etage 5	1659.61 → 13.73	160.48 → 626.22	60.34 → 7.65	108.68
	G+Q+EX _{dun}	G+Q+EX _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
Etage 6	1257.15 → 13.21	134.72 → 466.87	30.46 → 6.08	91.37
	G+Q+EX _{dun}	G+Q+EX _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
Etage 7	864.77 → 47.90	128.35 → 317.54	7.27 → 3.82	85.89
	G+Q+EX _{dun}	G+Q+EX _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
Etage 8	484.69 → 39.57	114.05 → 193.30	-16.19 → 3.24	82.26
	G+Q+EX _{dun}	G+Q+EX _{dun}	0.8G+EY _{dun}	

V.2.1.Ferraillage des poteaux

A) Ferraillage longitudinal

❖ Exemple de calcul

- On va ferrailler les poteaux de l'entre sol 2 (poteau C22) avec les sollicitations illustré

Par son diagramme sous l'effort normal $N_{\max}$:

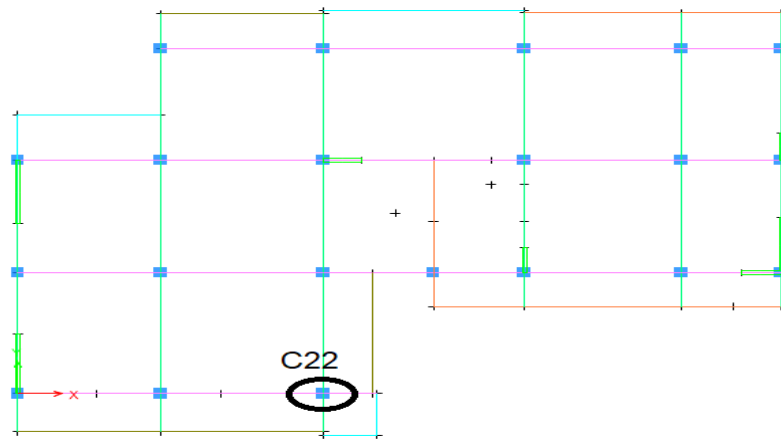


Figure V.2.1.1 : Localisation du poteau (C22) à étudier comme exemple de calcul au entre sol 2 (Vue plan Etabs).

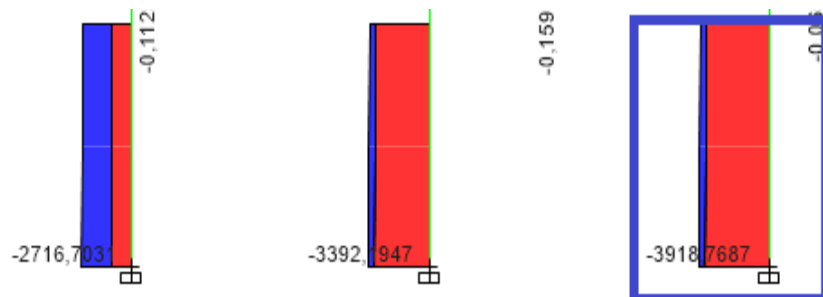


Figure V.2.1.2 : Diagramme de l'effort normal de compression maximale repris par le poteau (C22) au entre sol 2

➤ **1^{ère} combinaison $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$**

Le calcul se fait à la flexion composée (**N+M**) avec les données suivantes :

$N_{\max} = 3918.77 \text{ KN}$ (compression)

$M_c = 144.44 \text{ KN.m}$

Fissuration préjudiciable $\rightarrow e = 3 \text{ cm}$

$b_1 = 70 \text{ cm}$; $h_1 = 0,75 \text{ m}$; $d = 72 \text{ cm}$

Situation accidentelle $\rightarrow \gamma_s = 1$; $\gamma_b = 1,15$

$e_G = \frac{M}{N} = 3,68 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 37.5 \text{ cm} \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieure de la section.

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

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

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 1.496 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 1,207 \text{ MN.m}$$

V. Etude des éléments structuraux

$$(0.337h - 0.81d')b h f_{bu} = (0.337 \times 0.75 - 0.81 \times 0.03) \times 0.70 \times 0.75 \times 18.48 \\ = 2,216 \text{ MN.m}$$

Donc :

$$1,207 < 2,216 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimé}$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0,223 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0;$$

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

$$\begin{cases} \alpha = 0.319 \\ z = 0,627 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 59.65 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -39.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = (0,23 bd f_{t28}) / 400$$

$$A_{\min} = 6,08 \text{ cm}^2$$

➤ **2^{eme} combinaison : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$**

$$N_{\min} = -368.25 \text{ KN (traction)}$$

$$M_c = 23.49 \text{ KN.m}$$

Fissuration préjudiciable $\rightarrow e = 3 \text{ cm}$

$$b_1 = 70 \text{ cm} ; h_1 = 0,75 \text{ cm} ; d = 72 \text{ cm}$$

Situation accidentelle $\rightarrow \gamma_s = 1 ; \gamma_b = 1,15$

$$e_G = \frac{M}{N} = 6,38 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 37.5 \text{ cm} \Rightarrow N \text{ (traction) et C à l'intérieur de la section}$$

$\Rightarrow$ Section entièrement tendue

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d' \right) + e_G \rightarrow e_1 = 40,88 \text{ cm}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 \rightarrow e_2 = 28,12 \text{ cm}$$

$$f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow f_{s10} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{N_u * e_2}{f_{s10}(d - d')} \rightarrow A_1 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u * e_1}{f_{s10}(d - d')} \rightarrow A_2 = 5.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} = 27.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > \max(A_1, A_2)$$

$\Rightarrow$ Donc on ferraille avec $A_{\min} = 27.56 \text{ cm}^2$

➤ **3^{eme} combinaison $M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$**

$$M_{\max} = 184.96 \text{ KN.m}$$

$$N_c = 3593,85 \text{ KN (compression)}$$

Fissuration préjudiciable $\rightarrow e = 3 \text{ cm}$

$$b_1 = 70 \text{ cm} ; h_1 = 0,75 \text{ cm} ; d = 72 \text{ cm}$$

Situation accidentelle $\rightarrow \gamma_s = 1 ; \gamma_b = 1,15$

$$e_G = \frac{M}{N} = 5.15 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 37.5 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ N (compressions) et C à l'intérieur de la section

V. Etude des éléments structuraux

Avec:

$$N_u(d - d') - M_{UA} > (0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$$

$$M_{UA} = 1424,84 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 1,055 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')b h f_{bu} = (0.337 \times 0.75 - 0.81 \times 0.03) \times (0.70 \times 0.75) \times 18.48 \\ = 2,216 \text{ MN.m}$$

Donc :

$$1,055 < 2,216 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimé}$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0,212 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0;$$

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

$$\begin{cases} \alpha = 0.302 \\ z = 0,633 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 56,27 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -33.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = (0,23 bd f_{t28}) / 400$$

$$A_{\min} = 6,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } A_s = \max(A_{c1}, A_{c2}, A_{c3}) = 27.56 \text{ cm}^2$$

Le tableau qui suit résume le calcul du ferrailage du reste des poteaux de chaque étage sous différentes combinaisons :

Tableau V.2.1.1 Ferrailage longitudinale des poteaux les plus sollicités de chaque étage

Niveaux	Section (cm ²)	Type de section	Combin – aison	A ^{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} ^{RP} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Entre sol 2	70x75	S.P.C	ELA	-39.89	6,08	42	12HA20+4HA16 =45,74
		S.E.T	ELA	5.45	27.56		
		S.P.C	ELA	-33,57	6,08		
Entre sol 1	70x70	S.P.C	ELA	-38.18	5,66	39.2	8HA20+8HA16 =41,21
		S.E.T	ELA	1.94	25,72		
		S.P.C	ELA	-10.40	5,66		
RDC	65x70	S.P.C	ELA	-41,45	5,26	36.4	8HA20+8HA14 =37.45
		S.E.T	ELA	1.60	23.89		
		S.P.C	ELA	-9.63	5,26		
Etage 1	65x65	S.P.C	ELA	-37.22	4,87	33.8	8HA20+8HA14 =37.45
		S.P.C	ELA	-0.24	4.87		
		S.P.C	ELA	-6.62	4,87		
Etage 2	60x65	S.P.C	ELA	-33,11	4,49	31.2	16HA16 =32,17
		S.P.C	ELA	-0.74	4,49		
		S.P.C	ELA	-5.78	4,49		
Etage 3	60x60	S.P.C	ELA	-28.69	4,13	28.8	12HA16+4HA14 =30.29
		S.P.C	ELA	-0,79	4,13		
		S.P.C	ELA	-3.16	4,13		
Etage 4	55x60	S.P.C	ELA	-24,07	3,78	26.4	8HA16+8HA14 =28,4
		S.P.C	ELA	-0,64	3,78		
		S.P.C	ELA	-2.30	3,78		

V. Etude des éléments structuraux

Etage 5	55x55	S.P.C	ELA	-19.44	3.45	24.2	8HA16+8HA14 =28,4
		S.P.C	ELA	-0,42	3.45		
		S.P.C	ELA	0.41	3.45		
Etage 6	50x55	S.P.C	ELA	-14,84	3,14	22	12HA16 =24.13
		S.P.C	ELA	-0.11	3,14		
		S.P.C	ELA	0.97	3,14		
Etage 7	50x50	S.P.C	ELA	-8.11	2.84	20	8HA14+4HA16 =20.36
		S.P.C	ELA	0,11	2.84		
		S.P.C	ELA	3.17	2.84		
Etage 8	45x50	S.P.C	ELA	-4.01	2.55	18	12HA14 =18.47
		S.E.T	ELA	0.38	11.81		
		S.P.C	ELA	3.88	2.55		

B) Ferrailage transversal

Pour le ferrailage transversal on va présenter un exemple de calcul pour le 1^{er} niveau
Et le reste sera récapitulé dans le tableau

- Recommandations du RPA99V2003 : Art 7.4.2.2

-On utilise la formule suivante pour le calcul des sections d'armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

b = 70cm h₁ = 75cm h_e = 4,08m V = 69.38 KN

Avec : V : effort tranchant max dans le poteau

h₁ : Hauteur de la section du poteau

ρ : Coefficient de correction majorateur qui tient compte de risque de rupture
Fragile par cisaillement.

t : espacement des armature transversale.

$$\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{Avec : } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a ; b : Dimensions de la section transversale du poteau dans la direction de déformation
Considérée.

λ_g : élancement géométrique du poteau

l_f : longueur de flambement

-Pour calculer A_t nous allons fixer un espacement S_t en respectant les conditions suivantes :

$$\text{En zone II}_A : S_t \leq \begin{cases} \min(10\phi_l^{\min}; 15\text{cm}) & \rightarrow \text{Zone nodale} \\ 15\phi_l^{\min} & \rightarrow \text{Zone courante} \end{cases}$$

$$A_t^{\min} = \begin{cases} 0,3\%(b_1 \text{ ou } h_1 * t) & \leftrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\%(b_1 \text{ ou } h_1 * t) & \leftrightarrow \lambda_g < 3 \end{cases}$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ on fait interpolation entre les valeurs limites précédentes avec la formule
d'interpolation linéaire suivante : $f(x) = f(x_0) + [f(x_1) - f(x_0)] \times \frac{x-x_0}{x_1-x_0}$

V. Etude des éléments structuraux

❖ Exemple de calcul

$b = 70\text{cm}$ $h = 75\text{cm}$, $h_e = 4,08\text{m}$, $V = 69.38\text{ KN}$, $\phi_l^{\min} = 16\text{ mm}$

$l_f = 0,7 l_0$ avec l_0 : hauteur libre de l'étage.

$l_f = 2,856\text{ m}$ $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = 3.808$

$\rho < 5 \rightarrow \rho = 3,75$

$S_t \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 10\text{cm} \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 10\text{cm} \end{cases}$

$A_t \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 1.30\text{ cm}^2 \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 0.86\text{ cm}^2 \end{cases}$

$A_t^{\min} \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 4.48\text{ cm}^2 \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 4.48\text{ cm}^2 \end{cases}$

Choix des armatures : $\begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow \mathbf{8HA10 = 6,28\text{cm}^2} \\ \text{Zone nodale} & \rightarrow \mathbf{8HA10 = 6.28\text{ cm}^2} \end{cases}$

Tout le reste des calculs sont résumé dans le tableau ci-dessus

Tableau V.2.1.2 Ferrailage transversale des poteaux

Niveau	Entre Sol 2	Entre Sol 1	RDC	Etage1	Etage2	Etage3	Etage4	Etage5	Etage6	Etage7	Etage 8
Section (Cm ²)	70×75	70×70	65×70	65×65	60×65	60×60	55×60	55×55	50×55	50×50	45×50
$\phi_l^{\min}$ (Cm)	1.6	1,6	1,4	1,4	1,6	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
l_f (m)	2,856	2,38	2,142	2,142	2,142	2,142	2,142	2,142	2,142	2,142	2,142
λ_g	3,808	3,40	3,06	3,29	3,29	3,57	3,57	3,89	3,89	4,28	4,28
$V_{\max}$ (KN)	69.38	71.37	105.96	125.63	117.43	121.45	108.14	108.68	91.37	85.89	82.26
ρ	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
t_{nodale} (Cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
t_{courante} (Cm)	10	10	10	10	10	15	15	15	15	15	15
A_t^{nodale} (Cm ²)	0.86	0.95	1,42	1,81	1.69	1.90	1.69	1.85	1.56	1.61	1,54
A_t^{courant} (Cm ²)	1.30	1.43	2,13	1,81	1.69	2.84	2.53	2.78	2.33	2.42	2,13
$A_t^{\min \text{nodale}}$ (Cm ²)	4.48	4.90	5.49	4.72	4.72	3.94	3.94	3.17	3.17	2,40	2,40
$A_t^{\min \text{courant}}$ (Cm ²)	4.48	4.9	5.49	4.72	4.72	5.92	5.92	4.70	4.70	3.59	3,59
$A_t^{\text{adoptée}}$	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	6HA10	6HA10	6HA10

V.2.2.Vérifications relatives aux poteaux :

1) Vérification des armatures transversales :

Selon l'article A.7.1.3 CBA93 le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3}$$

V. Etude des éléments structuraux

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant pour chaque étage :

Tableau V.2.2.1 Vérification des armatures transversales pour chaque étage

Niveau	ϕ_{lmax} (mm)	$\frac{\phi_{lmax}}{3}$ (mm)	$\phi_t^{courant}$ (mm)	Observation
Entre sol 2	20	6,67	10	Vérifiée
Entre sol 1	20	6,67	10	Vérifiée
RDC	20	6,67	10	Vérifiée
Etage 1	20	6,67	10	Vérifiée
Etage 2	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 3	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 4	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 5	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 6	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 7	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 8	14	4,66	10	Vérifiée

Remarque

La condition est vérifiée pour tous les niveaux

2) Vérification au flambement :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93 Art B.8.2.1 nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{cal} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: Section réduite du poteau.

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre II Les résultats est récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.2.2.2 Vérification des poteaux au flambement à chaque étage

Niveaux	section	Nu (KN)	I _f (m)	i	λ	α	$B_r \geq B_r^{calc}$ (m ²)		Observation
	Cm ²						B _r (m ²)	B _r ^{cal} (m ²)	
Entre sol2	70×75	3316.75	2,856	0,215	13.25	0,826	0,496	0,182	Vérifiée
Entre sol1	70×70	2968.77	2,380	0,202	11.78	0,831	0,462	0,162	Vérifiée
RDC	65×70	2842.53	2,142	0,201	10,66	0,834	0,428	0,145	Vérifiée
Etage 1	65×65	2797.42	2,142	0,188	11.38	0,832	0,397	0,153	Vérifiée
Etage 2	60×65	2442.91	2,142	0,187	11.41	0,832	0,365	0,133	Vérifiée
Etage 3	60×60	2080.26	2,142	0,173	12,36	0,829	0,336	0,114	Vérifiée
Etage 4	55×60	1722.23	2,142	0,173	12,36	0,829	0,307	0,094	Vérifiée
Etage 5	55×55	1368.33	2,142	0,159	13,43	0,825	0,281	0,075	Vérifiée
Etage 6	50×55	1032.86	2,142	0,157	13.61	0,825	0,254	0,057	Vérifiée
Etage 7	50×50	708.73	2,142	0,144	14,84	0,820	0,230	0,039	Vérifiée
Etage 8	45×50	362.24	2,142	0,142	15.00	0,819	0,206	0,020	Vérifiée

Remarque

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

3) Vérification des contraintes :

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \mu_t = \frac{b}{2} y^2 + 15[A'(y-d') - A(d-y)]$$

Etat limite de fissuration : (Contraintes dans l'acier) Art B.6.3 BAEL91

La fissuration est préjudiciable alors il est nécessaire de vérifier les conditions :

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (y - d') \leq \bar{\sigma}_s$$

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.2.2.3 Vérification des contraintes le béton au niveau des poteaux

Niveau	Section	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	Type de Section	C (m)	P (m²)	q (m³)	μ _t (m³)	σ _{bc} MPa	σ _{sc} MPa	Observat - ion
Entre sol 2	70×75	2398.55	35.80	SPC	0.39	-0.46	-0.16	0.54	5.35	78.27	Vérifiée
Entre sol 1	70×70	2147.19	11.94	SPC	0.35	-0.38	-0.12	0.45	5.21	76.13	Vérifiée
RDC	65×70	2057.78	12.45	SPC	0.35	-0.38	-0.12	0.42	5.38	78.46	Vérifiée
Etage 1	65×65	2023.27	11.28	SPC	0.33	-0.33	-0.10	0.36	5.65	82.36	Vérifiée
Etage 2	60×65	1767.35	15.32	SPC	0.33	-0.33	-0.10	0.34	5.37	78.25	Vérifiée
Etage 3	60×60	1505.64	21.07	SPC	0.31	-0.29	-0.08	0.29	4.94	71.91	Vérifiée
Etage 4	55×60	1247.32	19.41	SPC	0.31	-0.30	-0.08	0.28	4.35	63.30	Vérifiée
Etage 5	55×55	992.04	19.72	SPC	0.29	-0.26	-0.06	0.24	3.73	54.19	Vérifiée
Etage 6	50×55	749.30	13.99	SPC	0.29	0.26	-0.07	0.22	3.09	44.90	Vérifiée
Etage 7	50×50	514.73	24.53	SPC	0.29	-0.27	-0.06	0.22	2.10	30.50	Vérifiée
Etage 8	45×50	265.36	23.37	SPC	0.33	-0.36	-0.09	0.25	1.07	15.57	Vérifiée

Remarque

- ✓ La contrainte dans le béton est vérifiée dans tout les niveaux de la structure, donc pas de risque de sont éclatement.
- ✓ Toute les conditions sont vérifiées alors il n'y a pas de risque de fissuration des aciers

4) Vérification au cisaillement :

D'après le RPA99/2003 Art 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

V. Etude des éléments structuraux

Tableau V.2.2.4 Vérification au cisaillement des poteaux

Niveau	b x h (Cm ²)	L _f (m)	λ _g	ρ _d	d (m)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
Entre sol 2	70×75	2,856	3,80	0,04	0,72	69.38	0,137	1	Vérifiée
Entre sol 1	70×70	2,380	3,4	0,04	0,67	71.37	0,152	1	Vérifiée
RDC	65×70	2,142	3,06	0,04	0,67	105.96	0,243	1	Vérifiée
Etage1	65×65	2,142	3,06	0,04	0,62	125.63	0,311	1	Vérifiée
Etage2	60×65	2,142	3,06	0,04	0,62	117.43	0,315	1	Vérifiée
Etage3	60×60	2,142	3,29	0,04	0,57	121.45	0,355	1	Vérifiée
Etage4	55×60	2,142	3,29	0,04	0,57	108.14	0,344	1	Vérifiée
Etage5	55×55	2,142	3,57	0,04	0,52	108.68	0,380	1	Vérifiée
Etage6	50×55	2,142	3,57	0,04	0,52	91.37	0,351	1	Vérifiée
Etage7	50×50	2,142	3,89	0,04	0,47	85.89	0,365	1	Vérifiée
Etage8	45×50	2,142	3,89	0,04	0,47	82.26	0,389	1	Vérifiée

La contrainte de cisaillement ne dépasse pas la contrainte admissible au niveau de tous les étages, alors il n'y a pas de risque de cisaillement des poteaux.

➤ Dispositions constructives :

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 80 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 65 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 60 \text{ cm}$.

V.2.3. Schéma de ferrailage :

Tableau V.2.3 schéma de ferrailage dans les différents poteaux

Entre sol 2	Entre sol 1	RDC

V. Etude des éléments structuraux

Etage 1	Etage 2	Etage 3
Etage 4	Etage 5	Etage 6
Etage 7	Etage 8	

V.3.Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des combinaisons les plus défavorables (moment fléchissant et effort de cisaillement) résultants les combinaisons suivantes :

$1.35G+1.5Q$	(ELU)
$G+Q$	(ELS)
$G+Q\pm E$	(ELA)
$0.8G\pm E$	(ELA)

V.3.1.Recommandations

➤ Armatures longitudinales RPA99/2003 art7.5.2.1

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.

