

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



Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de la Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'étude

En vu d'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Option : Matériaux et Structures

Thème

Etude d'un bâtiment R+8+Sous-sol en béton
Armé à usage d'habitation et commercial

Encadreur :

M^r A.OURABAH

Jurys:

M^r H.BOUROUBA

M^{elle} M.MEZIANI

Présenté par :

M^{elle} AOUDIA Kenza

M^r AISSANI Hichem

M^r LALAOUI Moumen

Promotion 2013

REMERCIEMENT

Nous tenons à remercier notre promoteur monsieur OVRABAH, enseignant à l'université de Bejaia pour nous avoir suivi durant la réalisation de ce modeste travail, les conseils qu'il nous a prodigué, pour la confiance qu'il nous a accordé, sa disponibilité et la patience d'ont-il a fait preuve nous a été d'un apport précieux pour l'accomplissement de se travail.

Nos remerciement vont également à tous ceux qui nous ont aidé à la réalisation de ce travail en particulier M^{elle} Souad et M^r Ouali

On remercie tous les enseignants de département GENI CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation

Les membres de jury M^r BOUROBA, M^{elle} MEZIANI qui auront à juger ce travail.

DÉDICACES



*Je tiens sincèrement à dédier ce modeste travail à mes chers
Parents pour leur affection et pour leur soutien je leur serai*

Reconnaissante tout le reste de ma vie

•

*A mes très chères sœurs (Fatiha, Fairouz, Nabila et leurs maris
et Ismahen)*

A mes chers frères (Waheb et sa femme, Khaled et Karim)

*A mes très chers neveux (Yanis, Sofiane, Bilal, Amine et
Adam)*

*A toutes mes copines de chambre
(Fadila, Nadjat, Asma, Habiba, Hania, Farida, Lila, Tiziri)*

*A tout mes oncles, tantes, cousins et cousines
Particulièrement ma très chère tante Meriame*

A mes trinôme (Moumen et Hichem)

A tout mes amis



Kenza

DÉDICACES



*Je tiens sincèrement à dédier ce modeste travail
À la mémoire de ma mère, cette personne qui m'a tout donné et
ma soutenu jusqu'au dernier souffle de sa vie (que dieu l'accueil
dans son vaste paradis)*

À mon Chèr père pour son affection et son soutien

Je leur serai reconnaissant tout le reste de ma vie

*À la femme de mon père qui m'a vraiment aidé
• À ma très chère sœur (souhila)*

À mes chers frères (massi et zouhir)

À ma chère Souhila.M qui m'a aidé

À tous mes copains de chambre

À tous mes oncles, tantes, cousins et cousines

À mes trinômes (Moumen et kenza)

À tout mes amis

Hichem



DÉDICACES



*Je tiens sincèrement à dédier ce modeste travail
À la mémoire de mon père qui m'a tout donné et ma soutenu
durant toute sa vie (que dieu l'accueil dans son vaste paradis)*

À ma chère mère pour son affection et son soutien

Je leur serai reconnaissant tout le reste de ma vie

*À mes très chères sœurs (Khoukha, Fatima, Taous, Bahia et
leurs maris, sans oublier Zahia et Cherifa)*

À mes chers frères (Hassen et sa femme ainsi Hamid)

À ma très chère Lamia qui m'a aidé

*À tous mes copains (Omar, Ahmed, Fakher, Fathi, Riad,
Sofiane et Ghani)*

À tous mes oncles, tantes, cousins et cousines

À mes trinôme (Hichemet Kenza)

À tout mes amis

Moumen



Table des matières

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage	1
I.2. Description architecturale.....	1
I.3. Description structurale	1
I.4. Règlements et normes utilisés.....	2
I.5. les actions	2
I.6. Les matériaux.....	3

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction	9
II.2. Le pré-dimensionnement et l'Evaluation des charges et surcharges	9
II.3. Descente des charges.....	19
II.4. vérification des poteaux.....	24

Chapitre III : Etudes des éléments secondaires

III.1. Etude des planchers	29
III.2. Calcul des poutres de chainages.....	64
III.3. Les dalles pleines	69
III.4. Calcul de l'acrotère	88
III.5. Les escaliers.....	95
III.6. Poutre Brisée	123
III.7. Etude de la dalle d'ascenseur	128

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction.....	139
IV.2. Etude de la structure au séisme.....	139
IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques.....	147
IV.4. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA.....	149
IV.5. Calcul des déplacements.....	150
IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet p- Δ	151
IV.7. Conclusion.....	152

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction.....	153
V.2. Etude des poteaux.....	153
V.3. Etude des poutres.....	162
V.4. Etude des voiles.....	171

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	183
VI.2. Choix du type de fondation	183
VI.3. Voile périphérique.....	198

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Plans

Table des figures

I.1. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	4
I.2. Diagramme contraintes déformations à L'ELU.....	6
I.3. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.....	7
II.1. Les planchers à corps creux (20+) 4.....	9
II.2. Schéma d'une poutrelle.....	12
II.3. Disposition des poutrelles.....	12
II.4. Acrotère.....	14
II.5. Schéma de l'escalier.....	15
II.6. Schéma statique des volées d'escalier type1.....	15
II.7. Vue en plan d'un voile.....	18
II.8. Hauteur libre d'étage.....	19
II.9. La surface afférente du poteau B4.....	20
II.10. Schéma statique de la décentes des charges.....	21
II.11. Surface revenant au Poteau B3.....	22
II.12. Section brute (B_r).....	25
III.1. Disposition des poutrelles.....	30
III.2. Schéma d'une poutrelle.....	30
III.3. Evaluation des efforts tranchants.....	37
III.4. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	63
III.5. Ferrailage des poutrelles aux différents niveaux.....	64
III.6. Schéma statique de la poutre de chaînage.....	65
III.7. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	69
III.8. Dalle 'a' sur trois appuis.....	70
III.9. Section de la dalle pleine 'a' à ferrailler.....	71

III.10. Dalle ‘b’ sur trois appuis.....	76
III.11. Section de la dalle pleine ‘b’ à ferrailer.....	77
III.12. Dalle ‘c’ sur trois appuis.....	81
III.13. Section de la dalle pleine ‘c’ à ferrailer.....	82
III.14 Dalle sur 4 appuis	85
III.15. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	88
III.16. Vue en plan d’un acrotère.....	89
III.17. Schéma statique de l’acrotère.....	89
III.18. Section à ferrailer.....	92
III.19. Schéma de ferrailage de l’acrotère.....	95
III.20. Vue en plan de l’escalier de type (I).....	96
III.21. Schéma statique de la volée (III).....	96
III.22. Schéma de ferrailage de la volée (III).....	98
III.23. Schéma statique de l’escalier de type(I)	99
III.24. Section à ferrailer.....	100
III.25. Ferrailage des volées I, III et IV de l’escalier de type1.....	104
III.26. Vue en plan de l’escalier type II.....	104
III.27. Schéma statique de la volée (II).....	104
III.28. Schéma de ferrailage de la volée (III).....	107
III.29. Schéma statique de l’escalier de type II.....	107
III.30. Schéma de ferrailage des volées I, II de l’escalier de type II.....	110
III.31. Vu en plan de l’escalier de type III.....	110
III.32. Schéma statique du tronçon DE	111
III.33. Section à ferrailer.....	111
III.34. Schéma d ferrailage de tronçonne DE de l’escalier de type III.....	115
III.35. Schéma statique du tronçon CD.....	115
III.36. Section à ferrailer.....	116

III.37.	Ferraillage du tronçon CD de l'escalier de type III au RDC.....	120
III.38.	Schéma de l'escalier de l'escalier de service au s-sol.....	120
III.39.	Schéma de ferraillage de l'escalier de type IV.....	123
III.40.	Schéma statique de la poutre brisée	124
III.41.	La section creuse équivalente.....	126
III .42.	Schéma de ferraillage de la poutre brisée en travée et en appuis.....	128
III.43.	Cage d'ascenseur.....	128
III.44.	Schéma de la dalle d'ascenseur et sa surface d'impacte.....	129
III.45.	Schéma de ferraillage –dalle du local machine-dalle de la cuvette.....	138
VI.1.	La disposition des voiles.....	144
VI.2.	Translation selon (YY).....	146
IV.3.	Translation selon (XX).....	146
IV.4	Rotation autour de (ZZ).....	147
V.2.1.	Zone nodale.....	154
V.2.2.	Section réduit.....	157
V.2.3.	Section d'un poteau.....	159
V.2.4.	Schéma de ferraillage des poteaux.....	161
V.3.1.	Poutre principale.....	164
V.3.2.	Poutre secondaire.....	164
V.3.3.	Longueur de recouvrement.....	167
V.3.4.	Zone nodale.....	169
V.3.6.	Schéma de ferraillage des poutres principales.....	171
V.4.2.	Voile avec ouverture.....	173
V.4.3.	Disposition des armatures dans les voiles.....	174
V.4.4	Schéma de ferraillage du voile V_{x1} au niveau du sous-sol.....	181
V.4.5	Schéma de ferraillage du Linteau.....	182
VI-1.	Semelle isolée.....	183

VI-2. Semelle filante.....	184
VI.3. Présentation de zone d'impact de la charge concentrée.....	186
VI.4. Dalle sur quatre appuis.....	189
VI.5. Schéma de ferrailage du radier	192
VI.6. Sollicitations sur les nervures longitudinales.....	194
VI.7. Sollicitations sur les nervures transversales	194
VI.8. Section à ferrailer.....	195
VI.9. ferrailage des nervures en travées et en appuis.....	197
VI.10. Voile périphérique.....	198
VI.11. Diagramme des contraintes.....	199
VI.12. Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	203

Liste des tableaux

I.2. Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser.....	8
II.1. Évaluation des charges de plancher terrasse inaccessible.....	10
II.2. Évaluation des charges de plancher d'étage courant.....	10
II.3. Évaluation des charges sur les murs extérieurs.....	11
II.4. Évaluation des charges sur les murs extérieurs.....	11
II.5. Evaluation des charges et sur charges sur la dalle pleine $e = 12$	13
II.6. Evaluation des charges et sur charges sur la dalle pleine $e = 15$	14
II.5. Charge de l'acrotère.....	14
II.7. Dimensionnement de différents types d'escalier.....	16
II.8. Evaluation des charges et sur charges sur le palier.....	16
II.9. Evaluation des charges sur la volée d'escalier de type 1 et 2.....	16
II.10. Evaluation des charges sur la volée (type 3).....	16
II.11. Evaluation des charges sur la volée (type 4).....	17
II.12. Descente de charge du poteau B4.....	21
II.13. Descente de charge du poteau B3.....	23
II.14. Vérification de l'effort normal réduit.....	25
II.16. Vérification du critère de résistance.....	27
II.16. vérification au flambement des poteaux.....	27
III.1. Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage commercial.....	42
III.2. Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher étage commercial.....	44

III.3. Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage courant.....	45
III.4. Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher étage courant.....	46
III.5. Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher terrasse inaccessible.....	47
III.6. Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher terrasse accessible.....	48
III.7. Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.....	49
III.8. Résultats de calcul de flèche	59
III.9. Calcul des sections de Ferrailage des poutrelles.....	59
III.10. Choix des barres de ferrailage et vérification au cisaillement.....	60
III.11. Vérification des états limites de compression du béton.....	61
III.12. Vérification des états limite de déformation.....	61
III.13. Armatures longitudinales.....	66
III.14. Résultats de ferrailage du balcon	71
III.15. Résultats de ferrailage du balcon	77
III.16. Résultats de calcul de la flèche	80
III.17. Résultats de ferrailage du balcon	82
III.18. Calcul de la contrainte de béton	84
III.19. Résultats de calcul de la flèche	85
III.20. Calcul de la section d'armatures de ferrailage de la dalle.....	86
III.21. Combinaison d'action.....	90
III.22. Résumé des résultats de ferrailage.....	100
III.23. Evaluation de la flèche.....	103
III.24. Sollicitation à l'E.L.U escalier type II.....	107
III.25. Ferrailage d'escalier type II.....	108
III.26. Calcul des contraintes de béton	108
III.27. Evaluation de la flèche.....	109

III.28. Ferrailage de tronçon DE.....	112
III.29. Calcul de la flèche.....	114
III.30. Calculs de ferrailage	117
III.31. Evaluation de la flèche	119
III.32. Sollicitation à l'E.L.U et a l'ELS d'escalier type IV.....	121
III.33. Ferrailage d'escalier type IV.....	121
III.34. Calcul des contraintes de béton	122
III.35. Evaluation de la flèche.....	122
III.36. Ferrailage de la poutre brisée a la flexion simple.....	125
III.37. Ferrailage de la dalle du local machine.....	132
III.38. Vérification des contraintes.....	134
III.39. Ferrailage de la dalle de la cuvette.....	135
III.40. Vérification des contraintes.....	137
IV .1. Valeurs des pénalités P_q	141
IV.2 Caractéristiques géométriques de la structure	144
IV.3 Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	145
IV.4 Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	148
IV.5 Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	148
IV.6 Vérification de l'effort tranchant à la base.....	149
IV.7 Résumé des résultats.....	150
IV.8 Vérification des déplacements relatifs.....	150
IV.9 Vérification des effets $P-\Delta$	151
V.2.1 Armatures longitudinales maximales selon le RPA dans les poteaux.....	154
V.2.2 Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	156
V.2.3 Les Armatures transversale dans les poteaux.....	156

V.2.4	Justification de l'effort normale ultime.....	158
V.2.5	Vérification des contraintes dans le béton.....	159
V.2.6	Vérification des sollicitations tangentes.....	160
V.3.1	Ferraillage des poutres principales.....	164
V.3.2	Ferraillage des poutres secondaires.....	165
V.3.3	Calcul d'espacements des barres.....	166
V.3.4	Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	167
V.3.5	Etat limite de compression du béton.....	168
V.3.6	Vérification des conditions de la flèche.....	168
V.3.7	Les moments résistants dans les poteaux.....	169
V.3.8	Vérification de la zone nodale.....	170
V.4.1	Résumé des résultats de calcul pour le voile V_{x1}	177
V.4.2	Résumé des résultats de calcul pour le voile V_{x2}	178
V.4.3	Résumé des résultats de calcul pour le voile V_{x3}	179
V.4.4	Résumé des résultats de calcul pour le voile V_{y1}	179
V.4.5	Résumé des résultats de calcul pour le voile V_{y2}	180
V.4.6	Résumé des résultats de calcul pour le voile V_{y3}	180
V.4.7	Résultats de ferraillage des Trumeaux.....	181
VI. 1.	Ferraillage du radier.....	190
VI.2.	Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	191
VI.3.	Résumé des résultats (ferraillage de la nervure).....	192
VI.4.	Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	192
VI.5.	Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal(ELU).....	194

VI.6. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal(ELS).....	194
VI.7. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal(ELE).....	195
VI.8. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal(ELS).....	195
VI.9. Résumé des résultats(ferraillage de la nervure).....	195
VI.10. Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	196
VI.11. Résumé des résultats (ferraillage de la nervure).....	197
VI.12. Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	197
VI.13. Ferraillage du voile périphérique.....	200
VI.14. Vérification des contraintes dans le voile périphérique.....	202
VI.15. Résumé des résultats (ferraillage de la nervure).....	202
VI.16. Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	203

liste des symboles

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

N : force de compression en général.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b_0 : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'age j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

f_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j=28j.

g : Densité des charges permanentes.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

D : profondeur d'encastrement de la fondation.

q_u : Contrainte de rupture.

q_a : Contrainte admissible du sol.

C : *cohesion du sol.*

γ: poids volumique

INTRODUCTION

Jusqu'à nos jours, des constructeurs et des ingénieurs en génie civil sont censé investir tout leur savoir faire dans l'étude et la conception des ouvrages.

Continuent leurs recherches dans le domaine de la construction afin d'aboutir à des méthodes de calcul précises tout en tenant compte des différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité, assurer la durabilité et le confort.

Les constatations faites dans le monde après les séismes, ont montré que les structures à base de portiques doivent supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs. En revanche, il à été constaté que de nombreux bâtiment en béton armé à contreventement mixte ont bien résisté sans endommagement exagéré.

Pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux règlements parasismiques et les règlements en vigueur

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier la structure d'un bâtiment à usage

- Parking au s-sol
- Commerce au RDC et au 1^{er} étage
- habitation à partir du 2^{eme} au 8^{eme} étage

Cette structure est contre ventée par un système mixte (voile plus portique).

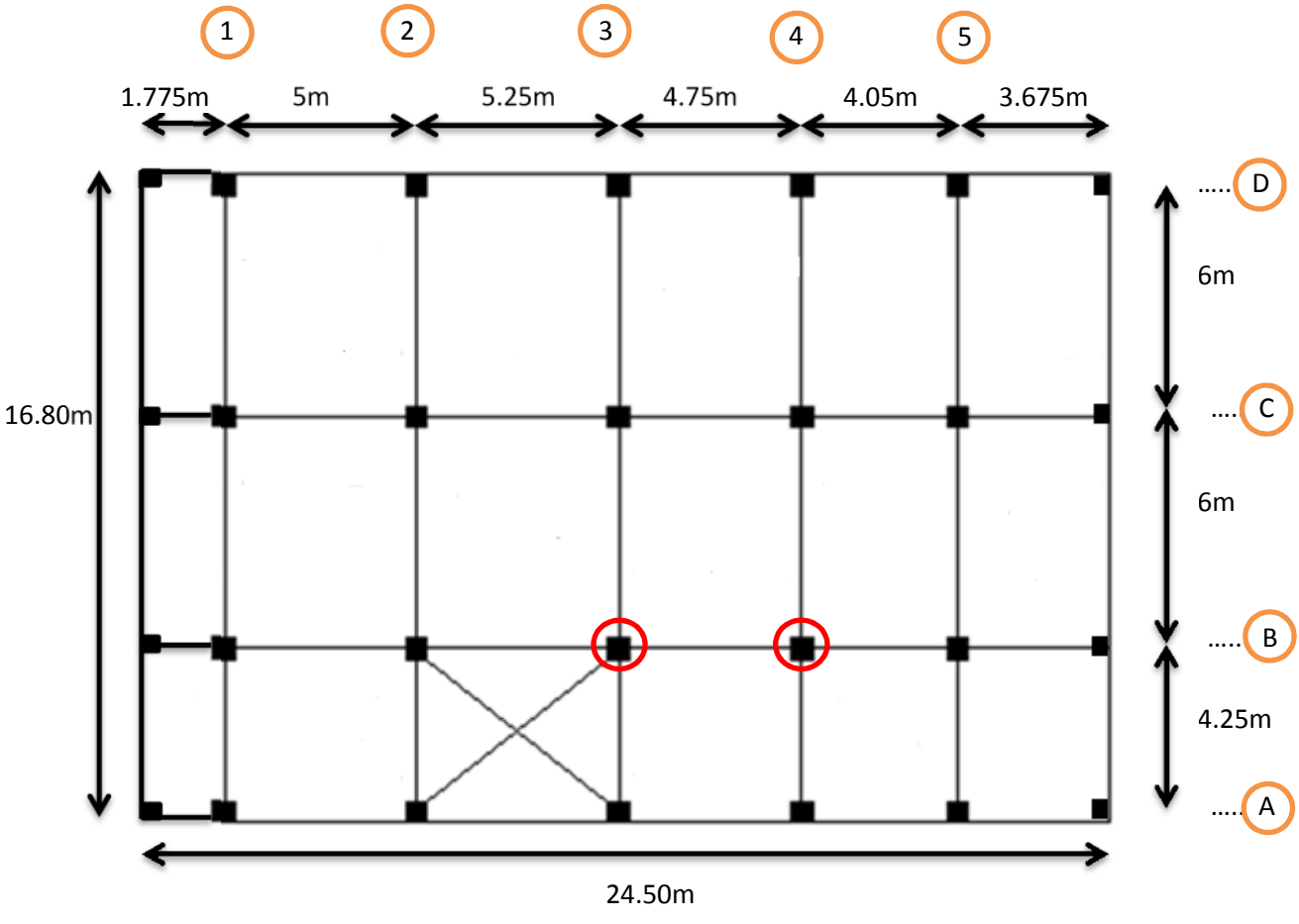
Nous avons structuré notre travaille en deux parties principale.

La première partie est consacrée à l'étude de la superstructure qui regroupe essentiellement cinq chapitres.

- le premier concerne les généralités (les caractéristiques de la structure ainsi que les matériaux utilisés)
- Le second concerne le pré dimensionnement des éléments.
- Le troisième est consacré au calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers,)
- Le quatrième traite l'étude dynamique de la structure (période, interaction,...)
- Le cinquième est consacré à l'étude des éléments structuraux (poteaux, poutres, ...)

La deuxième partie (le sixième chapitre) est consacrée à l'étude de l'infrastructure, et qui consiste à choisir sur la base du rapport géotechnique le type de fondation pour la structure, puis la calculer.

- En fin on termine par une conclusion générale sur l'ensemble de l'étude mené au cours de cette modeste étude.



I.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+8+s.sol, dont le Sous-sol est un parking, le RDC et le 1^{er} étage sont à usage commerciale et les autres étages sont à usages d'habitations.

L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de Bejaia, qui est classé, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en **zone IIa** (zone moyenne sismicité) et le groupe d'usage2.

Le projet est situé à proximité du boulevard des AURES (quartier SEGHIR) sur la plaine de Bejaia.

I.2. Description architecturale

Pour la longueur et la largeur du bâtiment voir le plan architectural

- Hauteur totale du bâtiment : **36.3m.**
- Hauteur du sous-sol : **4m.**
- Hauteur du RDC : **4.08m.**
- Hauteur d'étage commercial : 1^{er} étage (**3.74m**)
- Hauteur des étages courants : **3.06m.**
- Largeur du bâtiment : **16.80m.**
- Longueur du bâtiment : **24.50m.**

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

D'après les résultats fournis par Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction indiquant que notre sol se constitue d'alluvions de la Soummam de nature essentiellement limono-marneuse avec des passages de graviers, sables.

I.3. Description structurale

- **Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissants dans son plan aux éléments de contreventement.
- **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

- **Les façades et les cloisons :**

- les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm
Séparées par une âme d'air de 5cm.

- les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm

- **L'acrotère :** c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

- **L'infrastructure :**

Elle assure les fonctions suivantes :

- transmission des charges verticales et horizontales au sol.

- limitation des tassements différentiels

I.4. Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- DTR RPA99 /version 2003.
- DTR CBA93.
- DTR B.C.2.2. (charge permanente et charge d'exploitation)
- BAEL91/version 99.
- DTR BC2.33.1. (fondation superficielle)

I.5. les actions

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

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

$$1.35G_{max}+G_{min}+1.5Q_1+\sum_{i>1} \Psi_{oi} Q_i$$

$\Psi_{oi} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant.

Ψ_{oi} : Coefficient de pondération.

- **Situations accidentelles :**

$$1.35G_{max}+G_{min}+F_A+\Psi_{1i} Q_1+\sum_{i>1} \Psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

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

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

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

b) Combinaison d'action à l'E L S : CBA93 (article : A.3.3.3)

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

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

Avec :

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c) Combinaisons de calcul RPA99 (version 2003)

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situations accidentelles} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \\ G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2E. \text{ (poteaux des portiques autostables)} \\ 0.8G \pm E. \end{array} \right.$$

I.6. Les matériaux

I.6.1. Béton : est un mélange de ciment, de sable, de granulat et d'eau et éventuellement des adjuvants.

Le ciment : pour la réalisation des ouvrages en béton armé, le ciment utilisé généralement est le CPA 325 (ciment portland artificiel). le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 350kg.

I.6.1.1. Caractéristiques mécanique du béton

a) résistance à la compression f_{cj} : Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées (16*32) cm² dans le laboratoire.

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours f_{c28}

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

-Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \cdot \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} \cdot \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

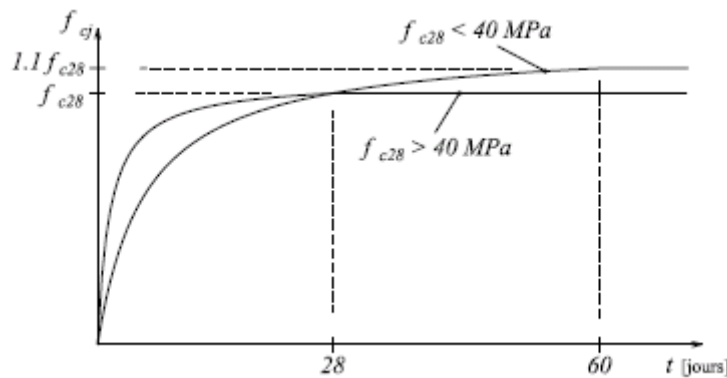


Figure I.1. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa.

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

b) Résistance à la traction f_{ij} : la résistance à la traction du béton à j jours, notée f_{ij} , est donnée par :

$$\begin{cases} f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{ij} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.2)}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25$ Mpa ; $f_{t28} = 2,1$ Mpa.

c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) BAEL91 (article A.5.1.211)

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25$ Mpa donc :

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} 3.33 \text{ Mpa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5 \text{ Mpa} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

d) Module déformation longitudinale du béton : on distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} , le module instantané est utilisé pour le calcul sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24heures, le module instantané est pris égal

$$E_{ij}=11000*(f_{cj})^{1/3} \quad \text{BAEL91.}$$

La pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage de béton, le module instantané est pris égal à trois le module différé.

$$E_{ij}=3*E_{vj} \quad \text{BAEL91.}$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a : $E_{ij} = 11000*(f_{c28.})^{1/3}$.

$$E_{vj} = (1/3)* E_{ij}.$$

Pour : $f_{c28.} = 25\text{Mpa}$

On a : $E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$

$E_{v28} = 10721.40 \text{ MPa}$

e) Module déformation transversale du béton :

$$G = \frac{E}{2*(\nu + 1)}$$

Avec E : module de Young

ν : Coefficient de poisson CBA93 (article A.2.1.3).

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

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 (à l'ELU).

Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS).

ELU : $\nu = 0$ et $G = 0,5 * E$

ELS : $\nu = 0,2$ et $G = 0,42 * E$

f) Diagramme contraintes déformations :

Diagramme contraintes (σ_{bc})-déformations relatives (ε_{bc}):

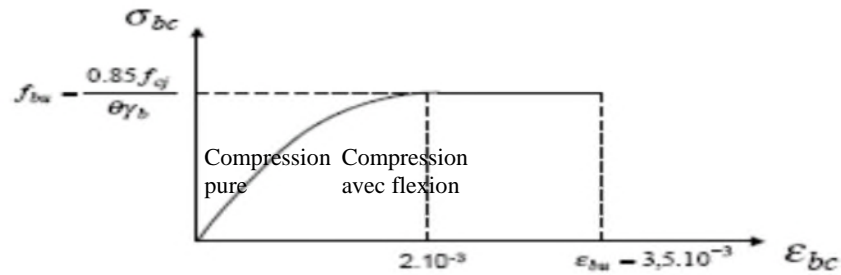


Figure.II.2. Diagramme contraintes déformations à l'ELU

- f_{bu} : est la valeur de calcul de la contrainte du béton

$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \epsilon_{bc}) & \text{si } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2^0/00 \text{ cours BA 3}^{\text{ème}} \text{ année} \\ 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b & \text{si } 2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5^0/00 \end{cases}$$

-le coefficient θ dépend de la durée d'application des charges :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{Si } t > 24\text{h} \\ \theta = 0,9 & \text{Si } 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ \theta = 0,8 & \text{Si } t < 1\text{h} \end{cases}$$

- γ_b est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 (\text{cas courants}) \\ 1.15 (\text{combinaisons accidentelles}) \end{cases}$$

I.6.2. L'acier

Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPA et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

I.6.2.1. Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité f_e

- **Contraintes limites σ_s**

✓ **ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ tq } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité

✓ **ELS** **BAEL91** (article A.4.5.32)

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ [MPa]}$$

Cas2 : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s = \min (2/3 * f_e, \max (201.63, 110(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]}$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas 3 : fissuration très préjudiciable (FP-milieus agressifs):

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e; 90(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]}$$

η : Coefficient de fissuration

Avec : $\begin{cases} \eta=1 & \text{: pour les ronds lisses, treillis soudés} \\ \eta=1.6 & \text{: pour les hautes adhérences} \end{cases}$

I.6.2.2. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers

Le diagramme se compose de deux parties : **CBA93 (article A.2.2.2)**

- Droite de Hooke ($\sigma = E_\epsilon$) de pente $E=2*10^5$ MPA indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10%(déformation maximale).

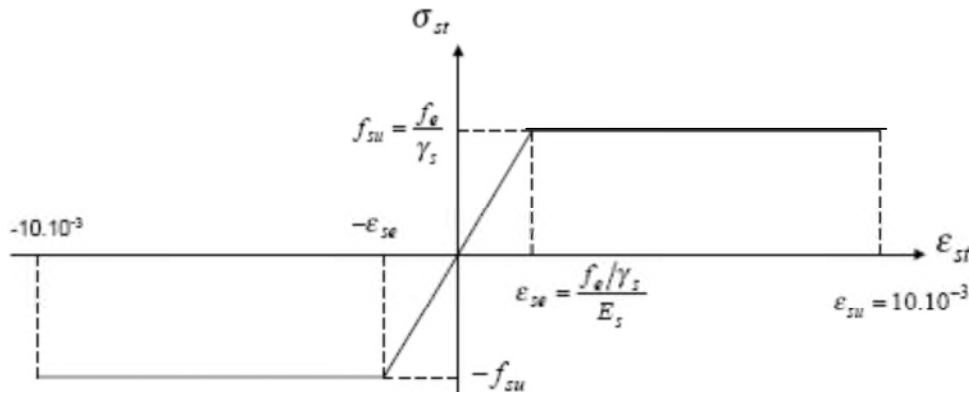


Figure.I.3. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers

La valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie f_{su} est définie par :

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$$

- σ_s est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.

- γ_s est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{(cas courants).} \\ & \text{(combinaisons accidentelles).} \end{cases}$$

I.6.3. Matériaux à utiliser

Tableau.I.2. Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)	
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25	
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable	14,2	
		*situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15	
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19	
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721,39	
Acier	Limite d'élasticité f_e	400	
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$	
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle	400	
		*situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : *FPN	/	
		*FN	201.63
		*FTN	176

II. PRE DIMENTIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1 Introduction

Afin d'assurer une bonne résistance de l'ensemble de la construction, Le pré-dimensionnement des éléments de notre bâtiment se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir :

- Le RPA 99
- Le CBA 93
- Le BAEL 91
- DTR BC 2.2

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous nous référons aux recommandations précédentes.

II.2. Le pré-dimensionnement et l'Evaluation des charges et surcharges

II.2.1. Les éléments secondaires

a) Les planchers

❖ plancher à corps creux

Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :

- Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
- Les charges permanentes (cloisons, revêtements de sol, chauffage par le sol, dalle flottante...).

Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad \text{CBA (article B.6.8.4.2.4)}$$

Avec L : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{525 - 55}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 20,88 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 24 \text{ cm}$: $\begin{cases} 20 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{cases}$

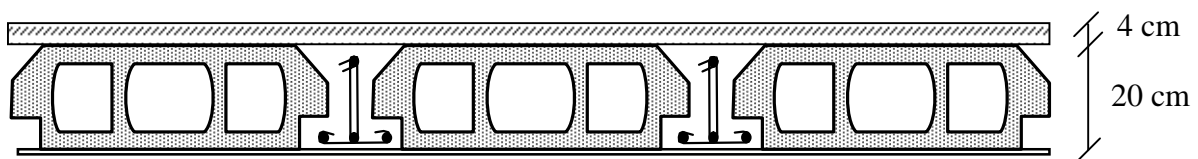


Figure II.1. Les planchers à corps creux (20+4)

- **Terrasse inaccessible**

Tableau.II.1.Évaluation des charges de plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	5	1.00
Multicouche d'étanchéité	2	0.12
Isolation thermique	4	0.16
Plancher à corps creux (20+4)	24	3.20
Enduit de plâtre	2	0.2
Forme de pente	2%	2.2
		G= 6.88KN/m ²

- La charge d'exploitation correspond à la charge due au personnel d'entretien est estimée à : $Q=1.00\text{KN/m}^2$ **(DTR B.C.2.2)**

- **Plancher de l'étage courant et commercial**

Tableau.II.2.Évaluation des charges de plancher d'étage courant

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en Carrelage	2	0.44
Mortier de pose	2	0.40
Sable fin	2	0.36
Plancher à corps creux (20+4)	24	3.20
Enduit de plâtre	2	0.2
Cloison de séparation	1	0.9
		G=5.50 KN/ m ²

- Les charges d'exploitation à prendre :
 - Sous-sol : parking : $Q=2.5\text{KN/m}^2$.
 - RDC et 1^{er} étage : usage commercial : $Q=5\text{KN/m}^2$
 - Etage courant : usage habitation : $Q=1.5\text{KN/m}^2$.

- **Murs extérieurs (Doubles parois en briques creuses)**

Définition

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment.

Tableau .II.3. *Évaluation des charges sur les murs extérieurs*

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	2	0.2
Briques creuses	15	1.3
Briques creuses	10	0.90
Enduit de ciment	1,5	0.27
		G= 2.67 KN/m ²

- **Murs intérieurs (Doubles parois en briques creuses)**

Définition

Ils jouent un rôle important dans l'isolation phonique du bâtiment et de séparation.

Tableau .II.4. *Évaluation des charges sur les murs extérieurs*

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	2	0.2
Briques creuses	10	0.90
Briques creuses	10	0.90
Enduit de plâtre	2	0.2
		G= 2.20 KN/m ²

- **Les poutrelles**

Petite poutre préfabriquée en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher.

Le choix du sens de disposition se fait par rapport aux critères suivants :

- le critère la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Dans notre cas, les poutrelles seront disposées selon le critère du plus petite portée (Figure II.3).

Les poutrelles se calculent comme une section en T, La largeur de la dalle de compression à

Prendre est définie par :

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

Avec:

$b_0 = 10 \text{ cm}$:

$L_x = 55 \text{ cm}$: distance maximal entre nus d'appui de deux poutrelles.

$L_y = 430 \text{ cm}$: distance maximal entre nus d'appui de deux poutre.

Après calcul, on trouve : $b = 65 \text{ cm}$

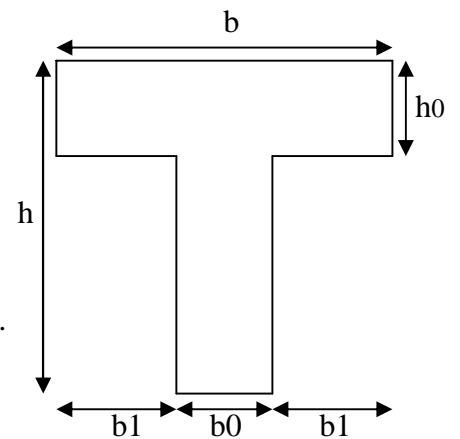


Figure .II.2. Schéma d'une poutrelle

- **La disposition des poutrelles**

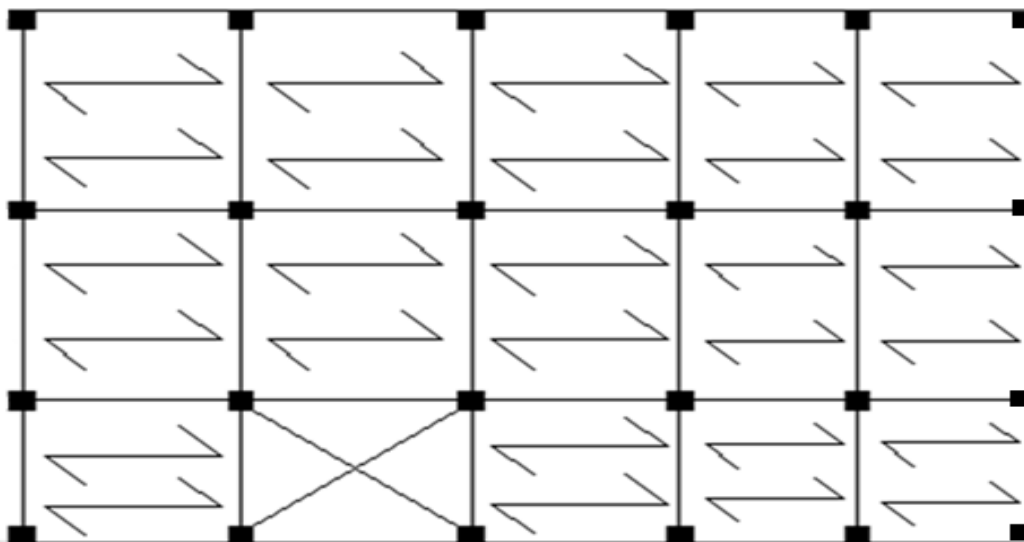


Figure .II.3. Disposition des poutrelles

❖ **plancher à dalle pleine**

Une dalle pleine est un élément à contour divers dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux) son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères donnés par les règlements :

- **Critère de résistance**

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{Pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.}$$

Avec L_x : est la plus petite portée

- **Critère de coupe-feu**

$e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.