V. Etude des éléments structuraux

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de
4% de la section du béton en zone courante.
6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone II_a.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres. On doit avoir Un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

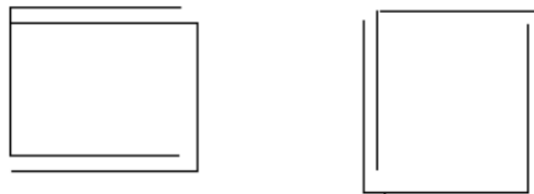


Figure V.3.1 Armature transversale dans la zone nodale

➤ Armatures transversales : RPA99/2003 Art 7.5.2.2

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times b$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_1\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{en zone courante}$$

V.3.2.Sollicitation et ferrailage des poutres

A) Ferrailage longitudinale

❖ Poutres principales

Les sollicitations sont tirées directement du logiciel Etabs sous les combinaisons les plus défavorables

Avec : $b = 35\text{cm}$, $h = 45\text{cm}$, $d = 43\text{cm}$

Fissuration peut nuisible (FPN),

Tableau V.3.2.1 : Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres principales de chaque étage

Niveaux	position	M (KN. m)	Combinaison	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opté} (cm ²)	Choix de ferrailage
Entre sol 1 , RDC	Travée	51.54	ELA (B6)	3.06	1,82	4.62	3HA14
	Appuis	-97.80	ELA (B6)	5.94	1,82	6.79	6HA12
Etagé 1,2	Travée	92.83	ELA (B6)	5.62	1,82	6.79	6HA12
	Appuis	-165.65	ELA (B6)	10.41	1,82	10.65	3HA16+3HA14

V. Etude des éléments structuraux

Etage 3,4	Travée	93.41	ELA (B6)	5.66	1,82	6.79	6HA12
	Appuis	-165.82	ELA (B6)	10.42	1,82	10.65	3HA16+3HA14
Etage 5,6	Travée	83.96	ELA (B6)	5.06	1,82	5.65	5HA12
	Appuis	-157.30	ELA (B6)	9.84	1,82	10.65	3HA16+3HA14
Etage 7,8	Travée	61.21	ELA (B6)	3.65	1,82	4.62	3HA14
	Appuis	-133.59	ELA (B6)	8.25	1,82	9.24	6HA14
Terrasse	Travée	48.76	ELA (B14)	2.89	1,82	4.62	3HA14
	Appuis	-105.71	ELA (B14)	6.44	1,82	6.79	6HA12

❖ Poutres secondaire

b = 30cm , h = 40cm , d = 38cm

Fissuration peut nuisible (FPN),

Tableau V.3.2.2 : Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres secondaires de chaque étage

Niveaux	position	M (KN. m)	Combinaison	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opté} (cm ²)	Choix de ferrailage
Entre sol 1 , RDC	Travée	63.19	ELA (B31)	4.33	1,38	6.88	3HA14+2HA12
	Appuis	-97.58	ELA (B18)	6.86	1,38	6.88	3HA14+2HA12
Etage 1,2	Travée	85.212	ELA (B18)	5.94	1,38	6.79	6HA12
	Appuis	-90.26	ELA (B18)	6.31	1,38	6.79	6HA12
Etage 3,4	Travée	88.45	ELA (B18)	6.18	1,38	6.79	6HA12
	Appuis	-77.74	ELA (B18)	5.39	1,38	6.79	6HA12
Etage 5,6	Travée	79.82	ELA (B18)	5.54	1,38	5.65	5HA12
	Appuis	-64.97	ELA (B18)	4.46	1,38	5.65	5HA12
Etage 7,8	Travée	61.37	ELA (B18)	4.20	1,38	4.62	3HA14
	Appuis	-54.13	ELA (B31)	3.69	1,38	4.62	3HA14
Terrasse	Travée	45.09	ELA (B29)	3.05	1,38	4.62	3HA14
	Appuis	-57.30	ELA (B72)	3.91	1,38	4.62	3HA14

B) Ferrailage transversale

❖ Calcul de ϕ_t

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min (12 ; 12,86; 35) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min (12 ; 11,43. ; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (35 \times 45) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

❖ Calcul des espacements S_t

$$\text{En zone nodale: } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l^{\min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courantes: } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_t^{\min} = \begin{cases} \text{poutre principale} \rightarrow 0,003 * 15 * 35 = 1,57 \text{ cm}^2 \\ \text{poutre secondaire} \rightarrow 0,003 * 15 * 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_t > A_t^{\min}$ Alors la condition est vérifiée pour toute les poutres.

Calcul des longueurs de recouvrement

$$\emptyset = 20 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } l_r = 80 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } l_r = 65 \text{ cm.}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } l_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } l_r = 50 \text{ cm}$$

V.3.3. Les Vérifications nécessaires

à l'ELU

1) Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

✓ En zone de recouvrement $A_{\max} = 6\%(b \times h)$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\max} = 6\%(35 \times 45) = 94,5 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire} \rightarrow A_{\max} = 6\%(30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

✓ En zone courante $A_{\max} = 4\%(b \times h)$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\max} = 4\%(35 \times 45) = 63 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire} \rightarrow A_{\max} = 4\%(30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Alors la condition est vérifiée pour toutes les poutres.

2) Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.3.3.1 : Vérification des contraintes tangentielles

Niveaux	Poutres	$V_{\max}(\text{KN})$	$\tau_u(\text{Mpa})$	$\bar{\tau}_u(\text{Mpa})$	Observation
Entre sol 1 RDC	Principale	72.08	0.48	3.33	Vérifiée
	Secondaire	87.61	0.77	3.33	Vérifiée
Etagé 1,2	Principale	132.45	0.88	3.33	Vérifiée
	Secondaire	81.66	0.72	3.33	Vérifiée
Etagé 3,4	Principale	130.46	0.87	3.33	Vérifiée
	Secondaire	66.89	0.59	3.33	Vérifiée
Etagé 5,6	Principale	116.82	0.78	3.33	Vérifiée
	Secondaire	58.29	0.51	3.33	Vérifiée
Etagé 7,8	Principale	85.45	0.57	3.33	Vérifiée
	Secondaire	42.98	0.38	3.33	Vérifiée
Terrasse,	Principale	101.14	0.67	3.33	Vérifiée
	Secondaire	56.76	0.50	3.33	Vérifiée

à l'ELS

3) Etat limite de compression de béton

La condition à vérifier est la suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

V. Etude des éléments structuraux

Tableau V.3.3.2 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Niveau	Poutres	Position	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	y (cm)	I (m ⁴) *10 ⁻⁴	σ (Mpa)	σ̄ (Mpa)	Observation
Entre sol 1, RDC	Principales	Travée	24.51	4.62	11,22	8,647	3.18	15	Vérifiée
		Appuis	-32.58	6.79	14,09	13,31	3.45		Vérifiée
	Secondaires	Travée	12.73	6,88	13.09	8,64	1.93		Vérifiée
		Appuis	-33.31	6,88	13.09	8.64	5.04		Vérifiée
Etage 1,2	Principales	Travée	29.96	6.79	13.18	11.72	3.36		Vérifiée
		Appuis	-48.94	10,65	15,77	16,42	4.69		Vérifiée
	Secondaires	Travée	11.61	9,24	13.02	8.56	1.77		Vérifiée
		Appuis	-34.54	8,01	13.02	8.56	5.25		Vérifiée
Etage 3,4	Principales	Travée	34.22	6.79	13.18	11.72	3.84		Vérifiée
		Appuis	-57.37	10.65	15,77	16,42	5.51		Vérifiée
	Secondaires	Travée	11.46	6.79	13.02	8.56	1.74		Vérifiée
		Appuis	-23.16	6.79	13.02	8.56	3.52		Vérifiée
Etage 5,6	Principales	Travée	34.49	5.65	12.21	10.16	4.15		Vérifiée
		Appuis	-58.65	10.65	15,77	16,42	5.63		Vérifiée
	Secondaires	Travée	11.24	5.65	12.09	7.46	1.82		Vérifiée
		Appuis	-36.32	5.65	12.09	7.46	5.89		Vérifiée
Etage 7,8	Principales	Travée	34.58	4.62	11.22	8.64	4.49		Vérifiée
		Appuis	-64.41	9.24	14.94	14.80	6.49		Vérifiée
	Secondaires	Travée	11.94	4.62	11.14	6.38	2.08		Vérifiée
		Appuis	-29.42	4.62	11.14	6.38	5.14		Vérifiée
Terrasse	Principales	Travée	26.08	4.62	11.22	8.65	3.83		Vérifiée
		Appuis	-48.92	6.79	13.17	11.73	5.49		Vérifiée
	Secondaires	Travée	20.78	4.62	11.14	6.38	3.62		Vérifiée
		Appuis	-30.06	4.62	11.14	6.38	5.25		Vérifiée

4) Etat limite de déformation Art B.6.5, 2 BAEL91R99

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

- $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$
- $A \leq \frac{4,2.b.d}{f_e}$
- $L < 8 \text{ m}$

Tableau V.3.3.3 : vérification de l'état limite de déformation

Poutre	h _t (cm)	B (cm)	L (cm)	A _s (cm ²)	M _{t,ser} (KN.m)	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{m_t}{10 * m_0}$	$\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
principale	45	35	6,95	4.62	26.08	0,065 ≥ 0,062	0,065 ≥ 0,011	0,0029 ≤ 0,01
secondaire	40	30	5,25	4.62	20.78	0,076 ≥ 0,062	0,076 ≥ 0,020	0,0038 ≤ 0,01

Remarque

- ✓ Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire
- ✓ Les moments sous P (Els) sont tirés directement à partir du logiciel ETABS par contre les moments isostatiques M₀ et les moments sous charges de revêtements sont calculés manuellement par la méthode RDM.

V. Etude des éléments structuraux

5) Vérification de la zone nodale

RPA99/2003 Art 7.6.2

Pour assurer la sécurité des usages d'un bâtiment, il est primordial que les rotules plastiques se forment dans les poutres avant les poteaux

Alors le RPA99 exige de vérifier la condition suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times |M_W| + |M_E|$$

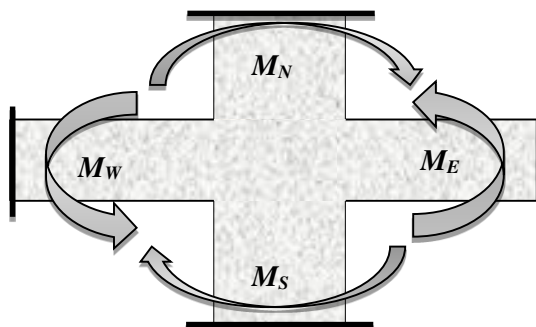


Figure V.3.3 : Moments résistants au niveau de la zone nodale.

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec: } z = 0,9d \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

Tableau V.3.3.4 : Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	d(cm)	z(cm)	A(cm ²)	N ^{bre} de barres / face	σ_s (MPa)	M_R (KN. m)
Entre sol 2	0,72	0,648	14.58	4HA20+1HA16	400	377,91
Entre sol 1	0,67	0,603	13.44	3HA20+2HA16	400	324,17
RDC	0,67	0,603	12.50	3HA20+2HA14	400	301,5
Etage 1	0,62	0,558	12.50	3HA20+2HA14	400	279
Etage 2	0,62	0,558	10.05	5HA16	400	224,31
Etage 3	0,57	0,513	9.58	4HA16+1HA14	400	196,58
Etage 4	0,57	0,513	9.11	3HA16+2HA14	400	186,93
Etage 5	0,52	0,468	9.11	3HA16+2HA14	400	170,54
Etage 6	0,52	0,468	8.04	4HA16	400	150,51
Etage 7	0,47	0,423	7.10	2HA16+2HA14	400	120,13
Etage 8	0,47	0,423	6.16	4HA14	400	104,22

Tableau V.3.3.5 : Les moments résistants dans les poutres principales

Niveau	Position	d (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	M_R (KN. m)
Entre sol 1+RDC	Travée	43	38,7	4.62	400	71,517
	Appui	43	38,7	6,79	400	105,10
Etage 1,2	Travée	43	38,7	6,79	400	105,10
	Appui	43	38,7	10,65	400	164,86
Etage 3,4	Travée	43	38,7	6,79	400	105,10
	Appui	43	38,7	10,65	400	164,86
Etage 5,6	Travée	43	38,7	5,65	400	87,462
	Appui	43	38,7	10,65	400	164,86
Etage 7,8	Travée	43	38,7	4,62	400	71,517
	Appui	43	38,7	9,24	400	143,03
Terrasse	Travée	43	38,7	4.62	400	71,517
	Appui	43	38,7	6,79	400	105,10

V. Etude des éléments structuraux

Tableau V.3.3.6 : Les moments résistants dans les poutres secondaires

Niveau	Position	d(cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	M _r (KN. m)
Entre sol 1+RDC	Travée	38	34,2	6,88	400	94,11
	Appui	38	34,2	6,88	400	94,11
Etagé 1,2	Travée	38	34,2	6,79	400	92,88
	Appui	38	34,2	6,79	400	92,88
Etagé 3,4	Travée	38	34,2	6,79	400	92,88
	Appui	38	34,2	6,79	400	92,88
Etagé 5,6	Travée	38	34,2	5,65	400	77,29
	Appui	38	34,2	5,65	400	77,29
Etagé 7,8	Travée	38	34,2	4,62	400	63,20
	Appui	38	34,2	4,62	400	63,20
Terrasse	Travée	38	34,2	4,62	400	63,20
	Appui	38	34,2	4,62	400	63,20

Les résultats de la vérification des zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau V.3.3.7 : Vérification de la zone nodale dans le sens principale

Niveau	M _N (KN. m)	M _S (KN. m)	M _N + M _S (KN. m)	M _E (KN. m)	M _W (KN. m)	1, 25(M _E + M _W)	Observation
Entre sol 1	324,17	377,91	702,08	71,517	105,10	220,77	Vérifiée
RDC	301,5	324,17	625,67	71,517	105,10	220,77	Vérifiée
Etagé 1	279	301,5	580,5	105,10	164,86	337,45	Vérifiée
Etagé 2	224,31	279	503,31	105,10	164,86	337,45	Vérifiée
Etagé 3	196,58	224,31	420,89	105,10	164,86	337,45	Vérifiée
Etagé 4	186,93	196,58	383,51	105,10	164,86	337,45	Vérifiée
Etagé 5	170,54	186,93	337,47	87,462	164,86	315,40	Vérifiée
Etagé 6	150,51	170,54	321,05	87,462	164,86	315,40	Vérifiée

Tableau V.3.3.8 : Vérification de la zone nodale dans le sens secondaire

Niveau	M _N (KN. m)	M _S (KN. m)	M _N + M _S (KN. m)	M _E (KN. m)	M _W (KN. m)	1, 25(M _E + M _W)	Observation
Entre sol 1	324,17	377,91	702,08	94,11	94,11	235,27	Vérifiée
RDC	301,5	324,17	625,67	94,11	94,11	235,27	Vérifiée
Etagé 1	279	301,5	580,5	92,88	92,88	232,20	Vérifiée
Etagé 2	224,31	279	503,31	92,88	92,88	232,20	Vérifiée
Etagé 3	196,58	224,31	420,89	92,88	92,88	232,20	Vérifiée
Etagé 4	186,93	196,58	383,51	92,88	92,88	232,20	Vérifiée
Etagé 5	170,54	186,93	337,47	77,29	77,29	193,22	Vérifiée
Etagé 6	150,51	170,54	321,05	77,29	77,29	193,22	Vérifiée

Remarque

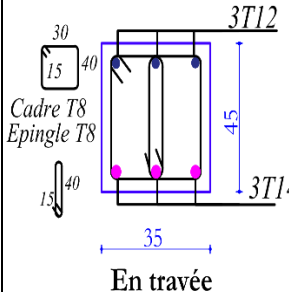
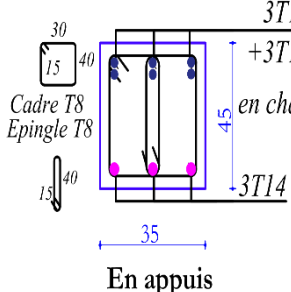
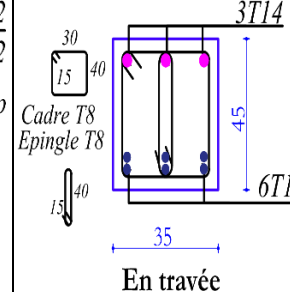
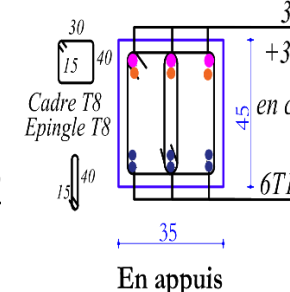
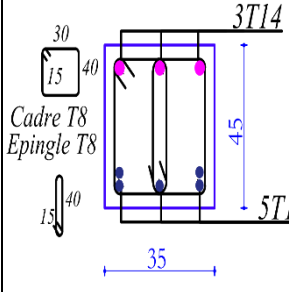
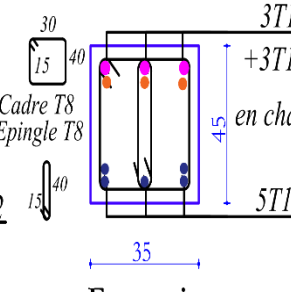
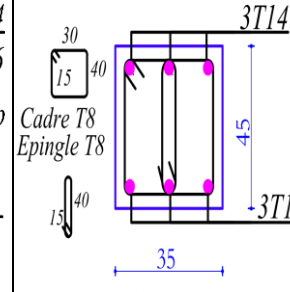
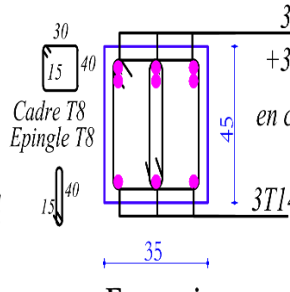
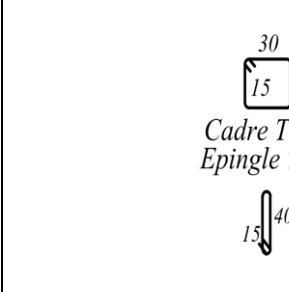
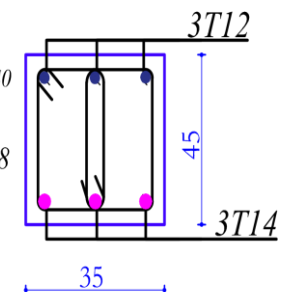
- ✓ Le moment résistant dans les nœuds est vérifiée pour chaque étage
- ✓ Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à r+2.

(RPA99/2003 ART 7.6.2)

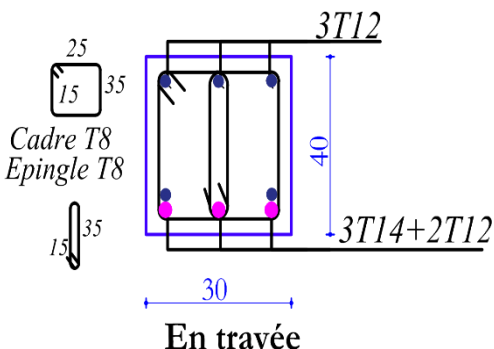
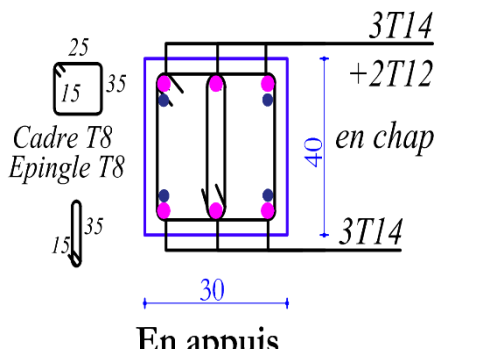
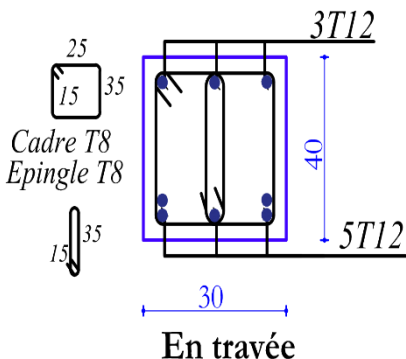
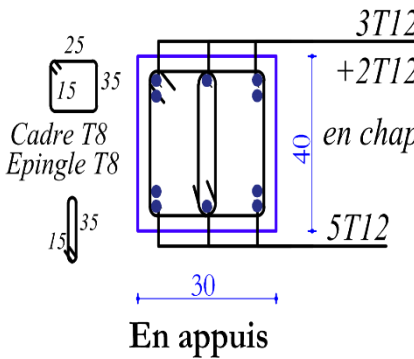
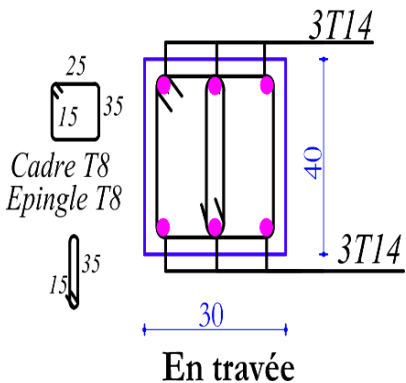
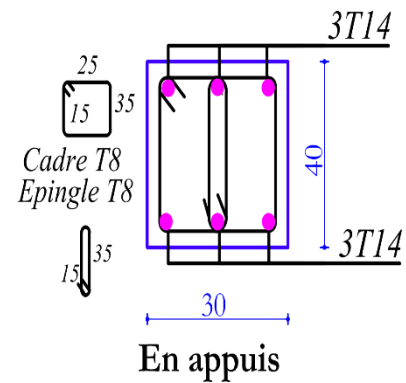
V. Etude des éléments structuraux

V.3.4. Schéma de ferrailage

Tableau V.3.4 : Schémas de ferrillages des poutres

Poutres principales			
Entre sol 1, RDC		étages 1, 2, 3,4	
 3T12 3T14 45 15 40 35 Cadre T8 Epingle T8 En travée	 3T12 3T14 45 15 40 35 Cadre T8 Epingle T8 En appuis	 3T14 6T12 45 15 40 35 Cadre T8 Epingle T8 En travée	 3T14 6T12 45 15 40 35 Cadre T8 Epingle T8 En appuis
étages 5,6		étages 7,8	
 3T14 5T12 45 15 40 35 Cadre T8 Epingle T8 En travée	 3T14 5T12 45 15 40 35 Cadre T8 Epingle T8 En appuis	 3T14 3T14 45 15 40 35 Cadre T8 Epingle T8 En travée	 3T14 3T14 45 15 40 35 Cadre T8 Epingle T8 En appuis
terrasse			
 3T12 3T14 45 15 40 35 Cadre T8 Epingle T8 En travée	 3T12 3T14 45 15 40 35 Cadre T8 Epingle T8 En appuis		

V. Etude des éléments structuraux

Poutres secondaire	
Entre sol 1, RDC	
 En travée	 En appuis
Etages 1, 2, 3, 4	
 En travée	 En appuis
Etages 7, 8, terrasse	
 En travée	 En appuis

V.4. Etude des voiles

V.4.1. Introduction :

Un voile de contreventement est un élément verticale de section ($e \times l$), travaillant en flexion composée du même principe qu'un poteau.

La structure qui fait l'étude de notre projet, située dans la zone II_a (moyenne sismicité) avec une hauteur qui dépasse (14m), le RPA99/version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant et considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont : rupture par flexion, rupture en flexion par effort tranchant, rupture par écrasement ou traction du béton.

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

- ❖ $1.35G+1.5Q$ (ELU)
- ❖ $G+Q\pm E$ (ELA)
- ❖ $0.8G\pm E$ (ELA)

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

$$\begin{cases} N^{\max} & \rightarrow M^{\text{corr}} & \rightarrow A_1 \\ N^{\min} & \rightarrow M^{\text{corr}} & \rightarrow A_2 \\ M^{\max} & \rightarrow N^{\text{corr}} & \rightarrow A_3 \end{cases} \Rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

V.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003

A) 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).

B) Armatures Horizontales

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

C) Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

- **Règles communes RPA99 V2003 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 $S_t \leq \min(1,5e; 30\text{cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V/f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_u$$

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

V.4.3.Calcul des voiles

❖ Exemple de calcul :

Voile V_{y1} (Entre sol 1,2)

Données :

$$N_{\max} = 2680,06 \text{ KN}; \quad M_{\text{cor}} = 2338.75 \text{ KN.m}; \quad V_u = 663.04 \text{ KN}$$

$$l = 3 \text{ m}; \quad e = 20 \text{ cm}; \quad d = 2.95 \text{ m}; \quad d' = 0.05 \text{ m}; \quad (\text{Situation accidentelle})$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{2338.75}{2680.06} = 0,872 \text{ m} < \frac{l}{2} = \frac{3}{2} = 1,5 \text{ m}$$

Avec:

$$N_U (d-d') - M_{UA} = \dots\dots\dots (1)$$

$$(0.337h-0.81d') b h f_{bu} = \dots\dots (2)$$

$$(1) \rightarrow 1.547 \text{ MN.m}$$

$$(2) \rightarrow 6,041 \text{ MN.m}$$

⇒ N effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section et (1) < (2). Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 2338.75 + 2680.06 \times \left(2.95 - \frac{3}{2} \right) = 6224.84 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.224}{0.20 \times (2.95)^2 \times 18.48} = 0.193$$

$$\mu_{bu} = 0,209 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,271$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 2,63 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{6,224}{2,63 \times 400} = 59,17 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -7,83 \text{ cm}^2$$

- **Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :**

$$\text{On a : } \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec : l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \quad \text{Dans notre cas : } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{2680,06 \times 10^{-3}}{3 \times 0,2} + \frac{2338,75 \times 10^{-3}}{0,45} \times 1,5 = 12,26 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{2680,06 \times 10^{-3}}{3 \times 0,2} - \frac{2338,75 \times 10^{-3}}{0,45} \times 1,5 = -3,33 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} l_t = \frac{3,33 \times 3}{12,26 + 3,33} = 0,64 \text{ m} \\ l_c = 3 - 2 \times 0,64 = 1,72 \text{ m} \end{cases}$$

- **Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :**

On a :

$$\begin{cases} A_{\min}^{Z.T} = 0,2\%(e \times l_t) = 0,2\%(20 \times 64) = 2,56 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^{Z.C} = 0,10\%(e \times l_c) = 0,10\%(20 \times 172) = 3,44 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{\min} = 0,15\%(e \times l) = 0,15\%(20 \times 3) = 9 \text{ cm}^2$

- **Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \min(1,5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures horizontales :**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e} \quad \text{Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_u}{e \times d} = \frac{1,4 \times 663,04 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,95} = 1,57 \text{ MPa}$$

- **Espacement des barres horizontales :**

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30 \text{ cm}) \quad S_t \leq 30 \dots \dots \dots \text{ On opte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$A_h = \frac{1,57 \times 0,2 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 1,96 \text{ cm}^2$$

Ferraillage longitudinale

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, et pour les autres voiles ils seront résumés dans les tableaux

V. Etude des éléments structuraux

Tableau V.4.3.1 : Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Type de section	A_{ZT}^{cal} (cm ²)	A_{min}^T (cm ²)	A_{min}^C (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm ²)
Entre Sol 1,2	$N_{max} \rightarrow M_c$ 1870.58→86.73	SEC	0	/	2.60	/	1.30	3.9
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 233.13→1849,7	SEC	0	/	2,60	/	1,30	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 608.57→116.02	SEC	0	/	2.60	/	1.30	
RDC+ Etage 1	$N_{max} \rightarrow M_c$ 1491.1→279.04	SEC	0	/	1.95	/	1.30	2.92
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 279.04→1491,1	SEC	0	/	1.95	/	1.30	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 402.57→245,01	SPC	0.28	1.25	0.69	0.42	0,46	
Etage 2.3	$N_{max} \rightarrow M_c$ 1200.45→238.6	SEC	0	/	1.95	/	1.30	2.92
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 238.6→1200.45	SEC	0	/	1.95	/	1.30	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 360.78→108.34	SPC	0	0.54	1.40	0.18	0.94	
Etage 4.5	$N_{max} \rightarrow M_c$ 985.19→220.10	SEC	0	/	1.95	/	1.30	2.92
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 220.10→985.19	SEC	0	/	1.95	/	1.30	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 259.15→92.51	SPC	0	0.77	1.18	0.26	0.79	
Etage 6.7.8	$N_{max} \rightarrow M_c$ 702.77→186,54	SPC	0	0.36	1.59	0.12	1.06	2.92
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 186.54→702.77	SPC	0	0.36	1.59	0.12	1.06	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 132.89→59.12	SPC	0	1.00	0.95	0.33	0.64	

Tableau V.4.3.2 : Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Section	A_{ZT}^{cal} (cm ²)	A_{min}^T (cm ²)	A_{min}^C (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm ²)
Entre Sol 1,2	$N_{max} \rightarrow M_c$ 1443.4→127.66	SEC	0	/	2,8	/	1,4	4,2
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 331.44→1199.4	SPC	0	0.43	2.36	0.11	1,18	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ -87.16→55.93	SPC	2.16	1.78	1.02	0,44	0,52	
RDC+ Etage 1	$N_{max} \rightarrow M_c$ 701.21→22,91	SEC	0	/	2,1	/	1,4	3,15
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 345.41 →459,4	SPC	1.32	1,45	0,65	0,48	0,44	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 42,43→50,61	SPC	0.39	1.69	0.41	0.56	0.28	
Etage 2.3	$N_{max} \rightarrow M_c$ 579.65→76.82	SEC	0	/	2,1	/	1,4	3,15
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	1.06	1.47	0.63	0.49	0.42	

V. Etude des éléments structuraux

	280.64→361.03							
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ 68.01→177.97	SPC	2.51	1.91	0.19	0.64	0.12	
Etage 4.5	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 473.41→3.01	SEC	0	/	2,1	/	1,4	3,15
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 260.26→282.49	SPC	1.55	1.57	0.53	0.52	0.36	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ 41.69→152.35	SEC	2.34	1.96	0.13	0.66	0.09	
Etage 6.7.8	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 343.69→55.81	SEC	0	/	2,1	/	1,4	3,15
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 318.03 →128.14	SPC	4.50	0.90	0.20	0.63	0.14	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ -10.73→116.17	SET	2.37	4,2	/	1,4	/	

Tableau V.4.3.3 : Sollicitations et ferrailage du voile Vy_1 dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Section	A_{ZT}^{cal} (cm ²)	$A_{\min}^T$ (cm ²)	$A_{\min}^C$ (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	$A_{\min}^{tot}$ (cm ²)
Entre Sol 1,2	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 2680.58→2338.75	SPC	0	2.56	3.43	0.64	1.72	9
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 2338.75→2680.58	SPC	0	2.56	3.43	0.64	1.72	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ 585.45→452.54	SPC	0	2.12	3.88	0.53	1.94	
RDC+ Etage 1	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 1674.8→ 60.89	SPC	0	4.17	0.33	1.39	0.22	6.75
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 529.37→1354.50	SEC	0	/	4.50	/	3	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ 347.01→185.45	SPC	0	0.29	4.21	0.10	2.80	
Etage 2.3	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 1435.95→160.28	SEC	0	/	4.50	/	3	4,725
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 360.94→1078.40	SEC	0	/	4.50	/	3	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ 267.22→241.62	SPC	0	2.01	2.49	0.67	1.66	
Etage 4.5	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 1163.04→106.09	SEC	0	/	4.50	/	3	4.725
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 238.15→806.88	SEC	0	/	4.50	/	3	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ 167.69→173.33	SPC	0	2.32	2.17	0.77	1.46	
Etage 6.7.8	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 798.25→70.10	SEC	0	/	4.50	/	3	4.725
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 166.53→ 514.97	SEC	0	/	4.50	/	3	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ 46.39→ 87.67	SPC	0.16	3.31	1.19	1.10	0.80	

V. Etude des éléments structuraux

Tableau V.4.3.4 : Sollicitations et ferrailage du voile Vy₂ dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Section	A_{ZT}^{cal} (cm ²)	A_{min}^T (cm ²)	A_{min}^C (cm ²)	L _t (m)	L _c (m)	A_{min}^{tot} (cm ²)
Entre Sol 1,2	N _{max} → M _c 1899.59→1671.3	SPC	0	2.63	2.97	0.66	1.48	8.4
	M _{max} → N _c 2046.7→1868.14	SPC	0	3.21	2.38	0.8	1.2	
	N _{min} → M _c 250.77→163.94	SPC	0	1.6	3.99	0.4	2	
RDC+ Etage 1	N _{max} → M _c 1537.15→ 215.45	SEC	0	/	4.2	/	2.8	6.3
	M _{max} → N _c 483.25→1407.07	SEC	0	/	4.2	/	2.8	
	N _{min} → M _c 402.78→ 288.44	SPC	0	1.46	2.73	0.49	1.82	
Etage 2.3	N _{max} → M _c 1306.37→221.38	SEC	0	/	4.2	/	2.8	6.3
	M _{max} → N _c 221.38→1306.37	SEC	0	/	4.2	/	2.8	
	N _{min} → M _c 242.5→163.92	SPC	0	1.30	2.90	0.43	1.94	
Etage 4.5	N _{max} → M _c 1046.65→164.58	SEC	0	/	4.2	/	2.8	6.3
	M _{max} → N _c 164.58→1046.65	SEC	0	/	4.2	/	2.8	
	N _{min} → M _c 139.34→110.76	SPC	0	1.73	2.46	0.58	1.64	
Etage 6.7.8	N _{max} → M _c 716.55→136.20	SEC	0	4.2	/	2.8	/	6.3
	M _{max} → N _c 136.20→716.55	SEC	0	4.2	/	2.8	/	
	N _{min} → M _c 33.76→46.93	SPC	0	2.79	1.41	0.93	0.94	

Tableau V.4.3.5 : Sollicitations et ferrailage du voile Vy₃ dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Section	A_{ZT}^{cal} (cm ²)	A_{min}^T (cm ²)	A_{min}^C (cm ²)	L _t (m)	L _c (m)	A_{min}^{tot} (cm ²)
Entre Sol 1,2	N _{max} → M _c 1606.84→90.11	SEC	0	/	2.40	/	1.20	3.60
	M _{max} → N _c 580.67→1458.3	SPC	0	1.19	1.20	0.3	0.6	
	N _{min} → M _c 273.07→103.99	SPC	0	1.14	1.26	0.28	0.64	
RDC+ Etage 1	N _{max} → M _c 1253.14→67.76	SEC	0	/	1.80	/	1.20	2.70
	M _{max} → N _c 121.01→1053.5	SEC	0	/	1.80	/	1.20	
	N _{min} → M _c 268.61→28.89	SEC	0	/	1.80	/	1.20	
Etage 2.3	N _{max} → M _c 989.91→107.65	SEC	0	/	1.80	/	1.20	2.70
	M _{max} → N _c	SEC	0	/	1.80	/	1.20	

V. Etude des éléments structuraux

	107.65→989.91							
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ 241.91→17.35	SEC	0	/	1.80	/	1.20	
Etage 4.5	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 775.89→99.34	SEC	0	/	1.80	/	1.20	2.70
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 99.34→775.89	SEC	0	/	1.80	/	1.20	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ 170.1→9.69	SEC	0	/	1.80	/	1.20	
Etage 6.7.8	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 535.13→88.72	SEC	0	/	1.80	/	1.20	2.70
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 95.08→248.32	SPC	0	0.86	0.94	0.29	0.62	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ 48.77→16.69	SPC	0	0.75	1.05	0.25	0.70	

Tableau V.4.3.6 : Sollicitations et ferrailage du voile Vy_4 dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Section	A_{ZT}^{cal} (cm ²)	$A_{\min}^T$ (cm ²)	$A_{\min}^C$ (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	$A_{\min}^{tot}$ (cm ²)
Entre Sol 1,2	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 1941.24→800.8	SEC	0	/	5.20	/	2.60	7.80
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 2455.7→1755.2	SPC	7.25	3.59	1.61	0.90	0.80	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ -337.82→302.61	SPC	7.27	2.68	2.51	0.67	1.26	
RDC+ Etage 1	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 1612.45→109.1	SEC	0	/	3.90	/	2.60	5.85
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 401.17→656.31	SPC	0	1.13	2.76	0.38	1.84	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ 357.27→ 180.2	SPC	0	0.55	3.35	0.18	2.24	
Etage 2.3	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 1257.7→160.22	SEC	0	/	3.90	/	2.60	5.85
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 413.73→886.97	SPC	0	0.28	3.62	0.10	2.40	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ 151.54→275.66	SPC	0.83	2.97	0.93	1.00	0.60	
Etage 4.5	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 1003.61→130.5	SEC	0	/	3.90	/	2.60	5.85
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 1263.41→549.6	SPC	6.54	3.16	0.73	1.05	0.50	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ 29.8→199.88	SPC	1.59	3.64	0.25	1.22	0.16	
Etage 6.7.8	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 695.44→101.05	SEC	0	/	3.90	/	2.60	5.85
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 192.28→275.76	SPC	0	1.47	2.42	0.50	1.60	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ -43.76→147.79	SPC	2.01	3.40	0.50	1.13	0.34	

V. Etude des éléments structuraux

Tableau V.4.3.7 : Sollicitations et ferrailage du voile Vy₅ dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Section	A_{ZT}^{cal} (cm ²)	A_{min}^T (cm ²)	A_{min}^C (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm ²)
Entre Sol 1,2	$N_{max} \rightarrow M_c$ 1127.98→163.9	SEC	0	/	2.60	/	1.30	3.9
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 676.44→1097.1	SPC	3.37	1.68	0.91	0.42	0.46	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ -85.3→118.48	SPC	3.48	2.19	0.40	0.55	0.20	
RDC+ Etage 1	$N_{max} \rightarrow M_c$ 895.1→136.27	SEC	0	/	1.95	/	1.30	2.92
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 180.33→578.45	SPC	0	0.59	1.33	0.20	0.90	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 136.38→167.11	SPC	1.72	1.60	0.34	0.54	0.22	
Etage 2.3	$N_{max} \rightarrow M_c$ 676.05→121.51	SEC	0	/	1.95	/	1.30	2.92
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 147.51→506.63	SPC	0	0.47	1.48	0.16	0.98	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 142.21→135.24	SPC	0.97	1.50	0.44	0.50	0.30	
Etage 4.5	$N_{max} \rightarrow M_c$ 514.37→97.25	SEC	0	/	1.95	/	1.30	2.92
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 129.56→399.86	SPC	0	0.64	1.30	0.21	0.88	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 103.55→112.61	SPC	0.98	1.56	0.39	0.52	0.26	
Etage 6.7.8	$N_{max} \rightarrow M_c$ 342.43→67.41	SEC	0	/	1.95	/	1.30	2.92
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 105.03→253.80	SPC	0	0.93	1.02	0.31	0.68	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 10.84→66.10	SET	1.51	3.90	/	1.3	/	

V.4.4. Le ferrailage longitudinale et transversale opté pour tous les voiles :

Selon les sollicitations déjà présentées et le type des sections trouvées nous avons ce qui suit :

Tableau V.4.4.1 : ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vx₁

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{verticale}$ (cm)	V_u (KN)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
Entre Sol 1,2	8HA8 = 4,02 cm ²	20	107,49	0.75	0.60	2HA8 =1,01 cm ²	20
RDC Etage1	8HA8 = 4,02 cm ²	20	150.93	0.79	0.34	2HA8 =1,01 cm ²	15
Etage 2.3	8HA8 = 4,02 cm ²	20	154.47	0.81	0.34	2HA8 =1,01 cm ²	15
Etage 4.5	8HA8 = 4,02 cm ²	20	145.99	0.77	0.34	2HA8 =1,01 cm ²	15
Etage 6.7.8	8HA8 = 4,02 cm ²	20	128.04	0.89	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20

V. Etude des éléments structuraux

Tableau V.4.4.2 : Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{x2}

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{verticale}$ (cm)	V_u (KN)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
Entre Sol 1,2	8HA10 = 6,28 cm ²	20	141.77	0.92	0.6	2HA8 =1,01 cm ²	20
RDC Etagel	8HA8 = 4,02 cm ²	20	190.27	1.23	0.45	2HA10 =1,57 cm ²	20
Etage 2.3	8HA10 = 6.28 cm ²	20	183.63	1.19	0.45	2HA10 =1,57 cm ²	20
Etage 4.5	8HA10 = 6.28 cm ²	20	174.44	1.13	0.45	2HA10 =1,57 cm ²	20
Etage 6.7.8	8HA12 = 9,05 cm ²	20	216.54	1.40	0.45	2HA10 =1,57 cm ²	20

Tableau V.4.4.3 : ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{y1}

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{verticale}$ (cm)	V_u (KN)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
Entre Sol 1,2	17HA10 = 13.35 cm ²	20	663.04	1.47	0.45	2HA10 =1,57 cm ²	15
RDC Etagel	17HA10 = 13.35 cm ²	20	180.71	0.54	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20
Etage 2.3	17HA8 = 8.55 cm ²	20	179.18	0.53	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20
Etage 4.5	17HA8 = 8.55 cm ²	20	133.04	0.39	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20
Etage 6.7.8	17HA8 = 8.55 cm ²	20	100.70	0.30	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20

Tableau V.4.4.4 : ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{y2}

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{verticale}$ (cm)	V_u (KN)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
Entre Sol 1,2	16HA10 = 12.57 cm ²	20	606.72	1.45	0.45	2HA10 =1,57 cm ²	15
RDC Etagel	16HA8 = 8.04 cm ²	20	143.72	0.46	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20
Etage 2.3	16HA8 = 8.04 cm ²	20	145.16	0.46	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20
Etage 4.5	16HA8 = 8.04 cm ²	20	127.78	0.41	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20
Etage 6.7.8	16HA8 = 8.04 cm ²	20	100.65	0.32	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20

Tableau V.4.4.5 : ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{y3}

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{verticale}$ (cm)	V_u (KN)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
Entre Sol 1,2	7HA10 = 5.50 cm ²	20	257.45	1.47	0.45	2HA10 =1,57 cm ²	15
RDC Etagel	7HA8 = 3.52 cm ²	20	119.91	0.91	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20
Etage 2.3	7HA8 = 3.52 cm ²	20	99.38	0.76	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20

V. Etude des éléments structuraux

Etage 4.5	7HA8 = 3.52 cm ²	20	99.94	0.76	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20
Etage 6.7.8	7HA8 = 3.52 cm ²	20	71.16	0.54	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20

Tableau V.4.4.6 : ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vy₄

Niveaux	A _{v/face} ^{adopté}	S _t ^{verticale} (cm)	V _u (KN)	A _h ^{cal} (cm ²)	A _h ^{min} (cm ²)	A _h ^{adopté}	S _t ^{Horizontal} (cm)
Entre Sol 1,2	20HA12 = 22.62 cm ²	15	779.32	2.00	0.45	2HA12 =2,26 cm ²	15
RDC Etage1	15HA8 = 7.54 cm ²	20	211.25	0.72	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20
Etage 2.3	15HA8 = 7.54 cm ²	20	201.39	0.69	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20
Etage 4.5	15HA12 = 16.96 cm ²	20	157.21	0.54	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20
Etage 6.7.8	15HA8 = 7.54 cm ²	20	125.63	0.43	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20

Tableau V.4.4.7 : ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vy₅

Niveaux	A _{v/face} ^{adopté}	S _t ^{verticale} (cm)	V _u (KN)	A _h ^{cal} (cm ²)	A _h ^{min} (cm ²)	A _h ^{adopté}	S _t ^{Horizontal} (cm)
Entre Sol 1,2	8HA12 = 9.05 cm ²	20	269.74	1.89	0.6	2HA12 =2,26 cm ²	20
RDC Etage1	8HA8 = 4.02 cm ²	20	88.56	0.62	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20
Etage 2.3	8HA8 = 4.02 cm ²	20	89.85	0.63	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20
Etage 4.5	8HA10 = 6.28 cm ²	20	86.45	0.61	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20
Etage 6.7.8	8HA8 = 4.02 cm ²	20	75.16	0.53	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20

V.4.5. schéma de ferrailage

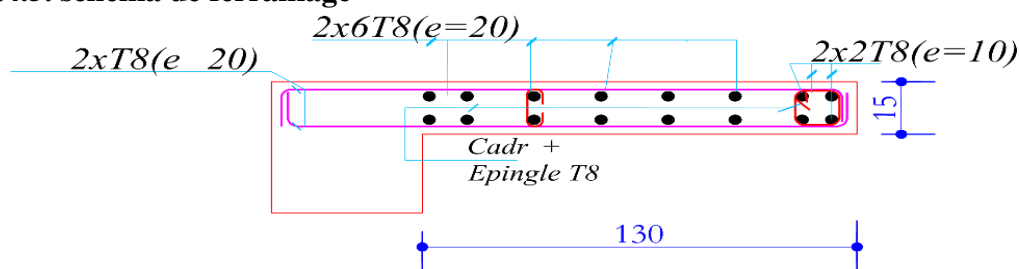
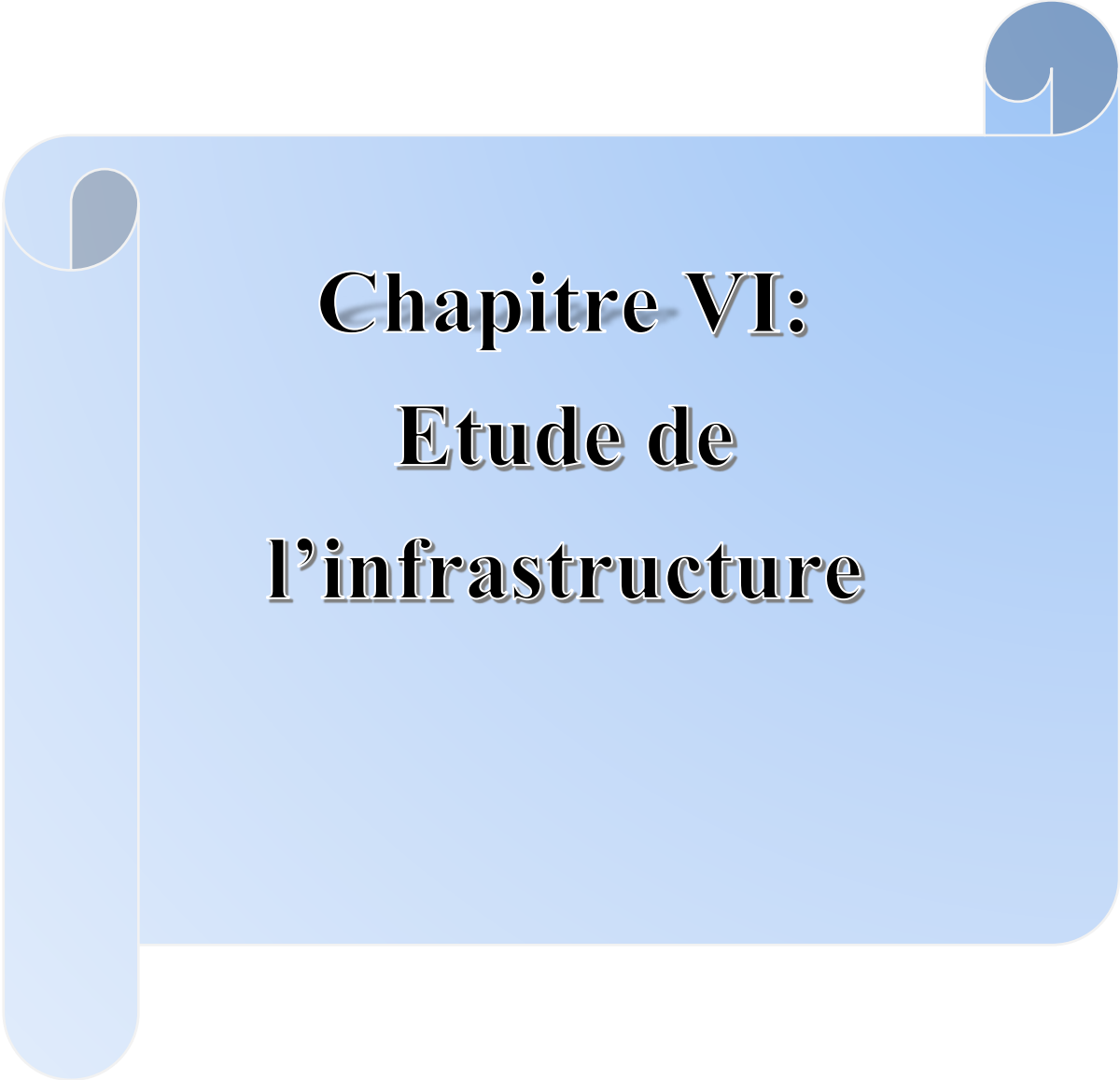


Figure V.4.5 : Schéma de ferrailage voile Vx₁

V.5.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 ferrillés souvent par le minimum du RPA, cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques, et dans notre cas on a le voile de soutènement qui est adossé à la structure et il absorbe de manière considérable le séisme .Les exigences du **RPA** valorisent la sécurité par rapport à l'économie.