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

Les dimensions des panneaux en dalles pleine sont petites, donc c'est la condition de coupe-feu qui est la plus défavorable.

On prend : $e = 12\text{cm}$

Evaluation des charges dans les balcons en dalle pleine

Tableau .II.5. Evaluation des charges et sur charges sur la dalle pleine $e = 12$

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0.4
Mortier de pose	2	0.4
Sable fin	2	0.36
Dalle pleine	12	3.00
Enduit de ciment	15	0.27
		G= 4.43 KN/m ²

Tableau .II.6. Evaluation des charges et sur charges sur la dalle pleine $e = 15$

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0.4
Mortier de pose	2	0.4
Sable fin	2	0.36
Dalle pleine	15	3.75
Enduit de ciment	15	0.27
		G= 5.18 KN/m ²

b) L'Acrotère

L'acrotère est en béton armé coulé sur place, elle a les dimensions suivantes

$$S = (0.6 * 0.15 + 0.07 * 0.1 + 0.5 * 0.03 * 0.1) = 0.0985 \text{ m}^2$$

$$P_p = 25 * S = 25 * 0.0985 = 2.4625 \text{ KN/ml}$$

Enduit en ciment :

$$P_{rev} = 0.02 * 20 * 1 \text{ ml} = 0.4 \text{ KN/ml}$$

$$G_{acr} = 2.4625 + 0.4 = 2.862 \text{ KN/m}$$

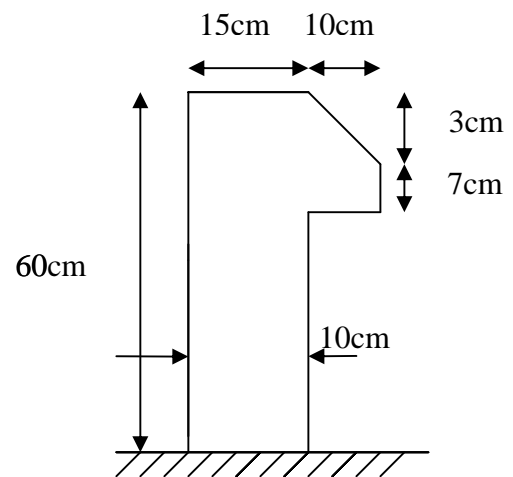


Figure II.4: Acrotère

Tableau .II.5. Charge de l'acrotère

Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G _{Total} (KN/ml)
0.60	0.15	0.0985	2.4625	0.4	2.862

c) Les escaliers

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé, métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
- (2) : L_0 (Longueur totale d'escalier)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur de la contre marche)

- (5) : H(Hauteur de la volée)
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : (Emmarchement)

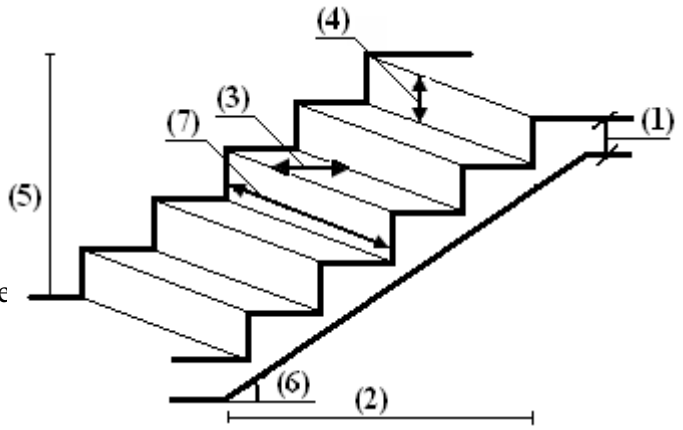


Figure .II.5. Schéma de l'escalier

Dans notre projet il existe quatre types d'escalier

Type 1 : escalier à quatre volées

Type 2 : escalier à trois volées

Type 3 : escalier à deux volées

Type 4 : escalier à une volée

Les schémas sont détaillés dans le chapitre III.

• **Le calcul des escaliers**

$$g+2x h= M$$

$$\text{avec } 0,59m \leq M \leq 0,66 m$$

on prend $M= 65 \text{ cm}$

Le nombre de marches = $(n-1)$

n : nombre de contre marches

$$g=L /n-1, h=H/n \text{ et } 0,6 \leq L/n-1+2H/n \leq 0,65$$

$$65n^2-(65+2xH+L)x n+2H=0$$

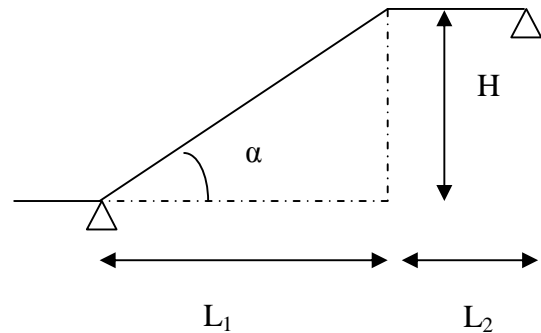


Figure .II.6. Schéma statique des volées d'escalier type1

Type 1: $L_1=150 \text{ cm}$

$$H=102 \text{ cm}$$

$$65 n^2- 418 n + 204 = 0$$

$$n = 6$$

alors

le nombre de marche est $(n-1) = 5$

$$g = 150/5 = 30 \text{ cm}$$

$$h = 102/6 = 17 \text{ cm}$$

Les quatre volées sont identiques, alors on aura les mêmes dimensions

$$\alpha = \text{tg}^{-1} 102/150 = 34,21^\circ$$

L'épaisseur de la paillasse

$$l/30 \leq e \leq l/20 \quad \text{avec } l : \text{longueur totale avec } l=L_1+L_2$$

$$l=$$

$$390/30 \leq e \leq 390/20 \quad \text{on prend } e = 15 \text{ cm}$$

Les résultats des différents types sont dans le tableau suivant

Tableau .II.7. Dimensionnement de différents types d'escalier

	L (cm)	H (cm)	n	n-1	g (cm)	h (cm)	α (°)	e (cm)
Type 1	150	102	6	5	30	17	34,21	15
Type 2	180	119	7	6	30	17	34,21	15
Type 3	330	204	12	11	30	17	31,72	20
Type 4	510	400	18	17	30	22	38,10	20

Tableau .II.8. Evaluation des charges et sur charges sur le palier

Désignation	Type 1 et 2			type 3 et 4		
	Épaisseur (m)	ρ (KN/m)	G (KN/m ²)	Épaisseur (m)	ρ (KN/m)	G (KN/m)
Revêtement en carrelage	0,020	22,00	0,44	0,020	22,00	0,44
Mortier de pose	0,020	20,00	0,40	0,020	20,00	0,40
Sable fin	0,020	18,00	0,36	0,020	18,00	0,36
Dalle pleine	0,15	25,00	3,75	0,20	25,00	5
Enduit en mortier	0,015	10,00	0,15	0,015	10,00	0,15
		Σ G	5,10			6,35

Tableau.II.9. Evaluation des charges sur la volée d'escalier de type 1 et 2

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement du sol en carrelage horizontal	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Dalle pleine	25	0.15/0.82	4.57
Enduit de plâtre	10	0.015/0.82	0.18
Revêtement du sol en carrelage vertical	22	0.17×0.2/0.3	2.49
Marche	22	0.17/2	1.87
			9.95

Tableau .II.10. Evaluation des charges sur la volée (type 3)

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement du sol en carrelage horizontal	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Dalle pleine	25	0.20/0.85	5.88
Enduit de plâtre	10	0.015/0.85	0.17
Revêtement du sol en carrelage vertical	22	0.17×0.2/0.3	2.49
Marche	22	0.17/2	1.87
			11.25

Tableau.II.11. Evaluation des charges sur la volée (type 4)

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement du sol en carrelage horizontal	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.020	0.40
Dalle pleine	25	0.20/0.78	6.41
Enduit de plâtre	10	0.015/0.78	0.19
Revêtement du sol en carrelage vertical	22	0.22×0.2/0.3	3.22
Marche	22	0.22/2	2.42
			13.08

On a $Q_{(\text{palier et la volée})} = 2.5 \text{ KN/m}^2$

II.2.2. Le pré dimensionnement des éléments principaux

II.2.2.1 Les poutres

- **Les poutres principales**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leurs hauteurs sont déterminées selon la condition de la flèche qui est :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots(\text{BAEL 91})$$

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{\max} = 545 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow 36,33 \text{ cm} \leq ht \leq 54,5 \text{ cm.}$$

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

Pour la largeur (b) :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \text{ (BAEL 91)}$$

$$13,5 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$$

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

✓ Vérifications :

Selon les recommandations du **RPA 99(version2003)**, on doit satisfaire les conditions suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right. \quad [\text{Articl7.5.1}] [2]$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Soit : $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

$$(2) \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{verifier} \\ h/b = 45 / 30 = 1.5 < 4 \end{cases}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :

$$b \times h = 45 \times 30 \text{ cm}^2$$

- **Les poutres secondaires**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, on, détermine leurs hauteurs avec la condition de flèche :

$$L_{\max} = 470 \text{ cm} \Rightarrow 31,33 \text{ cm} \leq ht \leq 47 \text{ cm}.$$

Soit : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

II.2.2.2. Les voiles

Les voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

e : l'épaisseur de voile

L : la longueur de voile

$$e \geq \text{Max} (he / 20, 15 \text{ cm})$$

$$he = 3.06 - 0.24 = 2.82 \text{ m}$$

$$e \geq 15 \text{ cm} \text{ on adopte } e = 20 \text{ cm}$$

$$L \geq 4 e \Rightarrow L \geq 64 \text{ cm} \text{ on adopte } L = 1 \text{ m}$$

- Pour le 1^{er} étage $e \geq 17.65 \text{ cm} \Rightarrow e = 25 \text{ cm}$ et $L = 1 \text{ m}$
- Pour les niveaux du 2^{er} étage au 8^{em} étage $e = 20 \text{ cm}$
- Pour le RDC $e \geq 19.3 \text{ cm} \Rightarrow e = 25 \text{ cm}$ et $L = 1 \text{ m}$
- Pour le S-sol $e \geq 18.95 \text{ cm} \Rightarrow e = 25 \text{ cm}$ et $L = 1 \text{ m}$



Figure .II.7. Vue en plan d'un voile

II.2.2.3 Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le [2][Articl7.4.1], doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

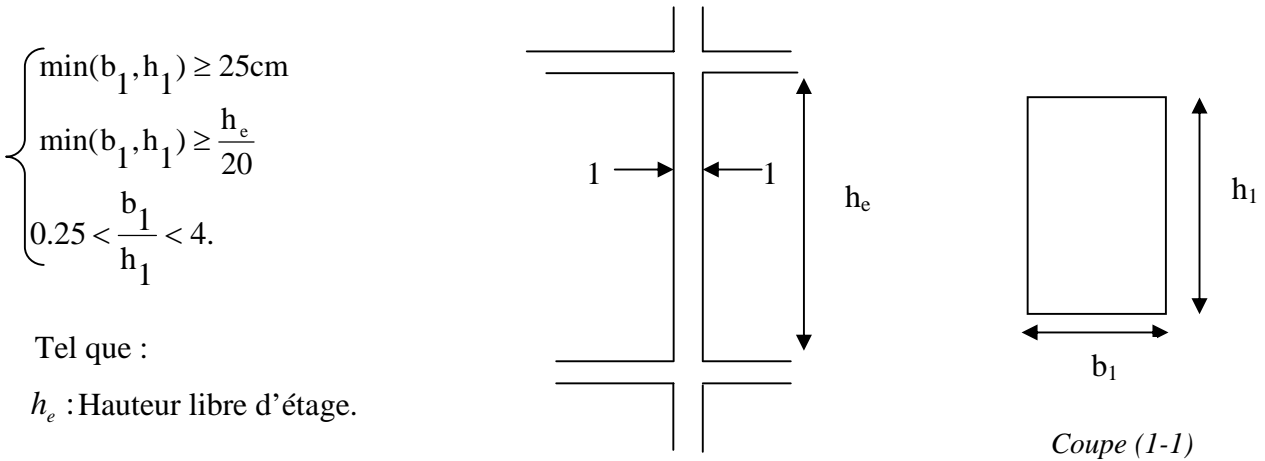


Figure.II.8. Hauteur libre d'étage

Le pré dimensionnement se fait selon les trois critères suivant :

- La résistance
- La stabilité de forme
- Les critères du RPA 99/2003

On fixe les dimensions des poteaux comme suite :

{	Sous-sol.....	(70x70)
	RDC	(65x65)
	1 ^{er} étage	(60× 60)
	2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	(55x55)
	4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage.....	(50x50)
	6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage.....	(45x45)
	8 ^{ème} étage	(40x40)

II.3. Descente des charges

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et Surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

➤ **Poteau B4 (Poteau central)**

La surface afférente qui revient à ce poteau

$$S = (2,225 + 1,875) \times (2,85 + 1,975)$$

$$S = 19,87 \text{ m}^2$$

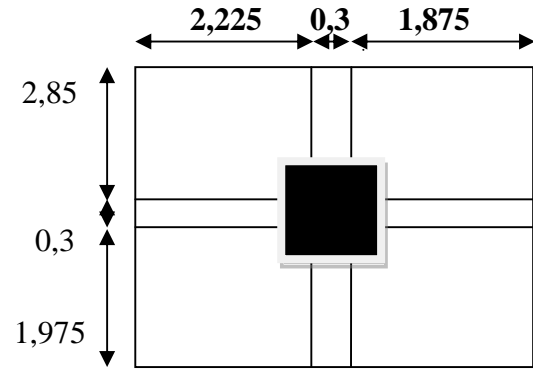


Figure .II.9. La surface afférente du poteau B4

- **Plancher terrasse inaccessible**

$$G = 6,88 \times 19,78 = 136,08 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \times 19,78 = 19,78 \text{ KN}$$

- **Plancher étage courant**

$$G = 5,50 \times 19,78 = 108,79 \text{ KN}$$

$$Q = 1,5 \times 19,78 = 29,67 \text{ KN} \quad (\text{étage courant})$$

$$Q = 5 \times 19,78 = 98,90 \text{ KN} \quad (\text{étage commercial})$$

- **Poutres**

$$\begin{aligned} P_s + P_p &= 25 \times 0,3 \times [0,40 \times (2,225 + 1,875) + 0,45 \times (2,85 + 1,975)] \\ &= 28,58 \text{ KN} \end{aligned}$$

- **Poteaux**

$$\text{Sous-sol} = 25 \times 4,00 \times (0,70)^2 = 49 \text{ KN}$$

$$\text{RDC} = 25 \times 4,08 \times (0,65)^2 = 43,09 \text{ KN}$$

$$1^{\text{er}} \text{ étage} = 25 \times 3,74 \times (0,60)^2 = 33,66 \text{ KN}$$

$$2^{\text{ème}}, 3^{\text{ème}} \text{ étage} = 25 \times 3,06 \times (0,55)^2 = 23,14 \text{ KN}$$

$$4^{\text{ème}}, 5^{\text{ème}} \text{ étage} = 25 \times 3,06 \times (0,50)^2 = 19,12 \text{ KN}$$

$$6^{\text{ème}}, 7^{\text{ème}} \text{ étage} = 25 \times 3,06 \times (0,45)^2 = 15,49 \text{ KN}$$

$$8^{\text{ème}} \text{ étage} = 25 \times 3,06 \times (0,40)^2 = 12,24 \text{ KN}$$

Calcul des charges d'exploitations

II.3.1. la loi de dégression Art (6.2) [5]

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquons la loi de dégression des charges.

La loi de dégression ne s'applique pas pour les plancher à usage commercial et bureau, les charges vont être sommées avec leurs valeurs réelles (sans coefficient).

• **Enoncé de la loi de dégression**

Dans notre cas les surcharges d’exploitation sont égales.

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = Q$ (Étages à usage d’habitation), et soit

Q_0 la surcharge d’exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Donc la loi de dégression sera comme suit

Niveau 1: Q_0

Niveau 2 : $Q_0 + Q$

Niveau 3 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q$

Niveau 4 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q$

Niveau 5: $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q$

Niveau 6 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q$

Niveau 7 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q + 0.5 \times Q$

Niveau 8 : surcharge étage 7+ Q

Niveau 9 : surcharge étage 8+ Q

Niveau 10 : surcharge étage 9+ Q

DTR B.C 2.2 (6.3)

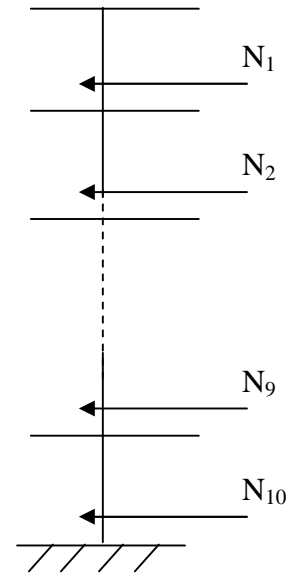


Figure .II.10. Schéma statique de la descente des charges

Les résultats des charges et surcharge sur chaque niveau pour

le poteau B4 (rectangulaire) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau .II.12. Descente de charge du poteau B4

Niveaux	Eléments	G (KN)	G _t (KN)	Q _t (KN)
N ₁	Plancher terrasse inaccessible	136.08	140.9	19.78
	Poteau	28.58		
	Poutres	12.24		
N ₂	N ₁	140.9	293.76	49.54
	Plancher étage courant	108.79		
	Poutres	28.58		
N ₃	N ₂	293.76	446.62	76.15
	Plancher courant	108.79		
	Poutres	28.58		
N ₄	N ₃	446.62	603.11	99.88
	Plancher courant	108.79		
	Poutres	28.58		
	Poteau	19.12		
	N ₄	603.11		

N₅	Plancher courant Poutres Poteau	108.79 28.58 19.12	759.60	120.65
N₆	N₅ Plancher courant Poutres Poteau	759.60 108.79 28.58 23.14	920.11	138.46
N₇	N₆ Plancher courant Poutres Poteau	920.11 108.79 28.58 23.14	1080.62	153.29
N₈	N₇ Plancher courant Poutres Poteau	1080.62 108.79 28.58 33.66	1252.65	252.19
N₉	N₈ Plancher courant Poutres Poteau	1252.65 108.79 28.58 43.09	1432.11	351.09
N₁₀	N₉ Plancher courant Poutres Poteau	1432.11 108.79 28.58 49	1618.48	400.54
total	/	/	1618.48	400.54

▪ **L'effort normal ultime pour le poteau B3**

$$N_u = 1,35 \times 1618,48 + 1,5 \times 400,54 = 2785,75 \text{ KN}$$

• **POTEAU B3**

La surface afférente qui revient au poteau B3 est

Surface du corps crues

$$S_c = C + C + C = (2.475 + 2.225) \times 2.85 + (2.225 \times 1.975)$$

$$S_c = 17.79 \text{ m}^2$$

Surface de la dalle pleine

$$S_d = D = (2.475 \times 1.975)$$

$$S_d = 4.88 \text{ m}^2$$

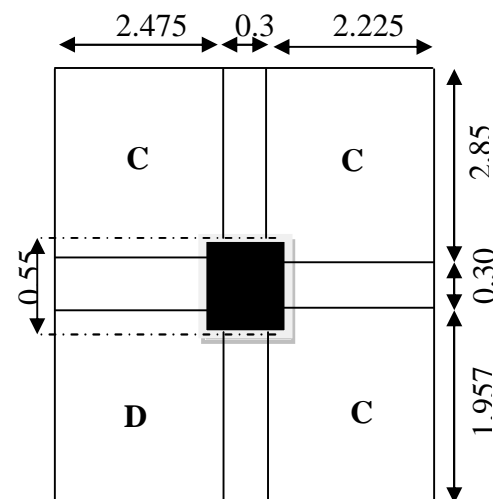


Figure .II.11. Surface revenant au Poteau B3

❖ Les charges et les surcharges

• Plancher terrasse inaccessible

$$G=6.88 \times (17.79+4.88)=155.96 \text{ KN}$$

$$Q=1 \times (17.79+4.88)=22.677 \text{ KN}$$

• Plancher étages courant du 2^{ème} au 8^{ème} étage (corps crues)

$$G=5.50 \times 17.79=97.84 \text{ KN}$$

$$Q_{ec}=1.5 \times 17.79=26.685 \text{ KN}$$

$$Q_c=5 \times 17.79=88.95 \text{ KN}$$

$$Q_{ss}=2.5 \times 17.79=44.47 \text{ KN}$$

avec $\left\{ \begin{array}{l} Q_{ec} : \text{charge d'étage courant} \\ Q_c : \text{charge du commerce} \\ Q_{ss} : \text{charge du sous-sol} \end{array} \right.$

• Plancher étage courant du 2^{ème} au 8^{ème} étage (dalle pleine)

$$G=5.18 \times 4.88=25.27 \text{ KN}$$

Poutres

$$P_p + P_s = 25 \times 0,3 \times [0,4 \times (2.475+2.25) + 0,45 \times (2.85+1.975)] = 30.38 \text{ KN}$$

- Poteaux

Sous-sol : $G=25 \times (0.70)^2 \times 4= 49 \text{ KN}$

RDC: $G=25 \times (0.65)^2 \times 4.08= 43,09 \text{ KN}$

1^{er} étage : $G=25 \times (0.60)^2 \times 3.74= 33.66 \text{ KN}$

2^{ème} et 3^{ème} étages : $G=25 \times (0.55)^2 \times 3.06= 23.14 \text{ KN}$

4^{ème} et 5^{ème} étages : $G=25 \times (0.50)^2 \times 3.06= 19.12 \text{ KN}$

6^{ème} et 7^{ème} étages : $G=25 \times (0.45)^2 \times 3.06= 15.49 \text{ KN}$

8^{er} étage : $G=25 \times (0.40)^2 \times 3.06= 12.24 \text{ KN}$

Tableau .II.13.Descente de charge du poteau B3

Niveaux	Eléments	G (KN)	G _t (KN)	Q _t (KN)
N ₁	Plancher terrasse inaccessible	155.96	198.58	22.66
	Poutres	30.38		
	Poteau	12.24		
N ₂	N ₁ Plancher étage courant	198.58 123.11	367.56	61.54
	Poutres	30.38		
	Poteau	15,49		
N ₃	N ₂ Plancher courant	367.56 123.11	536.54	96.63
	Poutres	30.38		
	Poteau	15,49		

N₄	N ₃	536.54		
	Plancher courant	123.11		127.63
	Poutres	30.38	709.15	
	Poteau	19.12		
N₅	N ₄	709.15		
	Plancher courant	123.11		154.85
	Poutres	30.38	881.76	
	Poteau	19.12		
N₆	N ₅	881.76		
	Plancher courant	123.11		178.18
	Poutres	30.38	1058.39	
	Poteau	23.14		
N₇	N ₆	1058.39		
	Plancher courant	123.11		197.62
	Poutres	30.38	1235.02	
	Poteau	23.14		
N₈	N ₇	1235.02		
	Plancher courant	123.11		298.77
	Poutres	30.38	1422.17	
	Poteau	33.66		
N₉	N ₈	1422.17		
	Plancher courant	123.11		383.74
	Poutres	30.38	1618.75	
	Poteau	43.09		
N₁₀	N ₉	1618.75		
	Plancher courant	123.11		440.42
	Poutres	30.38	1821.24	
	Poteau	49		
total	/	/	1821.24	440.42

Effort normal

$$N_{u \max} = 1.35 \times G_t + 1.5 \times Q_t = 1.35 \times 1821.24 + 1.5 \times 440.42 = 3119.30 \text{ KN}$$

Donc le poteau le plus sollicité est **B3**

II.4. vérification des poteaux

On vérifie le poteau le plus sollicité

II.4.1. Vérification de l'effort normal réduit

Elle se fera à l'ELU sous la combinaison $(1.35 \times G + 1.5 \times Q)$

On doit vérifier la condition suivante :

$$V = \frac{N_u}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{Avec } B : \text{section du béton.}$$

$$N_u = 1.1 \times N_{u \max} = 1.1 \times 3119.30$$

$$N_u = 3431.23 \text{ KN}$$

Selon le RPA99 (art 7.4.3.1)

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau .II.14. Vérification de l'effort normal réduit

niveau	G(MN)	Q(MN)	N _u (MN)	B (m ²)	V	observation
S.Sol	1.821	0.440	3.431	0.49	0,280	Vérifié
RDC	1.618	0.383	3.034	0.430	0,282	Vérifié
1 ^{ème} étage	1.422	0.298	2.603	0.360	0,289	Vérifié
2 ^{ème} étage	1.235	0.197	2.159	0.302	0,285	Vérifié
3 ^{ème} étage	1.058	0.178	1.864	0.302	0,246	Vérifié
4 ^{ème} étage	0.881	0.154	1.562	0.250	0,249	Vérifié
5 ^{ème} étage	0.709	0.127	1.262	0.250	0,201	Vérifié
6 ^{ème} étage	0.536	0.096	0.954	0.202	0,188	Vérifié
7 ^{ème} étage	0.367	0.061	0.645	0.202	0,127	Vérifié
8 ^{ème} étage	0.198	0.022	0.330	0.160	0,088	Vérifié

II.4.2. Vérification du critère de stabilité de forme

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limites de déformation (flambement)

$$\text{Tel que } N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s :Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

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

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

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

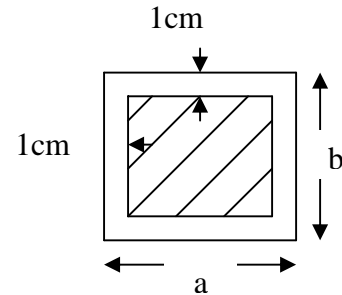


Figure.II.12. Section brute (B_r)

- **Vérification du poteau du RDC**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.858m.$$

$$B = 0.65 \times 0.65 = 0.422 \text{ m}^2$$

$$I = (0.65)^2 \times 0.65 / 12 = 0.0148 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0148}{0.36}} = 0.202m$$

$$\lambda = \frac{2.858}{0.202} = 14.148 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{14.148}{35}\right)^2} = 0.82$$

On admet que $A_s/B_r = 1\%$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

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

$$B_r \geq \frac{3.034}{0.82 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.168m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (65 - 2) \times (65 - 2) \times 10^{-4} = 0.3969m^2$$

$0.3969 > 0.164$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

II.4.3. Vérification du critère de résistance

Elle se fera à l'ELU sous la combinaison $1.35 G + 1.5 Q$

$$\text{On doit vérifier que } B \geq \frac{1.5 \times N_u}{0.85 \times f_{c28}}$$

$$N_{u \max} = 1.35 \times 1821.24 + 1.5 \times 440.42 = 3119.30 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.1 \times 3119.30 = 3431.23 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{1.5 \times 3431.23}{0.85 \times 25}$$

$$B_{\text{calcul}} = 0.242 \text{ m}^2$$

Tous les résultats sont portés sur ce tableau suivant

Tableau.II.16. Vérification du critère de résistance

niveau	G(MN)	Q (MN)	N _u (MN)	B (m ²)	B _{calcul} (m ²)	B>B _{calcul}
S.Sol	1.821	0.440	3.431	3.352	0.242	Vérifié
RDC	1.618	0.383	3.034	2.963	0.214	Vérifié
1 ^{ème} étage	1.422	0.298	2.603	2.539	0.183	Vérifié
2 ^{ème} étage	1.235	0.197	2.159	2.102	0.152	Vérifié
3 ^{ème} étage	1.058	0.178	1.864	1.815	0.131	Vérifié
4 ^{ème} étage	0.881	0.154	1.562	1.522	0.110	Vérifié
5 ^{ème} étage	0.709	0.127	1.262	1.226	0.089	Vérifié
6 ^{ème} étage	0.536	0.096	0.954	0.927	0.067	Vérifié
7 ^{ème} étage	0.367	0.061	0.645	0.626	0.045	Vérifié
8 ^{ème} étage	0.198	0.022	0.330	0.318	0.023	Vérifié

II.4.4 Vérification du RPA

On est dans la zone **IIa**, il faut vérifier les conditions du RPA99/V 2003(art 7.4.1)

Pour les poteaux rectangulaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots(1) \\ \min (b_1, h_1) \geq h_c / 20 \dots\dots\dots(2) \\ 1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Les résultats de vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.II.16. vérification au flambement des poteaux

Niveaux	sections	Condition			observation
		(1)	(2)	(3)	
S-sol	70 × 70	70 > 25	70 > 20	0.25 ≤ 1 ≤ 4	vérifiée
RDC	65 × 65	65 > 25	65 > 20.4	0.25 ≤ 1 ≤ 4	vérifiée
1 ^{er} étage	60 × 60	60 > 25	60 > 18.7	0.25 ≤ 1 ≤ 4	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55 × 55	55 > 25	55 > 15.3	0.25 ≤ 1 ≤ 4	vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50 × 50	50 > 25	50 > 15.3	0.25 ≤ 1 ≤ 4	vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45 × 45	45 > 25	45 > 15.3	0.25 ≤ 1 ≤ 4	vérifiée
8 ^{ème} étage	40 × 40	40 > 25	40 > 15.3	0.25 ≤ 1 ≤ 4	vérifiée

II.5.Conclusion

Dans ce chapitre nous avons pris les dimensions suivantes

- **Poutres :**

Poutres principales : $30 \times 45 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $30 \times 40 \text{ cm}^2$

- **Poteaux :**

Sous-sol : $70 \times 70 \text{ cm}^2$

RDC : $65 \times 65 \text{ cm}^2$

1^{er} étage : $60 \times 60 \text{ cm}^2$

2^{ème} et 3^{ème} étage : $55 \times 55 \text{ cm}^2$

4^{ème} et 5^{ème} étage : $50 \times 50 \text{ cm}^2$

6^{ème} et 7^{ème} étage : $45 \times 45 \text{ cm}^2$

8^{ème} étage : $40 \times 40 \text{ cm}^2$

III.1. Etude des planchers

Les planchers sont des plaques horizontales réalisées en béton armé, délimitant les différents niveaux d'une structure. Leurs fonctions essentielles :

La résistance : supporter son poids propre, les surcharges d'exploitation et transmettre les charges latérales aux éléments porteurs.

Le confort : isolation thermique, phonique et coupe de feu.

Dans notre bâtiment les planchers à rencontrer sont :

- **Plancher à corps creux :** il est constitué de corps creux (hourdis) et d'une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées ou coulées sur place.

- **Plancher à dalle pleine.**

III.1.1. Etude des poutrelles

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

III.1.1.2. Disposition des poutrelles

Dans notre cas elles sont disposées dans le sens transversal (la figure III-1) respectant les critères de continuité et de la petite portée.

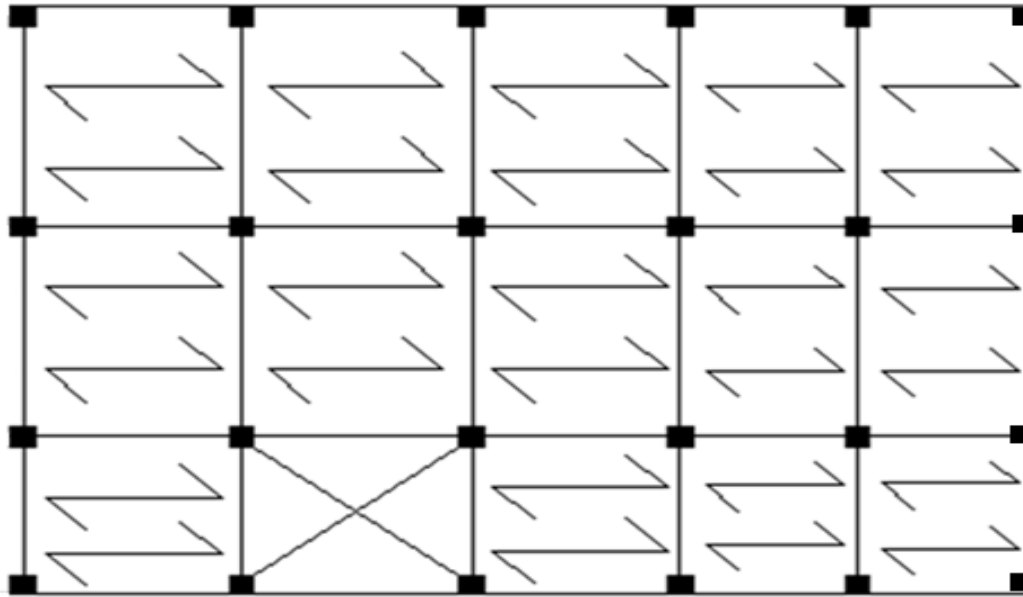


Figure.III.1. Disposition des poutrelles

III.1.1.3. Pré dimensionnement

Dans le pré dimensionnement des planchers on a opté pour un plancher (20+4) cm

- Corps creux de 20cm d'épaisseur et 65cm de largeur
- Table de compression de 4cm

On a :

$h = 24\text{cm}$ (hauteur du plancher)

b : largeur de la table de compression

l_x : Distance maximale entre nus de deux poutrelles.

l_y : Distance maximale entre nus des poutres perpendiculaires à l_x .

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h = (8,84 \text{ à } 12,6)\text{cm}$$

Soit : $b_0 = 10\text{cm}$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

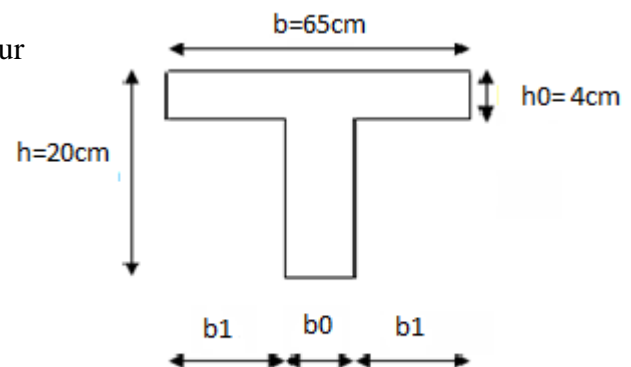


Figure.III.2. Schéma d'une poutrelle

Avec :

$$l_x = 0.65 - b_0 = 0.65 - 0.1 = 0.55m$$

$$l_y = 5.25 - 0.30 = 4.95m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{495}{10}\right)$$

Soit : $b_1 = 27.5cm$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65cm$$

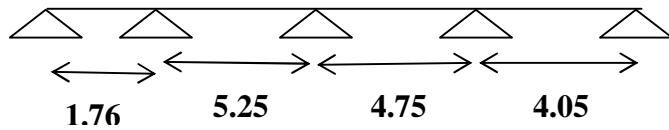
$\Rightarrow b = 65cm$

III.1.1.4. Les différents types de poutrelles

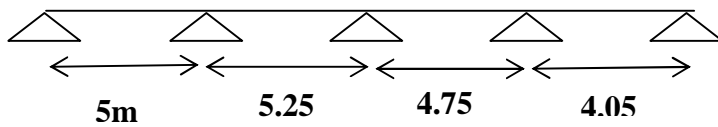
On a les types de poutrelles ci-dessus pour les planchers terrasse et les différents étages :

- **Etage commerce :**

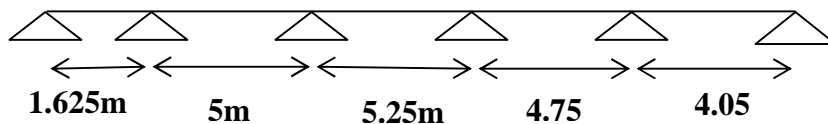
Type 1



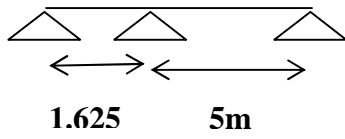
Type 2



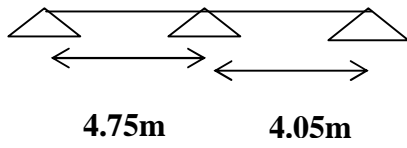
Type 3



Type 4

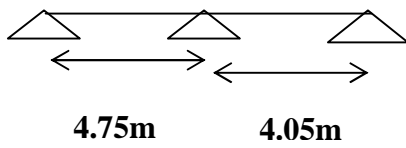


Type 5

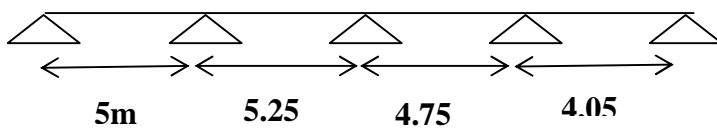


- étage courant

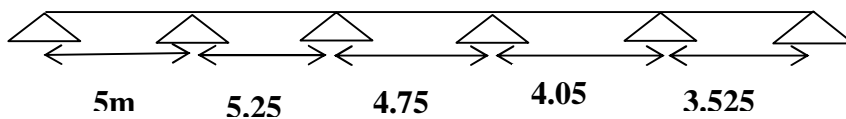
Type 5



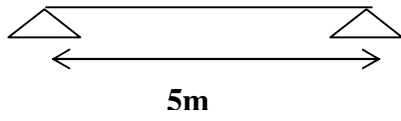
Type 2



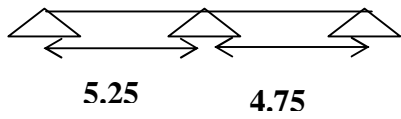
Type 6



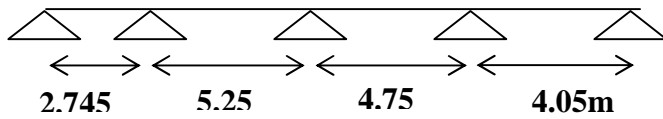
Type 7



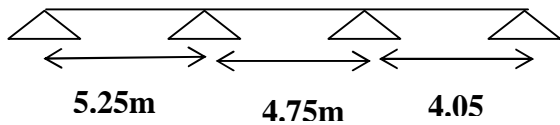
Type 8



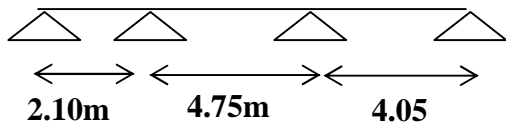
Type 9



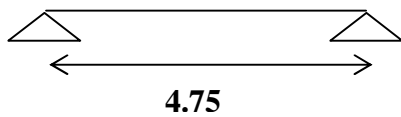
Type 10



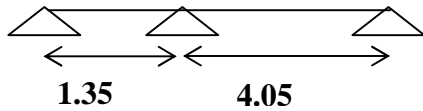
Type 11



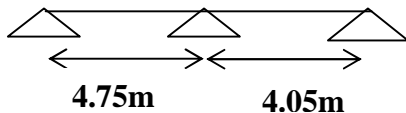
Type 12



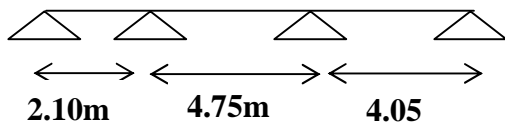
▪ **Etage terrasse inaccessible**
Type 13



Type 5



Type 11



III.1.1.5. Calcul des charges revenant aux poutrelles

- **Plancher terrasse inaccessible** : $G = 6.88 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
 $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b = (1.35 \times 6.88 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 7.01 \text{ KN/ml}$
 $q_s = (G + Q) \times b = (6.88 + 1) \times 0.65 = 5.12 \text{ KN/ml}$
- **Plancher étage courant** : $G = 5.50 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
 $q_u = (1.35 \times 5.50 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.29 \text{ KN/ml}$
 $q_s = (5.5 + 1.5) \times 0.65 = 4.55 \text{ KN/ml}$
- **Plancher commerce** : $G = 5.50 \text{ KN/m}^2$; $Q = 5 \text{ KN/m}^2$
 $q_u = (1.35 \times 5.50 + 1.5 \times 5) \times 0.65 = 9.70 \text{ KN/ml}$
 $q_s = (5.50 + 5) \times 0.65 = 6.82 \text{ KN/ml}$

III.1.1.6 : Calcul des sollicitations

- Méthodes de calculs

Pour le calcul des sollicitations on applique deux méthodes qui sont :

a) Méthode forfaitaire (Art. B 6.2.2.1.0) [4]

C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portant dans un seul sens ($\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$).

- Conditions d'application de la méthode forfaitaire : il faut que :

- Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
- Que le rapport : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$
- La fissuration est peu nuisible.

- Exposée de la méthode (Art. B 6.2.2.1.1) [4]

Soit une poutre continue soumise à une charge q

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

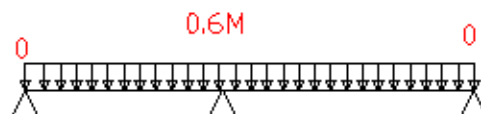
-Moment sur appuis

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

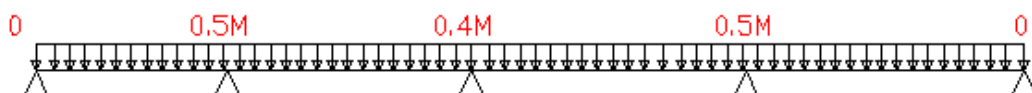
-Appuis intermédiaires

- Poutres à deux travées :

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



- **Poutres à plus de deux travées :**



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

$(-0.4 \times M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

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

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

- **Moment en Travées**

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

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

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

(a) : Si c'est une travée de rive.

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

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

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

- Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués soit :

- ✓ **Forfaitairement** : en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondu même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ❖ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ❖ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓ **Par la méthode RDM** : Compte tenu de la continuité :

$$V_u = V_{u0} \text{ (isostatique)} + (M_i - M_{i-1}) / L_i$$

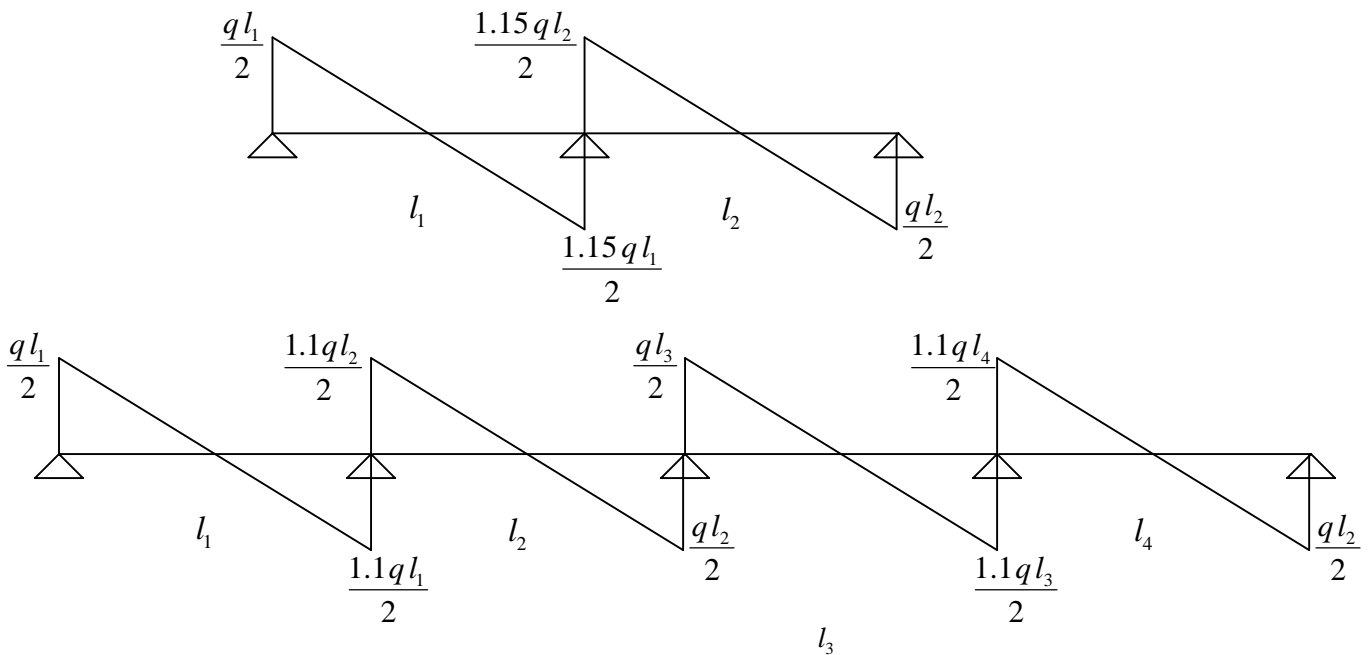


Figure.III.3. Evaluation des efforts tranchants.

b) Méthode de CAQUOT

➤ **Condition d'application**

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

➤ **Principe de la méthode :**

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

- Moment en appuis :

$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g' + L_d')}$$

Tel que : $\begin{cases} L_g' \text{ et } L_d' : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

- Moment en travée

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

- L'effort tranchant

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{L}{2} - q \times X - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

❖ Exemples de calcul : poutrelles type 3 (plancher du sous-sol)

$$G = 5.50 \text{ KN/m}^2$$

$$1-Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(2 \times 5.50 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

2-Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.

$$3-\text{Le rapport } 0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25. \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

4- Fissuration peu nuisible

Toutes les conditions d'utilisation de cette méthode sont satisfaites.

Donc on applique la méthode forfaitaire pour les différents types de poutrelles.

Les sollicitations

- $G = 5.50 \text{ KN/m}^2 ; Q = 5 \text{ KN/m}^2$

À l'ELU

$$q_u = (1.35 \times 5.50 + 1.5 \times 5) \times 0.65 = 9.70 \text{ KN/ml}$$

À l'ELS

$$q_s = (5.50 + 5) \times 0.65 = 6.82 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des sollicitations à l'ELU**

M_0 : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$$

Travée A-B : $M_{01} = \frac{p_u l_{AB}^2}{8} = \frac{9.70 \times (4.75)^2}{8} = 27.36 \text{ KN.m}$

Travée B-C : $M_{02} = \frac{p_u l_{BC}^2}{8} = \frac{9.70 \times (4.05)^2}{8} = 19.89 \text{ KN.m}$

- **Moments sur les appuis**

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$.

À l'LEU

$$M_B = -0.6 \times \max(M_{01}, M_{02}) = -0.6 \times (27.36, 19.89) = -16.41 \text{ KNm}$$

- **Les moments fléchissant en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes.

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{5}{5 + 5.50} = 0.47$$

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

On vérifie alors les conditions suivantes

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_{0i} \\ 1.05M_{0i} \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_{0i} \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_{0i} \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Travée A-B

C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

$$M_{tAB} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_{01} \\ 1.05M_{01} \end{cases} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_{01} \dots\dots\dots (2)$$

Avec : M_d : Moment sur l'appui de droite : $M_B = -16.41KNm$

M_g : Moment sur l'appui de gauche : $M_A = 0KN.m$

M_{01} : Moment isostatique de la travée A-B : $M_{01} = 27.36KN.m$

$$(1+0.3 \alpha) = 1 + 0.3 \times 0.47 = 1.141$$

$$1.2+0.3\alpha = 1.2 + 0.3 \times 0.47 = 1.341$$

$$M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max(1.141; 1.05)M_{01}$$

$$M_{tAB} \geq 1.141M_{01} - \frac{M_B}{2} \quad \text{Avec} \quad \frac{M_B}{2} = \frac{-0.6M_{01}}{2}$$

$$M_{t_{AB}} \geq 1.141M_{01} - 0.3M_{01}$$

$$M_{t_{AB}} \geq 0.841M_{01}$$

$$\Rightarrow M_{t_{AB}} \geq 23.00KN.m \dots\dots\dots(1)$$

$$M_{t_{AB}} \geq \frac{1.341}{2}M_{01}$$

$$M_{t_{AB}} \geq 18.34KN.m \dots\dots\dots(2)$$

$$M_{t_{AB}} = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(23.00, 18.34)KN.m$$

$$\Rightarrow M_{t_{AB}} = 23.00KN.m$$

Travée B-C

C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

$$M_{t_{CD}} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{matrix} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_{02} \\ 1.05M_{02} \end{matrix} \right. \dots\dots\dots(1)$$

$$M_{t_{CD}} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_{02} \dots\dots\dots(2)$$

Avec : M_d : Moment sur l'appui de droite : $M_c = 0KNm$

M_g : Moment sur l'appui de gauche : $M_B = -16.41KN.m$

M_0 : Moment isostatique de la travée B-C : $M_{02} = 19.89KN.m$

$$M_{t_{BC}} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max(1.141; 1.05)M_{02}$$

$$M_{t_{BC}} \geq 1.141M_{02} - \frac{M_B}{2} \quad \text{Avec} \quad \frac{M_B}{2} = \frac{-0.6M_{01}}{2}$$

$$M_{t_{BC}} \geq 1.141M_{02} - 0.3M_{01}$$

$$\Rightarrow M_{t_{BC}} \geq 14.48KN.m \dots\dots\dots(1)$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1.341}{2} M_{02}$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq 13.33 KN.m \dots\dots\dots (2)$$

$$M_{tBC} = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(14.48, 13.33) KN.m$$

$$\Rightarrow M_{tBC} = 14.48 KN.m$$

• **Evaluation des efforts tranchants**

• **Travée A-B**

$$\begin{cases} V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} \Rightarrow V_A = \frac{9.70 \times 4.75}{2} = 23.03 KN \\ V_B = -1.15 V_A = -1.15 \times 23.03 = -26.49 KN \end{cases}$$

• **Travée B-C**

$$\begin{cases} V_B = 1.15 \frac{q_u l_{BC}}{2} \Rightarrow V_B = 1.15 \frac{9.70 \times 4.05}{2} = 22.59 KN \\ V_C = -\frac{q_u l_{BC}}{2} \Rightarrow V_C = -\frac{9.70 \times 4.05}{2} = -19.64 KN \end{cases}$$

Les résultats de calcul pour les autres types de poutrelle sont résumés dans les tableaux suivants :

▪ **Etage commerce :**

Tableau.III.1. Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage commercial

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m)	M ₀ KN.m	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée
			(M. Caquot)	(M forfaitaire)	M _g	M _d	(KN.m)
1	A – B	1.76	1.76	---	0	-12,707	0,089
	B – C	5.25	4.20	---	-12,707	-15,348	19,409

	C – D	4.75	3.80	---	-15,348	-14,713	12,33
	D – E	4.05	4.05	---	-14,713	0	13,214
2	A-B	5	---	30,316	0	-16,712	26,289
	B-C	5.25	---	33,423	-16,712	-13,369	23,155
	C-D	4.75	---	27,36	-13,369	-13,68	17,743
	D-E	4.05	---	19,89	-13,68	0	15,89
3	A-B	1.625	1.625	---	0	-11,559	0,03
	B-C	5	4	---	-11,559	-16,034	16,56
	C-D	5.25	4.20	---	-16,034	-15,348	17,733
	D-E	4.75	3.80	---	-15,348	-14,713	12,33
	E-F	4.05	4.05	---	-14,713	0	13,214
4	A-B	1.625	1.625	---	0	-18,581	0,65
	BC	5	5	---	-18,581	0	21,737
5	AB	4.75	---	27,36	0	-16,416	23,059
	BC	4.05	---	19,89	-16,416	0	14,522
6	AB	5	---	30,316	0	-16,712	26,289
	BC	5,25	---	33,423	-16,712	-13,369	23,155
	CD	4,75	---	27,36	-13,369	-10,944	19,111
	DE	4,05	---	19,89	-10,944	-9,945	12,286
	EF	3,525	---	15,068	-9,945	0	12,247

Tableau.III.2. Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher étage commercial.

Type	Travée	Longueur $L(m)$	Longueur $L'(m)$	M_0 KN.m (M forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
			(M. Caquot)		M_g	M_d	
1	A – B	1.76	1.76	---	0	-8,844	0,07
	B – C	5.25	4.20	---	-8,844	-10,683	13,76
	C – D	4.75	3.80	---	-10,683	-10,24	8,788
	D – E	4.05	4.05	---	-10,24	0	9,342
2	AB	5	---	21,328	0	-11,757	18,495
	BC	5.25	---	23,514	-11,757	-9,406	16,29
	CD	4.75	---	19,249	-9,406	-9,625	12,482
	DE	4.05	---	13,993	-9,625	0	11,179
3	AB	1.625	1.625	---	0	-8,046	0,026
	BC	5	4	---	-8,046	-11,16	11,754
	CD	5.25	4.20	---	-11,16	-10,683	12,593
	DE	4.75	3.80	---	-10,683	-10,24	8,788
	EF	4.05	4.05	---	-10,24	0	9,342
4	AB	1.625	6.625	---	0	-12,933	0,426
	BC	5	5	---	-12,933	0	15,352
5	AB	4.75	---	19,249	0	-11,549	16,223
	BC	4.05	---	13,993	-11,549	0	10,217

6	AB	5	---	21,328	0	-11,757	18,495
	BC	5,25	---	23,514	-11,757	-9,406	16,29
	CD	4,75	---	19,249	-9,406	-7,7	13,445
	DE	4,05	---	13,993	-7,7	-6,997	8,643
	EF	3,525	---	10,601	-6,997	0	8,616

▪ **Etage courant**

Tableau III.3. Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage courant

Type	Travée	Longueur <i>L(m)</i>	Longueur <i>L'(m)</i>	<i>M₀</i> KN.m	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée
			(<i>M. Caquot</i>)	(<i>M. forfaitaire</i>)	<i>M_g</i>	<i>M_d</i>	(KN.m)
2	AB	5	---	19,653	0	-10,834	15,498
	BC	5.25	---	21,668	-10,834	-8,667	13,309
	CD	4.75	---	17,737	-8,667	-8,869	10,108
	DE	4.05	---	12,894	-8,869	0	9,287
5	AB	4.75	---	17,737	0	-10,642	13,555
	BC	4.05	---	12,894	-10,642	0	8,401
7	AB	5	---	19,653	0	0	19,653
8	AB	5.25	---	21,668	0	-13,001	16,559
	BC	4.75	---	17,737	-13,001	0	12,375
9	AB	2.745	2.745	---	0	-7,513	2,763
	BC	5.25	4.20	---	-7,513	-8,875	13,479

	CD	4.75	3.80	---	-8,875	-8,508	9,046
	DE	4.05	4.05	---	-8,508	0	8,991
10	AB	5.25	---	21,668	0	-10,834	17,642
	BC	4.75	---	17,737	-10,834	-8,869	9,438
	CD	4.05	---	12,894	-8,869	0	9,287
11	AB	2.10	2.10	---	0	-5,985	1,12
	BC	4.75	3.80	---	-5,985	-8,508	10,513
	CD	4.05	4.05	---	-8,508	0	8,991
12	AB	4.75	---	17,737	0	0	17,737

▪ Etage courant

Tableau III.4. Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher étage courant

Type	Travée	Longueur <i>L(m)</i>	Longueur <i>L'(m)</i>	M_0 (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M_g	M_d	
2	AB	5	---	14,219	0	-7,838	11,213
	BC	5.25	---	15,676	-7,838	-6,27	9,628
	CD	4.75	---	12,832	-6,27	-6,416	7,313
	DE	4.05	---	9,329	-6,416	0	6,72
5	AB	4.75	---	12,832	0	-7,699	9,806
	BC	4.05	---	9,329	-7,699	0	6,078

7	AB	5	---	14,219	0	0	14,219
8	AB	5.25	---	15,676	0	-9,406	11,979
	BC	4.75	---	12,832	-9,406	0	8,953
9	AB	2.745	2.745	---	0	-5,391	2,014
	BC	5.25	4.20	---	-5,391	-6,368	9,8
	CD	4.75	3.80	---	-6,368	-6,105	6,596
	DE	4.05	4.05	---	-6,105	0	6,526
10	AB	5.25	---	15,676	0	-7,838	12,763
	BC	4.75	---	12,832	-7,838	-6,416	6,828
	CD	4.05	---	9,329	-6,416	0	6,72
11	AB	2.10	2.10	---	0	-4,294	0,821
	BC	4.75	3.80	---	-4,294	-6,105	7,649
	CD	4.05	4.05	---	-6,105	0	6,526
12	AB	4.75	---	12.209	0	0	12.209

▪ Etage terrasse :

Tableau III.5. Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher terrasse inaccessible.

Type	Travée	Longueur $L(m)$	Longueur $L'(m)$	M_0 KN.m	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
			(M. Caquot)	(M. forfaitair)	M_g	M_d	
5	AB	4.75	---	19,776	0	-11,866	14,832
	BC	4.05	---	14,377	-11,866	0	9,163
	AB	2.10	2.10	---	0	-6,394	1,329

11	BC	4.75	3.80	---	-6,394	-9,09	12,057
	CD	4.05	4.05	---	-9,09	0	10,191
13	AB	1.35	1.35	---	0	-7,504	0,049
	BC	4.05	4.05	---	-7,504	0	10,87

▪ **Etage terrasse**

Tableau III.6. Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher terrasse accessible.

<i>Type</i>	<i>Travée</i>	<i>Longueur L(m)</i>	<i>Longueur L'(m)</i>	<i>M₀ KN.m</i>	<i>Moment en appui (KN.m)</i>		<i>Moment en travée (KN.m)</i>
			<i>(M. Caquot)</i>	<i>(M. forfaitaire)</i>	<i>M_g</i>	<i>M_d</i>	
5	AB	4.75	---	14,446	0	-8,668	10,834
	BC	4.05	---	10,502	-8,668	0	6,693
11	AB	2.10	2.10	---	0	-4,643	0,979
	BC	4.75	3.80	---	-4,643	-6,601	8,84
	CD	4.05	4.05	---	-6,601	0	7,461
13	AB	1.35	1.35	---	0	-5,45	0,033
	BC	4.05	4.05	---	-5,45	0	7,953

Tableau.III.7. Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux

Types de Plancher	ELU			ELS	
	M_{appui}^{\max} (KN.m)	M_{trav}^{\max} (KN.m)	V^{\max} (KN)	M_{appui}^{\max} (KN.m)	M_{trav}^{\max} (KN.m)
Plancher courant	13.001	19.653	18.984	9.406	14.219
Plancher commercial	18.581	26.289	28.011	12.933	18.495
Plancher terrasse inaccessible	11.866	14.832	19.151	8.668	10.834

III.1.1.7. Ferrailage des poutrelles

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et conduites par une section en T soumises à la flexion simple

- **Plancher des étages courant**

En travée, en ferraille toutes les travées de la même manière avec $M_{trav}^{\max} = 19.653 \text{ KN.m}$

En appuis même chose : $M_a^{\max} = 13.001 \text{ KN.m}$ avec $V_{\max} = 18.984 \text{ KN}$

Sauf pour les appuis de rives ; on ferraille avec $M_a = 0.15 \times M_{0\max} = 3.25 \text{ KN.m}$

- **Ferrailage en travée**

Calcul de M_{tu}

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.22 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 73.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 73.84 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 19.653 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_{trav}^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous amène à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

○ **Calcul des armatures**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{\max}}{f_{bu} d^2 b}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{\max}}{f_{bu} d^2 b} = \frac{19.653 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.22^2} = 0.044 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

On a :

$$\mu_l = 0.3916$$

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

Calcul de A

$$A = \frac{M_{trav}^{\max}}{Z \times f_{st}}$$

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

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.044}) = 0.056$$

$$Z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.056) = 0.215 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{19.653 \times 10^{-3}}{0.215 \times 348} = 2.62 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA12 = 3.39 cm²

○ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.72 \times 10^{-4} m^2 = 1.72 cm$$

$A_{\min} < A_T$ vérifié

Soit A = 3HA12=3.39cm²

○ **En appuis**

1) **Appuis intermédiaires :** La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_0 \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.001 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.189$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 Mpa$$

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

Avec : $\alpha = 0.265$ et $Z = 0.196m$

$$A = \frac{Ma}{Z \times f_{st}} = \frac{13.001 \times 10^{-3}}{0.196 \times 348} = 1.90 cm^2$$

-Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.26 cm^2$$

$A_{\min} < A_T$ Vérifié

Soit A = 2HA12=2.26cm²

2) Appui de rive

$$M_{rive}^a = -0.15M_0 = -3.25 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = 0.047$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.06$$

$$\Rightarrow z = 0.214 \text{ m}$$

$$A_{rive}^a = \frac{M_{rive}^a}{z * f_{st}} = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$\text{Soit } A = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$$

a) Vérification des poutrelles a l'ELU

- **cisaillement**

$$V^{\max} = 18.808 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{18.984 * 10^{-3}}{0.1 * 0.22} = 0.863 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

- **Choix des armatures transversales**

On choisit un étrier $\Phi 6$

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

- **L'espacement**

$$St \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 17.1 \text{ cm}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_c (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)}$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$ (Flexion simple, armatures droites.)

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$St \leq 0.57 \frac{0.8 \times 400 \times 10^{-4}}{0.1 \times (0.94 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$St \leq 58.8 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

Soit $St = 15 \text{ cm}$

• Vérification à l'effort tranchant

Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u)

– Au niveau de l'appui de rive

$M_u = 0$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{18.984 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.54 \text{ cm}^2$$

$A_l \geq 0.54 \text{ cm}^2$ vérifié

Or $A_l = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$

• Vérification de la jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{0.275 \times 18.984 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 1.01 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min [0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ vérifiée

b) Vérification des poutrelles à l'ELS

Il y a lieu de vérifier : - Etat limite de compression du béton.

- Etat limite d'ouverture des fissures.

- Etat limite de déformation.

1) Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

-En travée

$$M_t^{\max} = 14.219 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre ;** avec $A=3.39\text{cm}^2$

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \quad \text{Avec } A'=0$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) = -3,953 \times 10^{-4}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure)

Calcul de y :

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

$$\frac{10}{2} \times y^2 + [(65 - 10) \times 4 + 15 \times 3.39] \times y - [(65 - 10) \times \frac{4}{2} + 15 \times 3.39 \times 22] = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 4.209\text{cm}$

$$\text{Calcul de I: } I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2$$

$$I = 18090.81 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{14.219 \times 10^{-3}}{18090.81 \times 10^{-8}} \times 0.0420 = 3.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.30 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ vérifiée

-En appuis intermédiaires

$$M_{ser} = 9.406 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.26 \times 10^{-4} (0.22 - 0.04) = -0.902 \times 10^{-4}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure)

$$y = 3.17 \text{ cm}$$

$$I = 12084.75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.46 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ vérifié

- **Etat limite d'ouverture des fissures (Art B-6-3) [1]**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

- **Etat limite de déformation : BAEL91/Modifiées99 (Article B.6.5) [2]**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

- **Evaluation de la flèche**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{24}{500} = 0.048 < \frac{1}{16} \dots \dots \text{donc}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

La flèche admissible pour une poutre supérieur à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{500}{500} = 1cm$$

f_{gv} **et** f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des charges.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

- **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

• **Propriété de la section**

-Position de l'axe neutre

$$y = 4.209 \text{ cm.}$$

-Moment d'inertie

$$I_0 = \frac{b}{3}(V)^3 + b_0 \times \frac{(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)}{3} \times (v-h_0)^3 + 15A \times (d-v)^2$$

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

Avec $n=15$

$$I_0 = 33297.5 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{10 \times 22} = 0.015$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

- **Contraintes**

(σ_s) : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

- **Inerties fictives (I_f) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

- **Evaluation des flèches**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.20 = 2.08 \text{KN} / m$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.50 = 3.575 \text{KN} / m$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.50 + 1.5) = 4.55 \text{KN} / m$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{2.08 \times 5^2}{8} = 4.875 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{3.575 \times 5^2}{8} = 8.378 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{4.55 \times 5^2}{8} = 10.664 \text{KN.m}$$

$$y = 3.17 \text{cm} ; I = 12084.75 \text{cm}^4 ; I_0 = 33297.5 \text{cm}^4$$

$$A_s = 3.39 \text{cm}^2 ; \lambda_i = 2.390 \quad \lambda_v = 0.4 \times 2.39 = 0.956$$

Tableau III.8. Résultats de calcul de flèche

	$M_{ser} (KN.m)$	$\sigma_s (MPa)$	μ	$I (cm^4)$	$f (cm)$
f_{gi}	11.31	195.83	0.74	12007.60	5.42
f_{gv}	11.31	195.83	0.74	20123.40	9.70
f_{ji}	6.27	113.94	0.59	13805.40	2.74
f_{pi}	14.61	249.24	0.78	11497.50	7.20

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

$$= 9.70 - 2.74 + 7.20 - 5.42 = 8.74mm$$

$$\Delta f = 0.874cm < f_{adm} = 1cm \dots \dots \text{C'est vérifiée}$$

- **Ferraillage des poutrelles des plancher d'étage commercial et de terrasse inaccessible**

Les armatures des poutrelles des différents niveaux sont calculées de la même manière.

-Pour les plancher courant et terrasse Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.9. Calcul des sections de Ferraillage des poutrelles

Plancher		Plancher terrasse	Etage à usage commercial
travée	$M_t (KN.m)$	14.832	26.289
	μ_{bu}	0.033	0.059
	α	0.042	0.076
	$Z (m)$	0.216	0.213
	$A_{cal} (Cm^2)$	1.97	3.54
Appui intermédiaire	$M_a (KN.m)$	11.866	18.581
	μ_{bu}	0.173	0.271
	α	0.239	0.404

	$Z (m)$	0.198	0.184
	$A_{cal} (Cm^2)$	1.71	2.89
<i>Appui de rive</i>	$M_a (KNm)$	2.966	4.545
	μ_{bu}	0.043	0.066
	α	0.055	0.085
	$Z (m)$	0.215	0.212
	$A_{cal} (Cm^2)$	0.39	0.61

- **Choix des barres et vérification au cisaillement**

Tableau III.10. Choix des barres de ferrailage et vérification au cisaillement.

Planchers	En travée (cm^2)	En appuis intermédiaire (cm^2)	En appuis de rive (cm^2)	V_U (KN)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)
Terrasse	2HA12+1HA14=3.8	1HA10+1HA12=1.92	1HA10=0.79	19.151	0.87	3.33
Etage courant	3HA12=3.39	1HA10+1HA12=1.92	1HA10=0.79	18.984	0.86	3.33
Etage commercial	3HA14=4.62	1HA12+1HA16=3.14	1HA12=1.13	28.011	1.27	3.33

- **Choix des armatures transversales**

Pour tous les types de poutrelles on prend

-Armatures transversales : $A_t = 2 \times HA6 = 0.57cm^2$

L'espacement : $S_t = 15cm$

- Etat limite de compression de béton

Tableau III.11. Vérification des états limite de compression du béton.

Planchers	En travée			$\bar{\sigma}$
	M_t (KN.m)	I (cm ⁴)	σ Mpa	Mpa
Etage a usage commercial	18.495	22267.3	5.09	15
Terrasse	10.834	17366.0	3.26	15

- Etat limite de déformation

Tableau III.12. Vérification des états limite de déformation

Planchers	Etage commercial	Terrasse
q_{jser} (Kn/m)	2.08	2.08
q_{gser} (Kn/m)	3.575	4.472
q_{pser} (Kn/m)	6.825	5.122
M_{jser} (Kn.m)	4.875	4.399
M_{gser} (Kn.m)	8.378	9.459
M_{pser} (Kn.m)	15.996	10.834
I_0 (cm ⁴)	36452.7	34374.3
I (cm ⁴)	22267.3	19394.5

ρ	0.021	0.017
λ_v	0.812	0.987
λ_i	2.031	2.469
σ_{sj} (Mpa)	52.083	59.378
σ_{sg} (Mpa)	89.518	127.663
σ_{sp} (Mpa)	170.899	146.219
μ_j	0.432	0.407
μ_g	0.617	0.663
μ_p	0.776	0.698
I_{ij} (Cm ⁴)	21347	18846
I_{ig} (Cm ⁴)	17779.9	14330.8
I_{ip} (Cm ⁴)	15556.2	13871.7
I_{vg} (Cm ⁴)	26694.6	22841.4
f_{ji} (mm)	1.775	1.637
f_{gi} (mm)	3.662	4.630
f_{pi} (mm)	7.992	5.478
f_{gv} (mm)	7.319	8.715
Δf (mm)	9.87	7.925
f_{adm} (mm)	10	9.5

La flèche est vérifiée

- **Ferrailage de la dalle de compression**

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

-Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

-Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On choisit

5HA6/ml=1.41cm² perpendiculaires aux poutrelles → St=25cm<33cm.....Vérifiée

3HA6/ml=0.85cm² parallèles aux poutrelles → St=33cm<44cm.....Vérifiée

on utilise un TS Φ 6 (150.150) mm

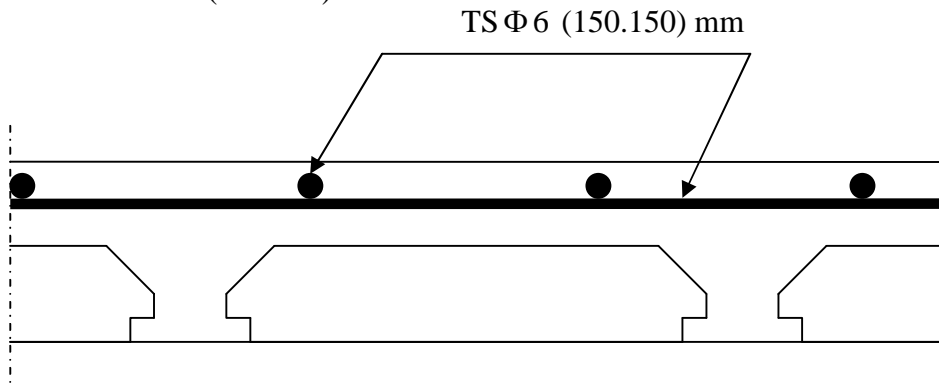
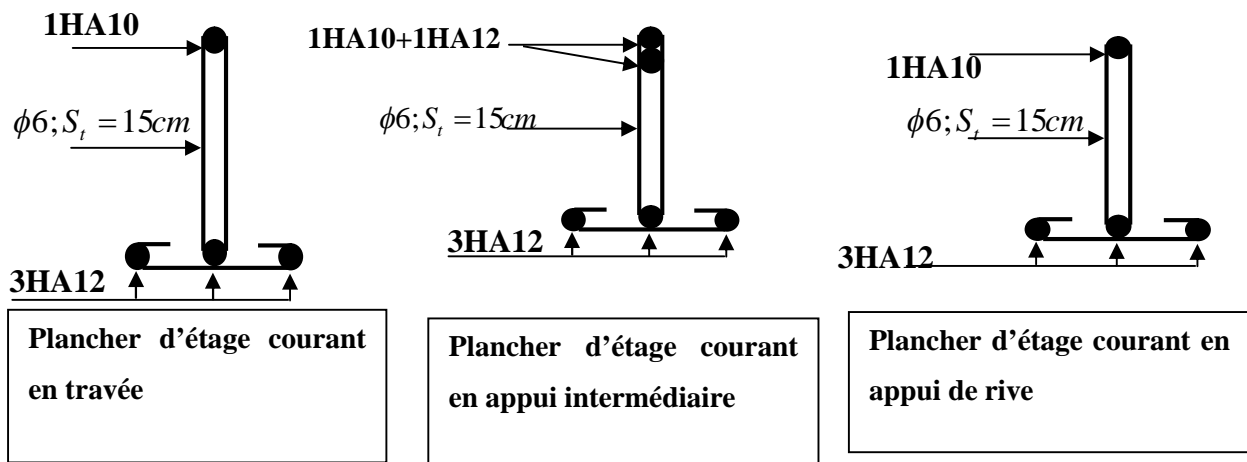


Figure.III.4. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.11.8 Le schéma de ferrailage des poutrelles



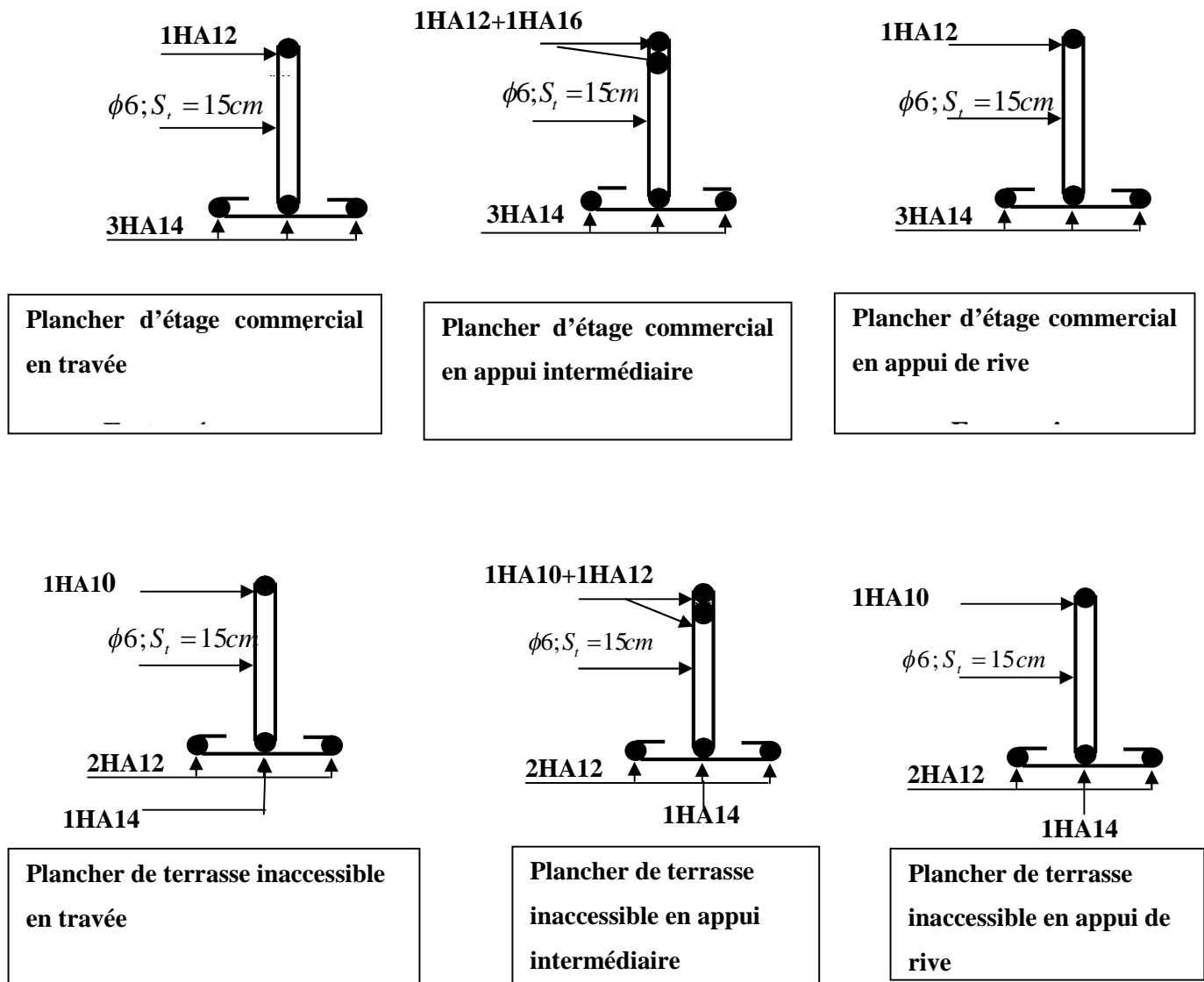


Figure III.5. Ferrailage des poutrelles aux différents niveaux

III.2. Calcul des poutres de chaînages

III.2.1. Définition

- **Le chaînage horizontal**

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades a chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaires à la structure, elles servent de porte a faux pour reprendre le poids des murs

III.2.2. Dimensionnement

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{\max} = 5.7m$

Selon la condition de flèche

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

$$38cm \leq h \leq 57cm$$

(Art 9.3.3) [2] :

$$h \geq 15cm$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 40 = 20cm$$

(30cm est l'épaisseur de mur)

Soit :

$$h = 40cm ; b = 30cm$$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×40).