Chapitre VI:

Etude de

l'infrastructure

VI. Introduction

L'étude d'une structure en génie civil consiste à déterminer les efforts dus au différents chargement et le dimensionnement des différents éléments. Dans cette partie de ce travail on va s'intéresser à des éléments très importants de la structure qui sont les fondations. Les fondations sont l'ensemble des éléments de la construction qui sert à transmettre les efforts de la superstructure au sol d'assise afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage et limiter les tassements et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquer à la structure.

Le dimensionnement des fondations sera effectué en prenant en compte la nature du sol d'assise et le chargement appliqué par la structure toute en respectant les règles spécifiques du calcul.

▪ Choix du type de fondation

Pour adopter un type de fondation approprié à la structure étudié on doit prendre en compte les paramètres suivants

- Capacité portante du sol
- Les charges transmises de la superstructure au sol
- Les distances entre axe des poteaux

D'après le rapport géotechnique la contrainte admissible du sol est de **2.85 bar**, et d'après le RPA99/2003 les fondations se dimensionnent sous les différentes combinaisons suivantes

Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0.8 G \pm E$

Après avoir effectué le calcul pour les fondations superficielles semelle isolé et filante il s'est avérer que ce type de fondation ne passe pas, donc on est passé au calcul d'un radier générale nervuré.

D'une manière générale les fondations doivent satisfaire la relation suivante :

$$\frac{N_d}{S_F} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

N_d : Effort normal a la base de la structure sous combinaison sismique

S_F : Surface de la fondation

$\bar{\sigma}_{adm}$: Contrainte admissible du sol

$$\frac{72225.28}{S_F} \leq 285$$

$$S_F \geq \frac{72225.28}{285} = 253.42m^2$$

$$\frac{S_F}{S_b} = 74\%$$

Avec $S_b = 339.47 m^2$: surface de la bâtisse en contact avec le sol

On constate d'après le résultat ci-dessus que la surface des fondations représente 74% de la surface du bâtiment et qui stipule que si la surface de la fondation dépasse 50% de la surface totale du bâtiment, on calcul un radier général.

VI.1. Pré dimensionnement du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de coffrage :**

h_t : Hauteur des nervures.

h_r : Hauteur de la dalle.

$L_{\max}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. $L_{\max} = 6,95$ m

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{6,95}{20} = 34,75 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_r = 35 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{6,95}{10} = 69,5 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_t = 70 \text{ cm}$$

- **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique,

K : coefficient de raideur du sol $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$;

b : largeur de la semelle ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la section du radier ;}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4 \cdot 10^4 \times 6,95^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 112,66 \text{ cm}$$

Donc, $h_t \geq 112,66 \text{ cm}$

La hauteur de la nervure choisie au paravent ne vérifie pas la condition de rigidité donc on va l'augmenter à $h_t = 115 \text{ cm}$

La largeur de la nervure

$$0,3 h_t < b < 0,7 h_t$$

Soit $b = 80 \text{ cm}$

➤ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure : $h_t = 115 \text{ cm}$

La largeur de la nervure : $b = 80 \text{ cm}$

Hauteur de la table du radier $h_r = 35 \text{ cm}$

Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$

La surface du radier $S_{\text{rad}} = 339,47 \text{ m}^2$

✓ Calcul de la surface du radier :

On a : $N = 72225.28 \text{ KN}$

$$N' = N + P_{\text{radier}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{fiche pot}} + P_{\text{terre}} + Q (\text{parking})$$

$$P_{\text{terre}} = 22 \times 59.98 = 1319.70 \text{ KN}$$

$$P_{\text{radier}} = 25 \times 0.35 \times 339.47 = 2970.36 \text{ KN}$$

$$P_{\text{nervure}} = 25 \times (0.80 \times (1.15 - 0.35) \times 123.82) = 1981.10 \text{ KN}$$

$$P_{\text{fiche pot}} = 25 \times 0.75 \times 0.7 \times 1 \times 22 = 288.75 \text{ KN}$$

$$Q = 2.5 \times 339.47 = 848.67 \text{ KN}$$

$$N' = 79633.86 \text{ KN}$$

$$\text{On prend: } S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment a la base}} = 339.47 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N'}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{79633.86}{285} = 279.42 \text{ m}^2 \dots\dots \text{vérifier}$$

Donc un débord n'est pas nécessaire

$$\text{On prend : } S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment a la base}} = 339.47 \text{ m}^2$$

VI.1.1 Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0.285 \text{ MPa}$$

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 AUTOCAD, on obtient les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} X_G = 11.81 \text{ m} \\ Y_G = 9.53 \text{ m} \end{cases} \quad \begin{cases} I_{xx} = 36854.02 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 67337.04 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{xx} = 32.277 \text{ MN.m} \\ M_{yy} = 67.722 \text{ MN.m} \end{cases} \quad \text{Résultat tiré du logiciel ETABS}$$

Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

$$\text{Sens X-X : } \begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{72.22528}{339.47} + \frac{32.277}{36854.02} \times 9.53 = 0.221 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{72.22528}{339.47} - \frac{32.277}{36854.02} \times 9.53 = 0.204 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.221 + 0.204}{4} = 0.221 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0.285 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifier}$$

$$\text{Sens-Y-Y : } \begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{72.22528}{339.47} + \frac{67.722}{67337.04} \times 11.81 = 0.224 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{72.22528}{339.47} - \frac{67.722}{67337.04} \times 11.81 = 0.2 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.224 + 0.2}{4} = 0.218 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0.285 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifier}$$

VI.1.2 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de $b=1\text{m}$ de longueur et $d = 0.9 * h_t = 0.315 \text{ m}$

Avec :
$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2S_{\text{rad}}} = \frac{72225.28 \times 6.95}{2 \times 339.47} = 739.34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{739.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.315} = 2.35 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \text{La condition est vérifiée}$$

VI.1.3 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 :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec :}$$

N_d : Effort normale à l'état ultime

h_t : Hauteur total de radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (75x70) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2(A + B)$, Tel que :

$$A = a + h_t = 0.70 + 1.15 = 1.85 \text{ m}$$

$$B = b + h_t = 0.75 + 1.15 = 1.9 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } U_c = 7.5 \text{ m et } N_d = 3316.75 \text{ KN}$$

$$N_d = 3.31675 \text{ MN} < 0.045 \times 7.5 \times 1.15 \times \frac{25}{1.15} = 8.43 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

VI.1.4 Vérification de la poussée hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$$

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1.15$) ;

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment $H = 4,08 + 3.4 + 2 = 9,48 \text{ m}$

S_{rad} : Surface du radier ($S_{\text{rad}} = 339.47 \text{ m}^2$) ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

$$N = 72225.28 \text{ KN} \geq 1.15 \times 9,48 \times 339,47 \times 10 = 37009.02 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VI.1.5 vérification à la stabilité au renversement

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\checkmark \text{ Sens X-X : } e = \frac{32.277}{72.22528} = 0,44 < \frac{16,25}{4} = 4,06 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\checkmark \text{ Sens-Y-Y : } e = \frac{67.722}{72.22528} = 0.93 < \frac{26.45}{4} = 6,13 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VI.2 Ferrailage du radier général

VI.2.1 Calcul à l'ELU

- Calcul des sollicitations

$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$, Avec N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_u = N_{u,cal} + N_{rad} + N_{terre} + N_{fiche\ pot} + 1.5Q$$

$$N_u = \frac{1}{339.47} \times (60197.12 + 1.35(1319.7 + 2970.36 + 288.75) + 1.5 \times 848.67) =$$

$$67651.52 \text{ KN} \Rightarrow Q_u = \frac{67651.52}{339.47} = 199.28 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité on a :

$$l_x = 5.3 - 0.8 = 4.50 \text{ m}, \quad l_y = 6.95 - 0.8 = 6.15 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.73 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travail selon deux sens}$$

$$\rho = 0.73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.4780 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 0.0646 \times 199.28 \times 4.50^2 = 260.69 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 0.4780 \times 275.90 = 124.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul des moments corrigés

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_{ox} = 195.52 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_{oy} = 93.45 \text{ KN.m} \end{cases}, \quad M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_{ox} = -130.34 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h) = (1 \times 0.35) \text{ m}^2$, $d = 0.30 \text{ m}$

- Condition de non fragilité

$$\text{On a } e = 35 \text{ cm} > 12 \text{ cm et } \rho = 0.73 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_{min\ x} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r = 3,178 \text{ cm}^2 \\ A_{min\ y} = \rho_0 \times b \times h_r = 2,80 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Tableau VI.2.1 : ferrailage de radier

Localisation		M(KN. m)	A _{cal} (cm2)	A _{min} (cm2)	A _{adopté} (cm2)	Nbre debarres	St (cm)
travée	X-X	195.52	20.44	3.178	21.99	7HA20	15
	Y-Y	93.45	9.31	2.80	10.78	7HA14	15
Appui		130.34	13.20	3.178	14.07	7HA16	15

VI.2.2 Vérification à l'ELS

$Q_s = \frac{N_u}{S_{rad}}$, Avec N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_s = N_{u,cal} + N_{rad} + N_{terre} + N_{fiche\ pot} + 1.5Q$$

$$N_s = \frac{1}{339.47} \times (43742.67 + (1319.7 + 2970.36 + 288.75) + 848.67) = 49170.15 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow Q_s = \frac{49170.15}{339.47} = 144.84 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0708 \\ \mu_y = 0.6188 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 207.66 \text{ KN} \\ M_{oy} = 128.50 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 155.74 \text{ KN} \\ M_{ty} = 96.37 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -103.83 \text{ KN}$$

VI. Etude de l'infrastructure

Tableau VI.2.2.1 vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		$M_s(\text{KN.m})$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	Observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}(\text{MPa})$
Travée	X-X	155.74	11.15	163410	$10.73 < 15$	vérifier	$269.4 > 201.63$
	Y-Y	96.37	8.36	95198	$8.47 < 15$	vérifier	$328.5 > 201.63$
Appui		103.83	9.34	117243	$8.27 < 15$	vérifier	$274.4 > 201.63$

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.2.2.2 ferrailage du radier à l'ELS

Localisation		$M_s(\text{KN.m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$	Nbre ^{barre}	St (cm)
Travée	X-X	155.74	29.39	29.45	6HA25	18
	Y-Y	96.37	17.56	18.85	6HA20	18
Appui		103.83	19.15	21.99	7HA20	15

VI.2.3 schéma de ferrailage

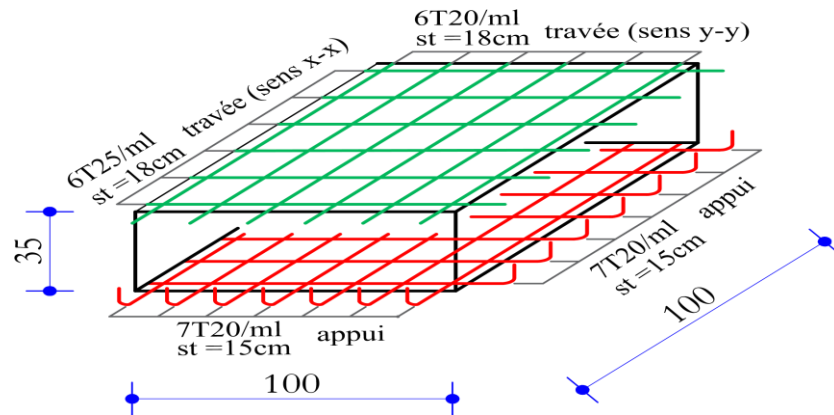


Figure VI.2.3 détail schéma de ferrailage du radier

VI.3 : Etude des nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :

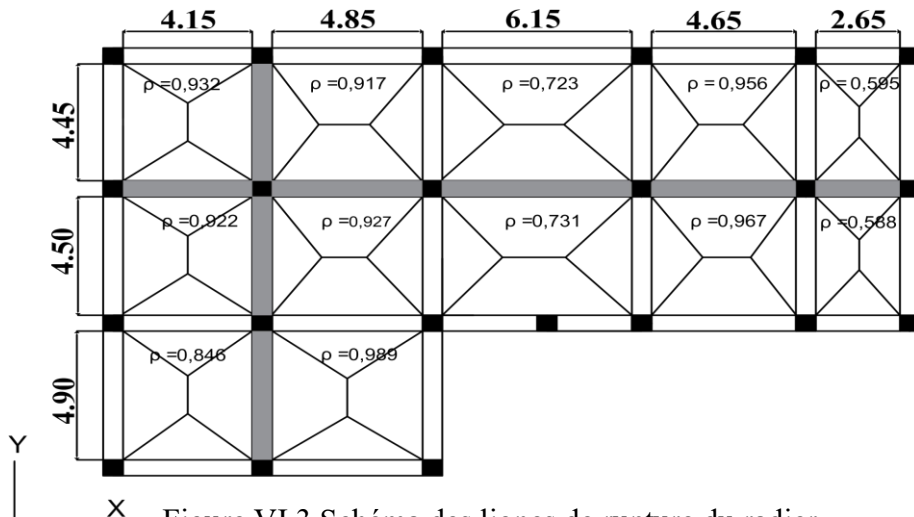


Figure VI.3 Schéma des lignes de rupture du radier

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot, Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

VI.3.1 Calcul des charges équivalentes uniformes

✓ 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

$$\begin{cases} q_m = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times l_{xd} \right] \end{cases}$$

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.

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

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

• Calcul des sollicitations

Le calcul des sollicitations dans les nervures se fait pour la nervure la plus défavorable dans chaque Sens par la méthode de Caquot, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Sens X-X :

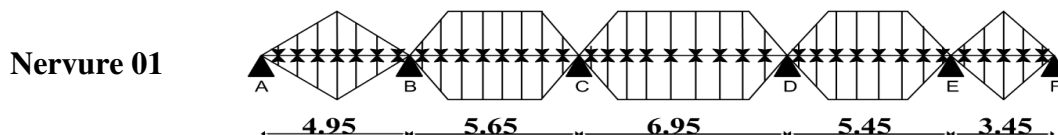


Figure VI.3.1.1 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x-x.

Sens Y-Y :

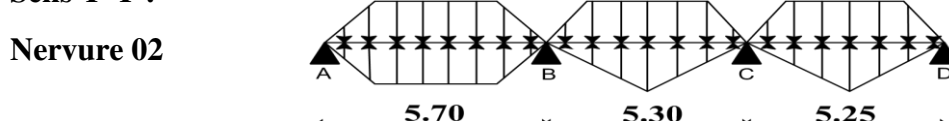


Figure VI.3.1.2 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y-y.

✓ Calcul des charges revenant à la nervure la plus sollicitée

ELU : $P_u = 199.28 \text{ KN/m}^2$

ELS : $P_s = 144.84 \text{ KN/m}^2$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau VI.3.1.1 Les chargements sur les travées sens x-x (Nervure 1)

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF
$q_m^u \text{ (KN/m)}$	551.34	639.06	734.65	616.94	352.06
$q_m^s \text{ (KN/m)}$	400.72	464.48	533.96	448.4	255.88

Tableau VI.3.1.2 Les chargements sur les travées sens y-y (Nervure 2)

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD
$q_m^u \text{ (KN/m)}$	640.55	595.25	589.38
$q_m^s \text{ (KN/m)}$	465.56	432.64	428.51

• Calcul des sollicitations

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant

Sens x-x :

Tableau VI.3.1.3 sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens x-x

Travées		$M_g \text{ (KN.m)}$	$M_d \text{ (KN.m)}$	$X_0 \text{ (m)}$	$M_t \text{ (KN.m)}$	$V_g^u \text{ (KN)}$	$V_d^u \text{ (KN)}$
AB	ELU	0	-1563.88	1.90	997.23	1048.63	1699.39
	ELS	0	-1136.65		724.79		
BC	ELU	-1563.88	-2162.53	2.67	695.62	1699.39	2561.34
	ELS	-1136.65	-1571.77		505.59		
CD	ELU	-2162.53	-2103.94	3.48	2302.49	2561.34	-2544.48
	ELS	-1571.77	-1529.18		1673.51		
DE	ELU	-2103.94	-988.02	3.06	778.58	-2544.48	-1476.41
	ELS	-1529.18	-718.11		565.87		
EF	ELU	-988.02	0	2.54	146.27	-1476.41	-320.92
	ELS	-718.11	0		106.31		

Sens y-y :

Tableau VI.3.1.4 sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens y-y

Travées		$M_g \text{ (KN.m)}$	$M_d \text{ (KN.m)}$	$X_0 \text{ (m)}$	$M_t \text{ (KN.m)}$	$V_g^u \text{ (KN)}$	$V_d^u \text{ (KN)}$
AB	ELU	0	-1941.04	2.32	1721.43	1484.03	-2166.10
	ELS	0	-1410.77		1251.16		
BC	ELU	-1941.04	-1619.76	2.75	312.76	-2166.10	1855.65
	ELS	-1410.77	-1177.52		227.20		
CD	ELU	-1619.76	0	3.15	1301.47	1855.65	-1238.59
	ELS	-1177.52	0		946.29		

Tableau VI.3.1.5 sollicitation maximal sur les nervures

SENS	localisation	$M_{\max} \text{ (KN.m)}$		$V_{\max}^u \text{ (KN)}$
		ELU	ELS	
XX	travée	2302.49	1673.51	2561.34
	appui	-2162.53	-1571.77	
YY	travée	1721.43	1251.16	-2166.10
	appui	-1941.04	-1410.77	

VI.3.2 Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple comme des sections en T renversée.

Détermination de la largeur efficace b selon les deux sens (CBA.Art4.1.3)

$h = 1.15\text{m}$, $h_0 = 0.35\text{m}$, $b_0 = 0.8\text{m}$, $d = 1.10\text{m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens xx: } \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \\ \frac{b-0.8}{2} \leq \min\left(\frac{5.275}{2}; \frac{3.45}{10}\right) \Rightarrow b = 1.45\text{m} \\ \text{Sens yy: } \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_y}{2}; \frac{L_x^{\min}}{10}\right) \\ \frac{b-0.8}{2} \leq \min\left(\frac{5.3}{2}; \frac{5.25}{10}\right) \Rightarrow b = 1.85\text{m} \end{array} \right.$$

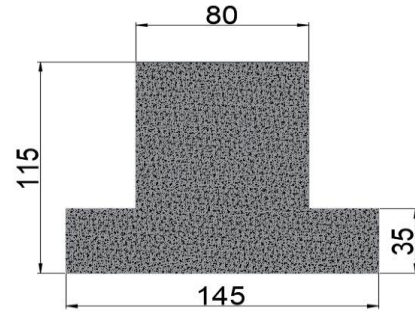


Figure VI.3.2 coupe d'une nervure sens x-x

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

On a $M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2}\right) > M_u \Rightarrow$ le calcul se fait pour une section $(b \times h)$

Tableau VI.3.2 Résultats de ferrailage des nervures

Localisation	M (KN. m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$	Nbre barres
X-X	Travée	2302.49	19.26	63.81	13HA25
	Appui	-2162.53		63.81	13HA25
Y-Y	Travée	1721.43	24.57	49.09	10HA25
	Appui	-1941.04		54.00	11HA25

• Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(25; 32.85; 80)\text{mm} \Rightarrow \text{Soit : } \phi_t = 10\text{mm et}$$

$$A_{tran} = 2 \text{ cadre} + 1 \text{ Etrier} = 8\text{HA10} = 6.28\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_l^{\min}\right) \Rightarrow S_t \leq \min(28.75; 12; 250),$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales $S_t = 12 \text{ cm}$.

VI.3.3 Vérification à L'ELU

• Vérification de l'effort tranchant

$$\text{On a : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots \dots \text{F. N}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens xx: } \tau_u = \frac{2561.34 \times 10^{-3}}{1.45 \times 1.1} = 1.60\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens yy: } \tau_u = \frac{2166.10 \times 10^{-3}}{1.85 \times 1.1} = 1.06\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

Pas de risque de cisaillement des nervures

VI.3.4 Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.3.4.1 vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier

Local		M _s (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	Observa – tion	σ _{st} ≤ σ̄ _{st}
X-X	travée	1673.51	32.07	7407056	7.24 < 15	vérifier	264.09>201.63
	Appui	-1571.77	32.05	7398856	6.81 < 15	vérifier	248.37>201.6
Y-Y	travée	1251.16	25.87	6279456	5.15 < 15	vérifier	251.41>201.6
	Appui	-1410.77	26.96	6793868	5.60 < 15	vérifier	258.63>201.6

On remarque que la contrainte de traction n'est pas vérifiée, on doit recalculer les armatures à l'ELS, Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

VI. Etude de l'infrastructure

Tableau VI.3.4.2 ferrailage à l'ELS

Local		$M_s(\text{KN.m})$	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$	Nbre barres
X-X	travée	1673.51	83.57	85.33	10HA32+2HA25
	Appui	-1571.77	78.49	80.42	10HA32
Y-Y	travée	1251.16	61.21	64.34	8HA32
	Appui	-1410.77	69.26	72.38	9HA32

• Armature de peau

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

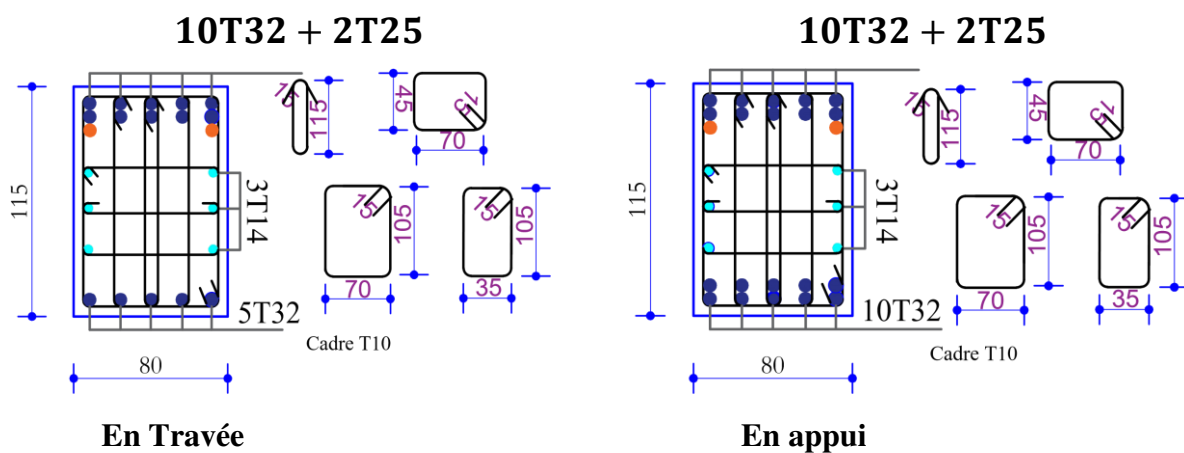
D'après le CBA93 (Art A.7.3), leur section est d'au moins 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc, $A_p = 3 \times 1.15 = 3.45 \text{ cm}^2$.