III.2.3. Calcul des sollicitations

la poutre de chaînage reprend une charge répartie qui est son poids propre et la charge du mur extérieur

Poids propre : $P_p = 25 \times 0.4 \times 0.3 = 3 \text{KN/ml}$

Poids des murs : $P_m = 2.67 \times (3.06 - 0.4) = 7.10 \text{KN/ml}$

$$P_u = 1.35 \times (3 + 7.10) = 13.63 \text{KN/m}$$

$$P_s = 7.10 + 3 = 10.10 \text{KN/m}$$

-Calcul à l'ELU

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 55.35 \text{KN m}$$

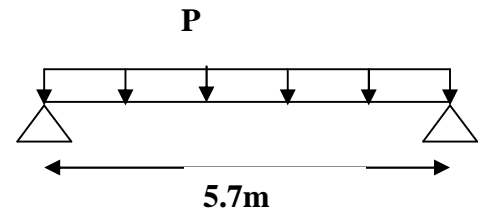


Figure III.6 schéma statique de la poutre de chaînage

$$M_t = 0.85M_u = 47.04 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.3M_u = 16.60 \text{ KN.m}$$

III.2.4. Le ferrailage

a) Armatures longitudinales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.13. Armatures longitudinales

	$M \text{ (KN.m)}$	$z \text{ (m)}$	μ_{bu}	α	$A_{s \text{ cal}}$ (cm^2)	$A_{s \text{ adopté}}$ (cm^2)
En travée	47.04	0.365	0.070	0.099	3.70	3HA14=4.62
En appui	16.60	0.374	0.027	0.034	1.27	3HA10=2.36

b) Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{ mm} \quad (\text{Art III.3.b}) [1]$$

Soit un cadre $\phi 8$ plus un $\Phi 8$ étrier = 2.06 cm²

c) Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \quad (\text{Art A.5.1.2.2}) [4]$$

$$S_t = 34.2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = 68.66 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le RPA99/ version 2003 exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

On adopte $S_r = 20\text{cm}$.

- **Vérfications**

a) À l'ELU

- **Condition de non fragilité**

En travée : $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.37\text{cm}^2 < A_{\text{cal}} = 3.7\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifié

En appui

$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.37\text{cm}^2 > A_{\text{cal}} = 1.27\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ verifié

donc on ferraille avec A_{\min}

- **Effort tranchant**

$$V_u = P_u \times \frac{l}{2} = 38.84\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.34\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{C28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots$$
 vérifié

b) À l'ELS

- **Vérification de la contrainte dans le béton**

$$M_S = 41.01\text{KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y$$

-Calcul de y

$$A = 4.62\text{cm}^2$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 11.13\text{cm}$$

-Calcul de I

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 51273.15\text{cm}^4$$

$$M_s = P_s \frac{L_{\max}^2}{8} = 41.01\text{KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 8.90\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

- **Evaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1)**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

l : Longueur de la travée

Mt : Moment en travée

M0 : Moment statique de cette poutre

A : Section des armatures choisie

$$\frac{h}{l} = \frac{0.40}{5.7} = 0.07 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ la condition est vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.07 = \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \text{ la condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.62}{30 \times 38} = 0.004 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ la condition est vérifiée.}$$

D'où la vérification de la flèche est nécessaire.

on trouve $\Delta_{ft} = 0.119 \text{ cm}$

Et on a $f_{adm} = 1.07 \text{ cm}$

.Or $\Delta_{ft} = 0.119 \text{ cm} < f_{adm} = 1.07 \text{ cm}$

Donc les poutres de chaînage ne risquent pas de fléchir

-Les chaînages verticaux 9.3.4 [2]

Ils seront réalisés sur toute la hauteur du mur et avec une section minimale $15 \times 15 \text{ cm}$. les sections et dispositions minimal d'armatures sont les mêmes que celles concernant les chaînages horizontaux

III.2.5. Schéma de ferrailage

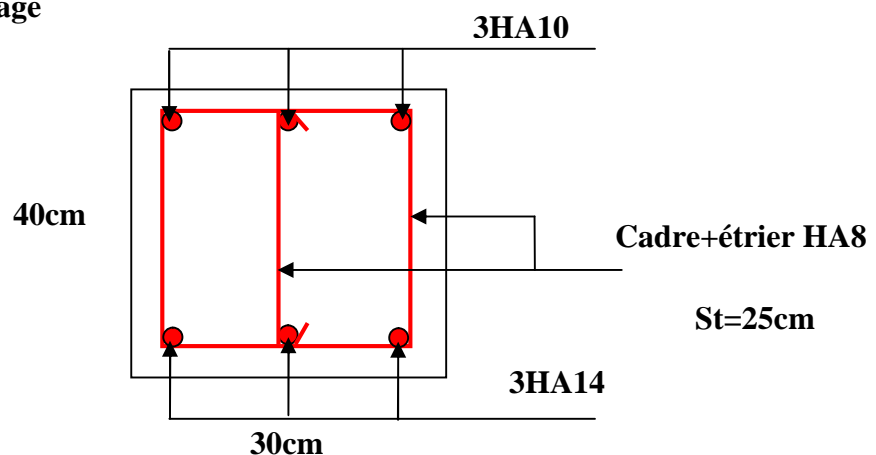


Figure III.7. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.3 les dalles pleines

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions ; cette plaque peut être reposée

Sur deux ou plusieurs appuis ; comme elle peut être assimilée à une console ; et elle peut être portée dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet les balcons et les portes à faux sont réalisés en dalle pleine d'épaisseur 12 cm

III.3.1 dalle pleine sur trois appuis

a/Dans les étages courants ; on a des logea sur trois appuis de dimensions

$$(l_x * l_y) = (1.3 * 3) \text{ m}^2$$

On a : $L_y = 3\text{m}$

$$L_x = 1.3\text{m}$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{3}{2} = 1.5\text{m} > L_x = 1.3\text{m}$$

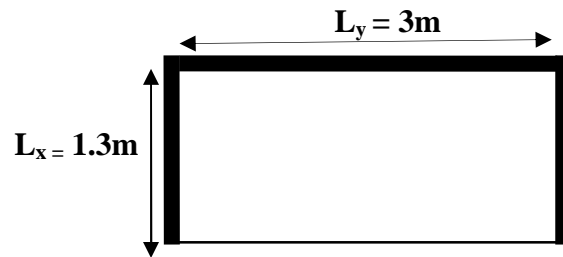


Figure III.8. Dalle 'a' sur trois appuis

Donc :

$$M_0^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times p \times l_x^3}{3}$$

$$M_0^y = \frac{P \times l_x^3}{6}$$

- **Calcul du chargement**

$$\left\{ \begin{array}{l} p_u = 1.35 \times 4.43 + 1.5 \times 5 = 13.48 \text{ KN/m} \\ p_s = 4.43 + 5 = 9.43 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

-I'ÉLU

$$M_0^x = 14.42 \text{ KN/m}$$

$$M_0^y = 4.93 \text{ KN/m}$$

- **En travée**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 14.42 = 12.26 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 4.93 = 4.19 \text{ KNm}$$

- **En appuis**

$$M_a^x = -0.3 \times M_0^x = -4.32 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = M_a^x = -4.32 \text{ KNm}$$

- **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

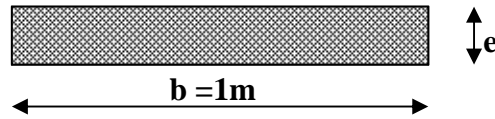


Figure.III.9. Section de la dalle pleine 'a' à ferrailer

-Calcul des armatures en travée : Le calcul se fait à la flexion simple.

$$d_x = h - e = 12 - 3 = 9 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2} \right) = 9 - \left(\frac{1.2 + 1.2}{2} \right) = 7.8 \text{ cm}$$

Tableau.III.14. Résultats de ferraillage du balcon

Sens		Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)
travée	x-x	12.26	0.106	0.141	0.084	4.15	4HA12=4.52
	y-y	4.19	0.036	0.046	0.088	1.36	3HA8=1.51
appui	x-x	4.32	0.037	0.048	0.088	1.40	3HA8=1.51

-Espacement des armatures

.En travée

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $St_y = 25\text{cm}$.

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$; on adopte $St_x = 33cm$.

.En appui

On adopte $St_x = 33cm$

- la condition de non fragilité

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho \geq 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{avec : } \rho_0 = 0.0008 \text{ Acier HA F}_e400$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.23cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 0.96cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

- l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25MPa$.

$$\rho \geq 0.4 \Rightarrow V_y = \frac{p \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} ; V_x = \frac{p \times l_x}{3}$$

$$V_y = \frac{13.48 \times 1.3}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.43}{2}} = 6.85KN$$

$$V_x = \frac{13.48 \times 1.3}{3} = 5.84KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{5.84 \times 10^{-3}}{1 * 0.09} = 0.06MPa < 1.25MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\tau_{uy} = \frac{6.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.078} = 0.08MPa \leq 1.25MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement

-I'ELS

- **contrainte de compression du béton :**

$$P = G + Q = 4.43 + 5 = 9.43 \text{ KN/m}^2 .$$

$$M_{t_{xser}} = 8.57 \text{ KN.m} ; M_{t_{yser}} = 2.93 \text{ KN.m}$$

- **Sens x-x**

$$A_x = 4.52 \text{ cm}^2 , M_{t_{xser}} = 8.57 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.88 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2$$

$$\Rightarrow I = 3335.67 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser}^{tx} \times \frac{y}{I} = 7.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.4 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

- **Sens y-y**

$$A_y = 1.51 \text{ cm}^2 , M_{t_{yser}} = 2.93 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_y - y)^2$$

$$y = 1.66 \text{ cm} ; I = 1006.37 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{t_{yser}} * \frac{y}{I}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 4.83 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

-En appuis

$M_a^{ser} = 3.02 \text{KN.m}; A_a = 1.51 \text{cm}^2.$

$y = 1.8 \text{cm}; I = 1368.57 \text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = 3.97 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

-Contrainte limite d'acier

-Sens x-x

$$15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \leq \frac{F_e}{\gamma_s}$$

$$15 \times \frac{8.57 \times 10^{-3}}{3335.67 \times 10^{-8}} (0.09 - 0.0288) = 235.85 \text{MPa} \leq \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$\sigma_{st} = 235.85 \text{Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$

-Sens y-y

$$15 \frac{M_{ser}}{I} (d_y - y) \leq \frac{F_e}{\gamma_s}$$

$\sigma_{st} = 255.04 \text{Mpa} < \sigma'_{st} = 348 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$

-En appuis

$\sigma_{st} = 238.32 \text{Mpa} < \sigma'_{st} = 348 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$

- **Etat limite de déformation**

Evaluation de la flèche CBA 93

La flèche se calcul selon le sens principal (sens x)

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{3}{80}$$

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

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

Avec :

h : l'épaisseur de la dalle

l : la portée de la dalle selon x

Mt : Moment en travée

M0 : Moment statique de cette dalle

A : Section des armatures choisie

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{12}{130} = 0.09 \geq \frac{3}{80} = 0.037 \text{ la condition est vérifiée} \\ \frac{h}{l} = 0.09 > \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.04 \text{ la condition est vérifiée.} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 9} = 0.005 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \text{ la condition est vérifiée.} \end{array} \right.$$

D'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

b) Dans les étages courants ; on a des dalle pleine ai niveau du palier d'escalier de RDC de type 1 qui est appuyée sur trois appuis de dimensions

$$(l_x * l_y) = (2.1 * 4.95) \text{ m}^2$$

On a: $L^y = 4.95\text{m}$

$$L_x = 2.1\text{m}$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{4.95}{2} = 2.47\text{m} > L_x = 2.1\text{m}$$

Donc la dalle travaille selon les deux sens

$$M_0^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times p \times l_x^3}{3}$$

$$M_0^y = \frac{P \times l_x^3}{6}$$

- **Calcul du chargement**

$$\left\{ \begin{array}{l} p_u = 1.35 \times 5.18 + 1.5 \times 2.5 = 10.74 \text{ KN/} \\ p_s = 4.43 + 2.5 = 7.68 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

- **les sollicitations**

-P'ÉLU

$$M_0^x = 50.92 \text{ KN/m}$$

$$M_0^y = 16.58 \text{ KN/m}$$

- ✓ **En travée**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 50.92 = 43.29 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 16.58 = 14.09 \text{ KNm}$$

- ✓ **En appuis**

$$M_a^x = -0.3 \times M_0^x$$

$$M_a^y = M_a^x = -1.52 \text{ KNm}$$

- **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

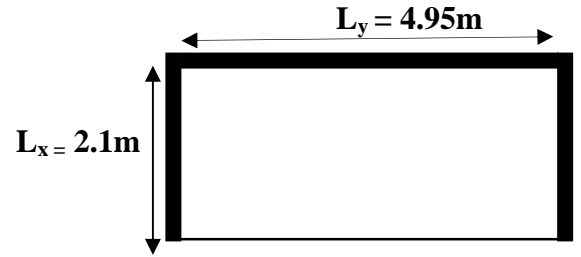


Figure III.10. Dalle 'b' sur trois appuis

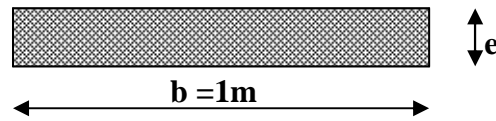


Figure.III.11. Section de la dalle pleine 'b' à ferrailer

Calcul des armatures en travée : Le calcul se fait à la flexion simple.

$$d_x = h - e = 15 - 2 = 13\text{cm}$$

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2} \right) = 13 - \left(\frac{1.5 + 1.5}{2} \right) = 11.5\text{cm}$$

Tableau.III.15. Les résultats de ferrailage du balcon

Sens		Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{adop}(\text{cm}^2 / \text{ml})$
travée	x-x	43.29	0.180	0.251	0.116	10.64	10HA12=11.31
	y-y	14.09	0.058	0.075	0.126	3.21	5HA10=3.93
appui	x-x	15.27	0.063	0.082	0.125	3.49	5HA10=3.93

- Espacement des armatures

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte

$St_y = 10\text{cm}$ en travée

$St_y = 20\text{cm}$ en appui

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $St_x = 20\text{cm}$.

• la condition de non fragilité

$$e \geq 12\text{cm} \text{ et } \rho \geq 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{avec : } \rho_0 = 0.0008 \text{ Acier HA F}_e\text{400}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.54\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.2\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifié} \end{cases}$$

- **l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_U}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 MPa$.

$$\rho \geq 0.4 \Rightarrow V_y = \frac{p \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}}; V_x = \frac{p \times l_x}{3}$$

$$V_y = \frac{10.74 \times 2.1}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.42}{2}} = 4.29 KN$$

$$V_x = \frac{10.74 \times 2.1}{3} = 7.52 KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{7.52 \times 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.057 MPa < 1.25 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

-P'ELS

- **contrainte de compression du béton**

$$P = G + Q = 5.18 + 2.5 = 7.68 KN/m^2$$

-En travée

$$M_{t_{xser}} = 30.94 KN.m ; M_{t_{yser}} = 10.07 KN.m$$

- **Sens x-x :**

$$A_x = 11.31 cm^2, M_{t_{xser}} = 30.94 KN.m$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0$$

$$\Rightarrow y = 5.15 cm$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2$$

$$\Rightarrow I = 15007.2 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser}^{tx} \times \frac{y}{I} = 10.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.63 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

- **Sens y-y :**

$$A_y = 3.93 \text{ cm}^2, M_{t_{yser}} = 10.07 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_y - y)^2$$

$$y = 3.36 \text{ cm}; I = 6742.6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{t_{yser}} * \frac{y}{I}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 5.03 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

-En appuis

$$M_a^{ser} = 10.92 \text{ KN.m}; A_a = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$y = 3.63 \text{ cm}; I = 7797.2 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.09 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

• **Etat limite de déformation**

-Evaluation de la flèche CBA 93

La flèche se calcul selon le sens principal (sens X)

Si l'une de ces conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{3}{80}$$

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{15}{210} = 0.07 \geq \frac{3}{80} = 0.037 \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée} \\ \frac{h}{l} = 0,07 > \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.04 \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{11.31}{100 \times 13} = 0.008 > \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots \text{la condition n'est pas vérifiée.} \end{array} \right.$$

D'où la vérification de la flèche est nécessaire

$$q_j=3.75\text{KN/m} , q_g=5.18\text{KN/m} , q_p=7.68 , y=5.\text{cm}$$

Tableau .III16. Résultats de calcul de la flèche

	M_{ser} (KN. m)	σ_s(MPa)	μ	I (cm⁴)	f (mm)
f_{gi}	20.87	163.60	0.52	16076.2	1.76
f_{gv}	20.87	163.60	0.52	24223.2	3.51
f_{ji}	15.11	118.44	0.40	18401.4	1.11
f_{pi}	30.94	242.56	0.65	14221.9	2.95

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 13.51 - 1.11 + 2.95 - 1.76 = 3.58mm$$

$$\Delta f = 3.58cm < f_{adm} = 4.2cm \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

c/ Dans les étages courants ; on a des dalle pleine ai niveau des balcons qui sont appuyées sur trois appuis de dimensions

$$(l_x * l_y) = (1.6 * 5.7) m^2$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{5.7}{2} = 2.85m > L_x = 1.6m$$

$$.e = 15cm$$

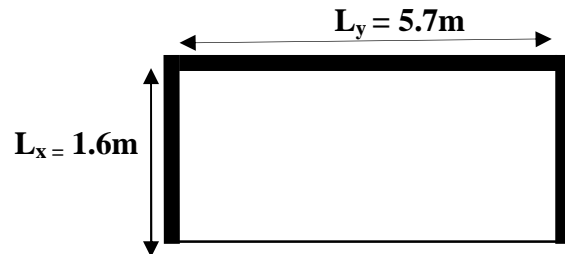


Figure III.12. Dalle 'c' sur trois appuis.

$$M_0^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times p \times l_x^3}{3}$$

$$M_0^y = \frac{P \times l_x^3}{6}$$

- **Calcul du chargement**

$$\left\{ \begin{array}{l} p_u = 1.35 \times 5.18 + 1.5 \times 3.5 = 12.24 \text{ KN/} \\ p_s = 5.18 + 3.5 = 8.68 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

- **les sollicitations**

-l'ÉLU

$$M_0^x = 55.89 \text{ KN/m}$$

$$M_0^y = 8.35 \text{ KN/m}$$

En travée

$$M_{tx} = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 55.89 = 47.50 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 8.35 = 7.10 \text{ KNm}$$

En appuis

$$M_a^x = -0.3 \times M_0^x$$

$$M_a^y = M_a^x = -16.76 \text{ KNm}$$

- **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

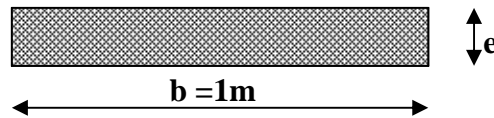


Figure III.13. Section de la dalle pleine 'c' à ferrailer

- **Calcul des armatures en travée : Le calcul se fait à la flexion simple.**

$$d_x = h - e = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2} \right) = 12 - \left(\frac{1.5 + 1.5}{2} \right) = 10.5 \text{ cm}$$

Tableau III.17. Les résultats de ferraillage du balcon

sens		Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal(cm ² /ml)	Aadp(cm ² /ml)
travée	x-x	47.50	0.232	0.336	0.103	13.15	9HA14=13.85
	y-y	7.10	0.034	0.044	0.117	1.73	4HA8=2.01
appui	x-x	16.76	0.082	0.107	0.114	4.19	6HA10=4.71

- **Espacement des armatures**

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$; on adopte

$St_y = 12 \text{ cm}$.en travée

$St_y = 17 \text{ cm}$.en appui

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$; on adopte $St_x = 25 \text{ cm}$.

- la condition de non fragilité

$$e \geq 12\text{cm et } \rho < 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = 0 \end{cases} \quad \text{avec : } \rho_0 = 0.0008 \text{ Acier HA F}_c400$$

$\rho < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille selon un seul sens (x)

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.2\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 0\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifié} \end{cases}$$

- l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa}$.

$$\rho < 0.4 \Rightarrow V_u = \frac{P_u \times l_x^2}{2} = 9.79\text{Kn}$$

$$\tau_u = 0.08\text{MPa} < \tau_{adm} = 1.25\text{MPa}$$

Donc pas de risque de cisaillement

-l'ELS

$$P = G + Q = 5.18 + 3.5 = 8.68\text{KN/m}^2.$$

- Contrainte de compression du béton

En travée

$$M_{tx} = 33.68 ; M_{t_{yser}} = 5.03\text{KN.m}$$

• **Vérification de la compression du béton**

Tableau III.18. Calcul de la contrainte de béton

	En travée			En appui			$\bar{\sigma}$ Mpa
	M_t (KN.m)	I (cm ⁴)	σ Mpa	M_a (KN.m)	I (cm ⁴)	σ Mpa	
Résultats selon x-x'	33.68	14288.2	12.45	11.88	6533.2	0.63	15
Résultats selon y-y'	5.03	3239.4	3.73				

• **Etat limite de déformation**

-Evaluation de la flèche CBA 93

La flèche se calcul selon le sens principal (sens X)

Si l'une de ces conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{3}{80}$$

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{15}{160} = 0.93 \geq \frac{3}{80} = 0.037 \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée} \\ \frac{h}{l} = 0,93 > \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.04 \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{13.85}{100 \times 12} = 0.01 > \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots \text{la condition n'est pas vérifiée.} \end{array} \right.$$

D'où la vérification de la flèche est nécessaire

.q_j=3.75KN/m , q_g=5.18Kn/m , q_p=8.68 , y=5.28cm

Tableau III.19. Résultats de calcul de la flèche

	$M_{ser} (KN.m)$	$\sigma_s (MPa)$	μ	$I (cm^4)$	$f (mm)$
f_{gi}	20.10	141.74	0.57	17383.3	0.91
f_{gv}	20.10	141.74	0.57	25074.6	1.89
f_{ji}	14.55	102.61	0.46	19312.6	0.59
f_{pi}	33.68	237.52	0.71	15411.4	1.72

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1.89 - 0.59 + 1.72 - 0.91 = 2.11mm$$

$$\Delta f = 3.67cm < f_{adm} = 3.2cm \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

III.3.2 : Etude de la dalle pleine sur 4 appuis : e=12cm

Cette dalle pleine correspond à la dalle de logea

On a une fissuration nuisible

$$L_x / L_y = 0.76 > 0.4$$

-ELU

$$q_u = 1.35 \times 4.43 + 1.5 \times 5 = 13.48KN/ml.$$

$$\mu_x = 0.0608$$

....Annexe 1

$$\mu_y = 0.5274$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.81KNm \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.43KNm \end{cases}$$

BAEL 91(article IV.2)

✓ **En travée**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.69KN.m \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.36KN.m \end{cases}$$

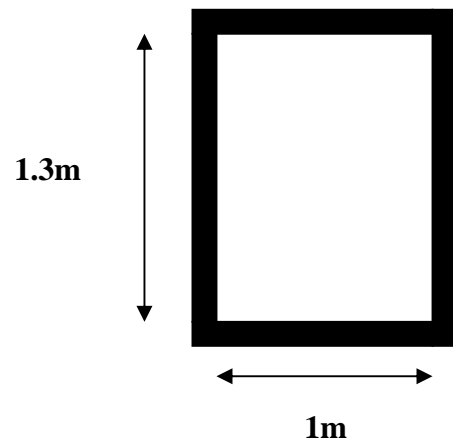


Figure. III.14. Dalle sur 4 appuis

✓ **En appui**

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = 0.24 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillages** : en flexion simple

$$d_x = 9 \text{ cm} ; d_y = 7.8 \text{ cm}$$

Tableau III.20 : calcul de la section d'armatures de ferrailage de la dalle

Sens		Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal(cm ² / ml)	Aadp(cm ² / ml)
travée	x-x	0.69	0.006	0.007	0.089	0.22	4HA8=2.01
	y-y	0.36	0.003	0.004	0.089	0.11	4HA8=2.01
appui	x-x	0.24	0.002	0.002	0.089	0.07	4HA8=2.01

- **Espacement des armatures**

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$; on adopte $St_y = 25 \text{ cm}$.

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$; on adopte $St_y = 25 \text{ cm}$

- **Vérifications**

-la condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.07 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = 0.96 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad \text{On ferraille avec } A_{\min}$$

-Armatures de répartition

$$A_y = \frac{A_x}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 .$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_U}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{6.32 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9} = 0.007 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

-I'ELS

$$\mu_x = 0.0672$$

$$\mu_y = 0.6580$$

....Annexe 1

$$q_s = 9.43 \text{KN/m}$$

$$M_{t_{xser}} = 0.53 \text{KN.m}$$

$$M_{t_{yser}} = 0.34 \text{KN.m}$$

- Vérification des contraintes de compression du béton

-En travée**.Sens x-x**

$$A_x = 2.01 \text{cm}^2,$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.04 \text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2$$

$$I = 1743.5 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.62 \text{MPa} \leq \sigma_{adm} = 15 \text{MPa}.$$

Sens y-y

$$A_y = 2.01 \text{cm}^4; \quad b = 100 \text{cm}; \quad d_y = 7.8 \text{cm}.$$

$$y = 1.8 \text{cm}.$$

$$I = 127.81 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.5 \leq 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

- **Etat limite de déformation**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{12}{100} = 0.12 \geq \frac{3}{80} = 0.037 \quad \dots \text{la condition est vérifiée} \\ \frac{h}{l} = 0.09 > \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.04 \quad \dots \dots \text{la condition est vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{2.08}{100 \times 9} = 0.00231 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \quad \dots \text{la condition est vérifiée.} \end{array} \right.$$

D'ou la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Schéma de ferrailage :**

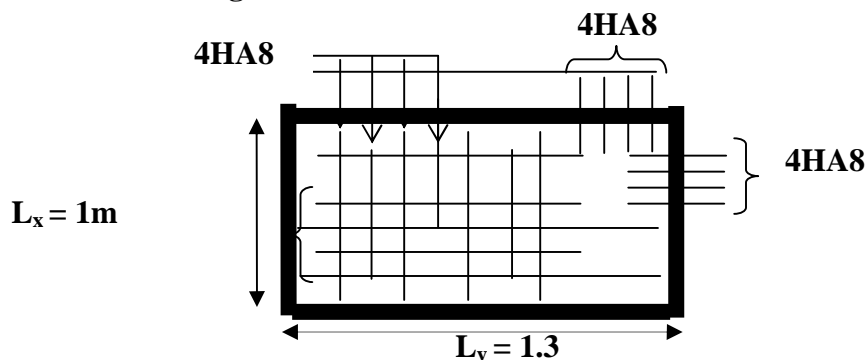


Figure.III.15. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

III.4. Calcul de l'acrotère

C'est un élément secondaire en béton armé, qui a pour rôle de sécuriser totalement la terrasse et d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le planche, soumis à son poids propre (G), à une force latérale (Fp) due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

$$S = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S = 0,0985\text{m}^2$$

III.4.1. Hypothèse de calcul

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

La fissuration est nuisible.

Le calcul sera fait en flexion composée.

III.4.2. Evaluation des charges

– **Poids propre** : $G_1 = 25 \times 0.0985 \times 1 = 2.46 \text{ KN}$.

– **Poids d'enduit extérieur (ciment : e = 1.5cm)** : $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18 \text{ KN}$.

– **Poids d'enduit intérieur (ciment : e = 2cm)** : $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24 \text{ KN}$.

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.88 \text{ KN}.$$

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

-La force sismique

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p.$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 1B, zone IIa, $A = 0.2$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 2.88 = 1.84 \text{ KN}$$

III.4.3. Calcul des sollicitations

Calcul du centre de gravité de la section $G(X_g; Y_g)$:

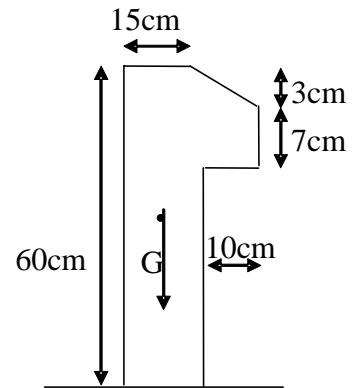


Figure III.16.: Vue en plan d'une acrotère

-La force sismique

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p.$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 1B, zone IIa, $A = 0.2$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 2.88 = 1.84 \text{ KN}$$

III.4.3. Calcul des sollicitations

Calcul du centre de gravité de la section $G(X_g; Y_g)$:

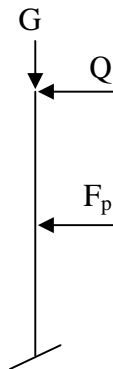


Figure III-17: Schéma statique de l'acrotère

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.085m$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.32m$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.88KN$$

$$M_G = 0$$

$$N_Q = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6KN.m$$

$$N_{Fp} = 0$$

$$M_{Fp} = 2.88 \times Y_g = 2.88 \times 0.32 = 0.92KN.m$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

Combinaisons d'actions :

Tableau. III.21. Combinaison d'action.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.88	3.88	2.88
M (KN.m)	1.52	0.90	0.60

III.4.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

La combinaison à considérer est : 1.35G + 1.5Q.

$$N_u = 3.88KN$$

$$M_u = 0.90KNm$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.23m \\ \frac{h}{6} = 0.1m \end{array} \right.$$

le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central
donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage

$$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{se fait par assimilation à la flexion simple.}$$

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

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2cm, \frac{h}{250}) = 2cm.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad \text{(Art A.4.3.5) [4]}$$

Avec :

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

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

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

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

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

Donc:

$$e_2 = 0.58\text{cm}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.256\text{m}$$

III.4.5. Ferrailage de la section

$$f_{bu} = 14.2\text{MPa}$$

$$f_{st} = 348\text{MPa}$$

$$N_u = 3.88\text{KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.88 \times 0.256 = 1\text{KNm}$$

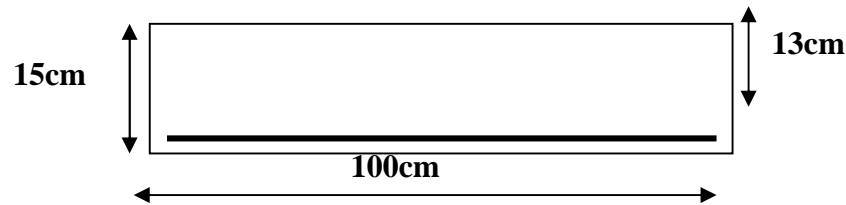


Figure III.18. Section à ferrailer

Selon le BAEL 91

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.213\text{KNm}$$

M_{ua} : Moment de flexion évalué au Niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 5.05 \times 10^{-3}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

D'où :

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 6.33 \times 10^{-3}$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129\text{m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.27\text{cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.16\text{cm}^2$$

-Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2.$$

On remarque que $A_s < A_{\min}$ donc on prend $A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$. se qui fait :

$$4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}.$$

- **Vérification des espacements**

Les armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ vérifiée

Les armatures de répartition : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ vérifiée

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.38 + 1 = 2.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} < \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}.$$

On a $\tau_u = 0,018 \text{ MPa} < \overline{\tau_u}$ vérifiée

- **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{es} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i) \dots\dots\dots(\text{Article.A.6.1 .3})$$

tel que $\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \Phi = 7,54 \text{ cm.}$$

$$\tau_{es} = 2.38 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.13 \times 0.0754) \rightarrow \tau_{es} = 0.21 \text{ Mpa.}$$

$$0.6 \times \psi s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ Mpa.} \dots \dots \dots (\text{Article A.6.1 ,21})$$

Tel que : ψs est le coefficient de scellement

$\tau_{es} < 2.83 \rightarrow$ pas de risque par rapport à l'adhérence.

-A l'ELS

$$d = 0.13 \text{ m.}$$

$$N_{ser} = 2.88 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q \times h = 0.6 \text{ KNm}$$

- **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times (y_{ser}) / \mu t \quad \text{qui doit être inférieure à } \sigma_{adm} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu t \quad \text{qui doit être inférieur à } \sigma_s$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(3/2 f_e; 150 * \eta) = 240 \text{ MPa}$$

Tel que: $\eta = 1.6$ pour les HR

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

Position de l'axe neutre :

$$C = d - e_1$$

Tel que e_1 : distance du centre de pression c à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) = 0.6 / 2.88 + (0.13 - 0.15/2) = 0.263 \text{ m.}$$

$$e_1 > d \Rightarrow c \text{ à l'extérieur de section} \rightarrow = 0.13 - 0.263 = -0.133 \text{ m.}$$

$$c = -0.133 \text{ m.}$$

$$y_{ser} = y_c + c ; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots \dots \dots (*)$$

$$\text{Tel que : } p = -3 \times c^2 + (d - c) \times 6nA_s/b = -3 \times (-0.133)^2 + (0.13 + 0.133) \times (6 \times 15 \times 2.01) / 1$$

$$p = -0.0482 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - (d - c)^2 \times 6nA_s/b = -2(-0.133)^3 - (0.13 + 0.133)^2 \times (6 \times 15 \times 2.01)/1$$

$$q = -0.00595 \text{ m}^3$$

En remplaçant q, p dans l'équation (*) sa résolution donne :

$$y_c = 0.268 \text{ m}$$

$$y_{ser} = 0.135 \text{ m}$$

$$\mu_t = b \times y^2 / 2 - 15 \times A \times (d - y) = 8.853 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.043 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,043 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

$$\sigma_s = -0.0032 \text{ Mpa} < 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

D'où l'état de contrainte est vérifié.

- **Schéma de ferrailage de l'acrotère**

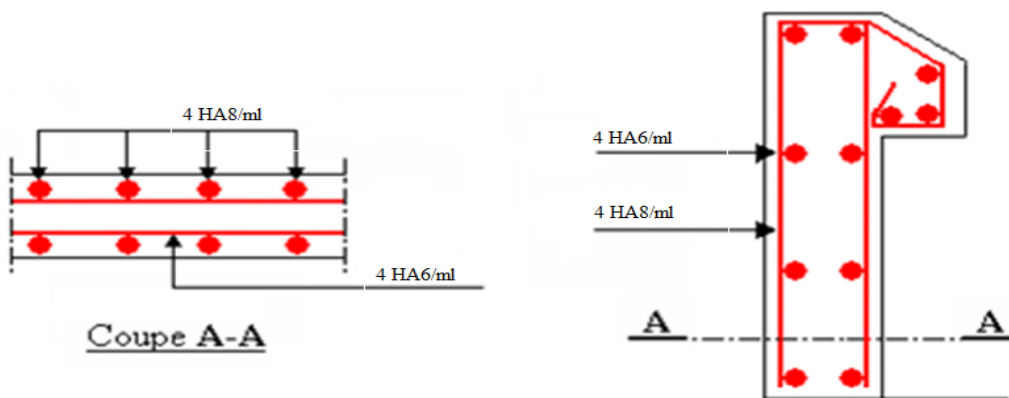


Figure III.19. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.5. Les Escaliers

Définition : Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a quatre types d'escaliers en béton armé.

III.5.1. Etude de l'escalier à 4 volées (type I)

Ce type d'escalier est composé de

- 4 volées : Les volées I, II et IV seront calculer de la même

Manière car elles sont parallèle et la volée III sera calculer comme une console

Ces quatre volées sont identiques d'épaisseur 15cm.

- Un palier d'épaisseur 15cm.
- Giron de 30cm.
- Contre marche de 17cm.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

1) calcul de la volée III :

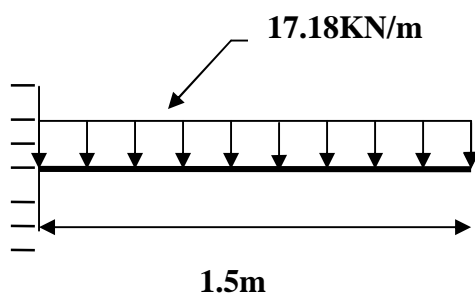


Figure III.21. Schéma statique de la volée (III)

- Evaluation des charges

$$G = 9.95 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 17.18 \text{ KN/m}$$

$$P_s = G + Q = 12.45 \text{ KN/m}$$

- Les sollicitations

$$M_U = \frac{p_u \times l^2}{2}$$

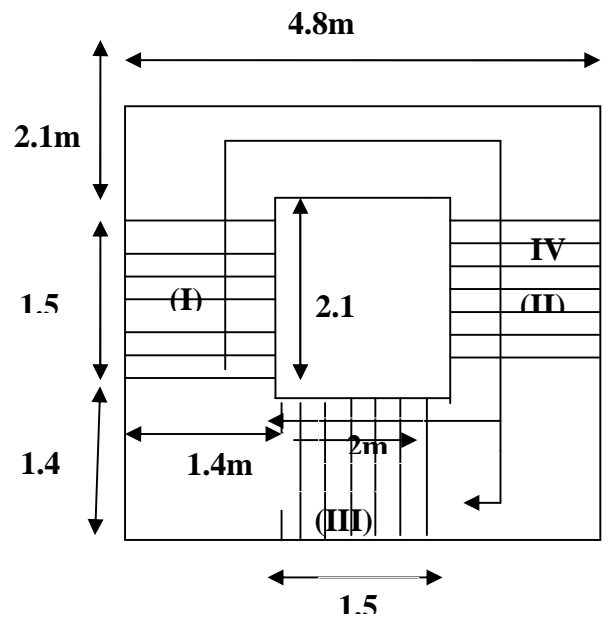


Figure.III.20. Vue en plan de l'escalier de type I

$$M_U = \frac{17.18 \times 1.5^2}{2} = 19.33 \text{ KN.m}$$

$$V_U = P_U \times l = 25.77 \text{ Kn}$$

$$M_{Ser} = 20.16 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage**

Armatures principales

$$M = 19.33 \text{ Kn.m} ; \quad \mu_{bu} = 0.080 ; \quad \alpha = 0.105 ; \quad z = 0.124 ; \quad A = 4.46 \text{ cm}^2$$

On opte 4HA 12=52 cm².

A' = 0 (pas d'armatures comprimée).

- **Calcul des armatures de répartition**

-En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{m}$ on choisit : 3HA8= 1.51 cm²/m

-à l'ELU :

- **Vérification à l'effort tranchant**

Il faut vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}$.

Tel que : $\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28}$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{25.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.19 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 3.325 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 = 1.56 \text{ cm}^2.$$

$$1,56 \text{ cm}^2 < 4.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

- **Calcul des espacements**

$$S_t \leq \min(3e ; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm \quad \text{on adopte } S_t = 25cm$$

-Calcul à l'ELS

- **la contrainte dans le béton**

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

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

$$50y^2 + 15 \times 4.52 \times y - 15 \times 4.52 \times 13 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.57cm$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 7545.7cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.63MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **la flèche**

1. $\frac{h_t}{l} = \frac{0,15}{1.5} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

2. $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.52 \times 10^{-4}}{0.13} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105$ condition vérifiée. **BAEL 91 ; A (6.5.2)**

Les trois conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

-Schéma de ferrailage

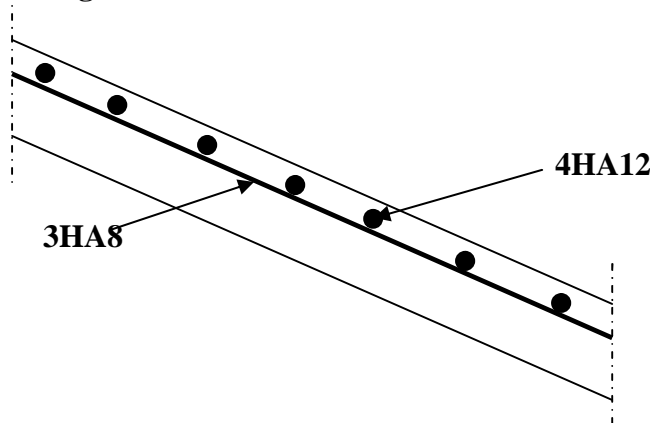


Figure.III.22. Schéma de ferrailage de la volée (III)

2) Calcul des volées I, III et IV

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes

- La méthode des charges équivalentes.

- La méthode R.D.M.

a) Charges et surcharges

Palier : $G_{palier} = 5.10 \text{KN} / \text{m}^2$

Volée : $G_v = 9.95 \text{KN} / \text{m}^2$

$Q_{escalier} = 2.50 \text{KN} / \text{m}^2$

b) Moments et efforts tranchants :

-L'ELU

$$q_v = 1.35 \times 9.95 + 1.5 \times 2.5 = 17.18 \text{KN} / \text{ml}$$

$$q_p = 1.35 \times 5.1 + 1.5 \times 2.5 = 10.63 \text{KN} / \text{ml}$$

Par la méthode RDM on trouve

$$R_A = 26.91 \text{KN}$$

$$R_B = 21.18 \text{KN}$$

$$M_0 = 21.10 \text{KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 0.75 M_0 = 15.83 \text{KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -10.55 \text{KN.m}$$

$$V = 26.91 \text{KN}$$

-L'ELS

$$q_v = 9.95 + 2.5 = 12.45 \text{KN} / \text{m}$$

$$q_p = 5.1 + 2.50 = 7.6 \text{KN} / \text{m}$$

Après calcul on trouve :

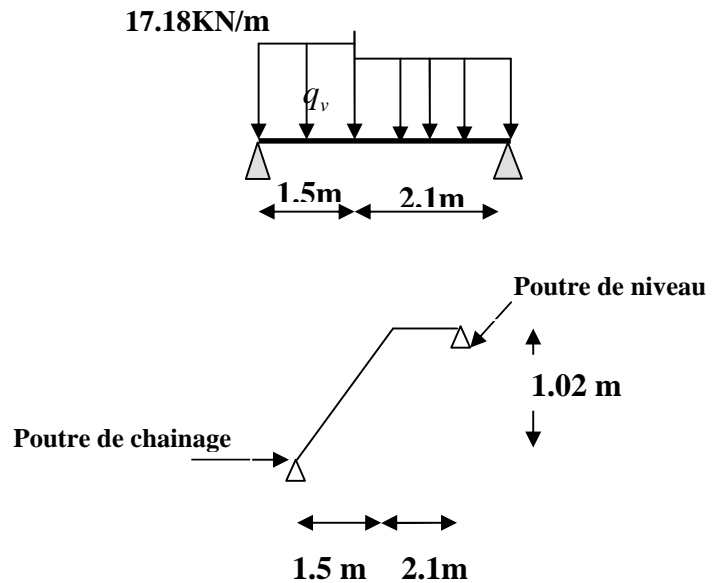


Figure.III.23. Schéma statique de l'escalier de Type (I)

$$R_A = 19.43KN$$

$$R_B = 15.19KN$$

$$M_0 = 15.19KN.m$$

$$M_t^{max} = 12.91KN.m$$

$$M_a = 6.07KN.m$$

c) Calcul du ferrailage

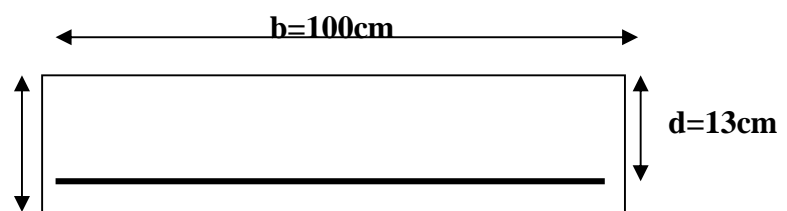
Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

$M_t = 15.83KN.m$: Moment en travée

$h=15cm$

$M_a = 10.55KN.m$: Moment en appuis



Caractéristique de la section :

Figure III.24. Section à ferrailer

$$b=100cm$$

$$h=15cm$$

$$d=13cm$$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux III.22. Résumé des résultats de ferrailage

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{Adopté} (cm^2/ml)$	$St(cm)$
En travée	15.83	0.066	0.085	0.125	3.62	4HA12=4.52	25
En appuis	10.55	0.044	0.056	0.127	2.38	4HA10 = 3.14	25

d) Les Vérifications

- **Vérification à l'ELU**
- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23.b.d.f_{t28} / f_e = 0.23.1.0.13.2.1/400 = 1.569cm^2 / ml.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 3.325MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{26.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.20MPa$$

$\tau_u = 0.20MPa < \bar{\tau}_u = 3.325MPa$ Condition vérifiée.

- **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = (3.93 + 3.14)cm^2$$

$$A_l = 7.07 cm^2 \geq 1.15 * 26.91 * 10^{-3} / 400 = 0.77 cm^2 \dots\dots\dots vérifiée$$

-Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- **Vérification de l'état limite de compression du béton**

.En travée

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

$$50y^2 + 47.1y - 659.4 = 0$$

$$y = 3.36cm$$

$$I = 6742.6cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.91 \times 10^{-3}}{6742.6 \times 10^{-8}} \times 0.0336 = 6.45MPa$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 15MPa$vérifié

.En appui

$$Y = 3.05cm$$

$$I=5608.7\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc}=3.13\text{MPa} < \sigma_{bc}'=15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification de l'état limite de déformation**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{360} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ la condition n'est pas vérifiée.}$$

D'où la vérification de la flèche est nécessaire

- **Evaluation de la flèche**

Tel que la flèche évaluée vérifie le critère suivant : $f \leq l/500$

Pour une section d'armature tendue $A=3.93 \text{ cm}^2$

$$j_v = (G_{\text{marche}} + G_{\text{volée}}) \times b = (1.87 + 4.57) \cdot 1 = 6.44 \text{ KN/ml}$$

$$j_p = G_p \times b = 3.75 \text{ KN/ml}$$

$$q_{jeq} = \frac{j_v \times l_v + j_p \times l_p}{l_v + l_p} = 4.87 \text{ KN/ml}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jeq} \times l^2}{8} = 5.91 \text{ KN.m}$$

$$g_v = G_{\text{volée}} \times b = 9.95 \times 1 = 9.95 \text{ KN/ml}$$

$$g_p = G_p \times b = 5.10 \text{ KN/ml}$$

$$q_{geq} = \frac{g_v \times l_v + p_p \times l_p}{l_v + l_p} = 7.12 \text{ KN/ml}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jeq} \times l^2}{8} = 8.65 \text{ KN.m}$$

$$p_v = (G_{volée} + Q) \times b = 9.95 \times 1 = 12.45 \text{ KN/ml}$$

$$g_p = (G_p + Q) \times b = 7.6 \text{ KN/ml} \quad q_{peq} = \frac{p_v \times l_v + p_p \times l_p}{l_v + l_p} = 9.62 \text{ KN/ml}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jeq} \times l^2}{8} = 11.68 \text{ KN.m}$$

Tableau.III.23. Evaluation de la flèche

f_{c28} (MPa)	Portée (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	M_j (KN.m)	M_g (KN.m)	M_p (KN.m)	Δf_t (mm)	f_{adm} (mm)
25	3.6	1	0.15	5.91	8.65	11.68	5.29	7.2

Donc $\Delta f_t \leq f_{adm}$ Condition vérifiée

e) Calcul des armatures de répartition

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/m$ on choisit : 3HA8 = 1.51 cm²/m avec St = 33cm

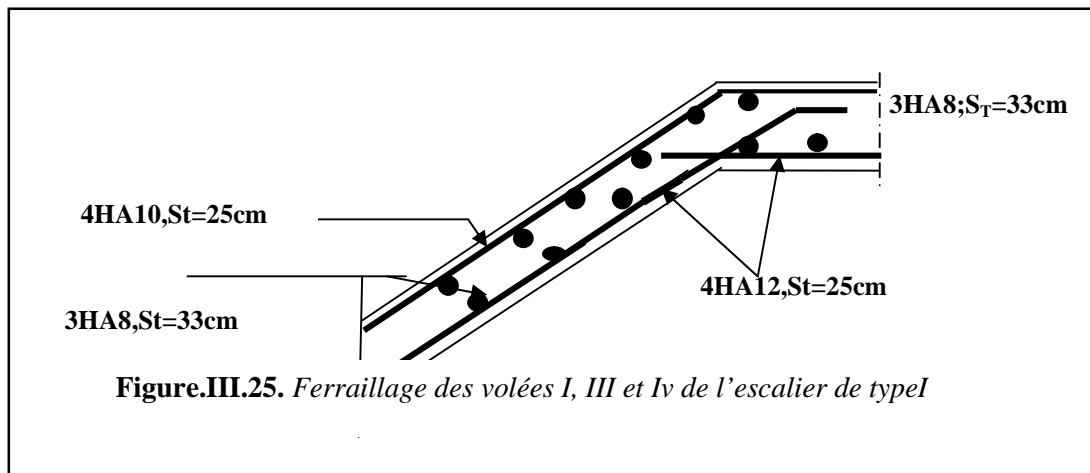
En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = 0.78 \text{ cm}^2/m$ on choisit : 3HA8 = 1.51 cm²/m avec St = 33cm

f) Espacement des barres

Armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times h; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm} \dots \text{vérifié}$

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times h; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm} \dots \text{vérifié}$

- Schéma de ferrailage



III.5.2/ Escalier type II

Les volées (I) et (II) elles seront ferrillées de la même manière que c'elles de l'escalier type (I) donc on ne calcul que la volée II.

1/Etude de la volée (III)

Nous allons l'étudier comme une console encastrée

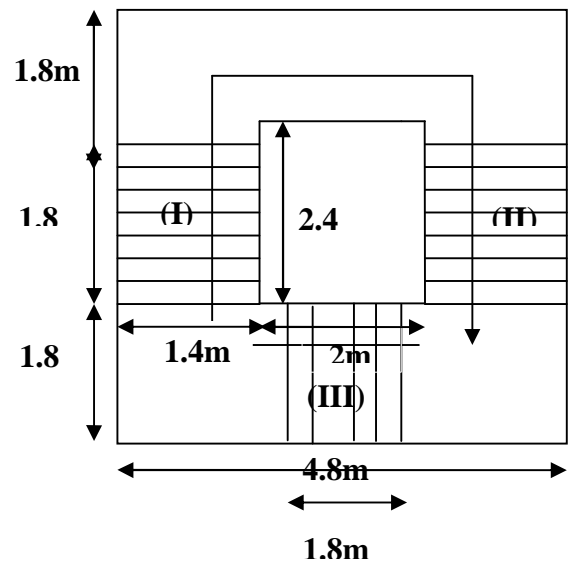
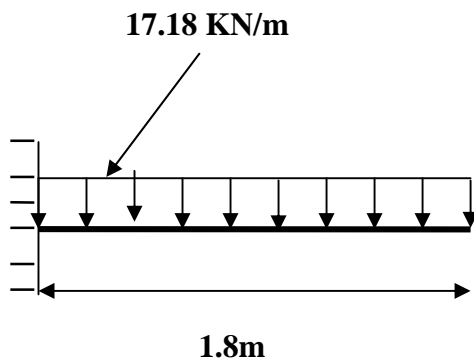


Figure III.27. Schéma statique de la volée (III)

Figure III.26. Vue en plan de l'escalier type II

- **Evaluation des charges :**

$$G = 9.95 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 17.18 \text{ Kn/m}$$

$$P_s = G + Q = 12.45 \text{ Kn/m}$$

- **Les sollicitations**

$$M_U = \frac{p_u \times l^2}{2}$$

$$M_U = \frac{17.18 \times 1,8^2}{2} = 27.83 \text{ KN.m}$$

$$V_U = P_U \times l = 30.92 \text{ Kn}$$

$$M_{Ser} = 20.16 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage**

-Armatures principales

$$M = 27.83 \text{ Kn.m} ; \quad \mu_{bu} = 0.116 ; \quad \alpha = 0.154 ; \quad z = 0.121 \text{ m} ; \quad A = 6.56 \text{ cm}^2$$

On opte 6 HA 12 = 6.79 cm².

A' = 0 (pas d'armatures comprimée).

-Calcul des armatures de répartition

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 / \text{m}$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/m

- **Vérifications**

-à l'ELU

- **Vérification à l'effort tranchant**

Il faut vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}$.

Tel que : $\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28}$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{30.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.23 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 3.325 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

○ **condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 = 1,56 \text{ cm}^2.$$

$$1,56 \text{ cm}^2 < 6,79 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié.}$$

-Calcul des espacements

$$S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \quad \text{on adopte } S_t = 16 \text{ cm}$$

-Calcul à l'ELS

○ **la contrainte dans le béton**

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

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

$$50y^2 + 15 \times 6,79 \times y - 15 \times 6,79 \times 13 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,22 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 10356,5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 8,23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

○ **la flèche**

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0,15}{1,8} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{6,79 \times 10^{-4}}{0,13} = 0,005 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \text{condition vérifiée.} \quad \text{BAEL 91 ; A (6.5.2)}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

• Schéma de ferrailage

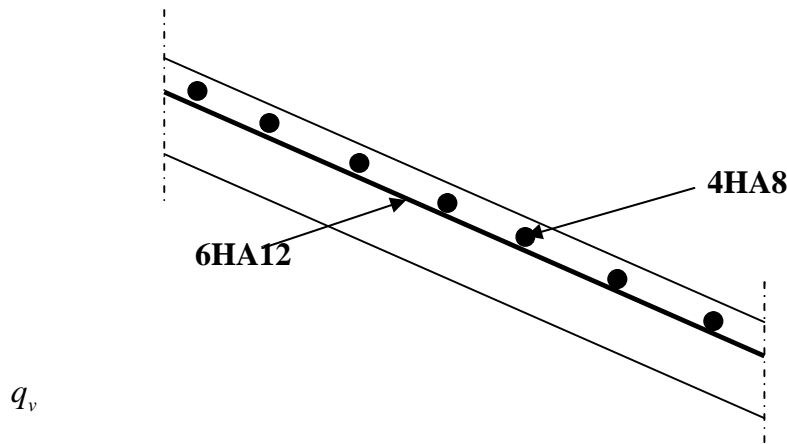


Figure III.28. Schéma de ferrailage de la volée (III)

2) Etude de la volées I et II de l'escalier de type II

Ce type d'escalier est composé de :

- Un palier d'épaisseur 15cm.
- Trois volées identiques d'épaisseur 15cm
- Giron de 30cm.
- Contre marche de 17cm.

1) Les sollicitations

$$\begin{matrix} \text{à l'ELU} \\ \left\{ \begin{array}{l} R_a=27.98 \text{ KN} \\ R_b=22.08 \text{ KN} \end{array} \right. \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{à l'ELS} \\ \left\{ \begin{array}{l} R_a=20.22 \text{ KN} \\ R_b= 15. \end{array} \right. \end{matrix}$$

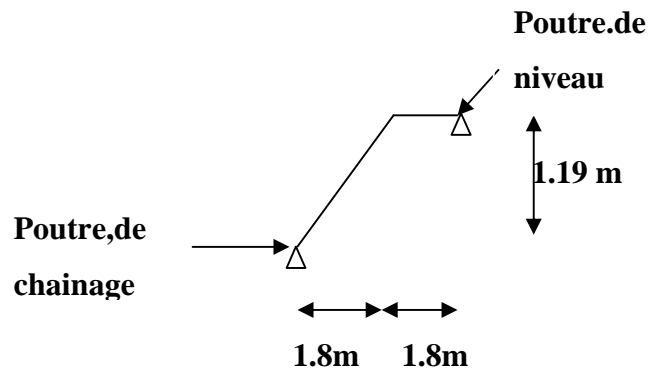
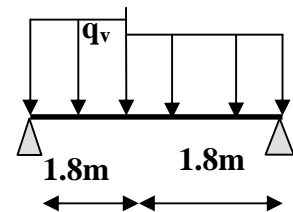


Figure.III.29.schéma statique de l'escalier de type II

Tableau.III.24. Sollicitation à l'E.L.U escalier type II.

	$q_v(\text{KN})$	$q_p(\text{KN})$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a=M_b$	$V_u(\text{KN})$
ELU	17.18	10.63	22.78	17.08	11.39	27.98
ELS	12.45	7.6	16.43	13.96	6.57	20.22

2) Ferrailage

Tableau III.25. Ferrailage d'escalier type II

	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)
En travée	17.08	0.071	0.092	0.125	3.92	1.56	4HA12=4.52	25
En appuis	11.39	0.047	0.060	0.126	2.58	1.56	4HA10 = 3.14	25

- **Vérification à l'ELU**
- ✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

On a : $A > A_{min}$ Condition vérifiée

- ✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 3.325MPa.$$

$\tau_u = 0.21MPa < \bar{\tau}_u = 3.325MPa$ Condition vérifiée

- ✓ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = (4.52 + 3.14)cm^2$$

$A_l = 7.66cm^2 \geq 1.15 * 27.98 * 10^{-3} / 400 = 0.71 cm^2$ vérifiée

- **Vérification à l'ELS**
- ✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton**

Tableau III.26. Calcul des contraintes de béton

	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPA)	σ_{bc} '(MPA)
En travée	13.96	3.36	6742.6	6.98	15
En appui	6.57	3.05	5608.7	3.58	15

- **Vérification de l'état limite de déformation**

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{360} \cdot 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ la condition n'est pas vérifiée.}$$

D'où la vérification de la flèche est nécessaire

- **Evaluation de la flèche**

. $q_j=5.08\text{KN/ml}$, $q_g=7.51\text{KN/ml}$, $q_p=10.01\text{KN/ml}$

Tableau.27. Evaluation de la flèche

f_{c28} (MPa)	Portée (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	M_j (KN.m)	M_g (KN.m)	M_p (KN.m)	Δf_t (mm)	f_{adm} (mm)
25	3.6	1	0.15	6.18	9.13	12.17	5.68	7.2

Donc $\Delta f_t \leq f_{adm}$ Condition vérifiée.

- **Calcul des armatures de répartition**

-En travée : $A_t \geq \frac{A_r}{4} = 1.13\text{cm}^2/m$ on choisit : 3HA8 = 1.51cm²/m avec St = 33

-En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = 0.78\text{cm}^2/m$ on choisit : 3HA8 = 1.51cm²/m avec St = 33cm

- **Espacement des barres**

Armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times h; 33)\text{cm} = 33\text{cm}$ vérifiée

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times h; 45)\text{cm} = 45\text{cm}$ vérifiée

- Schéma de ferrailage

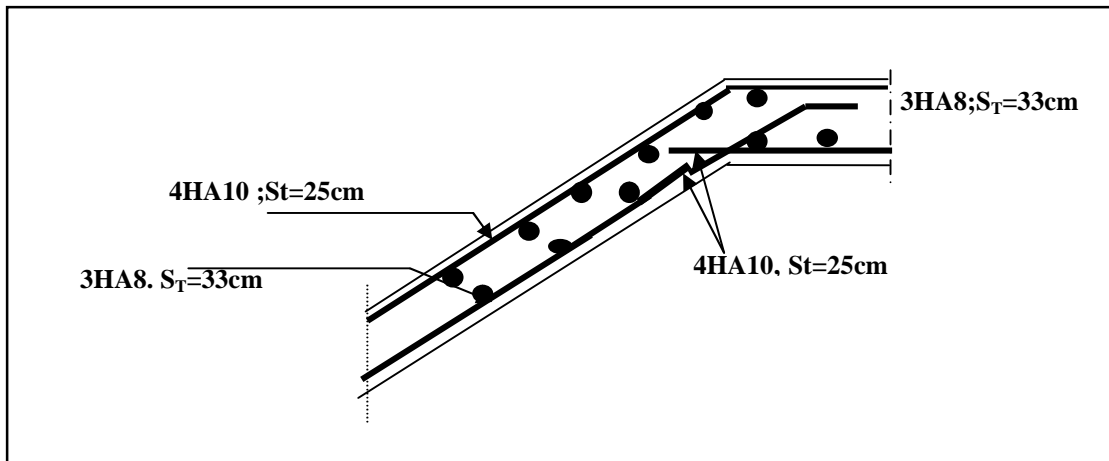


Figure III.30. Schéma de ferrailage des volées I, II de l'escalier type II

III.5.3. Etude de l'escalier à deux volées (type III)

C'est un escalier à deux paillasse avec un palier intermédiaire. **CD** se calcule comme une poutre

principale sur deux appuis C et D, **D'E** se calcule comme une poutre secondaire s'appuyé d'une part sur le palier en D et sur l'appui E d'autre part.

1) Etude Du tronçon D'E

- Dimensionnement

Ce type d'escalier est constitué de :

- Un palier d'épaisseur égale à 20cm.
- Une volée d'épaisseur égale à 20cm.
- Avec : $g=30\text{cm}$, $h=17\text{cm}$

- Calcul des sollicitations :

-à l'ELU

- Palier

$$q_p = 1.35 \cdot 6.35 + 1.5 \cdot 2.5$$

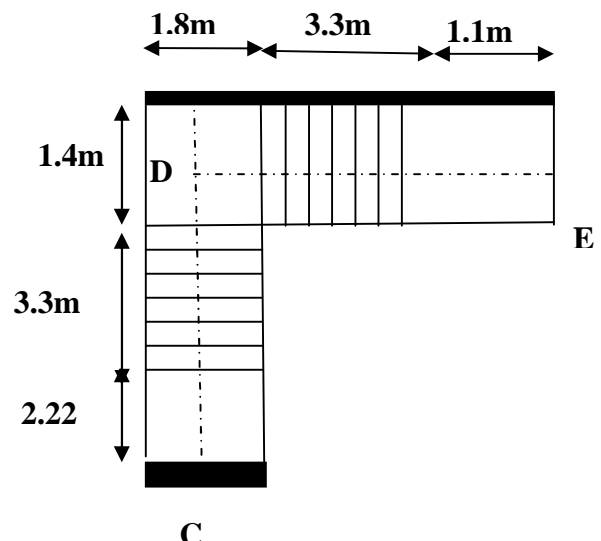


Figure III.31. Vu en plan de l'escalier de type III

$q_p = 12.32 \text{KN/m}$.

- Volée

$q_v = 1.35 * 11.25 + 1.5 * 2.5$

$= 18.93 \text{KN/m}$.

Par la méthode RDM, on trouve:

$R_D = 43.981 \text{KN}$; $R_E = 43.15 \text{KN}$.

$0.9 \leq x \leq 4.2 \text{m} \Rightarrow M_{0\text{max}} = 63.15 \text{KN.m}$

$M_t^{\text{max}}(2.63) = 47.36 \text{KN.m}$.

$M_a = 0.5 * M_{\text{max}} = 31.57 \text{KN.m}$.

$V_{\text{max}} = 43.98 \text{KN}$.

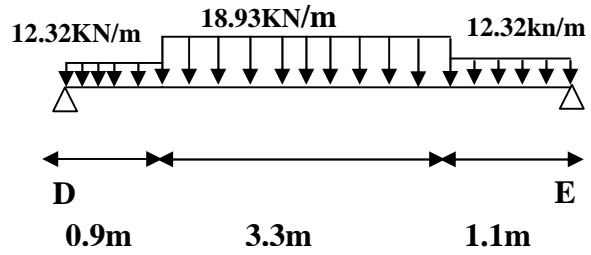


Figure III.32. Schéma statique du tronçon DE

--L'ELS

Palier : $q_s = 6.35 + 2.5 = 8.85 \text{KNm}$.

Volée : $q_s = 11.25 + 2.5 = 13.75 \text{KNm}$.

Par la méthode RDM on trouve:

$R_D = 31.84 \text{KN}$; $R_C = 31.23 \text{KN}$.

$0.9 \leq x \leq 4.2 \text{m} \Rightarrow M_t^{\text{max}}(2.63) = 38.93 \text{KNm}$.

- Calcul du ferrailage à L'ELU

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

$b = 100 \text{cm}$.
 $d = 18 \text{cm}$.
 $e = 20 \text{cm}$.

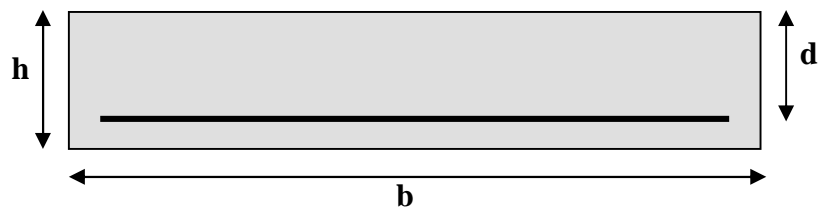


Figure.III.33. Section à ferrailer

• **Ferraillage**

Tableau III.28. Ferraillage de tronçon DE

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculé}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
En travée	47.36	0.103	0.136	0.170	8	2.17	8HA12=9.05
En appuis	31.57	0.068	0.089	0.173	5.23	2.17	5HA12=5.65

On adopte: St=12cm (en travée).

S_t=20cm (en appui).

• **Les armatures de répartition**

$A_r = A_s/4 \Rightarrow$ **En travée :** $A_r = 9.05/4 = 2.26cm^2$.

Donc : on adopte : 3HA10=2.36cm² ; St=33cm.

En appui : $A_r = 5.65/4 = 1.41cm^2$.

Donc : on adopte : 3HA8 =1.51cm² ; S_t=33cm.

• **Vérification**

• **La condition de non fragilité**

$A_{min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0.23 * 1 * 0.18 * 2.1 / 400 = 2.17cm^2$.

On a : $A > A_{min}$ condition vérifiée.

• **L'effort tranchant**

$\tau_u \leq \tau_u^- = 3.33MPa$.

$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{43.98 * 10^{-3}}{1 * 0.18} = 0.24MPa < \tau_u^-$ condition vérifiée.

- **Des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A_s \geq \left[V_u + \frac{M_U}{0.9 * d} \right] * \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_s = \left[43.98 * 10^{-3} - \frac{31.57 * 10^{-3}}{0.9 * 0.18} \right] * \frac{1.15}{400} = -4.33 \text{ cm}^2.$$

$A_s \leq 0 \Rightarrow$ Aucune vérification à faire.

- **Ecartement des barres**

-armature principales : $S_{\max} \leq \min(3 * h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ vérifiée.

-armature secondaires : $S_{\max} \leq \min(4 * h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ vérifiée.

-A l'ELS

- **Etat limite d'ouverture de fissures**

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- **Etat limite de compression du béton**

On a une fissuration peu nuisible, donc on doit vérifier la contrainte du béton comprimé

- **En travée**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}.$$

$$Y = 5.76 \text{ cm} ; I = 26708 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{38.93 * 10^{-3}}{26708 * 10^{-8}} * 5.76 * 10^{-2} = 8.39 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **En appui**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}.$$

$$Y = 4.74 \text{ cm} ; I = 18451 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 4.7MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• **Etat limite de déformation**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l \geq 1/16 \dots\dots\dots (1) \\ h/l \geq M_t / 10M_0 \dots\dots (2) \\ A/b.d \leq 4.2 / f_e \dots\dots (3) \end{array} \right.$$

On a: h=20cm; L=510cm.

$$(1) \Leftrightarrow h/l = 20/530 = 0.037 < 1/16 = 0.0625.$$

La condition (1) n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

$$q_j = 6.71 \text{KN/m}, q_g = 9.4 \text{KN/m}, q_p = 11.90 \text{KN/m}, y = 5.76 \text{cm}, I = 26708 \text{cm}^4, \rho = 0.0050, \lambda_i = 4.17, \lambda_v = 1.67,$$

Tableau III.29. Calcul de la flèche

	M _{ser} (KN.m)	σ _s (MPa)	μ	I (cm ⁴)	f (mm)
f_{gi}	24.75	170.08	0.33	156996	1.36
f_{gv}	24.75	170.08	0.33	156996	2.66
f_{ji}	17.67	121.43	0.19	209316	0.73
f_{pi}	31.33	215.30	0.42	134865	2.01

$$\Delta f = f_{pi} + f_{gv} - f_{gi} - f_{ji} = 2.57m.$$

$$\Delta f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 = \frac{5300}{1000} + 0.5 = 5.53mm.$$

Donc : Δf ≤ Δf_{adm}condition vérifiée.

• Schéma de ferrailage

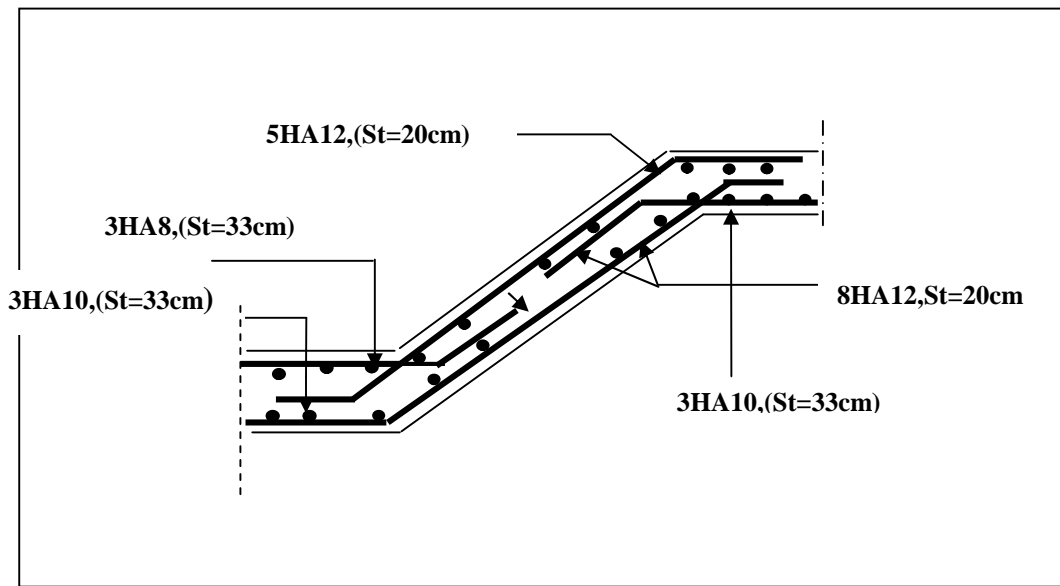


Figure III.34. Schéma d ferrailage de tronçonne DE de l'escalier de type III

2) Etude du tronçon CD

• Dimensionnement

Ce type d'escalier est constitué de :

- Un palier d'épaisseur égale à 20cm
- une volée d'épaisseur égale à 20cm.
- Avec : $g=30\text{cm}$, $h=17\text{cm}$.