Soit : 3HA14 = 4,62 cm^2 par face.

VI.3.5 schéma de ferrailage

Nervures sens x-x



Nervures sens y-y

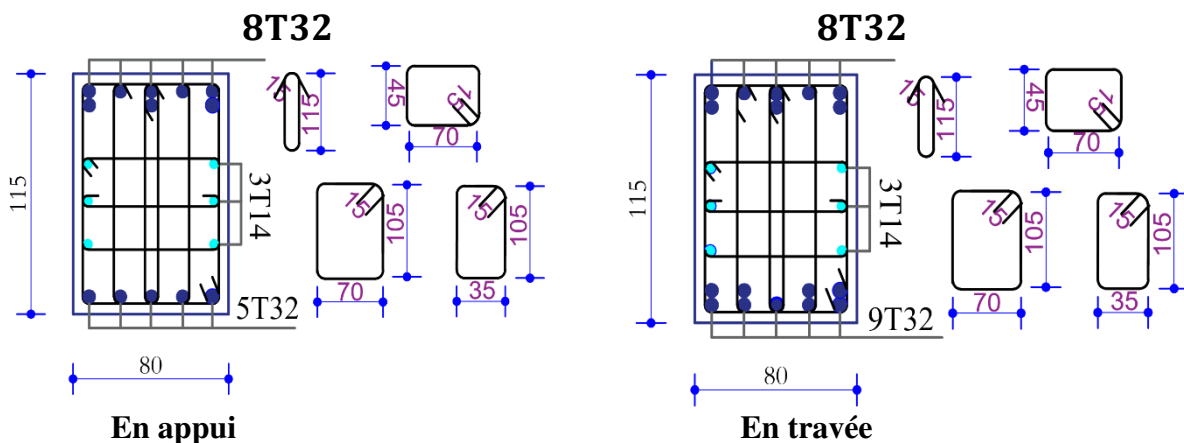


Figure VI.3.5 schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens

VI.4 étude du voile périphérique

Dimensionnement

On utilise le voile périphérique lorsque le niveau de base est surélevé par rapport à la plateforme extérieur pour retenir les remblais et pour éviter les poteaux courts. Le voile périphérique travaille comme une dalle pleine verticale, sur quatre appuis avec $\rho < 0,4$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$$

$$l_x = h_e - h_p = 4,08 - 0,45 = 3,63\text{m}$$

$$\frac{3,63}{35} \leq e \leq \frac{3,63}{30} \rightarrow 10,37 < e < 12,10$$

l_x : La petite portée de panneau de la dalle.

h_e : hauteur d'étage.

h_p : hauteur de la poutre.

On opte pour une épaisseur de 15 cm pour entre sol 1 et 2.

VI.4.1 Données relatives au calcul du voile périphérique :

Dimension de voile :

- Hauteur $h=7.48\text{ m}$
- Longueur $L=6.95\text{m}$
- Épaisseur $e=15\text{ cm}$

➤ Caractéristiques du sol

- Poids spécifique $\gamma_h = 22\text{KN/m}^3$
- Cohésion (Sol rocheux) $c_u = 0,3\text{ bar}$

On prend $c_u = 0$ (calcul plus défavorable)

- Angle de frottement $\varphi = 41.73^\circ$

Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

✓ La poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 7.48 \times 22 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{41.73}{2}\right) = 33.03\text{ KN/m}^2$$

✓ Surcharge accidentelle

$$q = 10\text{KN/m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 2,01\text{ KN/m}^2$$

VI.4.2 Calcul du ferrailage

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

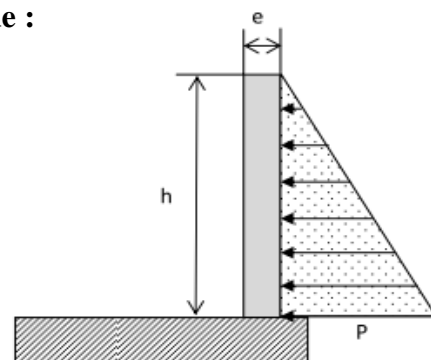


Figure VI.4.1. poussées des terres sur les Voiles périphériques

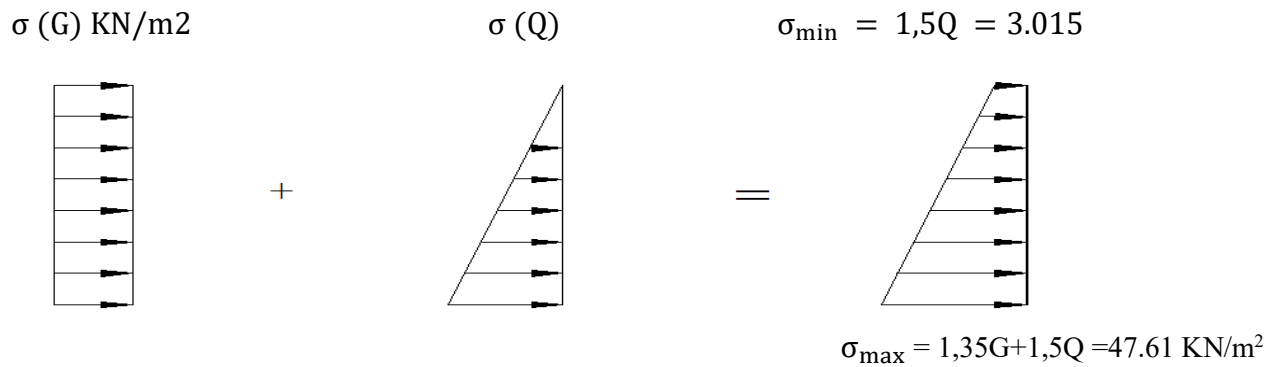


Figure VI.4.2 Diagramme des contraintes qui agissent sur le voile périphérique

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 47.61 + 3.015}{4} = 36.46 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 36.46 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x (h) = 3.63 \text{ m} \quad e = 0,15 \text{ m}$$

$$L_y = 6.2 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{3.63}{6.2} = 0,59 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

➤ Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,54 \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0908 \\ \mu_y = 0,25 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0908 \times 36.46 \times 3.63^2 = 43.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,25 \times M_{0x} = 10.90 \text{ KN.m}$$

✓ Les moments corrigés

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 37,08 \text{ m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 8.175 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -21.81 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec: $A_{\min} = 0,1\% \times b \times h$ RPA99/2003 ART 10.1.2

➤ Ferrailage

On fait le ferrailage d'une section $(b \times e) = (1 \times 0,15) \text{ m}^2$

Tableau VI.4.2.1 : Sections d'armatures du voile périphérique

Localisation		M KN.m	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{\min}$ (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	X-X	37,08	0,181	0.252	0,108	9.87	1.5	7HA14=10.78
	Y-Y	8.175	0,04	0,051	0,117	1.99	1.5	4HA10=3,14
Appui		-21.81	0,106	0,141	0,113	5.53	1.5	5HA12=5.65

✓ Espacements

Sens x-x : $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

Sens y-y : $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 32 \text{ cm}$

VI.4.3 Vérifications à l'ELU

$$\rho = 0,54 > 0,4$$

$$e = 15 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{\min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,54) 100 \times 15 = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 15 \times 100 = 1.5 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul de l'effort tranchant

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{36.46 \times 3.63}{2} \times \frac{6.15^4}{3.63^4 + 6.15^4} = 59.3 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{36.46 \times 6.15}{2} \times \frac{3.63^4}{3.63^4 + 6.15^4} = 12.13 \text{ KN}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{59.3 \times 10^{-3}}{0,12 \times 1} = 0,494 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,494 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

VI.4.4 Vérification à L'ELS

$$\rho = 0,54 \Rightarrow \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0948 \\ \mu_y = 0,405 \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 35.04 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 2.01 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 35.04 + 2.01}{4} = 26.78 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 26.78 \text{ KN/ml}$$

✓ Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = 0,0948 \times 26.78 \times 3.63^2 = 33.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,405 \times M_{0x} = 13.55 \text{ KN.m}$$

✓ Les moments corrigés

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 28.43 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 10.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -16.72 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}}) \dots \dots \text{Fissuration tres nuisible}$$

VI. Etude de l'infrastructure

Tableau VI.4.4.1 : Vérification des contraintes dans les voiles périphériques

Localisation		M^{ser} (KN.m)	Y (cm)	$I(m^4)$ $\times 10^{-5}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
Travée	x-x	28.43	4,8	12.069	11.35	Vérifiée	253.76 > 201.63
	y-y	10.16	2.92	4.71	6.3	Vérifiée	293.5 > 201.63
Appui		-16.72	3,8	10,33	6,57	Vérifiée	275.29 > 201.63

On remarque que la contrainte de traction n'est pas vérifiée, on doit recalculer les armatures à l'ELS, Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4.4.2 : Sections d'armatures calculées à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	A_{cal} (cm ² / ml)	$A_{adopté}$ (cm ² / ml)	Nbre de barres
Travée	x-x	28.43	13.56	14.07	7HA16
	y-y	10.16	4.57	5.65	5HA12
Appui		-16.72	7.70	7.7	5HA14

VI.4.5 Schéma de ferrailage

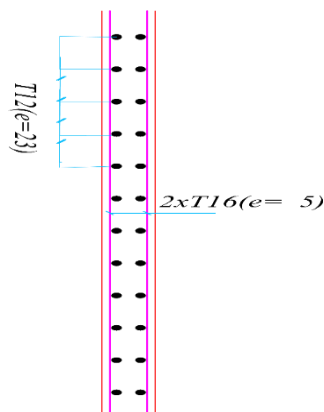


Figure VI.4.5.1 Coupe longitudinale du voile périphérique

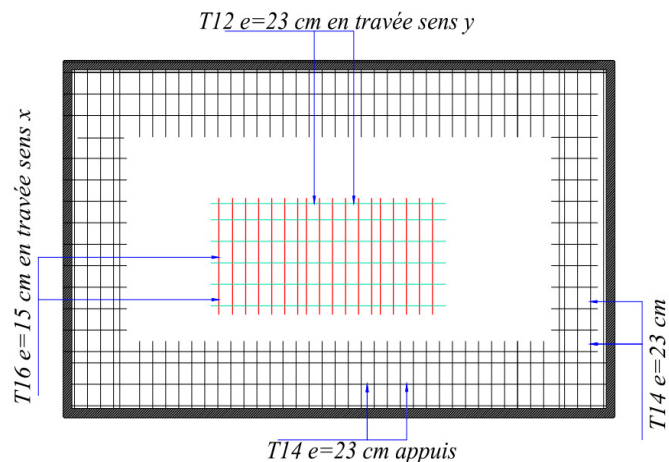


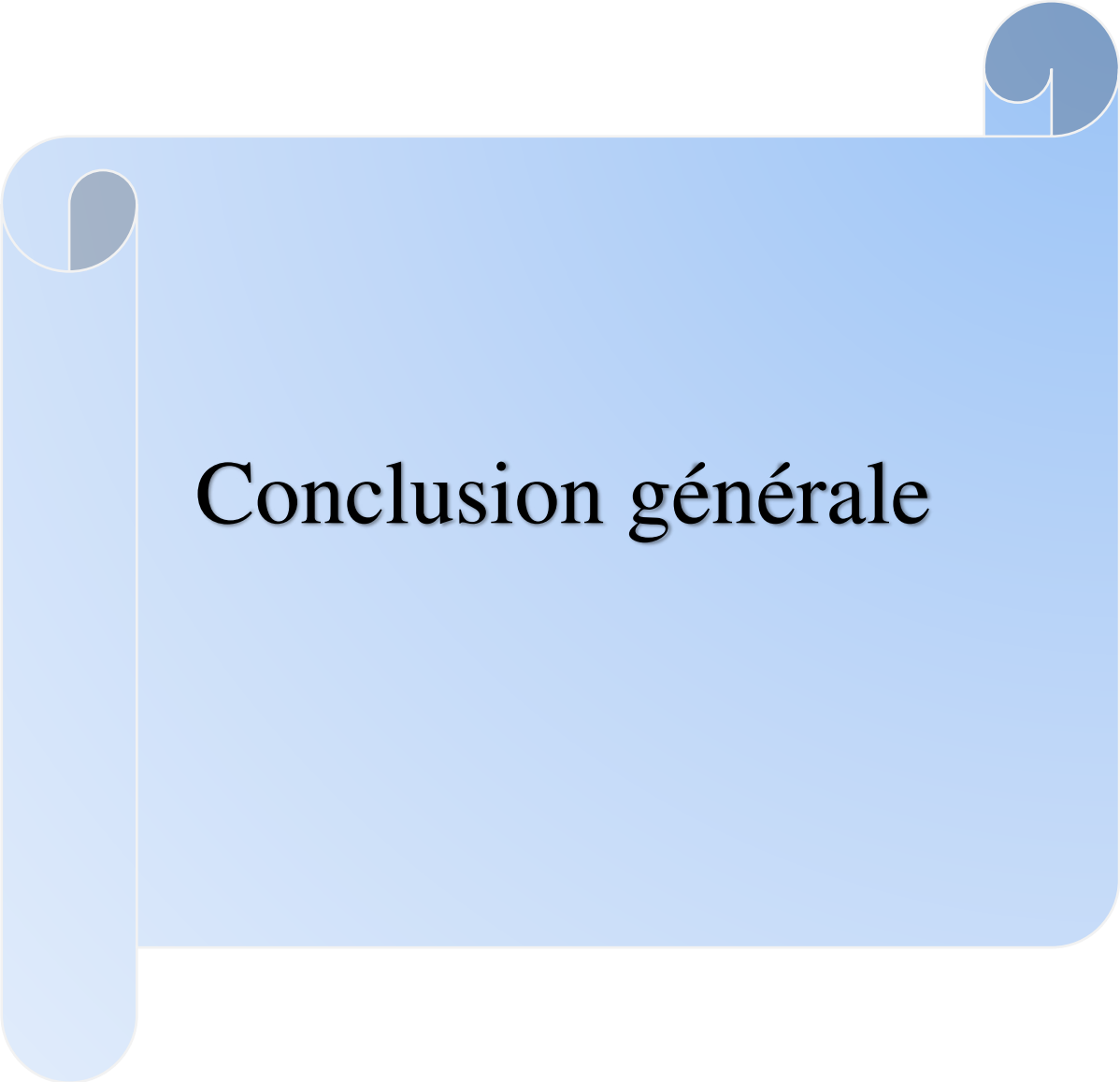
Figure VI.4.5.2 Vue en plan du ferrailage du voile périphérique

VI.5.Conclusion :

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un organisme de transmission des charges de la superstructure au sol. Leur calcul dépend de plusieurs paramètres : à savoir, la charge appliquée et la nature du sol d'assise.

Pour le calcul des fondations de la structure on a opté pour un radier nervuré de 35cm pour la hauteur de la dalle (h_r), 115cm pour la hauteur des nervures (h_t), et la surface du radier calculer pour une Capacité portante de 2.85 bars est de l'ordre 339.47 m². Après avoir calculé le ferrailage de radier on a opté pour une section d'armature de 6HA25 selon le sens xx, 6HA20 selon le sens yy et 7HA20 au niveau de l'appui. Pour le calcul de ferrailage des nervures on a opté pour 8HA32 en travée et 10HA32+2HA25 on appui dans le sens xx, dans le sens yy on a opté pour 8HA32 en travée et 9HA32 on appuis.

Pour les voiles périphériques on a opté pour une section d'armature 7HA16 selon le sens xx, 5HA12 selon le sens yy et 5HA10 en appuis.



Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude d'une structure en génie civil nécessite des connaissances dans les différents domaines des génies de la construction, elle commence par l'exploitation des données géométrique (plan d'architecture), et des données géotechnique du site l'implantation de l'ouvrage et des détails concernant la géologie et la sismicité de la région, à cela s'ajoute la connaissance détaillés des matériaux utilisé dans la région et évidemment leur qualités. Le dimensionnement d'une structure commence par la définition des objectifs de comportement qui sont concrétisé par les différentes hypothèses de calculs et application des règlements en vigueur.

Le pré dimensionnement des éléments de la structure en utilisant les données disponible nous permet de donner une idée générale sur les dimensions des éléments et l'évaluation des charges en appliquant les prescriptions des documents technique réglementaire et des différents règlements qui régissent le bâtiment.

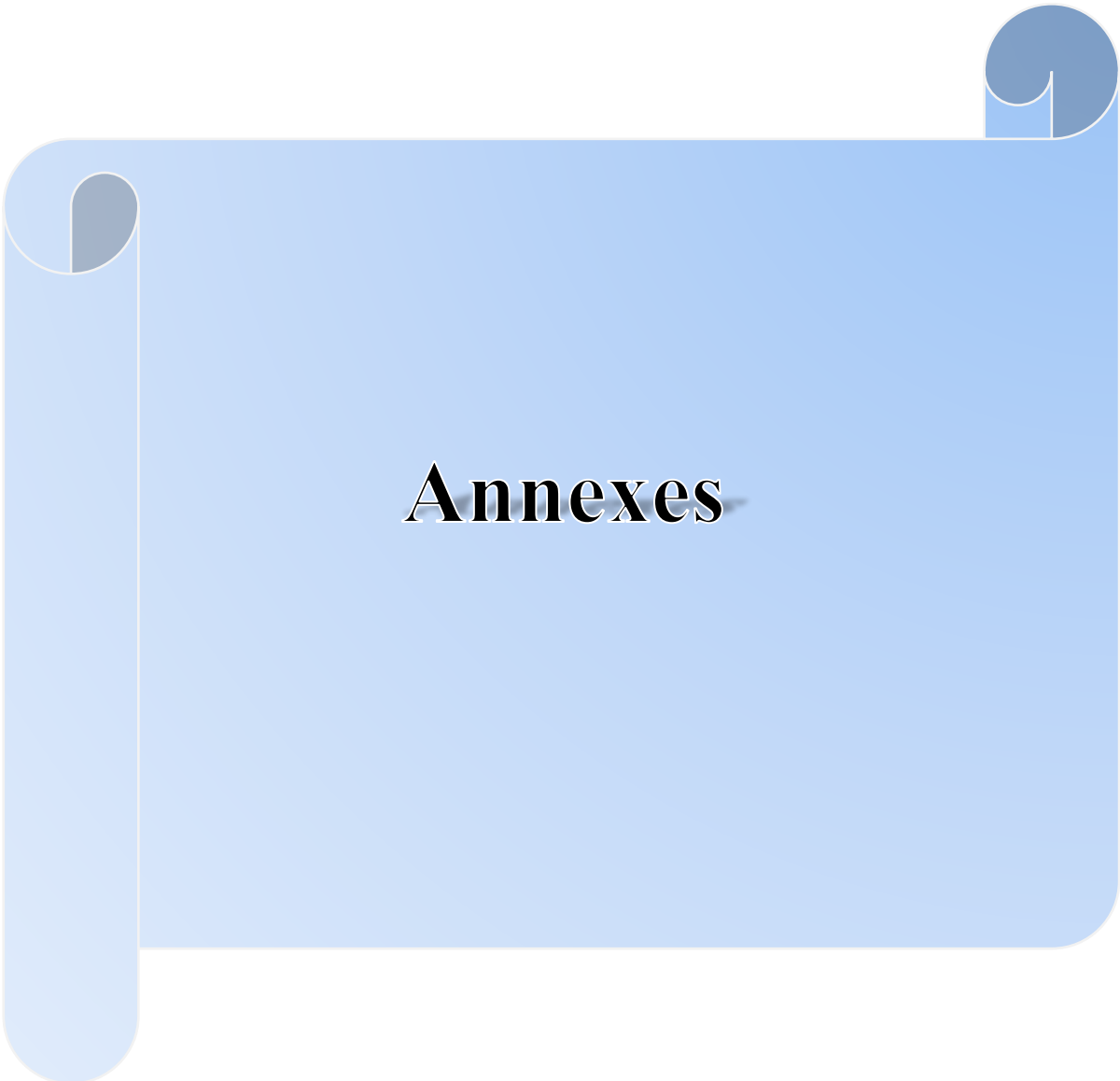
L'étude préalable d'un bâtiment ne peut s'effectuer manière complète sans passer par une étude détaillés des différents éléments, dans le chapitre trois le calculer des éléments du bâtiment nous a donner les dimensions et les sections d'armature correspondante à chaque éléments.

L'étude dynamique de la structure nous a conduit a opter pour un contreventement mixte voiles-portiques avec justification d'interaction, la disposition adéquate a donné une disposition de deux voiles dans le sens XX et une disposition de Cinque voile dans le sens YY, les vérifications de l'interaction verticale nous a donné que les voiles reprenne moins de 20% et les portique reprennent plus de 80% de la charge verticale à chaque niveau et pour l'interaction horizontal les voiles et les portique travail conjointement les voiles reprenne moins de 75% et les portique plus de 25% de la charge horizontale dans les deux directions orthogonales, la période obtenue par le model qui est de 0.836s est inferieur a la valeurs de la période empirique majoré de 30% qui de 0.939s dans le sens X et la période dans le sens Y est de 0.779s inferieure a 0.789s. Pour les vibrations le premier mode est une translation selon le sens Y, et pour le mode deux on a une translation dans le sens X, le troisième mode est une rotation autour de l'axe Z. Le model obtenue vérifie les déplacements et l'effet du second ordre. Après l'étude dynamique il a était constaté qu'il est nécessaire de redimensionner les éléments de la structure en augmentant les sections, on optera pour des poteaux de l'entre sol 2 a 75x70 cm², pour l'entre sol1 pour des poteaux de 70x70 cm², pour le rez-de-chaussée 70x65 cm², pour le 1^{er} étage 65x65 cm², pour le 2^{ème} étage 65x60 cm² pour le 3^{ème} étage 60x60 cm², pour le 4^{ème} étage 60x55 cm², pour le 5^{ème} étage 55x55 cm², por le 6^{ème} étage 55x50 cm², pour le 7^{ème} étage 50x50 cm², pour le 8^{ème} étage 50x45 cm², et pour les voiles de contreventement on a augmenté les voiles de l'entre sol1 a 20cm.

L'étude des fondations est en fonction des charges exercer par la structure et la contrainte admissible du sol nous a conduit a opter pour un radier générale nervuré d'une surface de 339.47 m² et des nervures de hauteur de 1.15m et une dalle de compression de 35cm.

Bibliographie

- 1) Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / Version 2003.
- 2) DTU BAEI 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites révisées 99 Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- 3) Code de béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- 4) DTR.B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitation, Edition CGS. Octobre, 1988.
- 5) DTR.B.C.2.33.1 « Règle de calcul des fondations superficielles ».
- 6) Cours de béton armé, 3^{ème} et 4^{ème} année Génie Civil
- 7) Day, Robert W. Foundation engineering handbook : design and construction with the 2006 international building code / Robert W. Day. p. cm.
- 8) Ancien mémoire de fin d'études.