• Calcul des sollicitations

-l'ELU

Palier

$$q_p = 1.35 * 6.25 + 1.5 * 2.5$$

$$= 12.32 \text{KN/m.}$$

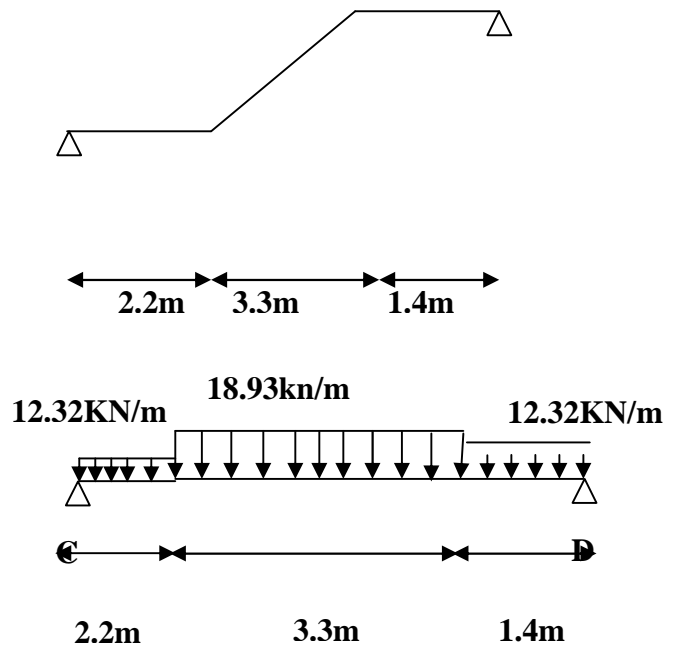


Figure.III.35. Schéma statique du tronçon CD

Volée

$$q_v = 1.35 * 11.25 + 1.5 * 2.5$$

$$= 18.93 \text{ KN/m.}$$

Par la méthode RDM on trouve:

$$R_c = 42.14 \text{ KN} ; R_D = 71.88 \text{ KN.}$$

$$1.4 \leq x \leq 3.5 \text{ m.} \Rightarrow M_t^{\max} (2.29) = 68.20 \text{ KNm.}$$

$$M_a = 0.4 * M_{\max} = 27.28 \text{ KNm.}$$

$$V_{\max} = 71.88 \text{ KN.}$$

-L'ELS

$$\text{Palier : } q_s = 6.35 + 2.5 = 8.85 \text{ KNm.}$$

$$\text{Volée : } q_s = 11.25 + 2.5 = 13.75 \text{ KNm.}$$

Par la méthode RDM on trouve:

$$R_C = 37.68 \text{ KN} ; R_D = 39.55 \text{ KN.}$$

$$1.4 \leq x \leq 4.7 \text{ m.} \Rightarrow$$

$$M_{0\max} = 73.53 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} (3.5) = 0.85 * M_0 = 62.50 \text{ KNm.}$$

$$M_a = 0.4 * M_0 = 29.41 \text{ KN/m}$$

- **Calcul du ferrailage à L'ELU**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm.} \\ d = 18 \text{ cm.} \\ e = 20 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

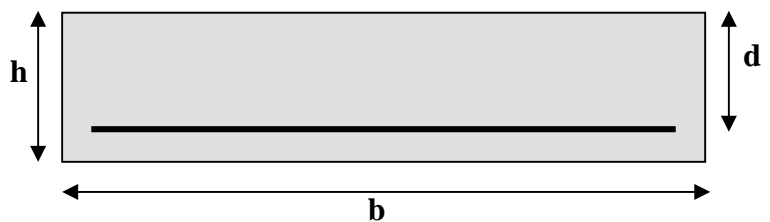


Figure.III.36. Section à
ferrailler

Tableau III.30. Calculs de ferrailage

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculé}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
En travée	76.12	0.165	0.228	0.163	13.38	2.17	7HA16=14.07
En appuis	50.75	0.110	0.146	0.169	8.61	2.17	8HA12=9.05

On adopte: St=14cm (en travée).

S_t=12cm (en appui).

• **Les armatures de répartition:**

$$A_r = A_s/4 \Rightarrow \text{En travée : } A_r = 14.07/4 = 3.51\text{cm}^2.$$

Donc : on adopte : 7HA8=3.52cm² ; St=14cm.

$$\text{En appui : } A_r = 9.05/4 = 2.26\text{cm}^2.$$

Donc : on adopte : 6HA8 =3.02cm² ; S_t=16cm.

- **vérifications**
- **la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 * b * .d * f_{t28} / f_e = 0.23 * 1 * 0.18 * 2.1 / 400 = 2.17\text{cm}^2.$$

On a : A > A_{min}condition vérifiée.

• **l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \tau_u^- = 3.33\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{54.69 * 10^{-3}}{1 * 0.18} = 0.30\text{MPa} < \tau_u^- \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

- des armatures longitudinales au cisaillement :

En appui :

$$A_s \geq \left[V_u + \frac{M_U}{0.9 * d} \right] * \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_s = \left[54.69 * 10^{-3} - \frac{50.75 * 10^{-3}}{0.9 * 0.18} \right] * \frac{1.15}{400} = -7.42 \text{ cm}^2$$

$A_s \leq 0 \Rightarrow$ Aucune vérification à faire.

- **Ecartement des barres**

-armature principales : $S_{\max} \leq \min(3 * h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ vérifiée.

-armature secondaires : $S_{\max} \leq \min(4 * h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ vérifiée.

-à l'ELS

- **Etat limite d'ouverture de fissures**

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

- **Etat limite de compression du béton**

On a une fissuration peu nuisible, donc en doit vérifier la contrainte du béton comprimé

-En travée

$M_{ser_t} = 62.50 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$Y = 6.85 \text{ cm}$; $I = 36952 \text{ cm}^4$.

$$\sigma_{bc} = \frac{62.50 * 10^{-3}}{36952 * 10^{-8}} * 6.85 * 10^{-2} = 11.6 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} \text{ vérifiée.}$$

-En appui

$M_{ser_a} = 29.41 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa.$$

Y=5.76cm ; I=26708cm⁴.

$\sigma_{bc} = 6.34MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$ vérifiée.

• **Etat limite de déformation**

Les conditions à vérifier sont les suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} h / l \geq 1/16.....(1) \\ h / l \geq M_t / 10M_0.....(2) \\ A / b.d \leq 4.2 / f_e.....(3) \end{array} \right.$$

On a: h=20cm; L=690cm.

(1) $\Leftrightarrow h/l=15/690=0.02 < 1/16=0.0625$.

La condition (1) n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

$q_j=6.79KN/m, q_g=8.69KN/m, q_p=11.19KN/m, y = 6.85cm, I = 36952cm^4, I_0 = 346841cm^4,$

$\rho = 0.007, \lambda_i = 2.68, \lambda_v = 1.07,$

Tableau III.31. Evaluation de la flèche

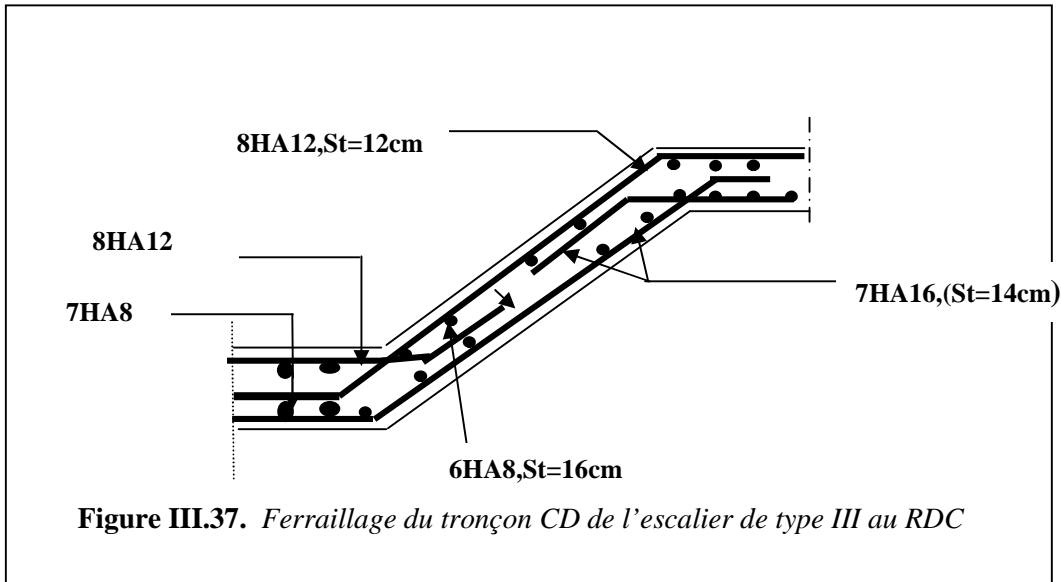
	M_{ser} (KN.m)	σ_s(MPa)	μ	I (cm⁴)	f (mm)
f_{gi}	38.78	175.39	0.51	159985	3.55
f_{gv}	38.78	175.39	0.51	245527	6.95
f_{ji}	30.30	137.04	0.42	178262	2.49
f_{pi}	49.94	225.87	0.59	146235	5.00

$\Delta f = f_{pi} + f_{gv} - f_{gi} - f_{ji} = 5.91cm.$

$$\Delta f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 = \frac{690}{1000} + 0.5 = 11.9mm.$$

Donc : $\Delta f \leq \Delta f_{adm}$ condition vérifiée.

• **Schéma de ferrailage**



III.5.4. Etude de l'escalier à une seule volée (type IV)

Ce type d'escalier est composé de :

Un palier d'épaisseur 20cm.

Une volée d'épaisseur 20 m

Giron de 30cm.

Contre marche de 22cm.

• **Les sollicitations**

à l'ELU $\left\{ \begin{array}{l} R_a=54.57KN \\ R_b=54.57KN \end{array} \right.$

à l'ELS $\left\{ \begin{array}{l} R_a=39.72KN \\ R_b=39.72KN \end{array} \right.$

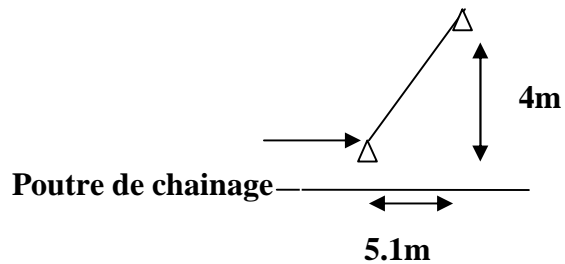
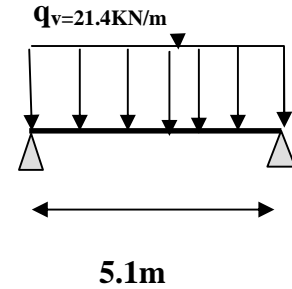


Figure.III.38. schéma de l'escalier de l'escalier de service au s.sol

- Les sollicitations à l'ELU

Tableau III.32. Sollicitation à l'E.L.U et a l'ELS d'escalier type IV

	q_v (KN/m)	q_p (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	$Ma=Mb$	V_u (KN)
ELU	21.40	0	69.57	52.17	34.78	54.57
ELS	15.58	0	50.65	43.05	20.26	39.72

- Ferrailage

Tableau III.33. Ferrailage d'escalier type IV

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculé}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)
En travée	52.20	0.113	0.151	0.169	8.87	2.17	6HA14=9.24
En appuis	34.	0.075	0.098	0.172	5.78	2.17	4HA14=6.16

On adopte: $S_t=16.6\text{cm}$ (en travée)

$S_t=25\text{cm}$ (en appui)

- Vérification à l'ELU
- Vérification de la condition de non fragilité

On a : $A_{cal} > A_{min}$Condition vérifiée.

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 3.325\text{MPa}.$$

$\tau_U = 0.3\text{MPa} < \bar{\tau}_U = 3.325\text{MPa}$ Condition vérifiée

- **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = (9.24 + 6.16) \text{ cm}^2$$

$$A_l = 15.4 \text{ cm}^2 \geq 1.15 * 54.59 * 10^{-3} / 400 = 1.56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification à l'ELS**
- **Vérification de l'état limite de compression du béton**

Tableau III. 34. calcul des contraintes de béton

	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)
En travée	43.05	5.81	27133	9.22	15
En appui	20.26	4.91	19778	5.03	15

- **Vérification de l'état limite de déformation**

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{510} = 0.039 < \frac{1}{16} = 0.06 \text{ la condition n'est pas vérifiée.}$$

D'où la vérification de la flèche est nécessaire

- **Evaluation de la flèche** : les résultats sont dans le tableau suivant

Tableau.III.35. Evaluation de la flèche

f_{c28} (MPa)	Portée (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	f_{gv} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	F_{ji} (mm)
25	5.1	1	0.20	21.53	31.89	37.99	4.13	2.95	2.28	0.97

$$\text{Don } \Delta f_t = 3.82 \text{ mm} \leq f_{adm} = 10.1 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Calcul des armatures de répartition**

En travée : $A_t \geq \frac{A_{ado}}{4} = 2.31 \text{ cm}^2 / \text{m}$ on choisit : 3HA10 = 2.36 cm²/m avec St = 33cm

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = 0.59 \text{ cm}^2 / \text{m}$ on choisit : 3HA8 = 1.51 cm²/m avec St = 33cm

- **Espacement des barres**

Armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times h; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times h; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

- **Schéma de ferrailage**

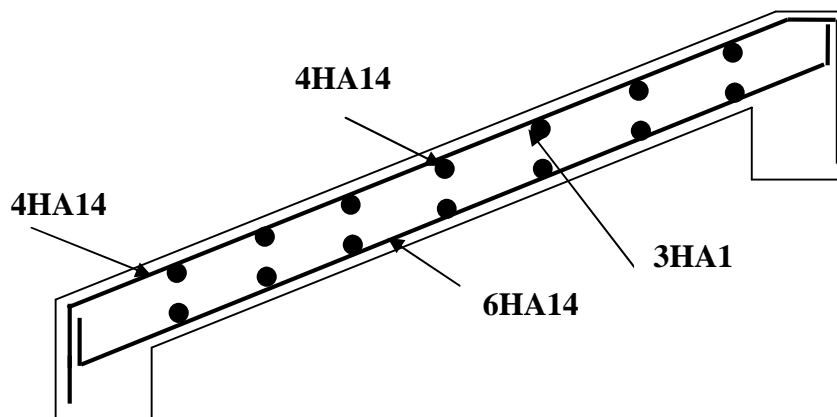


Figure. III.39. Schéma de ferrailage de l'escalier type IV

III.6.Poutre Brisée

On prend l'escalier le plus défavorable et on calcule sa poutre brisée et se sera le même ferrailage pour celle de l'escalier d'étage courant.

- **Dimensionnement**

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{470}{15} < h < \frac{470}{10} \text{ cm} \Rightarrow 31,33 \text{ cm} < h < 47 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad (\text{RPA.VII.7.5})$$

On prend : $h=35\text{cm}$ et $b=35\text{cm}$.

Elle est soumise à la flexion simple, en outre elle est soumise à la torsion.

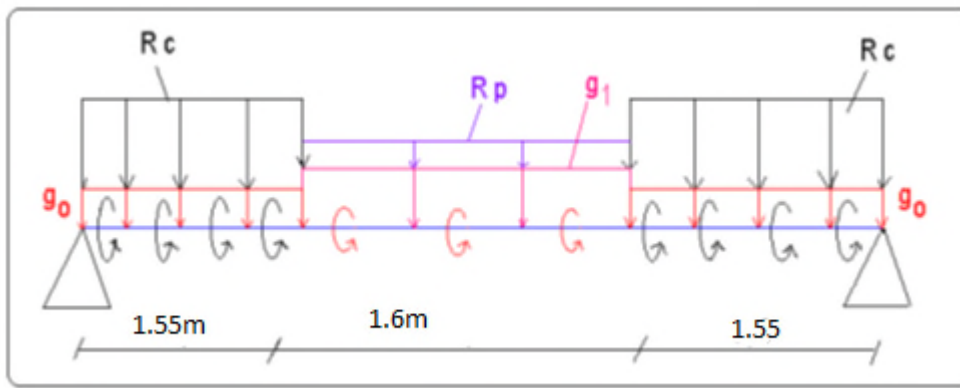


Figure III.40. Schéma statique de la poutre brisée

1. Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.35 \times 0.35 = 3.06 \text{KN/ml (poids propre de la partie horizontale).}$$

$$g_1 = 25 \times 0.35 \times 0.35 / \cos 28.228 = 3.47 \text{KN/ml (poids propre de la partie inclinée).}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier ;

$$R_C = 17.566 \text{KN/ml et } R_p = 6.86 \text{KN/ml}$$

Avec :

- R_C : charge ramenée par la partie I et II
- R_p : charge ramenée par la partie III

- **Calcul des sollicitations**

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A = \frac{(R_C + 1.35 g_0) \times 1.55 \times 3.925 + (R_P + 1.35 g_1) \times 1.6 \times 2.35 + (R_C + 1.35 g_0) \times \frac{1.55^2}{2}}{4.7}$$

$$\Rightarrow R_A = 31.55 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \sum F_V = 0 \Rightarrow R_A = R_B = 31.55 \text{ KN}$$

Comme il y a symétrie, alors le moment max est à mi- portée de la poutre

$$M_0 = R_A \times 2.35 - \left[(R_C + 1.35 g_0) \times 1.55 \times 1.575 + (R_P + 1.35 g_1) \times \frac{0.8^2}{2} \right] = 41.46 \text{ KN / M}$$

$$V_U = R_A = 31.55 \text{ KN}$$

- **Calcul de la section d'armature à la flexion simple**

Tableau III.36. Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple

	M (KN.m)	A (calculée) (cm²)
En travée	26.74	2.24
En appuis	12.58	1.04

Exigence du RPA Art7.5.2.1

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{\min} = 6.12 \text{ cm}^2$$

- **Vérifications à l'ELU**

- l'effort tranchant

$$V_u = 31.55 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{31.55 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.33} = 0.273 \text{ MPa} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ C'est vérifié.}$$

-Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (31.55 \times 10^{-3} - \frac{26.74 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.33}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -1,68 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérfié}$$

- **Calcul de l'espacement S_t**

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 29,7. \text{ On opte : } S_t = 15 \text{ cm en travées et } S_t = 10 \text{ cm en appuis}$$

- **Calcul de la section d'armature longitudinale à la torsion**

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée de l'escalier, qui représente le moment d'appui de ce dernier.

$$M^a = 6,07 \text{ KN.m} \quad \text{ce qui donne } M_T = M^a (L/2) = 14,26 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

U : périmètre de la section

Ω : air du contour tracer à mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi

A_1 : section d'acier

$$e = h/6 = 35/6 = 5,83 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b-e) \times (h-e) = 0,085 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1,16 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{Tu} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{14,26 \times 10^{-3} \times 1,16}{2 \times 0,085 \times 348} = 2,41 \text{ cm}^2$$

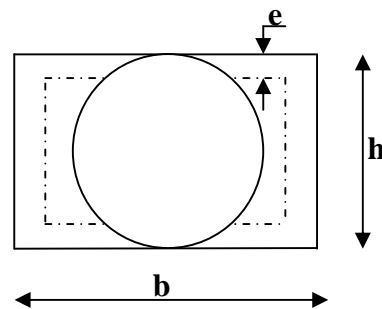


Figure.III.41. La section creuse équivalente

➤ **Section d'armatures finale**

• **En travées**

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 2,24 + \frac{2,41}{2} \Rightarrow A^t = 3,44 \text{ cm}^2 < A_{min} = 6,12 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec A_t Soit : $A^t = 4HA14 = 6,16 \text{ cm}^2$

• **En appuis**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 1,04 + \frac{2,41}{2} \Rightarrow A^a = 2,24 \text{ cm}^2 < A_{min} = 6,12 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_a Soit : $A^a = 4HA14 = 6,16 \text{ cm}^2$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

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

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$ **BAEL**

On a $\tau_{flexion} = 0,273 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{14,26 \times 10^{-3}}{2 \times 0,085 \times 0,0583} = 1,44 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 1,44 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

2) Calcul des armatures transversales à la torsion

$$A_t = A_t^{FS} + A^T$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

Flexion simple

$$A_t \geq 0,4 \times b \times S_t / f_e = 0,7 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq b(t - 0,3 f_t) S_t / 0,8 f_e \rightarrow A_t \leq 0$$

Torsion

$$A_t^{min} = 0,4 \times e \times S_t / f_e = 0,116 \text{ cm}^2$$

$$A_t = M_T \times St / (2W \times f_{st}) = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\text{total}} = 1.11 \text{ cm}^2 \text{ soit un cadre } \phi 8 \text{ et un épingle } \phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

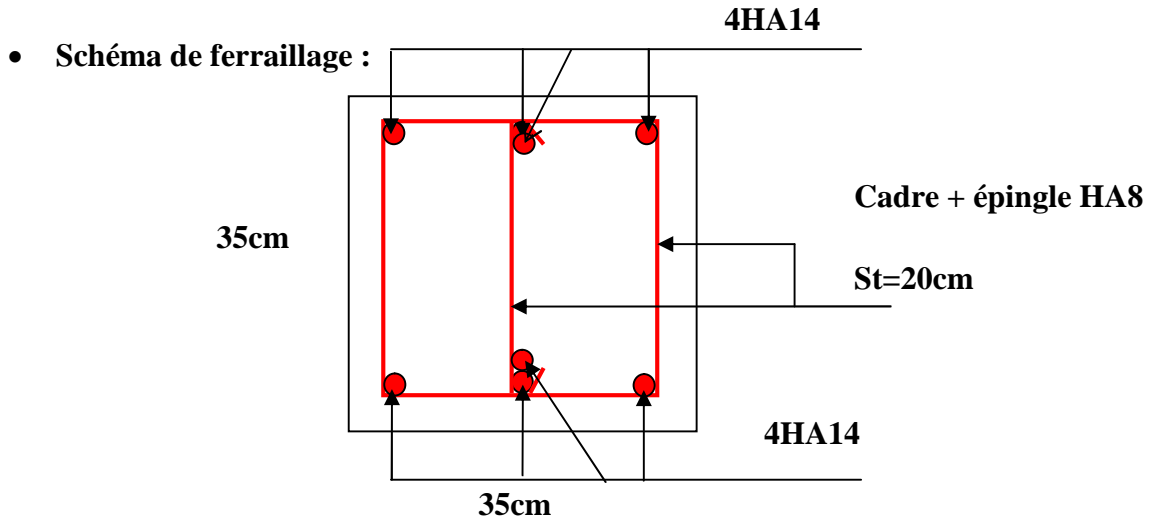


Figure III .42. Schéma de ferrailage de la poutre brisée en travée et en appuis

III.7. Etude de la dalle d'ascenseur

1. Définition et caractéristiques

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes.

$V=1.6\text{m/s}$ → vitesse de levage.

$P_m = 15\text{KN}$
 $D_m = 51\text{KN}$

} Charges dues au locale des machines

$F_c = 145\text{KN}$ → charge de la cuvette.

Course maximale = 50 m.

$B_s * T_s = 190 * 210$ dimensions de la gaine.

Poids de 08 personnes = 630 kg.

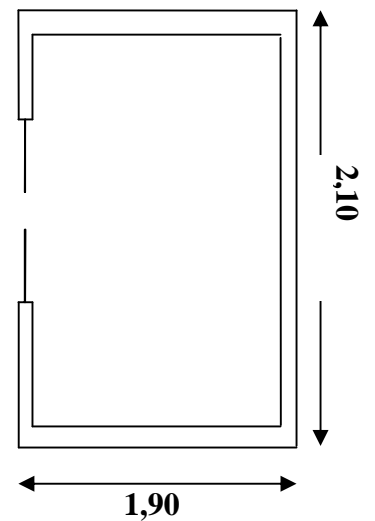


Figure.III.43.cage d'ascenseur

$$P = 15 + 51 + 6 \cdot 3 = 72,3 \text{ KN.}$$

On définit deux types de dalles qui sont

- a) dalle du locale des machines.
- b) dalle de la cuvette.

2. Calcul de la dalle du locale des machines

Elle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur $h = 20 \text{ cm}$.

On a $P = 72,3 \text{ KN}$.

$h = 20 \text{ cm}$: épaisseur de la dalle.

$h_0 = 4 \text{ cm}$: revêtement en béton.

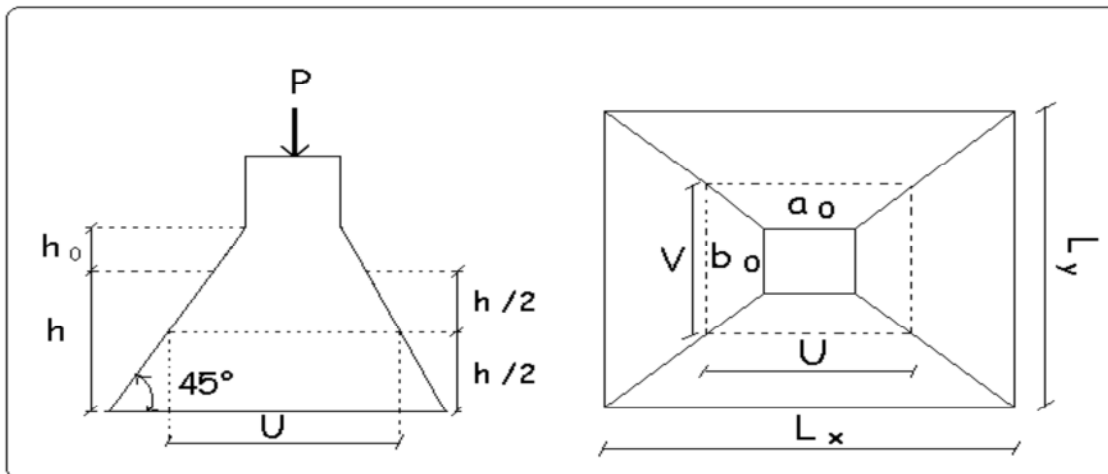


Figure III.44. Schéma de la dalle d'ascenseur et sa surface d'impact

a_0 et U dimensions // $l_x = 190$.

b_0 et V dimensions // $l_y = 210$.

U et V les côtés du rectangle d'impact.

a_0 et b_0 : surface de chargement.

l_x et l_y les dimensions du panneau de dalle.

Avec : $U = a_0 + h + 2 \xi h_0$

$$V = b_0 + h + 2 \xi h_0$$

Et : $\xi = 1$ (revêtement en béton) (BAEL)

$$a_0 = b_0 = 110 \text{ cm}$$

$$U = 110 + 20 + 2 * 4 = 138 \text{ cm.}$$

$$V = 110 + 20 + 2 * 4 = 138 \text{ cm.}$$

On voit bien que la surface d'impact est inférieure à celle du panneau de dalle.

2.1) Calcul à l'ELU

1) Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage

$$M_{x1} = Pu (M_1 + \nu M_2) \quad \text{BAEL91}$$

$$M_{y1} = Pu (M_2 + \nu M_1)$$

avec : ν : coefficient de poisson (0 à l'ELU et 0,2 à l'ELS).

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}, \quad \frac{U}{l_x}, \quad \frac{V}{l_y}.$$

$$\text{On } \rho = \frac{190}{210} = 0,9, \quad \frac{U}{l_x} = \frac{138}{190} = 0,72, \quad \frac{V}{l_y} = \frac{138}{210} = 0,66$$

En utilisant l'abaque de Pigeaud (**Annexe 2**) on obtient :

$$M_1 = 0,072$$

$$M_2 = 0,057$$

$$Pu = 1.35 * 72.3 = 97.61 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 97.61 * 0.072 = 7.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 97.61 * 0.057 = 5.56 \text{ KN.m}$$

2) évaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle

$\rho = 0.9 > 0,4 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$M_{x2} = \mu_x * q_u * l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y * M_{x2}$$

μ_x et μ_y sont des coefficients en fonction de ρ et de ν

$$\mu_x = 0.0456 \quad , \quad \mu_y = 0.7834$$

$$q^u = 1,35 G + 1,5 q$$

$$G = 25 * 0,2 + 22 * 0,04 = 5.88 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 1 \text{ KN/ml} \rightarrow q_u = 9.44 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0456 * 9.44 * (1.9)^2 = 1.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.7834 * 1.55 = 1.21 \text{ KN.m}$$

3) Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.57 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.77 \text{ KN.m}$$

N.B : pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles de la gaine d'ascenseur.

- Les moments en travée et en appui sont

$$M_y^t = 0.85 * M_y = 0.85 * 6.77 = 5.75 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 * M_x = 0.85 * 8.57 = 7.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 * M_x = 0.3 * 7.28 = 2.18 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml

- **Tableau récapitulatif des résultats de ferrillages**

Tableau III.37. Ferrillage de la dalle du local machine

Localisation	M (KN.m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{adoptee} (cm ²)
En travée (x)	7.28	1,17	4HA8=2.01
En travée (y)	5.75	0,92	4HA8=2.01
En appui	-2.18	0,41	4HA8=2.01

4) Vérification de la condition de non fragilité

$$h_0 = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$\rho = 0,9 > 0,4 \rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) * b * h$$

$$\rightarrow \rho_0 = 0,8 \text{ ‰} \text{ pour HA fe E400}$$

$$A_x^{\min} = 0,0008 * \left(\frac{3 - 0,9}{2} \right) * 0,2 = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * h = 0,0008 * 1 * 0,2 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2 > 1.68 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > 1.6 \text{ cm}^2$$

5) Verifikation au poinçonnement

Selon le **BAEL 91 article A.5.2.42 page 63**, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, c'est la condition suivante est satisfaite.

$$P_u \leq 0,045 * U_c * h * f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 (U + V) = 2 (138 + 138) = 552 \text{ cm}$$

$$0,045 * 5.52 * 0,2 * 25 * 10^3 / 1,5 = 828 \text{ KN}$$

Or : $P_u = 97.61 \text{ KN} < 828 \text{ KN}$ vérifié.

- **Le diamètre des barres**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$ vérifié.

- **les espacements**

On doit vérifier : $S_{tx} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ soit : $S_{tx} = 25 \text{ cm}$

$S_{ty} \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ soit : $S_{ty} = 25 \text{ cm}$

6) Vérification de la contrainte tangentielle

On vérifie que

$$U = V \Rightarrow T_U = T_V = \frac{P_U}{3 * U_c} = \frac{97.61}{3 * 5.52} = 5.89 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_U}{b * d} = \frac{5.89 * 10^{-3}}{1 * 0.18} = 0.033 \leq 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPA}$$

2.2) Vérification à l'ELS

Evaluation des moments dus au système de levage.

$$M_{x1} = 72.3 (0,072 + 0,2 * 0,057) = 6.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 72.3 (0,057 + 0,2 * 0,072) = 5.16 \text{ KN.m}$$

Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle.

$$\text{On a : } q_s = q + G = 1 + 5.88 = 6.88 \text{ KN/m.}$$

$$\rho = 0,9 \quad \rightarrow \quad \mu_x = 0.0528 \quad \mu_y = 0.8502$$

$$M_{x2} = 0.0528 * 6.88 * (1,9)^2 = 1,31 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{y2} = 0.8502 * 1.31 = 1.11 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en travée et en appuis**

$$M_{tx} = 0,85 (6.03 + 1.31) = 6.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 (5.16 + 1.11) = 5.33 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,3 * M_x = -1.87 \text{ KN.m}$$

- **État limite de compression du béton**

-La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est

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

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.38. vérification des contraintes

Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées (x)	6.24	4.05	1.84	15
Travées (y)	5.33	4,05	1,57	15
Appuis	- 1.87	4.05	0.65	15

- **État limite de déformation**

-Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées que ce soit selon x ou y, donc ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

3. Calcul de la dalle de la cuvette

Les dimensions sont les mêmes que celle de la dalle du locale des machines.

3.1. Calcul à l'ELU

– poids propre de la dalle et du revêtement : $G_1 = 5.88 \text{ KN/m}^2$.

– poids propre de l'ascenseur :

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{1.90 \times 2.10} = 36.34 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{total} = G_1 + G_2 = 42.22 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = 1.35 G_{total} + 1.5 \times Q = 58.50 \text{ KN/ml}$$

$\rho = 0.9 > 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$M_x = 0,0456 \times 58,50 \times (1.9)^2 = 9,63 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,7834 \times 9,63 = 7,54 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml, les calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.39. Ferrailage de la dalle de la cuvette

Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée (x)	8.18	1,32	4HA8=2.01
En travée (y)	6.41	1,03	4HA8=2.01
En appui	-2.89	0,46	4HA8=2.01

- **Vérfications à l'ELU**

- Vérfication de la condition de non fragilité**

$$\rho = 0.9 \geq 0.4$$

$$A_{x\min} = 0.0008 \times \frac{(3 - \rho)}{2} b \times e = 1.68 \text{ cm}^2 \dots \text{OK}$$

$$A_{y\min} = 0.0008 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{OK}$$

En appuis : $A_a = A_{\min} = 1.68 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{OK}$

- Vérfication de l'effort tranchant**

$$\rho = 0.9 \geq 0.4 \Rightarrow V_u^x = \frac{P \times L_x}{3} = \frac{58.50 \times 1.9}{3} = 37.05 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{P \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 42.29 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^x = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{37.05 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.20 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale.}$$

$$\tau_{bu}^y = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{42.29 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.23 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

- Espacement des armatures**

Selon x: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Selon y: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

- **Vérfication à l'ELS**

- évaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$\rho = 0.9 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x * q_u * l_x^2 \quad ; \quad M_y = \mu_y * M_x$$

μ_x et μ_y sont des coefficients en fonction de ρ et de ν

$$\mu_x = 0.0528, \quad \mu_y = 0.8502$$

$$q_s = G + q$$

$$q_s = 43.22 \text{ KN/ml}$$

$$M_x = 0.0528 * 43.22 * (1.9)^2 = 8,238 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.8502 * 8,238 = 7,00 \text{ KN.m}$$

- **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est

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

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.40. Vérification des contraintes

Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées (x)	7.00	4,05	2,07	15
Travées (y)	5.95	4,05	1.76	15
Appuis	- 2.47	4,05	0.73	15

- **État limite de déformation**
-Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées que ce soit selon x ou y, donc ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

• Schéma de ferrailage

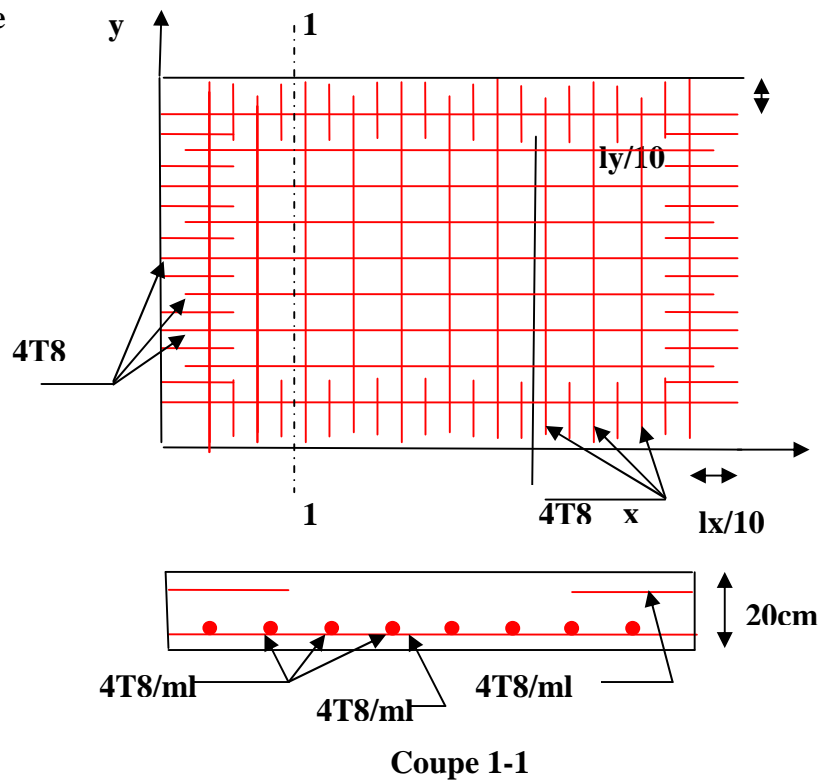


Figure III.45. Schéma de ferrailage – dalle du local machine-dalle de la cuvette

IV.1.Introduction

Vu l'activité sismique de nord d'Algérie, les constructions doivent être conçues de manière adéquate pour résister aux secousses sismiques pour éviter la perte des vies humaines et minimiser les dégâts matériels, on respectant les recommandations du règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003).

IV.2.Etude de la structure au séisme**IV.2.1. Modélisation de la structure à l'aide du logiciel SAP 2000**

Le SAP 2000 version 14.2.2 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs, ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation de façon totalement graphique, Numérique ou combinée en utilisant les innombrables outils disponibles.

Quelques étapes de modélisation :

- choix d'un modèle de structure spatiale à partir de la bibliothèque du SAP 2000
- changer les longueurs des GRID LINES.
- définition des matériaux et des sections
- définition de cas de charges dynamique spectrale.
- définition des combinaisons de charge
- spécification des conditions d'appuis

Introduction des masses des planchers pour le calcul dynamique dans le sens horizontal X.Y

- spécifications des différentes charges.

Après ces étapes on fait l'analyse par la commande RUN et finalement l'interprétation des résultats.

IV.2.2. Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

IV.2.2.1. Méthode statique équivalente

Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Cette méthode est utilisable sous certaines conditions (4.1.2 du RPA 99/2003)

Calcul de la force sismique totale Art (4.2.3) [2]

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

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

Avec :

- **A : coefficient d'accélération de zone**, il dépend de la zone sismique et de groupe d'usage du bâtiment :
 - Groupe d'usage : groupe 2B
 - Zone sismique : zone IIa

$\Rightarrow A=0.15$

Tableau (4,1) [2]

- **R : Coefficient de comportement global de la structure**, il est en fonction du système de contreventement, dans notre cas on a un contreventement mixte avec justification de l'interaction $\Rightarrow R=5$ **Tableau (4.3) [2]**
- **Q :Facteur de qualité**, Le facteur de qualité Q est fonction de :
 - La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
 - La régularité en plan et en élévation.
 - La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$ **Formule (4.4) [2]**

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau IV .1. Valeurs des pénalités P_q

“ Critère Q ”	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	/	0	/	0
2- Redondance en plan	Non	0.05	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	Non	0.05	Non	0.05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Non	0.1	Non	0.1

$$Q_{/xx} = Q_{/yy} = 1 + (0.05+0.05+0.05 +0.05+0.1) = 1.3$$

- W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ (IV-2) avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de 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. [2]

$\beta = 0.3$ à usage d'habitation.

$\beta = 0.6$ à usage commercial.

$$W=24669.74\text{KN}$$

- **D : Facteur d'amplification dynamique moyen** : il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η).[2]

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

T_2 : **Période caractéristique** du site d'implantation du bâtiment

Le sol en place est de moyenne qualité, plastique et de compacité moyenne D'après le rapport de sol.

Donc du RPA99/version2003(Tableau3-2) de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_3 donc on aura :

$$\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

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

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.816 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{Formule (4-6) [2]}$$

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

$$h_n = 36.3m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage

$$C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (36.3)^{3/4} = 0.73s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 24.5m, \quad L_y = 16.8m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.66 \text{ s} \\ T_y = 0.79 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T) = 0.66s$$

$$T_y = \min(T_y; T) = 0.73s$$

Remarque : la période de vibration ne doit pas dépasser 130% de la période calculée par la formule empirique, C'est à dire $1.3 \times T = 1.3 \times 0.73 = 0.949s$ selon y

$$1.3 \times T = 1.3 \times 0.66 = 0.858s \text{ selon x}$$

Art (4.2.4)[2]

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3s$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.66} \right)^{2/3} = 1.69 \\ D_y = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.73} \right)^{2/3} = 1.58 \end{cases}$$

$$\text{La force sismique totale à la base de la structure est : } V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.69 \times 1.3}{5} \times 40853.529 = 2692.65 \text{ KN} = 269.265 \text{ t}$$

$$V_{st,x} = 7,6\% W$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.58 \times 1.3}{5} \times 40853.529 = 2517.39 \text{ KN} = 251.739 \text{ t}$$

$$V_{st,y} = 6,1\% W$$

IV.2.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version 2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Art (4.3.3) [2]}$$

IV.2.2.3. Caractéristiques géométriques de la structure

Les résultats ci-dessous sont obtenus par le logiciel **Socotec**.

Tableau IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure

Niveau	A_i (m ²)	X_G (m)	Y_G (m)	I_x (m ⁴)	I_y (m ⁴)
8 ^{ème} étage	146.42	13.51	5.62	3018.50	2211.56
7 ^{ème} étage	174.92	13.37	6.86	4492.87	2283.95
6 ^{ème} étage	194.36	12.89	7.5	5264.87	2693.72
5 ^{ème} étage	237.92	11.85	7.76	5780.18	3956.34
4 ^{ème} étage	312.69	9.65	7.74	7364.06	8889.63
1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	319.17	9.47	7.85	7576.17	9417.45
RDC	298.98	9.25	8.24	6838.74	9164.68
S.SOL	349.43	11.8	8.17	8013.61	13814.06

A_i : Surface du plancher au niveau i.

X_G : Abscisse du centre de gravité du niveau.

Y_G : Ordonné du centre de gravité du niveau.

I_x : Inertie du niveau par rapport à l'axe X.

I_y : Inertie du niveau par rapport à l'axe Y.

- **La disposition des voiles**

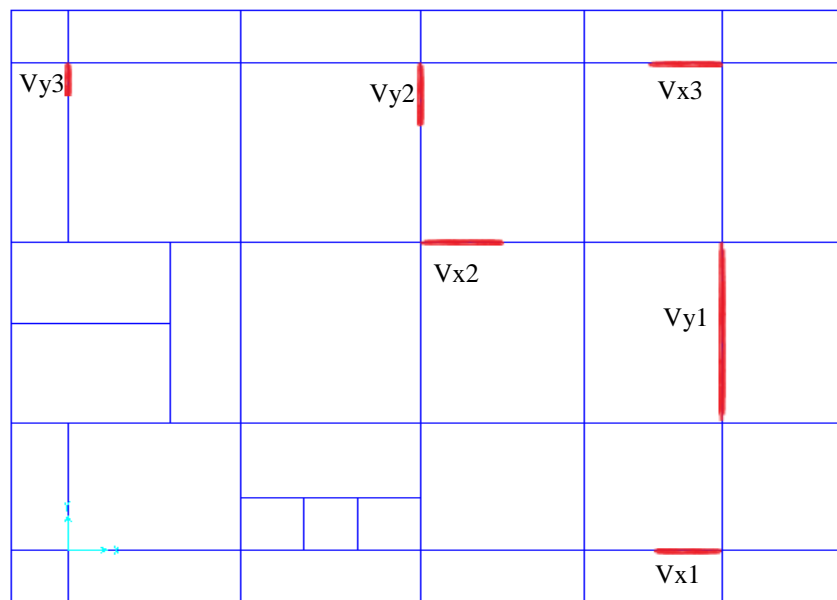


Figure VI .1. La disposition des voiles

Périodes de vibration et taux de participation des masses modales de la disposition adopté :

Tableau IV.3. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

MODE	PERIODE	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM(PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.83146	0.00076	0.67245	0.00001677	0.00076	0.67245	0.00001677
2	0.76745	0.702	0.00078	8.86E-08	0.70276	0.67323	0.00001686
3	0.69563	0.000002162	0.00302	6.032E-07	0.70276	0.67625	0.00001747
4	0.333754	0.00506	0.08301	0.00014	0.70782	0.75926	0.00016
5	0.28973	0.12267	0.00649	0.000001945	0.8305	0.76575	0.00016
6	0.24584	0.00449	0.03819	0.00016	0.83499	0.80394	0.00032
7	0.176261	0.00766	0.02648	0.000003951	0.84264	0.83042	0.00033
8	0.158113	0.03937	0.01213	0.00177	0.88201	0.84255	0.0021
9	0.13864	0.01038	0.00561	0.00099	0.8924	0.84816	0.00309
10	0.133653	0.0037	0.00017	0.00203	0.89609	0.84832	0.00512
11	0.127955	0.00035	0.00393	0.01931	0.89645	0.85226	0.02443
12	0.1188	0.00016	0.01863	0.000002804	0.89661	0.87089	0.02444
13	0.111852	0.00888	0.00286	0.00143	0.90549	0.87375	0.02586
14	0.108732	0.00296	0.00523	0.06197	0.90845	0.87897	0.08783
15	0.102576	0.01142	0.00016	0.07201	0.91986	0.87914	0.15984
16	0.100633	0.00194	0.00085	0.01629	0.9218	0.87998	0.17613
17	0.096774	0.0008	0.00716	0.06354	0.92261	0.88714	0.23967
18	0.096039	0.00172	0.00174	0.09506	0.92433	0.88889	0.33474
19	0.092689	0.00934	0.00588	0.04161	0.93367	0.89477	0.37635
20	0.087867	0.00005783	0.00016	0.05463	0.93372	0.89493	0.43098
21	0.084918	0.00362	0.00086	0.04566	0.93734	0.89579	0.47665
22	0.08395	0.00023	0.00012	0.00719	0.93757	0.89591	0.48384
23	0.083593	0.00482	0.00539	0.00675	0.94239	0.90129	0.49058
24	0.082858	0.0008	0.00029	0.0026	0.94318	0.90159	0.49318
25	0.082321	0.00013	0.00137	0.04544	0.94331	0.90296	0.53862

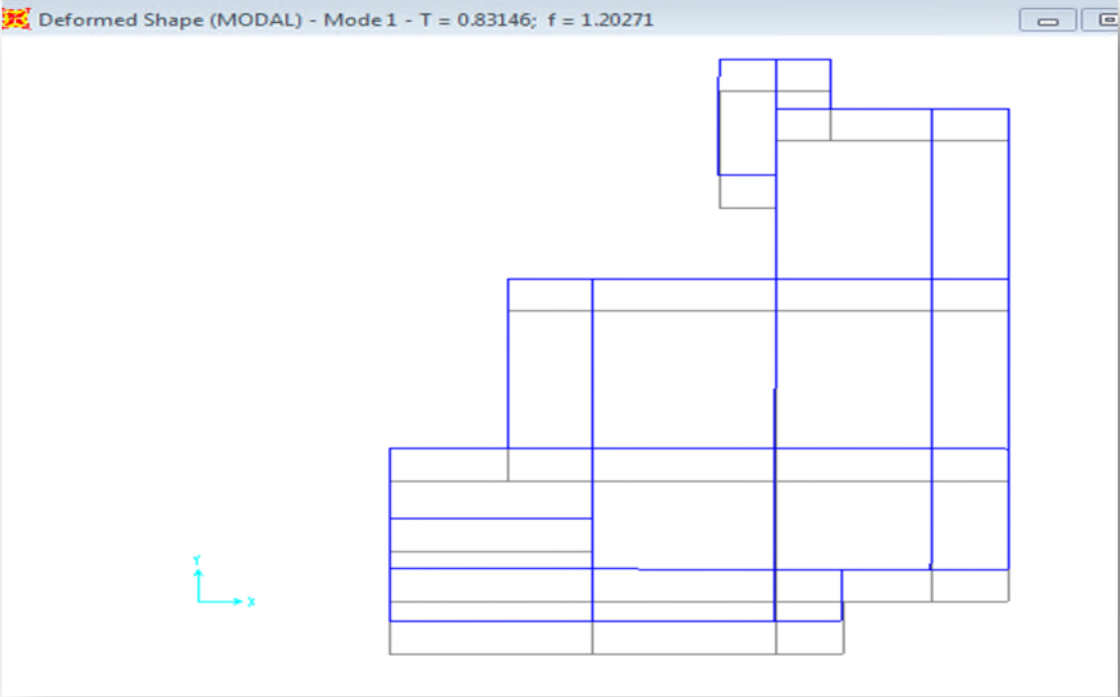


Figure VI .2. Translation selon (YY)

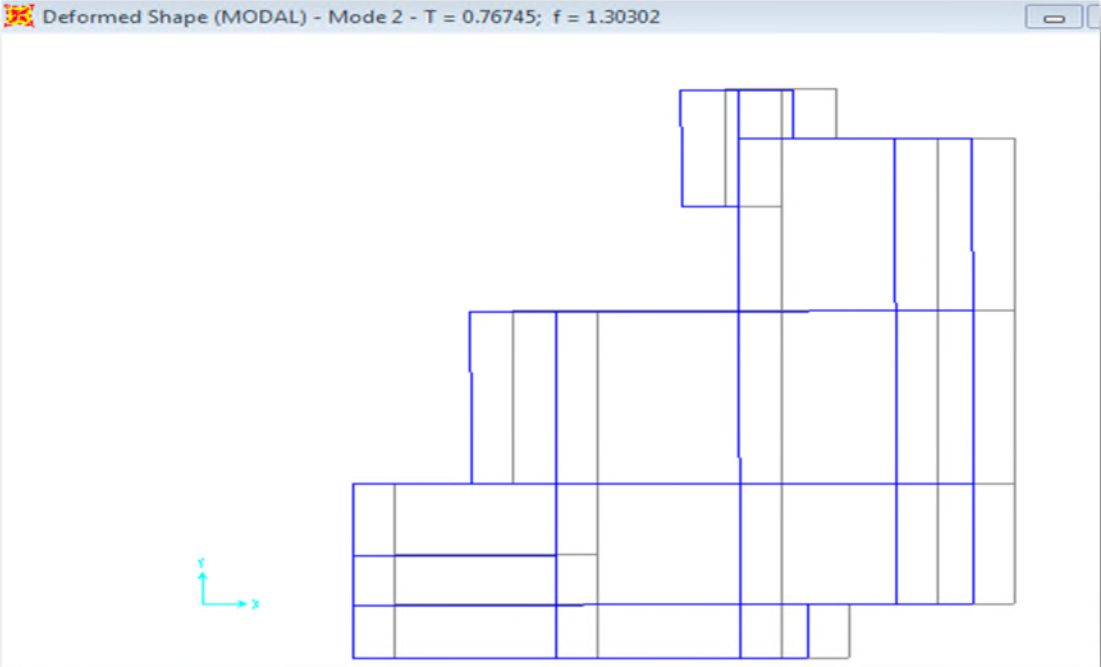


Figure VI .3. Translation selon (XX)

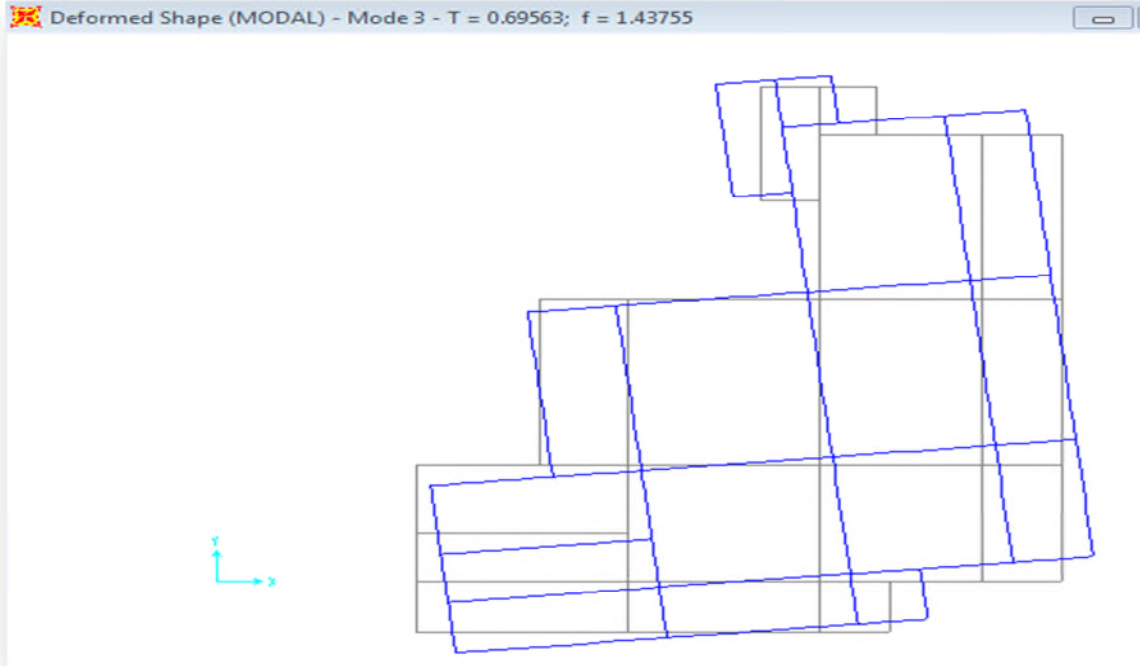


Figure VI .4. Rotation autour de (ZZ).

Interprétation des résultats

Après plusieurs essais de disposition des voiles et augmentation des sections des poteaux et poutres déjà pré dimensionner, On voit bien que cette disposition nous évite la torsion.

On remarque que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99/ version2003 majorée de 30%, et on remarque aussi que les deux modes de vibration sont des modes de translation le premier selon yy, et le deuxième selon xx. et la participation massique au 25^{eme} mode dépasse les 90% exigé par le RPA.

IV.3.Vérification de l'interaction voiles-portiques

L'article (3.4.4.a) du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.4. Vérification de l'interaction sous charges verticales

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	voiles	Portiques	voiles	Portiques
S.SOL	7691,244	36767,949	17,29956	82,70044
RDC	5226,734	32383,078	14,44638	85,55362
1 ^{er} étage	4472,869	26268,238	13,89726	86,10274
2 ^{ème} étage	3611,701	21968,791	14,55012	85,44988
3 ^{ème} étage	3124,357	17879,006	14,11897	85,88103
4 ^{ème} étage	2054,687	13874,656	14,87551	85,12449
5 ^{ème} étage	2153,423	10084,12	12,89876	87,10124
6 ^{ème} étage	1199,986	7115,129	17,59686	82,40314
7 ^{ème} étage	1122,883	4878,642	14,43138	85,56862
8 ^{ème} étage	484,920	2871,768	18,70996	81,29004

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles}$$

Tableau IV.5. Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
s.sol	592,118	164,44	78,2647	21,7352	40,641	1233,852	31,88797	68,1120
RDC	822,972	250,111	76,6923	23,3077	886,398	715,677	55,32812	44,6718
1 ^{er} étage	1067,747	345,582	75,5483	24,4516	900,034	756,589	54,32944	45,6705
2 ^{ème} étage	1248,658	185,271	87,0794	12,9205	1002,704	450,145	69,01639	30,9836
3 ^{ème} étage	1133,15	176,741	86,5072	13,4928	982,012	358,682	73,24654	26,7534
4 ^{ème} étage	961,169	165,939	85,2774	14,7225	846,892	221,81	79,24491	20,7550
5 ^{ème} étage	791,285	133,523	85,5620	14,4379	739,233	211,458	77,75744	22,2425
6 ^{ème} étage	475,738	175,383	73,0644	26,9355	434,951	204,635	68,00508	31,9949
7 ^{ème} étage	419,103	80,905	83,8192	16,1807	383,701	121,923	75,88662	24,1133
8 ^{ème} étage	314,915	97,968	76,2722	23,7277	361,465	53,104	87,19055	12,8094

A partir du tableau on déduit que l'interaction sous charges horizontales est vérifiée.

On remarque que le taux des charges verticales reprises par les voiles ne dépasse pas la limite des 20 % exigée par le RPA 99/ version2003

L'examen de la part de l'effort tranchant total repris par les voiles est celui repris par les portiques à chaque niveau dans les deux sens, montre que le taux d'effort tranchant repris par les voiles reste dans tous les niveaux inférieur à 75 % et les portiques reprennent plus de 25 %.

IV.4. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003

IV.4.1. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon (Art 4.3.6)[2] la résultante des forces sismiques à la base V_{sta} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{dym} .

Tableau IV.6. Vérification de l'effort tranchant à la base.

Résultante des forces sismique	V_{dym}	V_{sta}	V_{dym}/V_{sta}
Sens xx	2192.72	2692.65	0.81
Sens yy	1972.21	2517.39	0.78

$\frac{V_{dym}}{V_{sta}} > 0.8$ dans le sens xx ; donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.

On voit bien que $V_{dym} < 0.8V_{sta}$ dans le sens (yy), alors il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (Forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8V_{sta}/V_{dym}$, soit de 10%.

IV.4.2 Vérification de l'effort normal réduit

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{IV-8}) \quad \text{Art (7.4.3.1) [2]}$$

Tel que :

N ; L'effort normal maximal.

B ; Section du poteau.

f_{c28} ; Résistance caractéristique à la compression

Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	B (cm)	N (KN)	N_{rd}	Remarque
S.sol	70x70	3545.68	0.289	vérifié
RDC	70x65	3041.31	0.167	vérifié
Étage1	65× 65	2558.31	0.242	vérifié
Étage2	65× 60	2213.29	0.227	vérifié
Étage3	65× 60	1907.67	0.195	vérifié
Étage4	60× 55	1639.15	0.198	vérifié
Étage5	60× 55	1389.54	0.168	vérifié
Étage6	55× 50	1174.57	0.170	vérifié
Étage7	55× 50	1027.93	0.149	vérifié
Étage8	50× 45	830.24	0.147	vérifié

IV.5.Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad (\text{IV-9}) \qquad \text{Art (4.4.3) [2]}$$

δ_{ek} :Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ **Art (5.10) [2]**

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8. Vérification des déplacements relatifs.

niveau	δ_{ek} (cm)		R	$R^* \delta_{ek}$ (cm)		Δ_k (cm)		h_k (cm)	1 % h_k (cm)	Δ_k / h_k	
	δ_{ekx}	δ_{eky}		$R^* \delta_{ekx}$	$R^* \delta_{eky}$	Δ_{kx}	Δ_{ky}			Δ_{kx} / h_k (%)	Δ_{ky} / h_k (%)
8	1.4665	0.7818	5	7,3325	8,909	0,671	0,718	306	3.06	0.219	0.255
7	1.3322	0.6382	5	6,661	8,191	0,669	0,803	306	3.06	0.218	0.262
6	1.1984	0.4777	5	5,992	7,388	0,718	0,901	306	3.06	0.234	0.294
5	1.0548	0.2974	5	5,274	6,487	0,723	0,964	306	3.06	0.236	0.315
4	0.9102	0.1046	5	4,551	5,523	0,735	1,030	306	3.06	0.240	0.336
3	0.7632	0.8987	5	3,816	4,493	0,766	1,035	306	3.06	0.250	0.338
2	0.6099	0.6916	5	3,049	3,458	0,817	1,036	306	3.06	0.266	0.338
1	0.4464	0.4844	5	2,232	2,422	1,013	1,183	374	3.74	0.270	0.316
RDC	0.2439	0.2479	5	1,219	1,239	0,808	0,999	408	4.08	0.198	0.244
s.sol	0.0823	.0481	5	0,411	0,240	0,411	0,240	400	4.00	0.102	0.060

IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Art (5.9) [2]

L'effet du 2^{ème} ordre ou effet (P-Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau (k).

V_k : effort tranchant d'étage au niveau (k).

h_k : hauteur d'étage (k)

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k).

Tableau IV.9. Vérification des effets P-Δ

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens xx			Sens yy		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
8 ^{ème} étage	306	3164,407	0,671	403,401	0,017	0,718	382,001	0,019
7 ^{ème} étage	306	5396,33	0,669	494,834	0,023	0,803	500,285	0,028
6 ^{ème} étage	306	7572,496	0,718	689,888	0,025	0,901	639,296	0,034
5 ^{ème} étage	306	10961,408	0,723	934,767	0,027	0,964	948,812	0,036
4 ^{ème} étage	306	14133,169	0,735	1149,94	0,029	1,030	1067,871	0,044
3 ^{ème} étage	306	18578,343	0,766	1325,038	0,035	1,035	1339,141	0,046
2 ^{ème} étage	306	27129,34	0,817	1537,07	0,047	1,036	1656,59	0,055
1 ^{er} étage	374	26721,897	1,013	1413,145	0,051	1,183	1655,101	0,051
RDC	408	32241,898	0,808	1292,235	0,049	0,999	1599,98	0,049
s.sol	400	37416,148	0,411	896,402	0,042	0,240	1249,52	0,017

Commentaire : On voit bien que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés.

IV.7. Conclusion

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel sap2000, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure, ainsi que lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voileportique.

En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, effet P-delta et effort normal réduit).

Les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été modifiées ; alors les sections finales sont les suivantes :

- Sous-sol : $(b \times h) = (70 \times 70) \text{ cm}^2$
- RDC : $(b \times h) = (70 \times 65) \text{ cm}^2$
- 1^{er} étage: $(b \times h) = (65 \times 65) \text{ cm}^2$
- 2^{eme} et 3^{eme} étage : $(b \times h) = (65 \times 60) \text{ cm}^2$
- 4^{eme} et 5^{eme} étage: $(b \times h) = (60 \times 55) \text{ cm}^2$
- 6^{eme} et 7^{eme} étage : $(b \times h) = (55 \times 50) \text{ cm}^2$
- 8^{eme} étage : $(b \times h) = (50 \times 45) \text{ cm}^2$

V.1. Introduction

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailles) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

V.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les Charges apportées par les poutres aux fondations, leur ferrailage se fait à la flexion composée avec les couples de sollicitations suivants :

- Moment maximal (M_{\max}) et un effort normal correspondant (N_{corr}).
- Effort normal maximal (N_{\max}) avec le moment correspondant (M_{corr}).
- Effort normal minimal (N_{\min}) avec le moment correspondant (M_{corr}).

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations précédentes sont :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $G + Q + Ex$
- 4) $G + Q + Ey$

V.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003

❖ Les armatures longitudinales

Art (7.4.2.1) [2]

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II).
- Le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes.
6 % en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.2.1

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

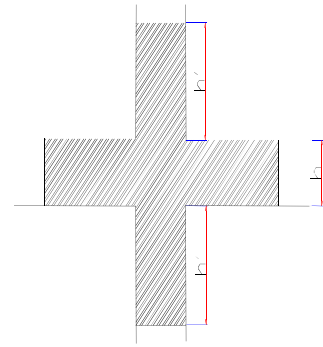


Figure V.2.1. Zone nodale.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau. Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.2.1. Armatures longitudinales maximales selon le RPA dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²) (RPA)	A _{max} (cm ²) (RPA)	
			zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol	70 × 70	39.20	196.00	294.00
RDC	70 × 65	36.40	182.00	273.00
1 ^{er} étage	65 × 65	33.80	169.00	253.50
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	65 × 60	31.20	156.00	234.00
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	60 × 55	26.40	132.00	198.00
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	55 × 50	22.00	110.00	165.00
8 ^{eme} étage	50 × 45	18.00	90.00	135.00
Salle machine	45 × 40	14.40	72.00	108.00

❖ Armatures transversales

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{Art (7.4.2.2) [2]}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé par la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

✓ - **Dans la zone nodale** : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa **Art (7.4.2.2) [2]**

✓ - **Dans la zone courante** : $t \leq 15\phi_l$ en zone IIa **Art (7.4.2.2) [2]**

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimales** : $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

✓ $A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

✓ $A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la

déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ; **Art (7.4.2.2) [2]**.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux. **Art (7.4.2.2) [2]**.

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)

V.2.2. Ferrailage des poteaux

a. Sections des armatures longitudinales dans les poteaux

Les poteaux sont ferrailés par le minimum donné par le RPA en zone IIa, et cela après comparaison des résultats de ferrailage donnée par les sollicitations maximales calculées à l'aide du logiciel SOCOTEC et SAP 2000.

Le ferrailage des poteaux se fait dans les deux plans et selon la combinaison la plus défavorable, les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.2.2. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux

Niveau	Section Du poteau (cm ²)	Amin (cm) (RPA)	A calculée (cm ²)	Adoptée (cm ²)
S.SOL	70×70	39.20	1.23	8T20+8T16=41.2
RDC	70×65	36.40	0	8T20+8T14=37.4
Etage 1	65×65	33.80	0	8T20+4T14=37.4
Etage 2+3	65×60	31.20	0	8T20+4T14=31.29
Etage 4+5	60×55	26.40	7.85	8T20+4T14=31.29
Etage 6+7	55×50	22.00	3.68	8T16+4T14=22.24
Etage 8	50×45	18.00	8.48	8T16+4T14=22.24
Salle machine	45×40	14.40	3.74	8T16=16.08

b. Sections des armatures transversales dans les poteaux:

Tableau V.2.3. Les Armatures transversale dans les poteaux.

Niveau	Sous-sol	RDC	Etages 1	Etages 2et3	Etages 4et5	Etages 6et7	Etage 8	Salle machine
Section (cm ²)	70×70	70×65	65×65	65×60	60×55	55×50	50×45	45×40
ϕ_l^{\max} (cm)	2	2	2	2	2	1.6	1.6	1.6
ϕ_l^{\min} (cm)	1.6	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.6
l_f (cm)	280	285.60	261.80	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λg	4	4.06	4.02	3.29	3.57	3.89	4.28	4.76
V_u (KN)	54.04	243.46	189.48	159.40	113.98	106.33	85.47	25.41

l_r (cm)	80	80	80	80	80	64	64	64
$t_{\text{zone nodale}}$ (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
$t'_{\text{zone crante}}$ (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15
A_T (cm ²)	1.08	5.26	4.09	3.73	2.91	2.79	2.67	0.89
A_T^{\min} (cm ²)	5.77	5.61	5.31	7.08	5.91	4.76	3.60	2.43
$A_{T\text{ado}}$ (cm ²)	6.09	6.09	5.40	7.6	6.09	5.40	4.15	3.02
Nombre de barres	4T12+2T10	4T12+2T10	6T12	2T14+4T12	4T12+2T10	4T10+2T12	4T10+2T8	6T8

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_{\text{icc}} \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \Rightarrow \frac{20}{3} = 6.67 \rightarrow \text{Condition Vérifier.}$$

V.2.3. Vérification au flambement

Selon BAEL91, (art 4.4.1) : Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour les poteaux les plus sollicités

• **Critère de la stabilité de forme**

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{Art (B.8.2.1) [4]}$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

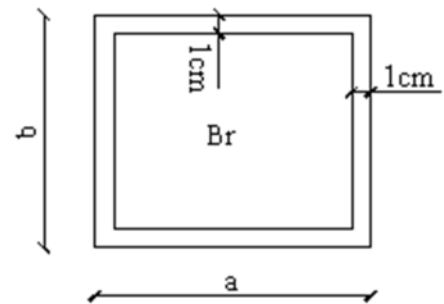


Figure V.1.2. Section réduite

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

I : Moment d'inertie :

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h}$

Avec l_f : Longueur de flambement.

$l_f = 0.7 \times l_0$

$B_r = (a-3) \times (b-3)$ Pour le poteau rectangulaire.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} a : \text{Largeur de la section nette} \\ b : \text{Hauteur de la section nette} \\ \phi : \text{Diamètre de la section nette} \end{array} \right.$

A_s : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2.4. Justification de l'effort normale ultime

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _u (KN)	Vérification
S.SOL	70×70	4	2.80	13,85	0,824	41.2	4489	3545.68	8032,31	Vérifié
RDC	70×65	4.08	2.856	14,13	0,823	37.4	4154	3041.31	7403,00	Vérifié
Etage 1	65×65	3.74	2.618	13,95	0,823	37.4	3844	2558.31	6936,03	Vérifié
Etage 2+3	65×60	3.06	2.142	11,41	0,832	31.29	3534	2213.29	6352,71	Vérifié
Etage 4+5	60×55	3.06	2.142	12,36	0,829	31.29	2964	1639.15	5454,45	Vérifié
Etage 6+7	55×50	3.06	2.142	13,49	0,825	22.24	2444	1174.57	4374,57	Vérifié
Etage 8	50×45	3.06	2.142	14,84	0,820	22.24	1974	830.24	3634,08	Vérifié
Salle machine	45×40	3.06	2.142	16,48	0,813	16.08	1554	176.52	2797,34	Vérifié

Du tableau ci- dessus on remarque que $N_{max} < N_u \Rightarrow$ Pas de risque de flambement.

V.2.4.Vérification des contraintes

Etant donné que la fissuration est peu nuisible, on vérifie les poteaux les plus sollicités à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

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

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

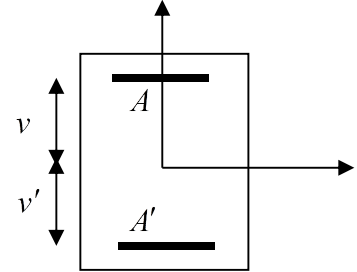


Figure V.2.3. Section d'un poteau

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a :

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 \quad \text{et } v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Nous allons résumer tous les résultats dans le tableau suivant :

Tableau V.1.5.Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	M _{serG} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
S.SOL	70×70	63	41,2	38,13	31,86	0,0243	2702,18	84,1	159,20	5,53	15
RDC	70×65	63	37,4	38,07	31,92	0,0224	2394,92	102,86	165,69	5,29	15
Etage 1	65×65	58,5	37,4	35,54	29,45	0,0182	2044,56	66,64	122,77	4,86	15
Etage 2+3	65×60	58,5	31,29	35,29	29,70	0,0165	1841,78	56,9	95,60	4,74	15
Etage 4+5	60×55	54	31,29	32,98	27,01	0,0122	1385,95	50,68	79,52	4,22	15
Etage 6+7	55×50	49,5	22,24	29,88	25,11	0,0083	965,11	37,48	52,42	3,52	15
Etage 8	50×45	45	22,24	27,58	22,41	0,0058	627,73	66,49	69,83	2,82	15
Salle machine	45×40	40,5	16,08	24,62	20,37	0,0037	129,57	25,21	25,21	0,73	15

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

V.2.5. Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad \text{et } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

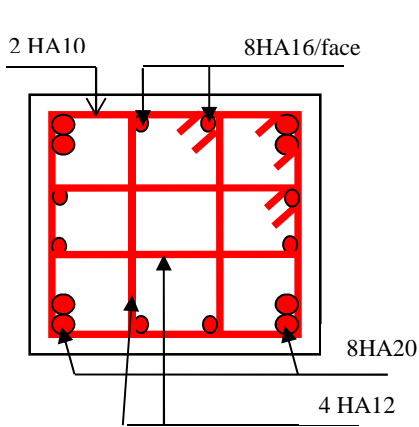
Avec : τ_{bu} est La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Les résultats de calculs sont représentés dans le tableau suivant :

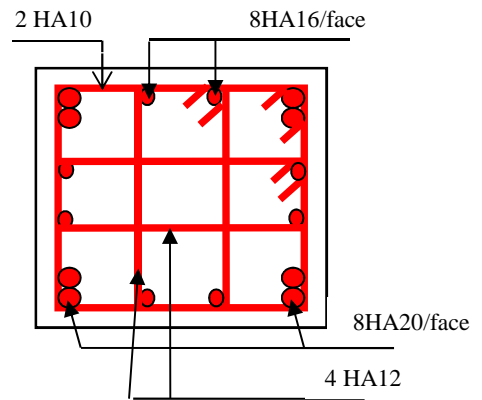
Tableau V.2.6. Vérification des sollicitations tangentes.

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)
S.SOL	70×70	2.80	4	0.04	63	54.04	0,12	1
RDC	70×65	2.856	4,08	0.04	63	243.46	0,59	1
Etage 1	65×65	2.618	4,02	0.04	58,5	189.48	0,49	1
Etage 2+3	65×60	2.142	3,29	0.04	58,5	159.40	0,45	1
Etage 4+5	60×55	2.142	3,57	0.04	54	113.98	0,38	1
Etage 6+7	55×50	2.142	3,89	0.04	49,5	106.33	0,42	1
Etage 8	50×45	2.142	4,28	0.04	45	85.47	0,42	1
Salle machine	45×40	2.142	4,76	0.04	40,5	25.41	0,15	1

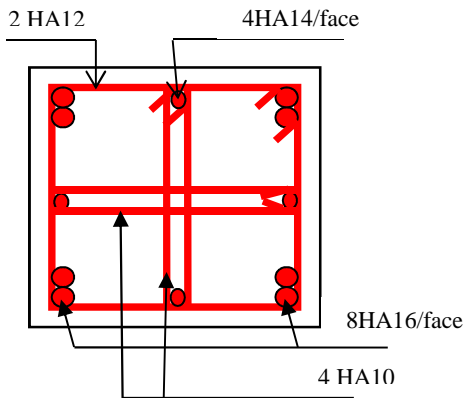
V.2.5. Schéma de ferrailage des poteaux Rectangulaire



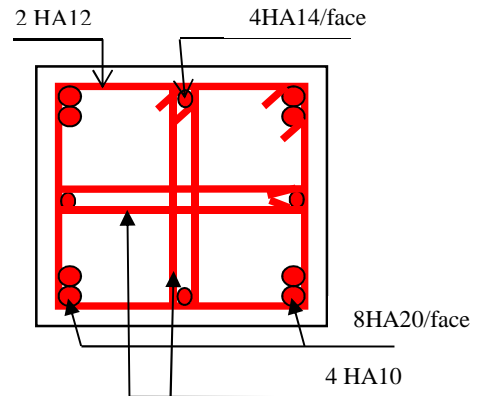
Ferrailage des poteaux SS



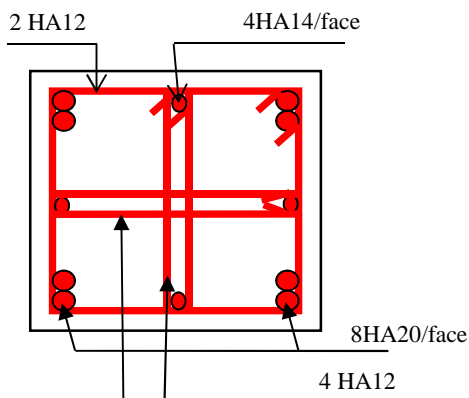
Ferrailage des poteaux RDC



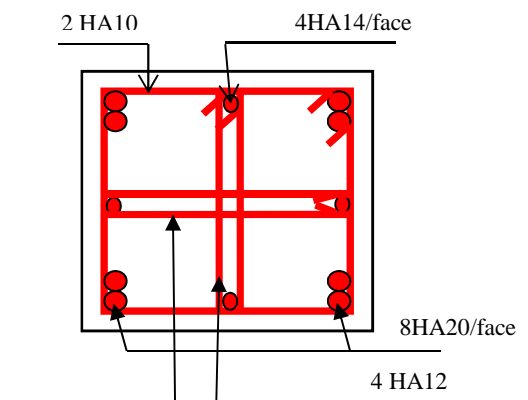
Ferrailage des poteaux du 6^{eme} et 7^{eme} étages



Ferrailage des poteaux du 1^{er} étage



Ferrailage des poteaux du 2^{eme} et 3^{eme} étages



Ferrailage des poteaux du 4^{eme} et 5^{eme} étages

Figure V.2.4. Schéma de ferrailage des poteaux

V.3. Etude des poutres

V.3.1. Introduction

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q+E$
- $G+Q-E$
- $0.8G+E$
- $0.8G-E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Pour notre projet on a trois types de poutres à étudier :

- poutres principales (30×45),
- poutres secondaires (30×40),

V.3.2 Recommandation du RPA99/2003

A. Armatures longitudinales RPA99/2003(Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante,
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

B. Armatures transversales RPA99/2003(Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec ∴

b : largeur de la poutre.