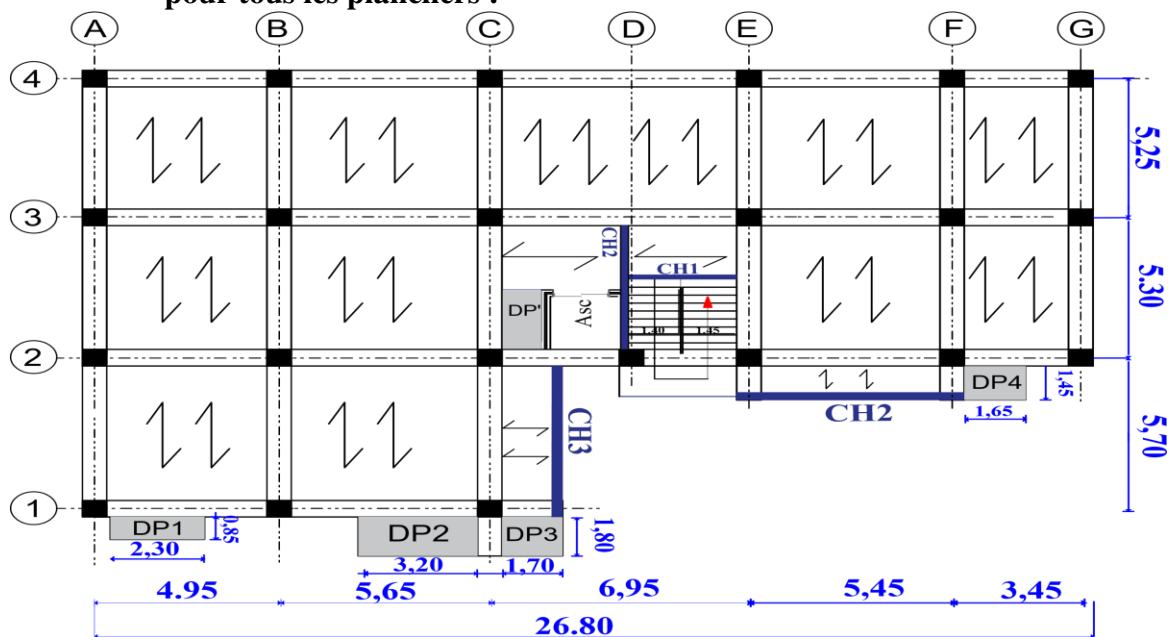


Annexes

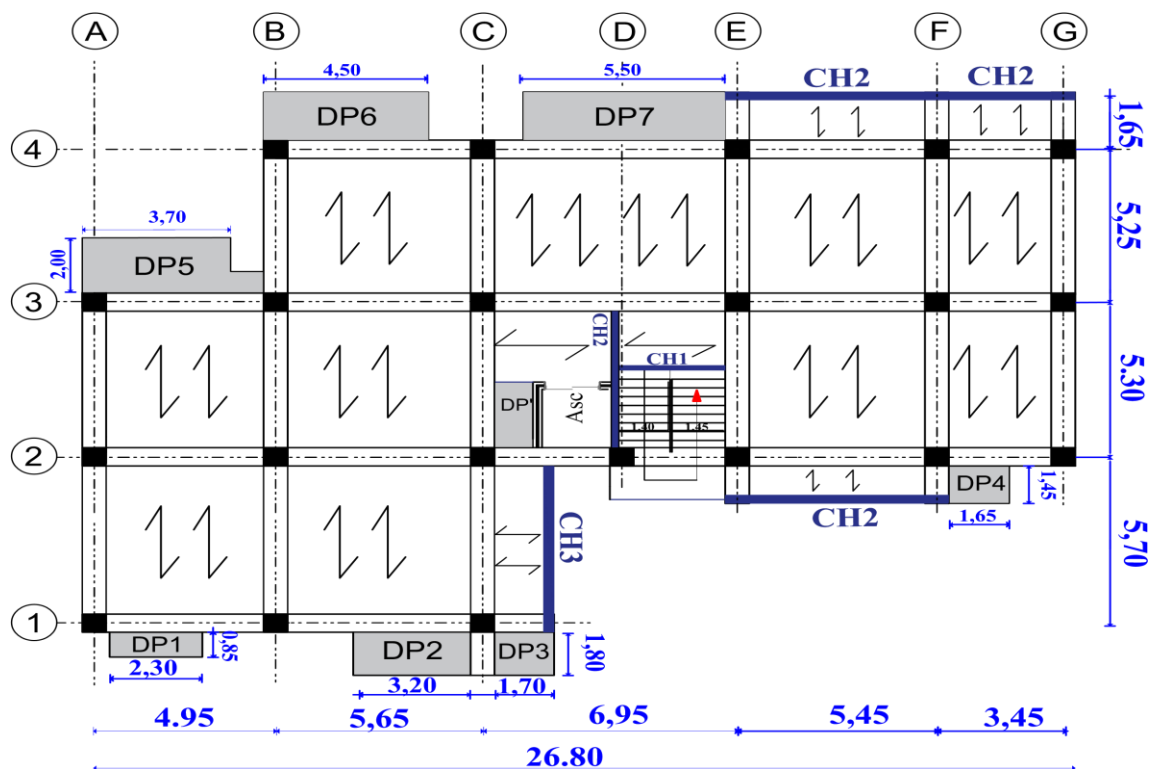
ANNEXE 1

Disposition des poutrelles, position des dalles pleines et poutres de chainages

pour tous les planchers :

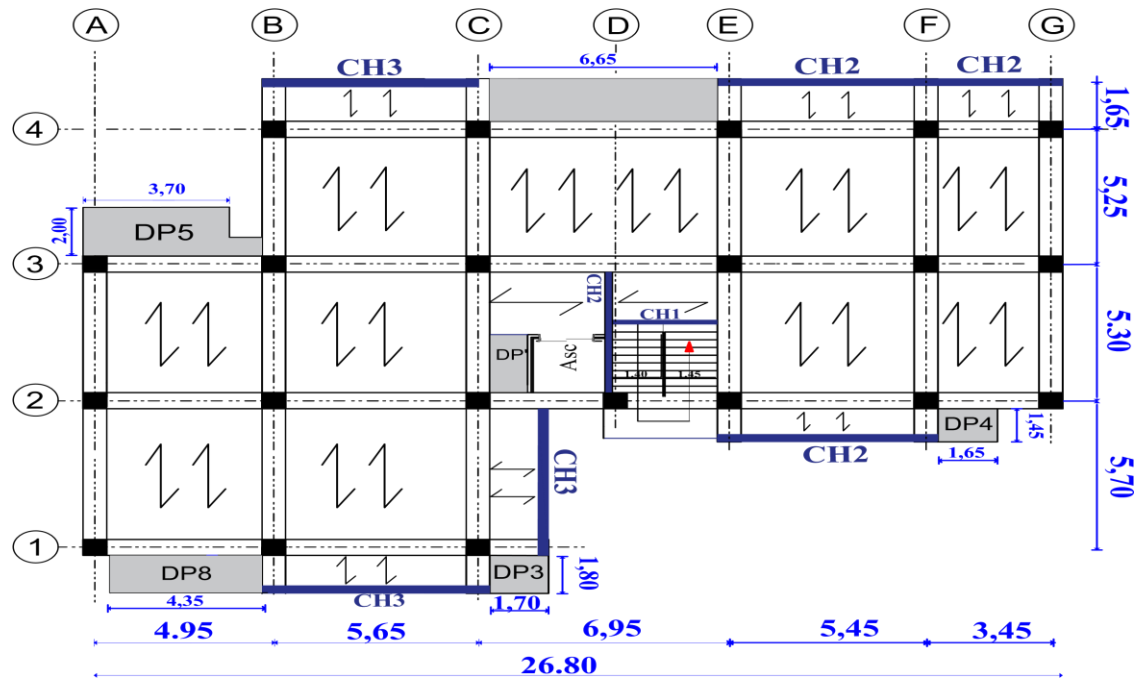


disposition des poutrelles plancher entre sol 1

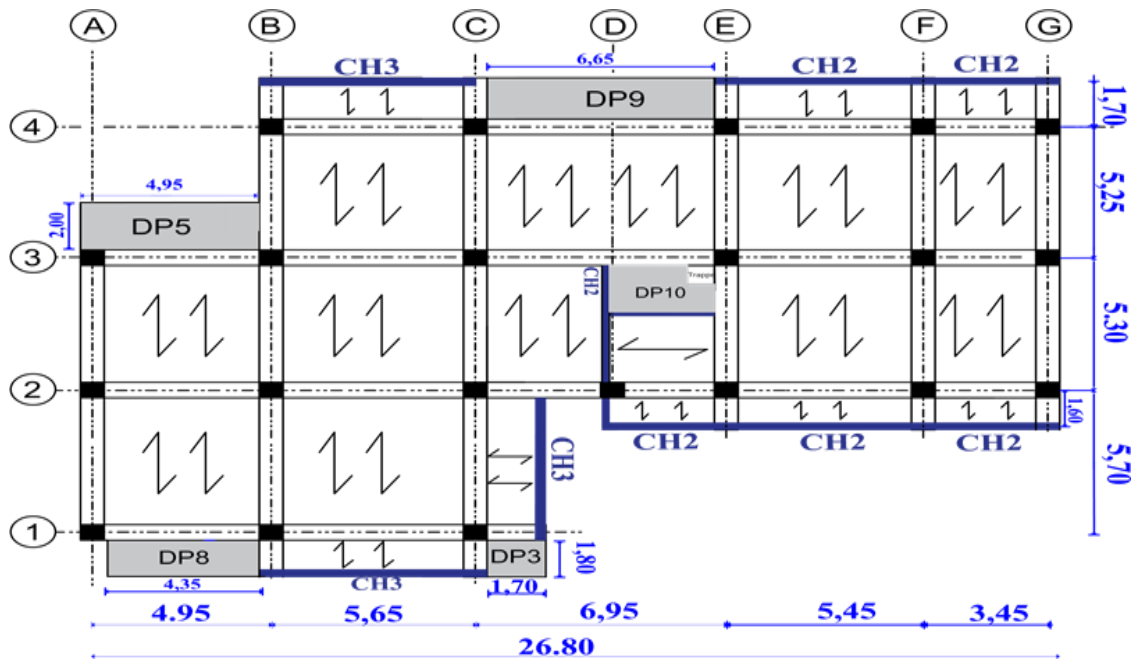


disposition des poutrelles planchers 1.2.4.5.6.7

ANNEXE 1



disposition des poutrelles planchers 3.8



disposition des poutrelles planchers terrasse

ANNEXE 2

• Illustration d'un type d'escalier

(1) : la paillasse e (l'élément porteur)

(2) : longueur projeté de l'escalier (L)

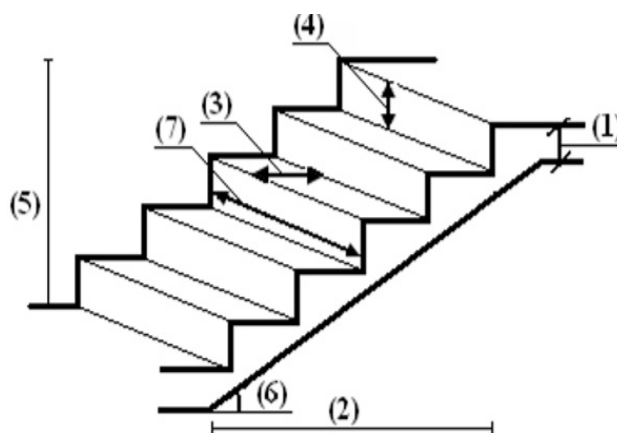
(3) : le giron (g)

(4) : hauteur de la marche (contremarche h)

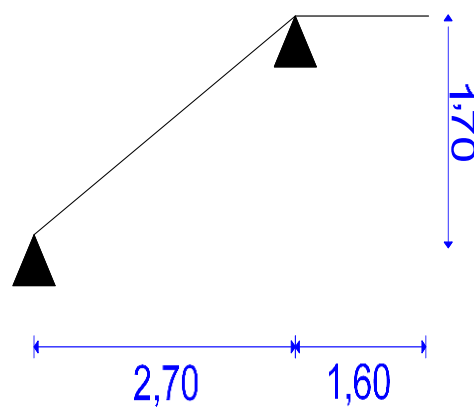
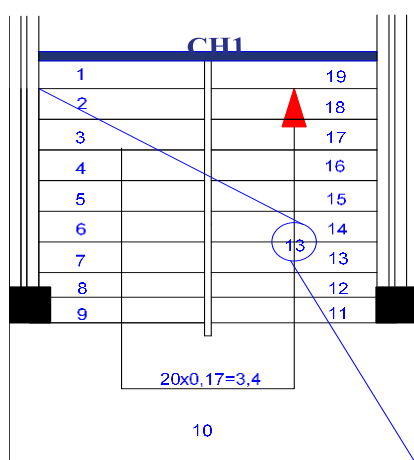
(5) : hauteur totale de l'escalier (H)

(6):angle d'inclinaison de l'escalier

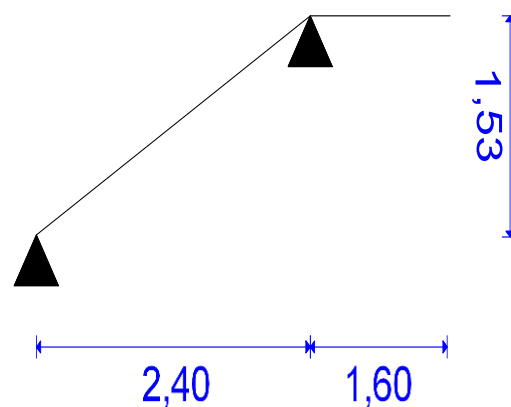
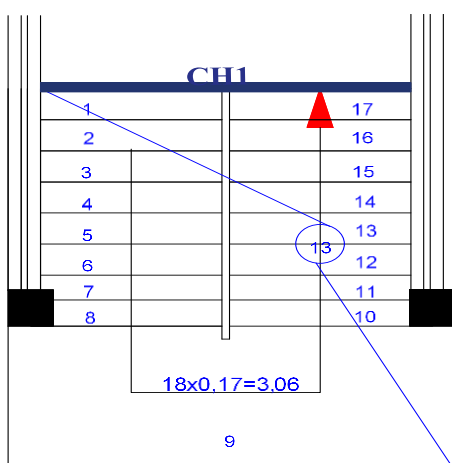
(7) : longueur de marche (emmarchement)



• Vue en plan et schéma statique de l'escalier type 2 (entre sol 1)



• Vue en plan et schéma statique de l'escalier type 3 (étages courants)



Annexe 3

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 3

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847

ANNEXE 4

➤ Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et

Au cisaillement, il existe quatre méthodes de calcul, la méthode forfaitaire,

Méthode de Caquot, méthode de Caquot minoré et la méthode RDM

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

• Application de la méthode :

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont détaillées dans le

(BAEL. Art.6.2.210)

1. Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G)$
2. les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25
3. La fissuration est peut nuisible (F.P.N)
4. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{Constant}$).

❖ Moments aux appuis

- - $0.6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
- - $0.5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- - $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec : M_0 : le moment maximal isostatique dans une travée considérée

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 égale à $-0.15M_0$

Tel que $M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^2)$

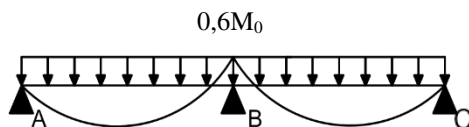


Figure III.1.1 Diagramme des moments aux appuis pour une poutre a deux travées

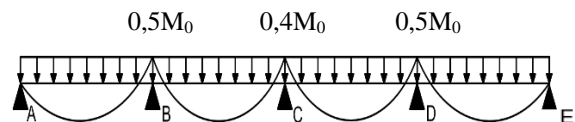


Figure III.1.2 Diagramme des moments aux appuis pour une poutre à plus de deux travées

❖ Moments en travée

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

$$M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0 ; (1+0.3 \alpha) M_0) \dots\dots\dots A$$

ANNEXE 4

$M_t \geq (1+0.3 \alpha) M_0 / 2 \Rightarrow$ dans une travée intermédiaire.....B

$M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) M_0 / 2 \Rightarrow$ dans une travée de rive.....B

M_t : le moment hyperstatique (cherché) max dans la travée considérée.

M_g : Le moment max sur l'appui de gauche (par rapport à la travée calculée).

M_d : le moment sur l'appui droit (par rapport à la travée calculée).

Et $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$: Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées

❖ Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis

$V_0 = q * \frac{l}{2}$ Sur tous les appuis sauf ceux de voisins de rive

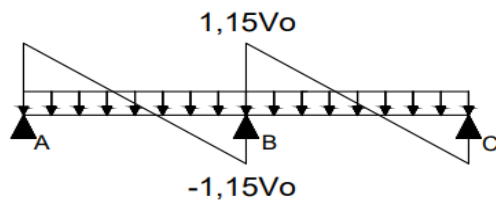


Figure III.1.3 Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à deux travées

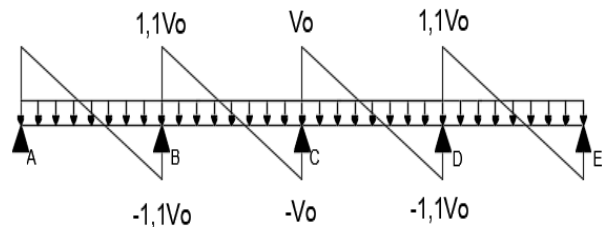


Figure III.1.4 Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de deux travées

B) Méthode de Caquot minoré

➤ Application de la méthode

Si la 1^{ère} condition d'application de la méthode forfaitaire est vérifiée, mais la 2^{ème} ou la 3^{ème} ou la 4^{ème} n'est pas vérifiée on applique la méthode de Caquot minorée en remplaçant G de plancher par $G' = 2/3 G$ pour le calcul des moments aux appuis, et on prend la totalité de G pour le calcul des moments en travée.

(Annexe E.2 du BAEL 91)

❖ Moment aux appuis

$$M_A = - \frac{(P_g \cdot l_g'^3) + (P_d \cdot l_d'^3)}{8.5(l_g' + l_d')} \quad (\text{BAEL91 E.2.2, 1})$$

Tel que :

✓ l_g' et l_d' : longueurs fictives.

✓ P_g et P_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

❖ Moments en travées

ANNEXE 4

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; M_0(x) = \frac{P \times x}{2} \times (1 - x); \text{ avec } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P \times l_i}$$

❖ Efforts tranchants

L'effort tranchant est déterminé en utilisant la méthode de RDM, avec $V = \pm V_o - \frac{M_g - M_d}{l}$

$$\text{Avec } V_o = \frac{P \times l}{2}$$

C) Méthode RDM

On applique la méthode RDM pour les poutrelles à une seule travée (isostatique)

❖ Moments en travées

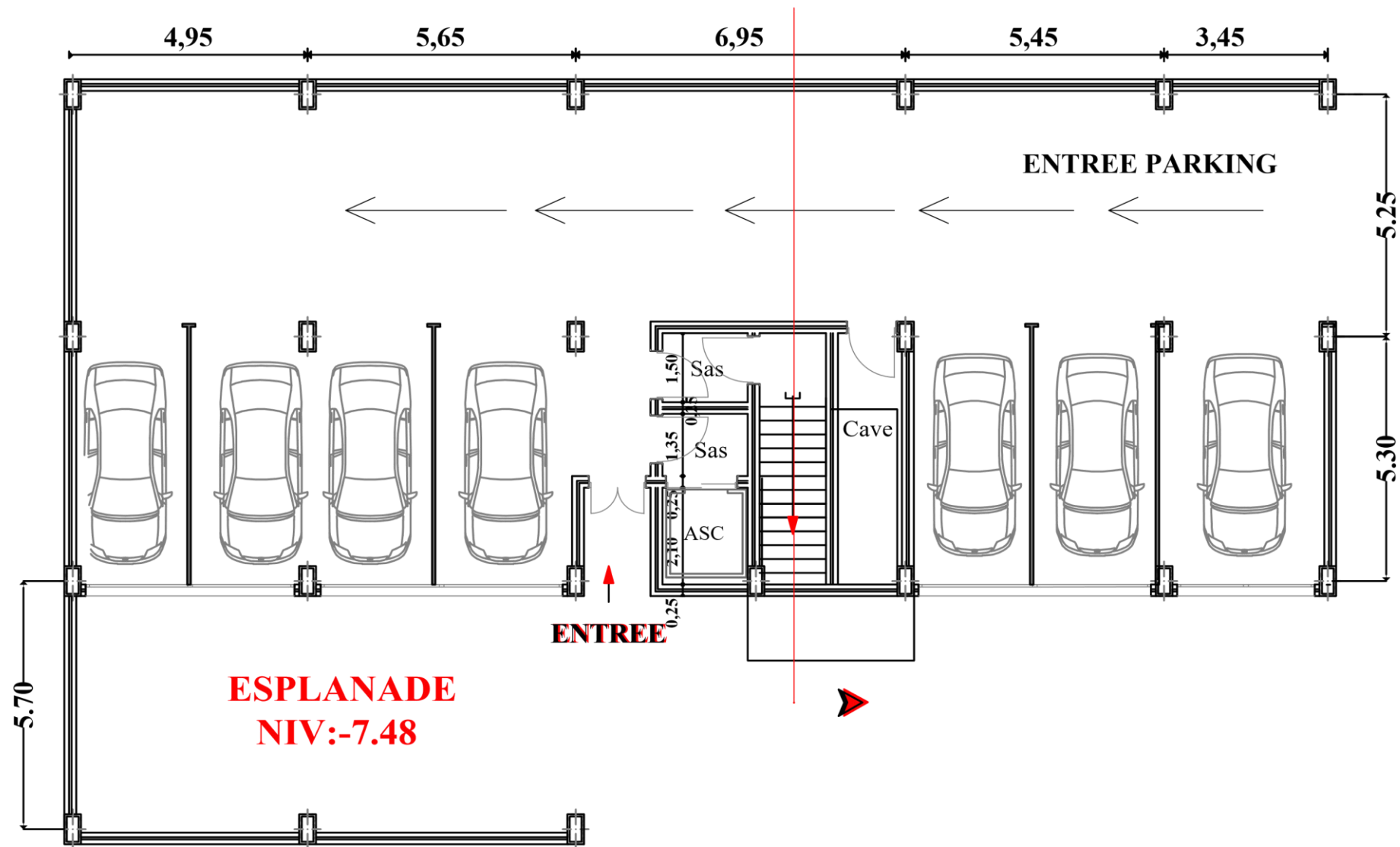
$$M_t = \frac{P \times L^2}{8}$$

❖ Efforts tranchants

$$V_U = \frac{P \times L}{2}$$

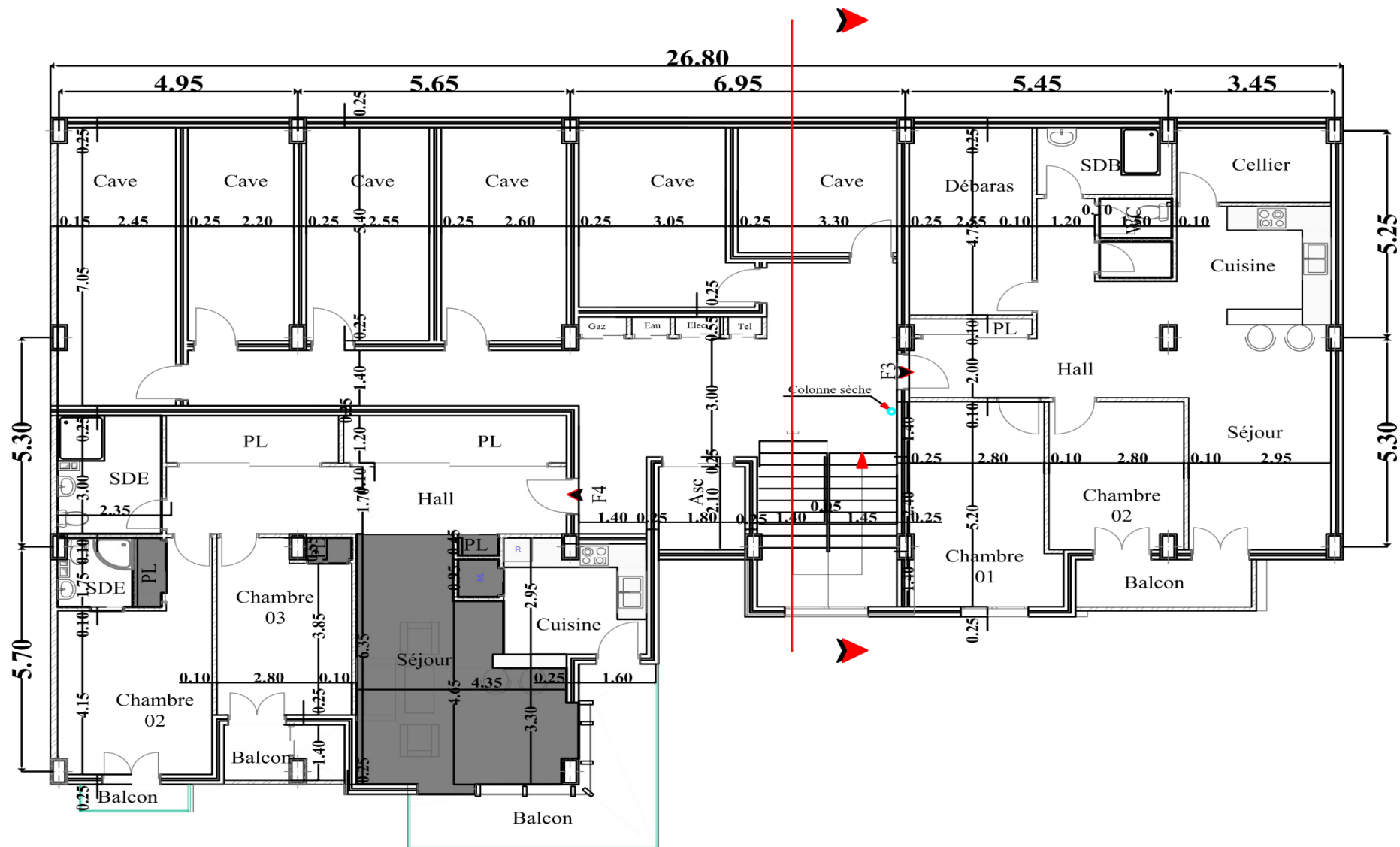
Annexe 5

PLAN ENTRE SOL 2

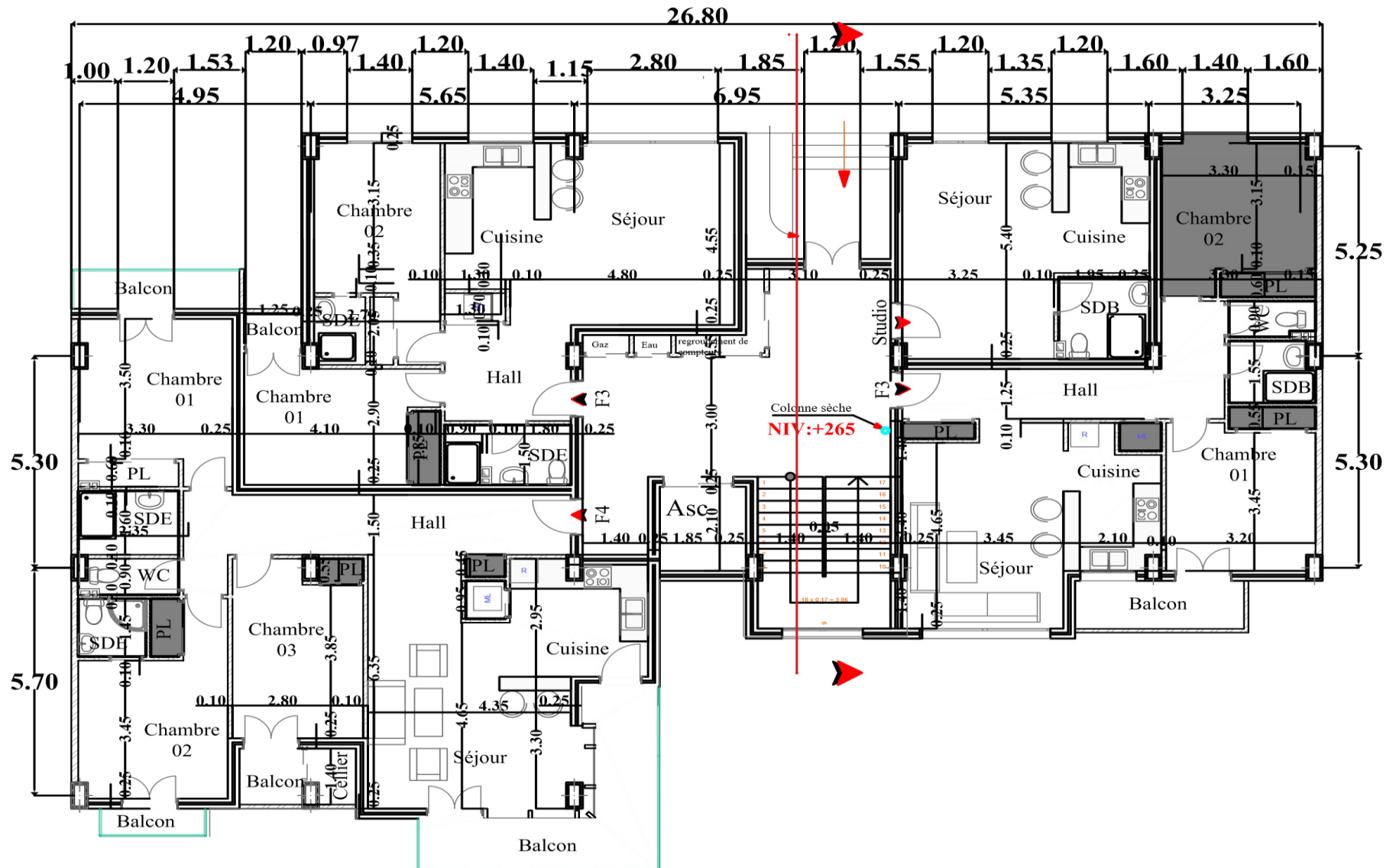


Annexe 5

PLAN ENTRE SOL 1

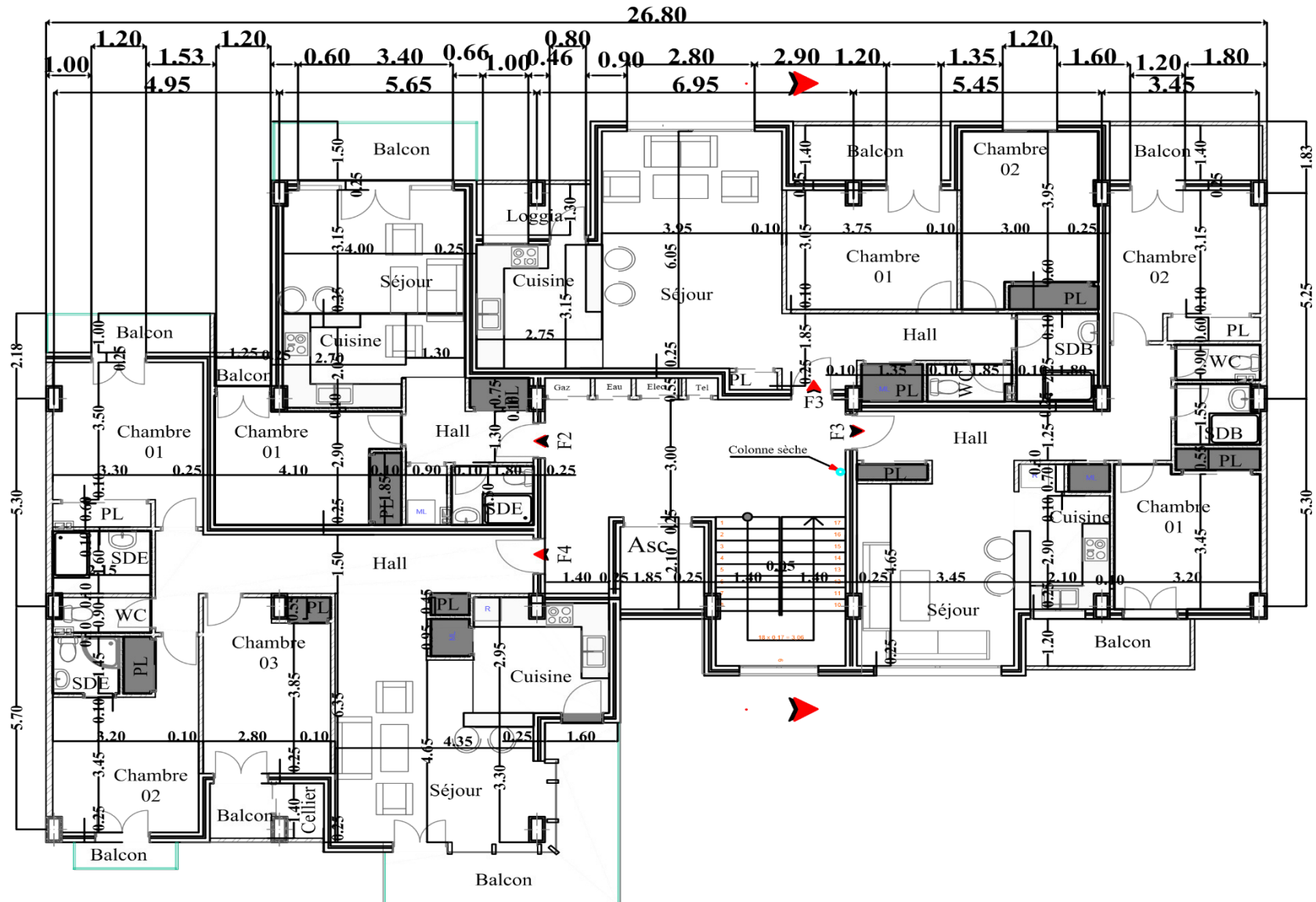


PLAN REZ DE CHAUSSEE

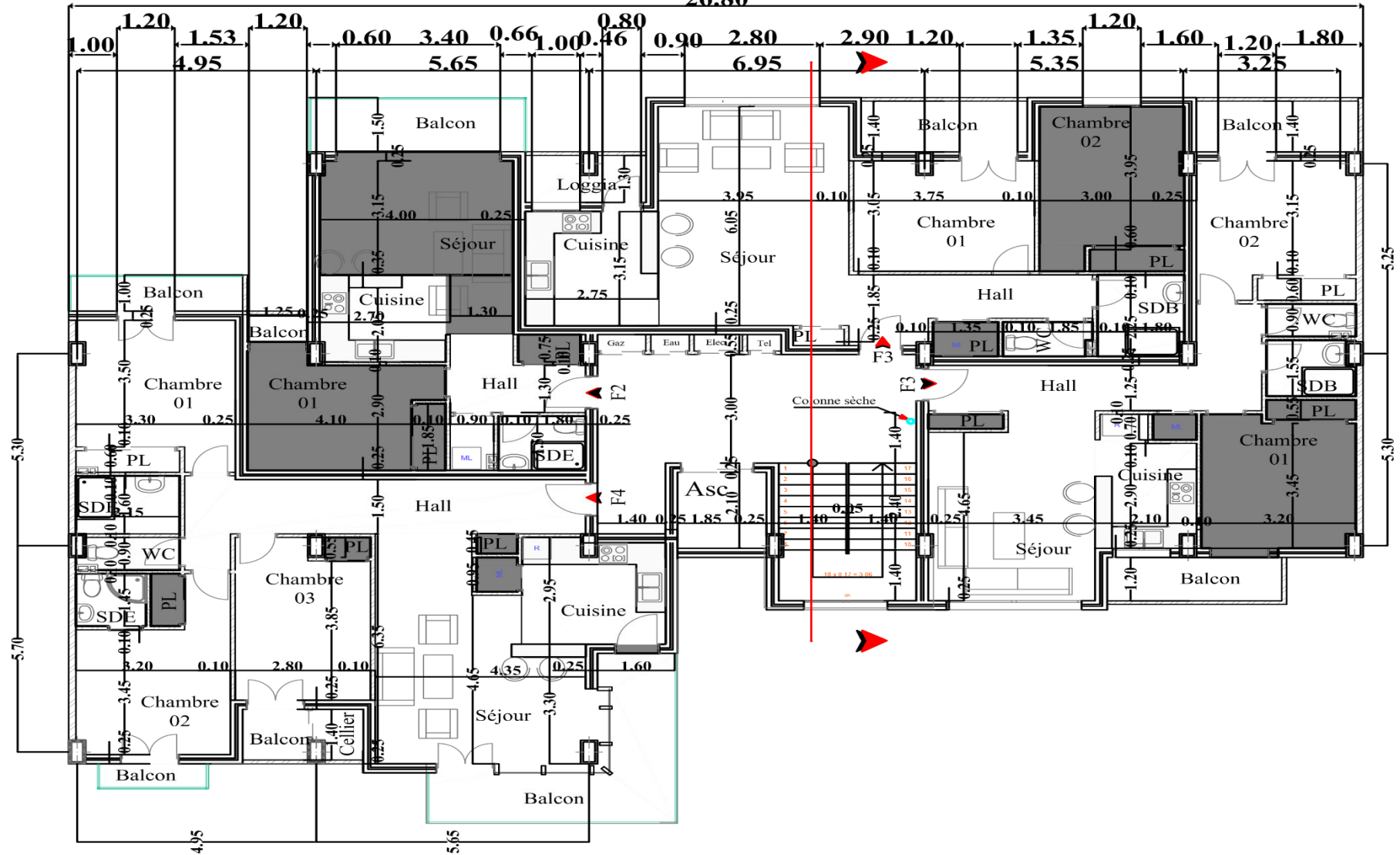


Annexe 5

PLAN ETAGE 01

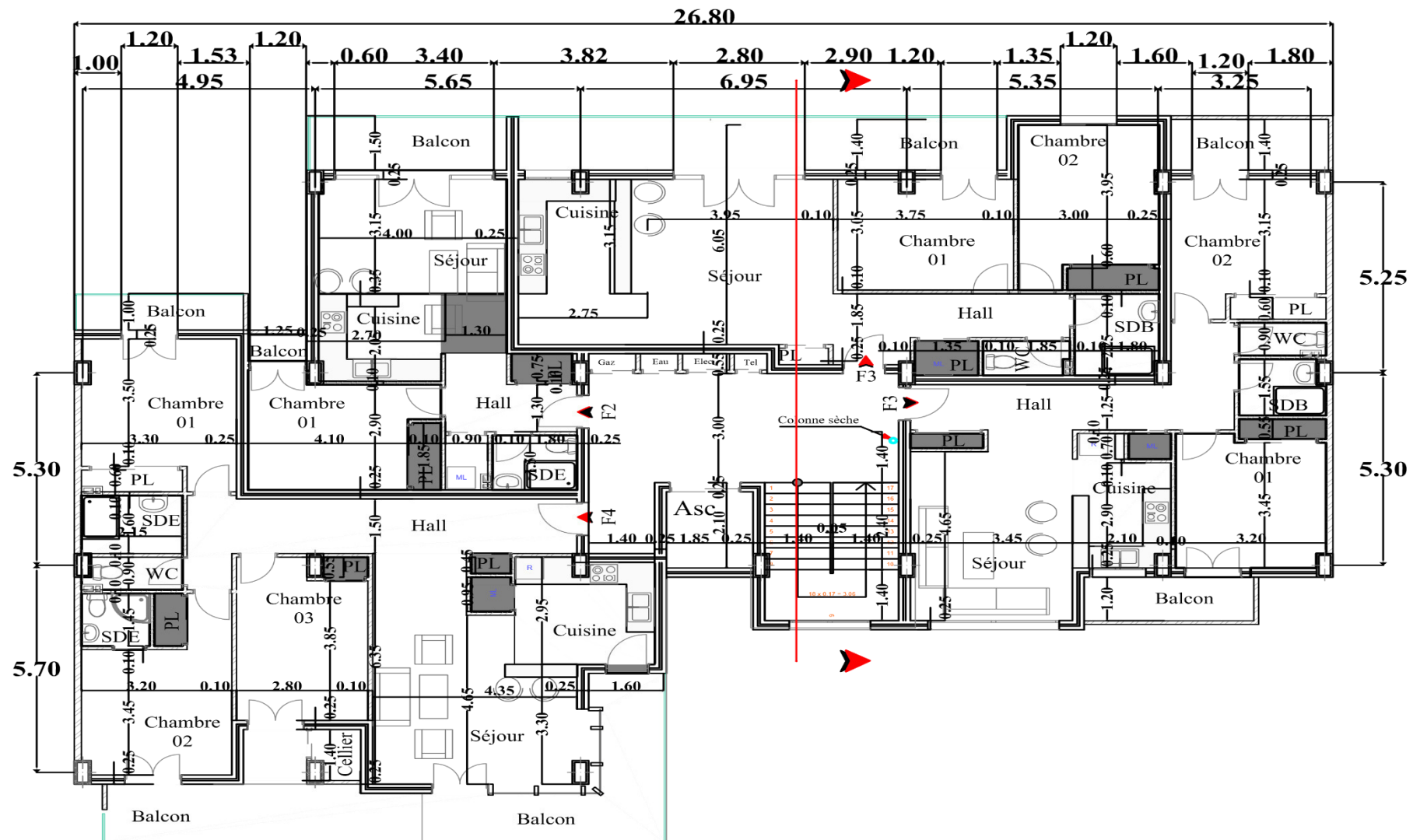


26.80



Annexe 5

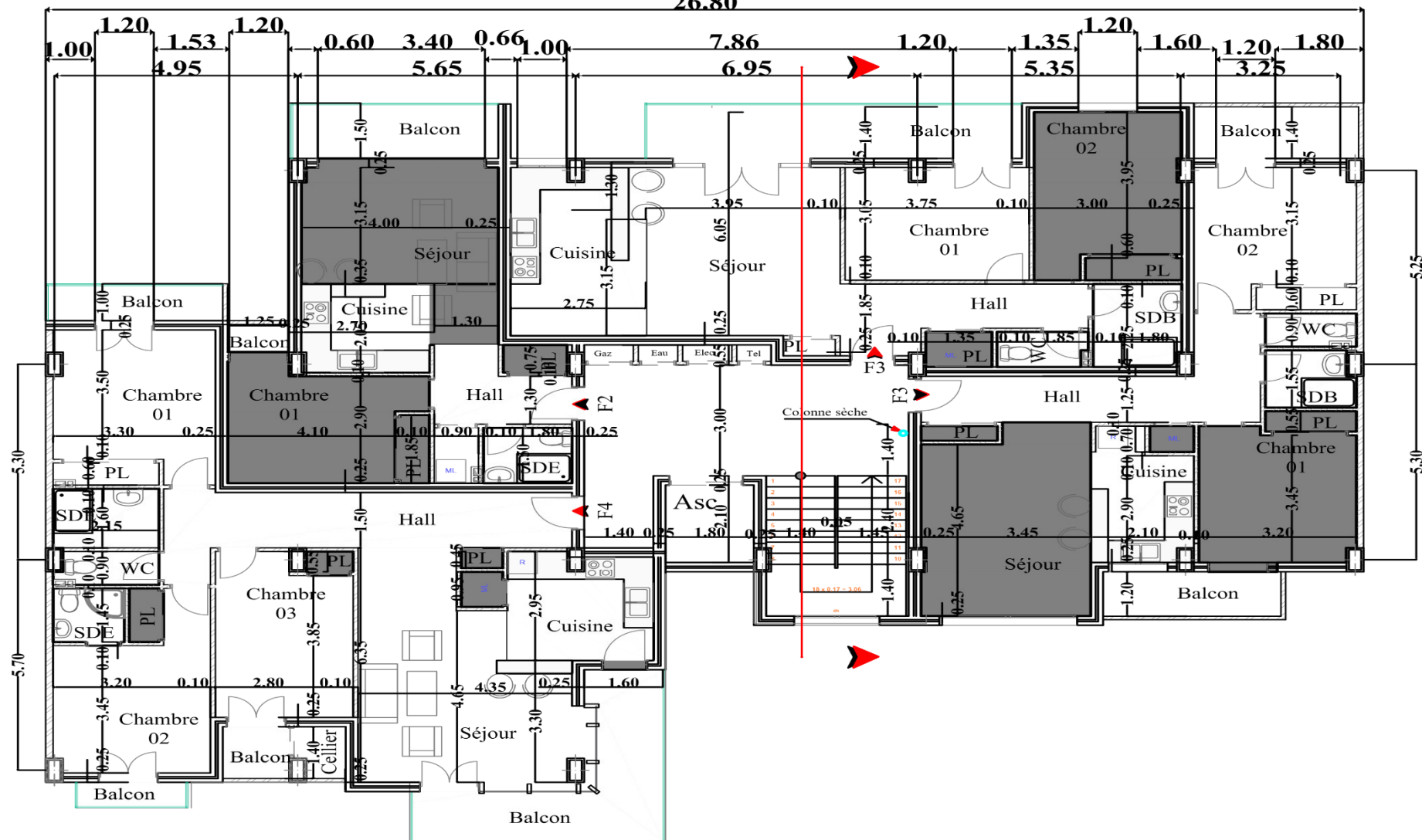
PLAN ETAGE 03



Annexe 5

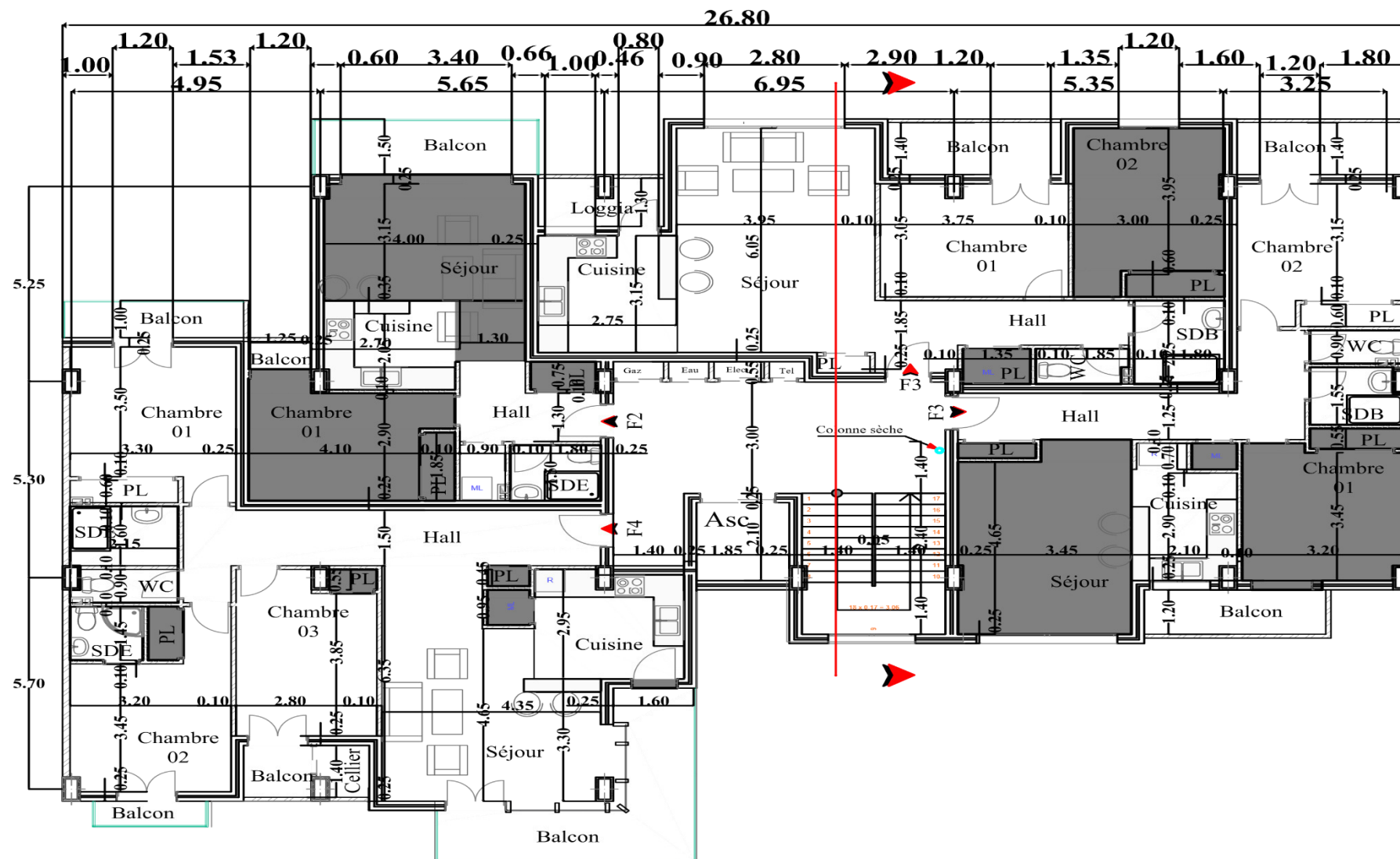
PLAN ETAGE 05

26.80



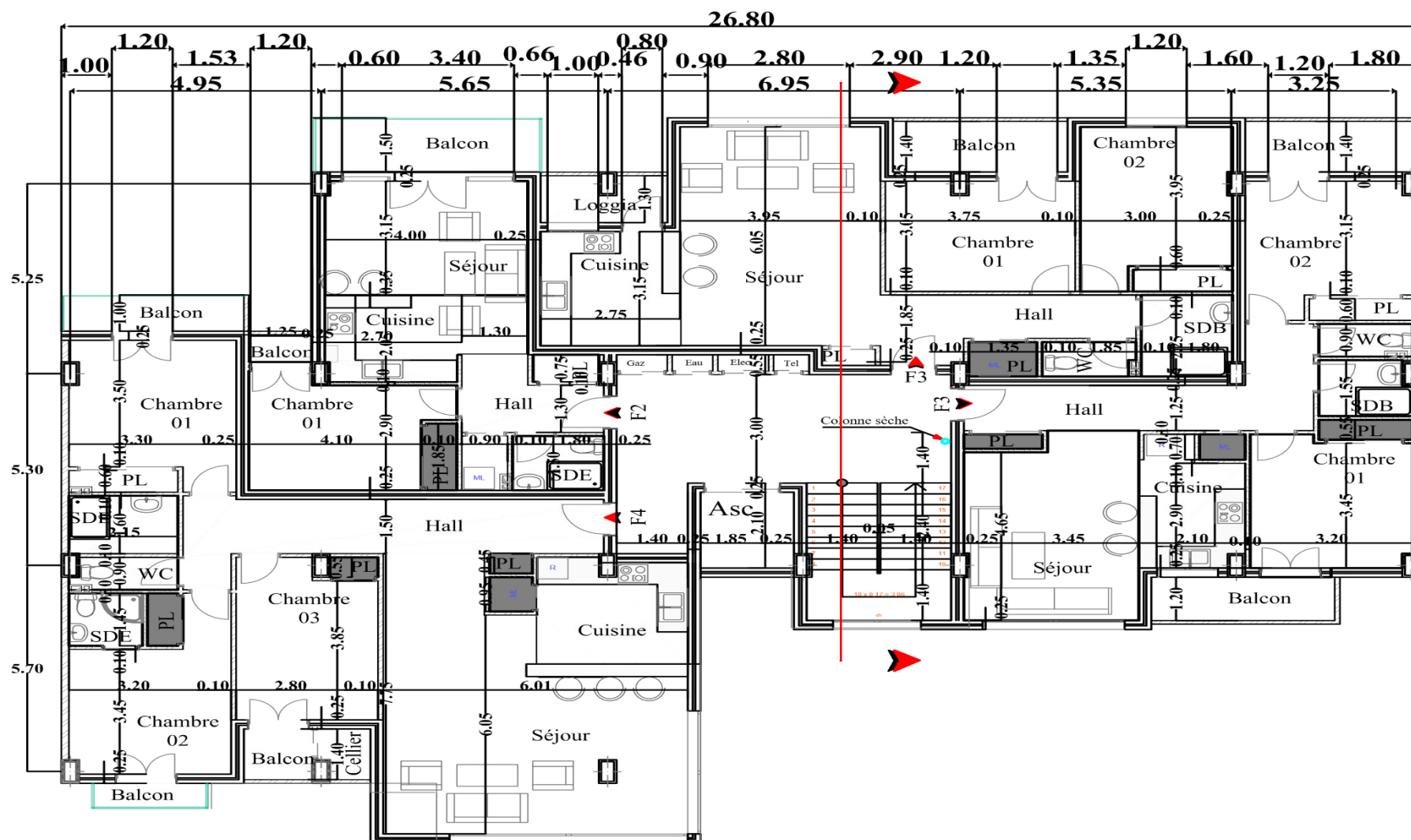
Annexe 5

PLAN ETAGE 06

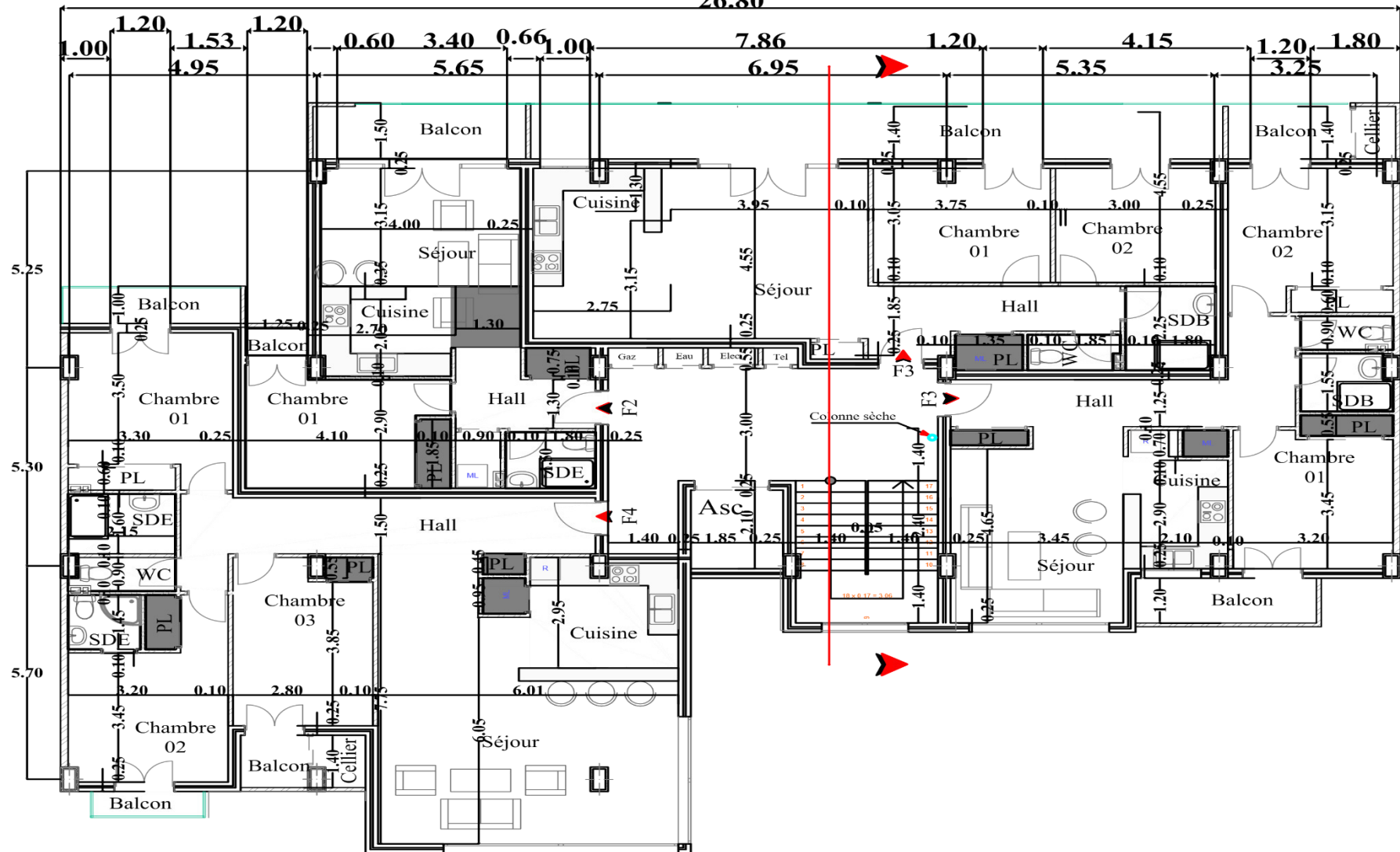


Annexe 5

PLAN ETAGE 07

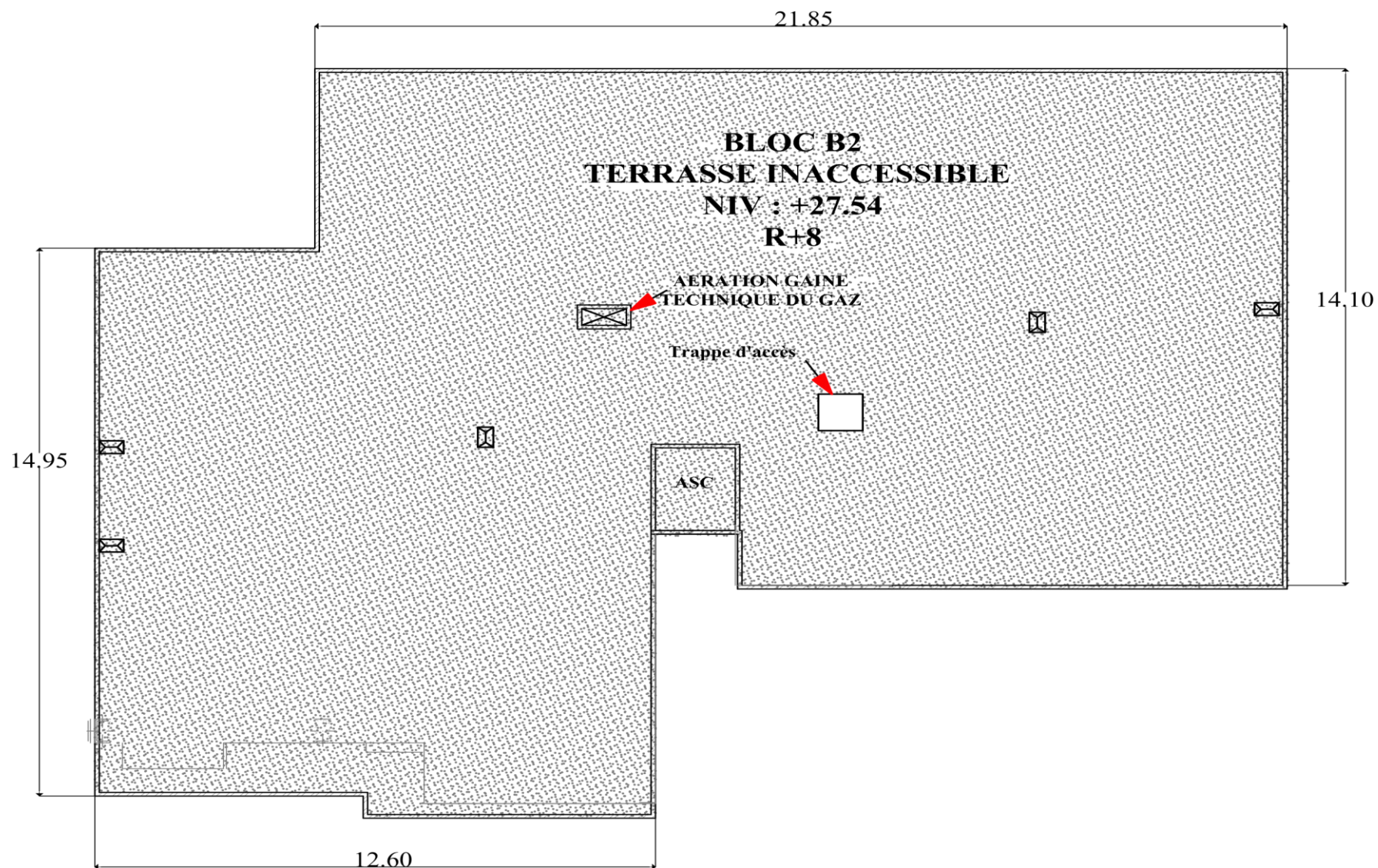


26.80



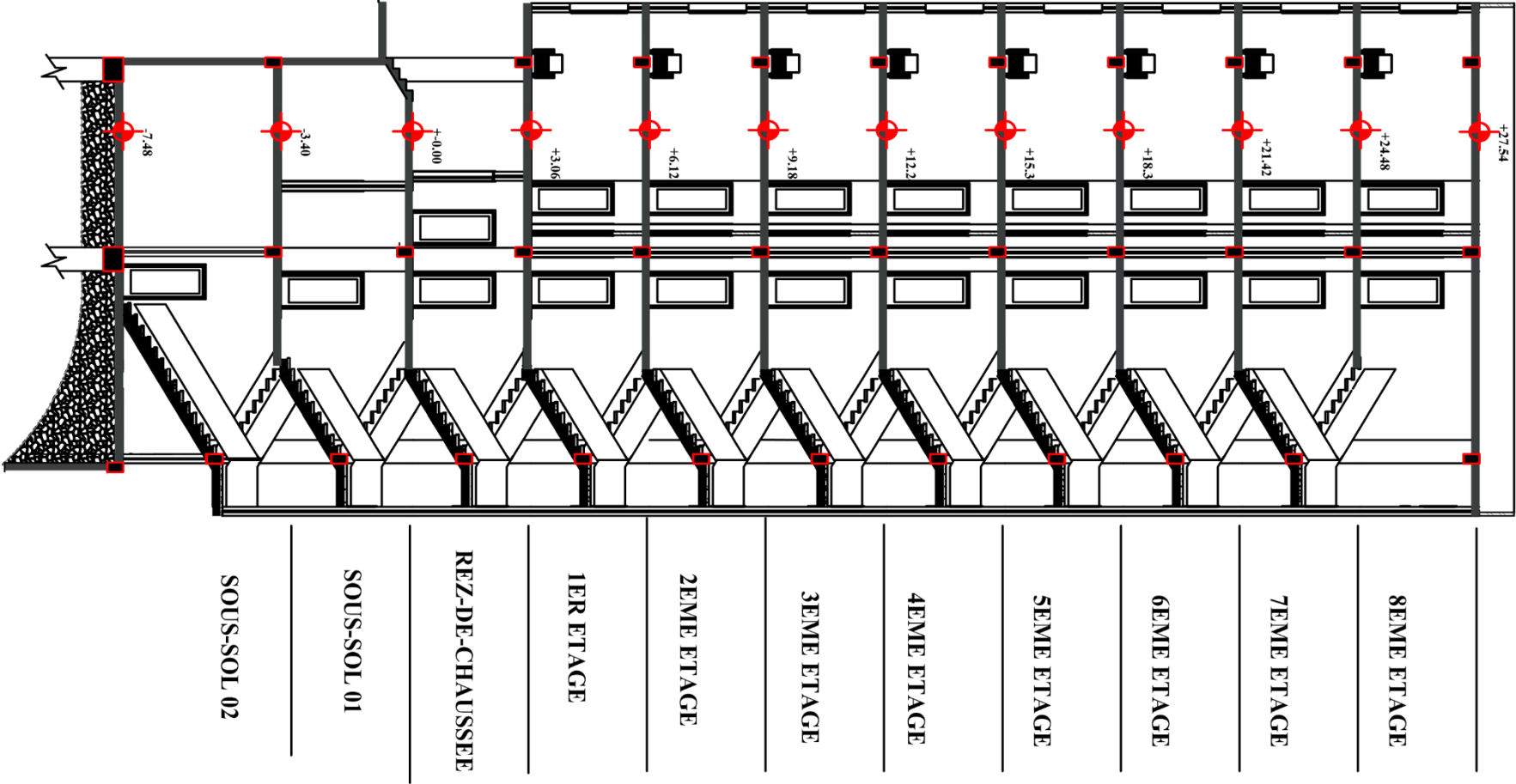
Annexe 5

Plan terrasse



Annexe 5

COUPE



ANNEXE 6

Rapport de sol

Rapport d'étude de sol

c- A partir des essais de laboratoire :

Cas des fondations superficielles type semelle isolée:

La contrainte admissible du sol sera calculée d'après la relation suivante (selon le DTR-BC 2.331) :

$$Q_{\text{limite}} = Sc \cdot C \cdot N_c + 0,5 Sy \cdot \delta \cdot B \cdot Ny + Sq \cdot \delta \cdot D \cdot Nq$$

Pour semelle isolée ($L \cdot B = 1.5 \cdot 1$) :

$Sc = 1 + 0.2 \times B/L$: donc on a : $Sc = 1.13$ / $Sy = 1 - 0.2 \times B/L$: $Sy = 0.87$ / $Sq = 1$.

Avec : - Angle de frottement interne $\phi = 41.73^\circ$ $Ny = 100$ / $Nq = 64.20$ / $Nc = 75.30$

- Cohésion apparente : $C = 0.30$ bars = 3.00 t/m^2 .

- Profondeur d'ancrage: D .

- (δ) Densité du sol. $\delta h = 2.20 \text{ (t/m}^3\text{)}$.

Le tableau suivant nous résume le calcul pour chaque profondeur :

fondation	ancrage	$\delta \text{ (T/m}^3\text{)}$	Ny	Nq	Nc	$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$	limites (bar)	Q_{adm} (bar)
semelle	2	2,2	100	64,2	75,3	3	29,09	5,82
	3	2,2	100	64,2	75,3	3	35,19	7,04
isolee	4	2,2	100	64,2	75,3	3	41,29	8,26
	5	2,2	100	64,2	75,3	3	74,84	9,35

D'où on obtient à un taux de travail admissible : 5,82 bars à 2,00 m de profondeur.

✓ Evaluation des tassements absolus du sol:

Les tassements sont pas à craindre vu la nature rocheuse du sol

IV- CLASSIFICATION DU SITE : D'après RPA 99/VERSION 2003 :

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Tableau : Classification des sites :

Catégorie	Description
S1	Rocheux (a)
S2	Ferme
S3	Meuble
S4	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle (b)

Utilisant les résultats des essais pressiometriques, Le site est classé en : **S1 rocheux au delà de 1,00 m de profondeur.**



Client : Eurl ERIDJ

Projet : Réalisation de 321 logements promotionnels en R+8, R+7, R-5, R-4 et 02 sous sol à Oussama, Cne et Wilaya de Bejaia.

Etabli, en : Août 2019

Par : T. Hamas

Approuvé par : A. AZZAR

9/11

V-CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS :

Les différentes phases de l'étude géotechnique, concernant la réalisation du projet cité en objet du présent rapport, au lieu dit Oussama, dépend de la wilaya de Bejaia nous a mené à la réalisation de :

- Cinq (05) sondages carottés de 15.00 m de profondeur.
- Quatre (04) sondages pressiometriques de 15.00 m de profondeur.
- Des essais au pénétromètre dynamique
- Séries d'analyses au laboratoire.
- Interprétation de ces essais.

Le sol du site devant servir d'assise est constitué par une couche superficielle des marno-calcaires peu altérés, reposant sur un substratum des marno-calcaire sains (rocheux).

La présente étude conclue en la possibilité de construire le projet en question dans les conditions suivantes :

Sur la base de l'analyse et l'interprétation des résultats des essais in-situ, des essais de laboratoire nous préconisons un mode de fondation superficiel, ancrées à partir de **2.00 m** de profondeur par rapport à la côte actuelle du terrain en appliquant une contrainte de **2.85 bars** sans risque de rupture de sol en place.

Il faut respecter lors de la fondation que la profondeur d'ancrage présente au moins un dixième (10%) de la hauteur des immeubles.

Le sol ne présente pas d'agressivité vis-à-vis du béton (pas de mesures particulières)

Les tassements ne sont pas à craindre vu la nature rocheuse du sol.

Le site est classé en S1 rocheux

Il est important d'attirer l'attention que la wilaya de Bejaia est située d'après le RPA99 version 2003 en zone de sismicité moyenne (IIa).

Compte tenu du type de sols en place, les précautions suivantes devront être prises pour éviter que les eaux de ruissellement ou autres (assainissement etc..) ne puissent s'infiltrer jusqu'à l'assise des semelles et modifier, à terme, les caractéristiques physiques et mécaniques du sol d'assise en particulier son module de déformation:

- Il faut éviter les grands terrassements qui entraîneraient des suppressions de butées et prévoir des murs de soutènement, en présence de talus.
- Il est nécessaire d'assurer un bon drainage des eaux superficielles, pour éviter tout contact avec les argiles gonflantes.
- Le terrain doit être assaini par la pose de drains périphériques qui vont recueillir les eaux de ruissellement qui sont la cause du gonflement et éviter tout apport d'eau au niveau de l'assise des fonds des fouilles.
- Procéder immédiatement après l'ouverture des fonds des fouilles au coulage du béton de propreté.
- Un contrôle visuel de la nature des couches sous-jacentes aux fondations doit être effectué lors des travaux de terrassements afin de déceler des éventuelles hétérogénéités locales.

Enfin, le laboratoire, Eurl LTPS, reste à l'entière disposition du client pour tout autre éclaircissement ou informations concernant ce rapport d'étude de sol.

Etabli par :

T.HAMAS



Laboratoire Eurl LTPS



Gérant
AZZAR ABDESAM



4 Chemins Cne Béjaia
RC n° 0500-0185703 B 16

	Client : Eurl ERIDJ Projet : Réalisation de 321 logements promotionnels en R+8, R+7, R+5, R+4 et 02 sous sol à Oussama, Cne et Wilaya de Bejaia.	Etabli, en : Août 2019 Par : T. Hamas Approuvé par : A. AZZAR	10/11
---	---	--	--------------