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4; 12\phi_1^{min})$ en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre

ϕ_1 : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.3 Calcul du ferrailage

A. Méthode de calcul des armatures a l'ELU (flexion simple)

→ Calcul du moment réduit ultime :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2MPa \text{ situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48MPa \text{ situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A'_s = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour les situations courantes} \\ 1 \text{ pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \longrightarrow z = d \times (1 - 0.04 \times \alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} \geq \mu_l$ alors :

$$A'_s = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A'_s$$

Avec : $M_l = \mu_l \times b \times d \times f_{bu}$.

B. Ferrailage des poutres

Les sollicitations utilisées pour le ferrailage sont les sollicitations les plus défavorables dans chaque étage.

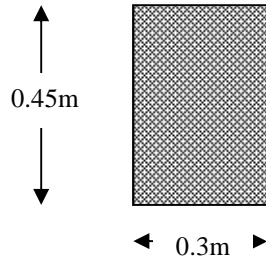


Figure V.3.1. Poutre principale

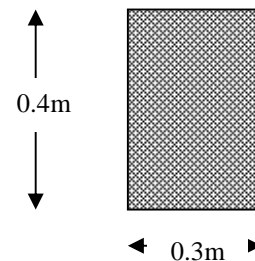


Figure V.3.2. Poutre secondaire

B.1 Poutres principales

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau (*Tableau V.2.1*) suivant :

Tableau V.3.1. Ferrailage des poutres principales

Niveau	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ²)	A_a^{cal} (cm ²)	A_t^{opt} (cm ²)	A_a^{opt} (cm ²)	N ^{bre} barres en travée	N ^{bre} barres en appuis	V (KN)
SS	83.63	-152.34	5.92	11.42	6.03	12.06	3HA16	6HA16	243.75
RDC	82.94	-151.59	5.87	11.36	6.03	12.06	3HA16	6HA16	243.73
Etage1	82.04	-152.39	5.80	11.43	6.03	12.06	3HA16	6HA16	162.45
Etage2	82.04	-153.84	5.80	11.55	6.03	12.06	3HA16	6HA16	162.89
Etage3	82.25	-154.02	5.82	11.57	6.03	12.06	3HA16	6HA16	162.86
Etage4	82.41	-153.91	5.83	11.56	6.03	12.06	3HA16	6HA16	162.84
Etage5	81.58	-153.59	5.77	11.53	6.03	12.06	3HA16	6HA16	161.12
Etage6	72.24	-142.76	5.07	10.61	6.03	12.06	3HA16	6HA16	142.15
Etage7	71.94	-145.22	5.05	10.82	6.03	12.06	3HA16	6HA16	142.82
Etage8	83.96	-145.42	5.95	10.84	6.03	12.06	3HA16	6HA16	156.36
SM	12.47	-37.33	1.55	2.55	3.39	12.06	3HA12	3HA12	46.25

Avec M_t : moment en travée
 M_a : moment en appui.

B.2. Poutres secondaires

Tableau V.3.2. Ferrailage des poutres secondaires

Niveau	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t ^{cal} (cm ²)	A _a ^{cal} (cm ²)	A _t ^{opt} (cm ²)	A _a ^{opt} (cm ²)	N ^{bre} barres en travée	N ^{bre} barres en appuis	V (KN)
SS	73.88	-100.34	5.97	8.34	6.03	9.24	3HA16	6HA14	243.75
RDC	73.59	-93.64	5.94	7.72	6.03	9.24	3HA16	6HA14	241.64
Etage1	46.49	-94.50	3.66	7.80	3.80	9.24	2HA12+1HA14	6HA14	70.27
Etage2	36.37	-96.93	2.83	8.02	3.39	9.24	3HA12	6HA14	63.33
Etage3	38.13	-97.06	2.98	8.03	3.39	9.24	3HA12	6HA14	65.39
Etage4	40.70	-97.30	3.18	8.06	3.39	9.24	3HA12	6HA14	87.83
Etage5	31.70	-97.23	2.46	8.05	3.39	9.24	3HA12	6HA14	58.54
Etage6	37.44	-97.46	2.92	8.07	3.39	9.24	3HA12	6HA14	58.60
Etage7	39.56	-97.25	3.09	8.05	3.39	9.24	3HA12	6HA14	51.96
Etage8	45.12	-76.87	3.54	6.23	3.39	6.79	3HA12	6HA12	42.67
SM	11.17	-21.08	1.37	1.62	3.39	3.39	3HA12	3HA12	22.08

Avec : $A_{min}^{RPA} = 0.5\% \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2$ en toute section pour les poutres principales
 Et $A_{min}^{RPA} = 0.5\% \times 40 \times 30 = 6.00 \text{ cm}^2$ en toute section pour les poutres secondaires

V.2.4 Les différentes vérifications

A. Vérification à L'ELU

1- Condition de non fragilité

- Pour les poutres principales

$$A \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.43 \times \frac{2.1}{400} = 1.55 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots \text{ vérifiée}$$

- Pour les poutres secondaires

$$A \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.38 \times \frac{2.1}{400} = 1.37 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots \text{ vérifiée}$$

2- Vérification de la contrainte tangentielle maximale

$$\tau = \min (0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

On vérifie les poutres les plus défavorables de chaque type.

a- Pour les poutres principales

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{243.75 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.43} = 1.889 \text{ MPa} \leq 3.25 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{ vérifiée.}$$

b- Pour les poutres secondaires

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{243.75 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38} = 2.138 \text{ MPa} \leq 3.25 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{ vérifiée.}$$

3- Vérification des Armatures transversales

3.1- Section des armatures transversales

- poutres principales

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{1\min} ; h/35 ; b/10) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min (1.2 ; 45/35 ; 30/10) = 1.2 \text{ cm}$$

Soit : $\Phi = 8 \text{ mm}$.

On adopte : $A_t = 4T8 = 1 \text{ cadre T8} + 1 \text{ étrier T8} = 2.01 \text{ cm}^2$.

- poutres secondaires:

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{1\min} ; h/35 ; b/10) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min (1.2 ; 40/35 ; 30/10) = 1.14 \text{ cm}$$

Soit : $\Phi = 8 \text{ mm}$.

On adopte : $A_t = 4T8 = 1 \text{ cadre T8} + 1 \text{ étrier T8} = 2.01 \text{ cm}^2$.

3.2- Espacement des barres

$$S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$$

Avec : $S_{t1} \leq \min (0.9d; 40\text{cm})$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b(\tau_u - 0.3 f_{t28})}$$

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi^{min}) \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq h/2 \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

} RPA99/2003(Art 7.5.2.2)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (**Tableau V.2.3**) suivant :

Tableau V.3.3. Calcul d'espacements des barres

Espacement	Poutres principales	Poutres secondaires
S_{t1} (cm)	38.7	34.2
S_{t2} (cm)	67	67
S_{t3} (cm)	17.02	17.02
S_t (RPA en zone nodale)	12.5	12.5
S_t (RPA en zone courante)	25	25
S_t (adopté en zone nodale)	10	10
S_t (adopté en zone courante)	15	15

3.3- Vérification de la section minimale de A_t

On vérifie que : $A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$ **RPA99/2003**(Art 7.5.2.2)

Pour nos poutres (principales et secondaires) nous avons :

$A_t^{\min} = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ Vérifiée.

4- Vérification des armatures longitudinales

4.1- Longueur de recouvrement

$l_r \geq 40 \times \Phi l$ **RPA99/2003**(Art 7.5.2.1)

$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$, on adopte: $l_r = 70 \text{ cm}$.

$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$, on adopte: $l_r = 60 \text{ cm}$.

$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$, on adopte: $l_r = 50 \text{ cm}$.

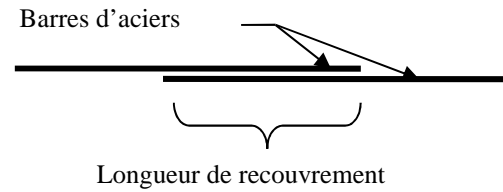


Figure V.3.3. Longueur de recouvrement

4.2- Cisaillement

Appuis de rives : $A_l \geq \frac{V \times \gamma_s}{f_e}$ (1)

Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (2)

$\gamma_s = 1.15$, $f_e = 400 \text{ MPa}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (**Tableau V.2.4**) suivant :

Tableau V.3.4. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	$A_l (\text{cm}^2)$	$M_a (\text{MN.m})$	$V (\text{MN})$	(1) (cm^2)	(2) (cm^2)
Poutres principales	12.06	154.02	162.86	4.68	-6.75
Poutres secondaires	9.24	100.34	243.75	2.88	-1.42

(1) : appui de rive

(2) : appui intermédiaire

$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \leq 0 \Rightarrow$ aucune vérification pour les armatures longitudinales à l'effort tranchant

B. Vérification à l'ELS

a- État limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

b- État limite de compression du béton

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$

y est la racine de solution de l'équation :

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

Le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe neutre est donné par :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2 + 15 \times A_s' \times (y - d')^2 = 0$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (**Tableau V.2.5**) suivant :

Tableau V.3.5. Etat limite de compression du béton

Poutres	Zone	M _{ser} (KN.m)	y (m)	I(m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < $\overline{\sigma}_{bc}$
Poutres principales	Appuis	102.47	0.175	12.961*10 ⁻⁴	13.82	vérifiée
	Travées	71.36	0.133	7.870*10 ⁻⁴	12.04	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	42.87	0.146	13.017*10 ⁻⁴	4.80	vérifiée
	Travées	38.81	0.124	7.834*10 ⁻⁴	6.01	vérifiée

M_{ser} : est le moment le plus défavorable utilisé pour la vérification de toutes les poutres.

c) État limite de déformation (flèche):

Selon le BAEL99, la vérification de la flèche n'est pas nécessaires si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \quad (3) \end{array} \right.$$

Tableau V.3.6. Vérification des conditions de la flèche.

Poutres	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
Principales	Vérifiée	vérifiée	vérifiée
Secondaires	Vérifiée	vérifiée	vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul des flèches est inutile.

d) Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_c|)$$

- M_w : moment résistant a gauche du nœud considéré.
- M_e : moment résistant à droit du nœud considéré.
- M_n : moment résistant supérieur du nœud considéré.
- M_s : moment résistant inferieur du nœud considéré.

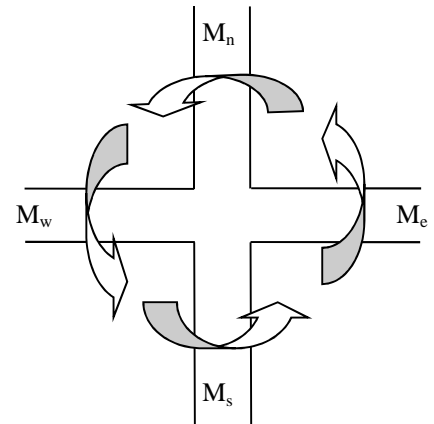


Figure .V.3.4.Zone nodale

d.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d’une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d’armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \text{ avec : } z = 0.9 h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux (**Tableau V.2.7**) suivants :

Tableau V.3.7. Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
S.SOL	70×70	63	41,2	1620.48
RDC	70×65	63	37,4	1321.7
Etage 1	65×65	58,5	37,4	1073.72
Etage 2+3	65×60	58,5	31,29	747.14
Etage 4+5	60×55	54	31,29	569.21
Etage 6+7	55×50	49,5	22,24	452.52

Le dernier étage ne nécessite pas la vérification de la zone nodale

d-2. Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (**Tableau V.2.8**).

On effectue la vérification de la zone nodale pour deux nœuds de chaque niveau :

- nœud central (N1)
- nœud d’angle (N2)

Tableau V.3.8. Vérification de la zone nodale

Niveau	Plan	M_n	M_s	M_n+M_s	M_w	M_e	$1.25(M_e+M_w)$	observatio n
RDC	N ₁	819,95	903,26	1723,22	254,96	254,96	637,40	Vérifiée
	N ₂	819,95	903,26	1723,22	0	254,96	318,70	Vérifiée
RDC1	N ₁	761,38	819,95	1581,34	254,96	254,96	637,40	Vérifiée
	N ₂	761,38	819,95	1581,34	0	254,96	318,70	Vérifiée
Etage 1	N ₁	637,00	761,38	1398,39	254,96	254,96	637,40	Vérifiée
	N ₂	637,00	761,38	1398,39	0	254,96	318,70	Vérifiée
Etage 2	N ₁	588,00	637,00	1225,00	254,96	254,96	637,40	Vérifiée
	N ₂	588,00	637,00	1225,00	0	254,96	318,70	Vérifiée
Etage 3	N ₁	588,00	637,00	1225,00	254,96	254,96	637,40	Vérifiée
	N ₂	588,00	637,00	1225,00	0	254,96	318,70	Vérifiée
Etage 4	N ₁	383,10	588,00	971,10	254,96	254,96	637,40	Vérifiée
	N ₂	383,10	588,00	971,10	0	254,96	318,70	Vérifiée
Etage 5	N ₁	383,10	588,00	971,10	254,96	254,96	637,40	Vérifiée
	N ₂	383,10	588,00	971,10	0	254,96	318,70	Vérifiée
Etage 6	N ₁	348,27	383,10	731,38	254,96	254,96	637,40	Vérifiée
	N ₂	348,27	383,10	731,38	0	254,96	318,70	Vérifiée
Etage7	N ₁	348,27	383,10	731,38	254,96	254,96	637,401	Vérifiée
	N ₂	348,27	383,10	731,38	0	254,96	318,70	Vérifiée

D’après le RPA99/version2003 la vérification des zones nodales est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

• **Conclusion**

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

V.3.5. Schéma de ferrailage

Comme exemple de ferrailage, on va prendre les poutres principales de l’étage 5. Le même ferrailage sera adopté pour les autres types de poutres

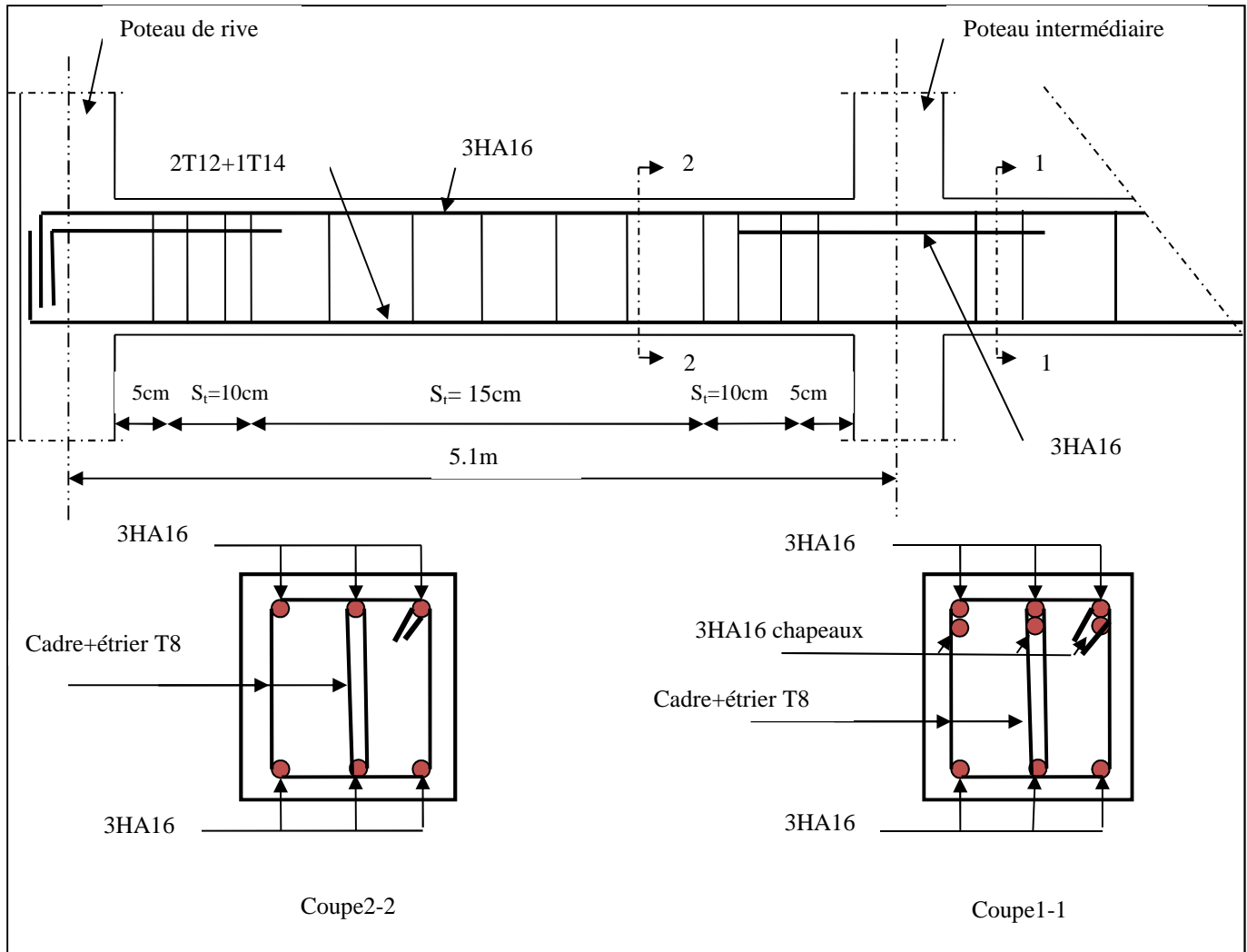


Figure V.3.6. Schéma de ferrailage des poutres principales

V.4. Etude des voiles

Selon le RPA99/version 2003, chaque structure en béton armé dépassant 4 Niveaux ou 14m de hauteur dans la zone (IIa) doit être contreventée par voile. La solution de contreventement avec voile en béton armé est actuellement très répandue.

V.4.1. Définition

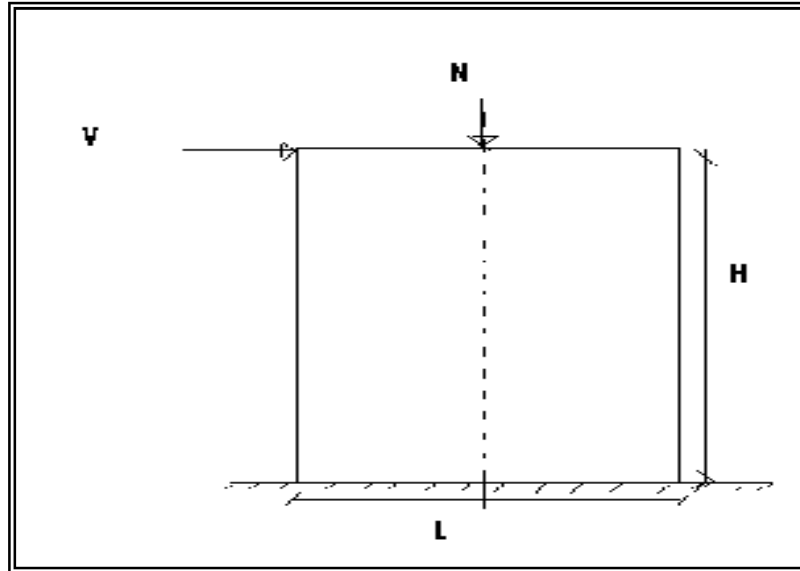
Les voiles sont des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre les charges horizontales, ils participent aussi à reprendre les charges verticales. Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, et soumises à un effort normal N et un effort tranchant V concentrés dans sa tête (comme le montre la figure .V.1) leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Ils présentent une section rectangulaire dont l'épaisseur est faible devant la longueur, donc ils ont une faible rigidité dans la direction perpendiculaire à la l'épaisseur.

Ce qui impose une disposition des voiles dans les deux directions principales de la structure.

Les voiles peuvent être plaines ou comportant des ouvertures liées entre eux par des planchers ; dans notre cas on a deux types de voiles pleins et avec ouvertures.



- voile plein caractérisé par son inertie I , ($I = \frac{a \times h^3}{12}$) et sa rigidité $R = \frac{12 \times E \times I}{L}$
- voile avec ouverture caractérisée par son inertie I équivalente

Cette inertie est prise en compte pour faire en sorte que la distribution des forces horizontales sera assimilée à celle d'un voile plein.

Cette inertie est égale à

$$I_{eq} = \frac{I}{\left(\frac{60}{11} \times \frac{2 \times m \times c}{I_0} \times \frac{\Omega}{\alpha^2} + 1 \right)}$$

Et l'inertie totale du refend pris égale $\sum_1^j I_j + 2 \sum_1^j m \times C_j$

m est le moment statique par rapport au centre de gravité du refend $m = \frac{2C}{\sum \frac{1}{S_i}}$

Ω : est la section du refend.

$2 \times C$: est la distance entre les centres de gravité des éléments du refend

$\alpha = w \times H$: est définie comme un coefficient de monolithisme

H : est la hauteur totale du refend mesurée à partir de la base.

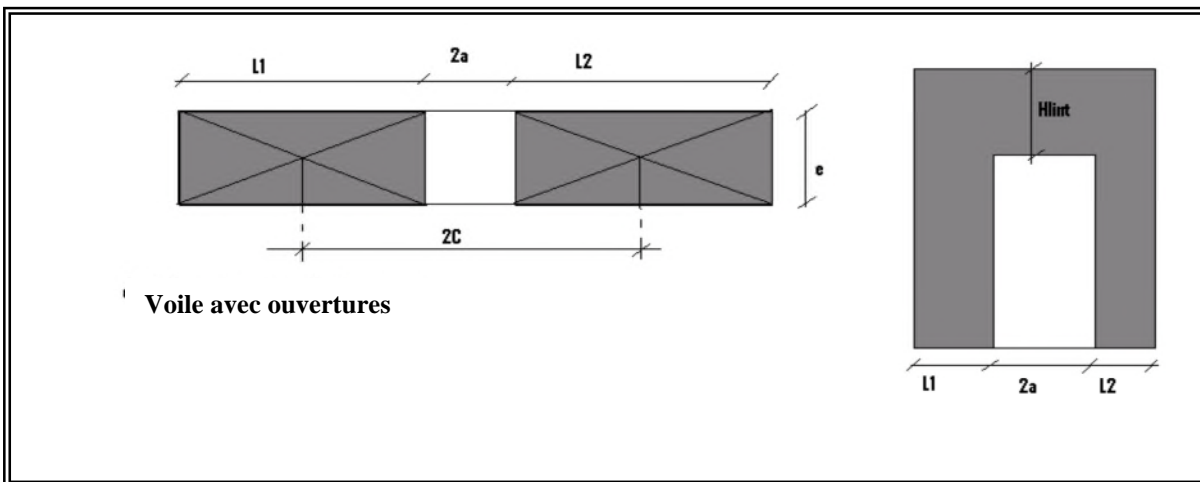


Figure V.4.2. voile avec ouverture.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

$$1.35G+1.5Q$$

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

Remarque : Leurs ferrailages doivent satisfaire certaines conditions imposées par RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a).

V.4.2. Recommandation du RPA 99/version2003

a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

➤ $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$

L_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

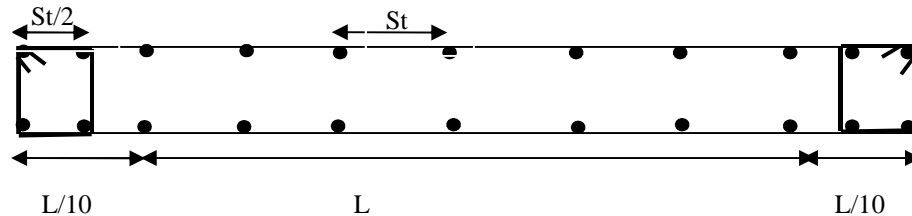


Figure .V.4.3. Disposition des armatures dans les voiles

a) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$

b) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

c) **Les armatures de coutures :** Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1,4V_u$$

d) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - ✓ $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - ✓ $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile
- L'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$ avec a : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
- 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est Possible
- 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons possibles de charges

V.4.3. Ferrailage des voiles : Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

$$\begin{array}{l} N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}} \\ N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}} \\ M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}} \end{array}$$

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times L$) .

- A_v^{\min} : Section d'armatures verticales minimale dans le voile.
($A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L$)
- A_v^{\min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue.
($A_v^{\min} / \text{ten} = 0.2\% \times b \times L_t$)
- A_v^{\min} / comp : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.
($A_v^{\min} / \text{comp} = 0.1\% \times b \times L_c$)
- A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : Espacement entre armatures.
- $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{calc} : Section d'armature horizontale calculée.
- A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.
- N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement.
- L_t : Longueur de la zone tendue

$$L_t = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{L}{6e_0} \right); e_0 = \frac{M}{N}$$

- L_c : longueur de la zone comprimée.

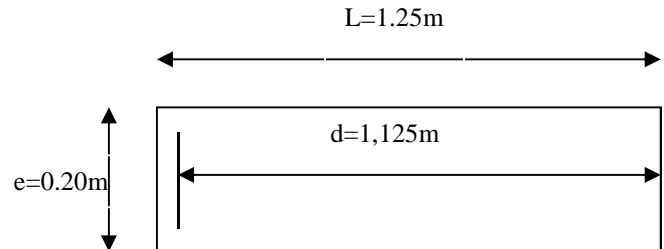
$$L_c = L - 2L_t$$

V.4.4.Méthode de calcul

a) Calcul des armatures verticales

$$e_G = \frac{M_u}{N_u}$$

$$Y_G = \frac{L}{2}$$



Si $e_G < Y_G \Rightarrow N$ est un effort de compression et c en dehors de la section

Le calcul ce fait par assimilation à la flexion simple.

$$d = 0.9 \times L.$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - y_G)$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right)$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}}$$

Recommandation du RPA

a) Pour les armatures verticales

➤ Dans la zone tendue

$$A_{\min}^t = 0.2\% \times e \times L_t, \text{ avec : } L_t = \frac{h}{2} \left(1 - \frac{h}{6 \times e_G} \right)$$

➤ Dans la zone courant du voile

$$A_{\min}^c = 0.1\% \times e \times L_c, \text{ avec : } L_c = L - 2L_t$$

➤ Dans toute la section de la voile

$$A_{\min} = 0,15\% \times L \times e$$

BAEL 91 :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

b) Calcul des armatures horizontales :

Pour le calcul des armatures horizontales (A_t) on fixe d'abord S_t après on calcul A_t .

$$\tau_U = \frac{V}{b \times d}$$

- $A_t \geq \frac{\tau_u \times b \times s_t^2}{0.8 \times f_e}$
- $A_t \geq \frac{0.4 \times e \times s_t}{f_e}$

$$A_{\min} = 0.15\% b \times s_t$$

.

Espacement des armatures verticales (S_t).

$$S_t \leq \min(1.5b, 30cm)$$

c) Vérification au Cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du RPA99/version 2003 comme suit :

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} .$$

$$\tau_U = 1,4 \times \frac{V}{b \times d} \text{ Art (7.7.2.) [2]}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.4.1. Résumé des résultats de calcul pour le voile Vx1

Vx1							
Niveau	Sous-sol	étage RDC	étage 1	étage 2et3	étage 4et5	étage 6et7	étage 8
L(m)	1.25	1.25	1.25	1	1	1	1
e(m)	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.15
h(m)	4	4.08	3.74	3.06	3.06	3.06	3.06
M (KN.m)	57.81	73.98	21.91	1.22	-41.24	-36.30	-46.82
N (KN)	-1127.34	-925.58	-695.68	-488.66	-403.46	-265.27	-80.16
V(KN)	17.19	38.77	34.22	2.22	27.00	23.34	28.91
τ (MPa)	0.10	0.24	0.21	0.02	-0.23	0.24	0.30

$A_v^{cal} / \text{face (cm}^2\text{)}$	18.20	15.90	10.75	7.07	8.72	5.37	-0.48
$A_v^{\min} (\text{cm}^2)$	5.00	5.00	5.00	3.00	3.00	3.00	2.25
$A_v^{adp} / \text{face (cm}^2\text{)}$	22.11	16.94	11.30	10.17	10.17	6.78	6.78
N^{barre}	11HA16	11HA14	10HA12	9HA14	9HA12	6HA12	6HA12
$S_t(\text{cm})$	10	11	12	11	11	18	18
$A_h^{cal} / \text{face (cm}^2\text{)}$	0.13	0.30	0.27	0.02	-0.26	-0.23	0.28
$A_h^{\min} (\text{cm}^2)$	12.00	12.24	11.22	6.88	6.88	6.88	0.45
$A_h^{adp} / \text{face (cm}^2\text{)}$	14.22	14.22	12.64	10.27	10.27	10.27	6.53
N^{barre}	18HA10	18HA10	16HA10	13HA10	13HA10	13HA10	13HA10
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.4.2. Résumé des résultats de calcul pour le voile Vx2

Vx2							
Niveau	Sous-sol	étage RDC	étage 1	étage 2et3	étage 4et5	étage 6et7	étage 8
L(m)	1.5	1.4	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
e(m)	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.15
h(m)	4.00	4.08	3.74	3.06	3.06	3.06	3.06
M (KN.m)	-24.97	-48.64	-121.29	-29.77	-16.73	-7.73	59.85
N (KN)	-1648.69	-1495.40	-1179.63	-888.38	-670.79	-348.30	97.42
V(KN)	22.65	15.61	83.80	17.33	14.72	17.88	37.12
τ (MPa)	0.11	0.08	0.54	0.15	0.12	0.15	0.32
$A_v^{cal} / \text{face (cm}^2\text{)}$	24.40	22.99	21.31	13.84	10.24	5,80	2,58
$A_v^{\min} (\text{cm}^2)$	6.00	5.60	4.80	3.60	3.60	3,60	2,70
$A_v^{adp} / \text{face (cm}^2\text{)}$	24.64	24.64	21.56	14.69	11.30	6,78	6,78
N^{barre}	16HA14	16HA14	14HA14	13HA14	10HA12	6HA12	6HA12
$S_t(\text{cm})$	18	7	7	8	12	22	18
$A_h^{cal} / \text{face (cm}^2\text{)}$	-0.15	-0.11	-0.68	-0.14	-0.12	-0.14	0.30
$A_h^{\min} (\text{cm}^2)$	12	12	11.22	6.88	6.88	6.88	0.45
$A_h^{adp} / \text{face (cm}^2\text{)}$	14.22	14.22	12.64	10.27	10.27	10.27	6.53
N^{barre}	18HA10	18HA10	16HA10	13HA10	13HA10	13HA10	13HA10
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.4.3. Résumé des résultats de calcul pour le voile Vx3

Vx3							
Niveau	Sous-sol	étage RDC	étage 1	étage 2et3	étage 4et5	étage 6et7	étage 8
L(m)	2.80	2.80	2.20	2.20	2.20	2.20	2.20
e(m)	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.15
h(m)	4.00	4.08	3.74	3.06	3.06	3.06	3.06
M (KN.m)	193.35	-270.76	101.40	79.89	-89.65	128.03	177.90
N (KN)	-1864.6	-1594.12	-1420.03	-1104.67	-819.66	-581.00	-184.11
V(KN)	130.49	78.60	44.94	21.7	72.94	36.26	96.87
τ (MPa)	0.36	0.21	0.15	0.10	0,34	0.17	0.45
$A_v^{cal} / \text{face (cm}^2\text{)}$	29.78	27.08	22.40	17.44	13.54	10.86	4,40
$A_v^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	11.20	11.20	8.80	6.60	6.60	6.60	4,95
$A_v^{adp} / \text{face (cm}^2\text{)}$	30.15	30,15	23.10	18.48	16.94	12.43	12,43
N^{barre}	15HA16	15HA16	15HA14	12HA14	11HA14	11HA12	11HA12
$S_t \text{ (cm)}$	18	18	14	18	20	20	20
$A_h^{cal} / \text{face (cm}^2\text{)}$	0.45	-0,27	0.20	0.10	0.32	0.16	0.43
$A_h^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	12.00	12.24	11.22	6.88	6.88	6.88	0.45
$A_h^{adp} / \text{face (cm}^2\text{)}$	14.22	14.22	12.64	9.48	10.27	10.27	6.53
N^{barre}	18HA10	18HA10	16HA10	12HA10	13HA10	13HA10	13HA10
$S_t \text{ (cm)}$	20	20	20	21	20	20	20

Tableau V.4.4. Résumé des résultats de calcul pour le voile Vy1

Vy1						
Niveau	Sous-sol	étage 1	étage 2et3	étage 4et5	étage 6et7	étage 8
L (m)	6	3.45	3.05	3.05	3.05	3.05
e (m)	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.15
h (m)	4	3.74	3.06	3.06	3.06	3.06
M (KN.m)	-290.02	-388.46	-231.20	-113.15	7.09	-58.37
N (KN)	4831.33	2240.50	1875.66	1381.38	918.01	325.59
V(KN)	325.73	44.13	2.69	-15.23	16.17	5.58
τ (MPa)	0,417	0,099	0,008	-0,052	0,055	0,019
$A_v^{cal} / \text{face (cm}^2\text{)}$	71,535	37,063	29,853	21,457	13,297	5,506
$A_v^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	24,00	13,80	10,35	9,15	9,15	9,15
$A_v^{adp} / \text{face (cm}^2\text{)}$	72,36	38,50	30,80	21,47	13,43	11,85
N^{barre}	36HA16	25HA14	20HA14	19HA12	17HA10	15HA10
$S_t \text{ (cm)}$	16	13	17	16	18	21
$A_h^{cal} / \text{face (cm}^2\text{)}$	0,52	0,12	0,01	-0,05	0,05	0,714
$A_h^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	12,00	11,22	6,885	6,885	6,885	6,885
$A_h^{adp} / \text{face (cm}^2\text{)}$	14,22	13,43	7,03	7,03	7,03	7,03
N^{barre}	18HA10	17HA10	14HA8	14HA8	14HA8	14HA10
$S_t \text{ (cm)}$	20	20	20	20	20	20

Tableau V.4.5. Résumé des résultats de calcul pour le voile Vy2

Vy2						
Niveau	Sous-sol	étage RDC	étage 1	étage 2et3	étage 4et5	étage 6et7
L (m)	2	2	2	2	1.80	1.60
e (m)	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15
h (m)	4	4.08	3.74	3.06	3.06	3.06
M (KN.m)	-413.42	245.27	-165.91	-29.18	-38.89	-14.41
N (KN)	2172.17	1933.29	1481.19	1204.41	802.22	392.64
V(KN)	-230.93	93.61	-55.93	-25.74	-31.81	-14.51
τ (MPa)	0,898	0,364	0,218	0,133	0,18	0,09
A_v^{cal} / face (cm ²)	40,139	33,04	24,87	17,94	12,46	6,03
A_v^{min} (cm ²)	8,00	8,00	8,00	6,00	5,4	4,80
A_v^{adp} / face (cm ²)	40,82	34,54	28,87	18,10	13,85	9,04
N^{barre}	13HA20	11HA20	9HA20	9HA16	9HA14	8HA12
S_t (cm)	15	18	22	23	21	21
A_h^{cal} / face (cm ²)	1,12	0,46	0,27	0,13	0,17	0,09
A_h^{min} (cm ²)	12,00	12,24	11,22	6,88	6,88	6,88
A_h^{adp} / face (cm ²)	13,43	14,22	12,64	10,27	10,27	10,27
N^{barre}	17HA10	18HA10	16HA10	13HA10	13HA10	13HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.4.6. Résumé des résultats de calcul pour le voile Vy3

Vy3					
Niveau	Sous-sol	étage RDC	étage 1	étage 2et3	étage 4et5
L (m)	1	1	1	1	1
e (m)	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15
h (m)	4	4.08	3.74	3.06	3.06
M (KN.m)	-171.33	-195.49	-26.34	-81.41	-87.87
N (KN)	544.21	377.90	354.96	215.84	61.79
V(KN)	-83.32	-156.79	-16.33	17.64	33.26
τ (MPa)	0.64	1,21	0,127	0,229	0,34
A_v^{cal} / face (cm ²)	1.65	-1,241	6,238	0,176	-1,838
A_v^{min} (cm ²)	3.00	3.00	4,00	1,80	2,25
A_v^{adp} / face (cm ²)	6.78	6.78	6,78	4,74	4,74
N^{barre}	6HA12	6HA12	6HA12	6HA10	6HA10
S_t (cm)	19	19	19	18	18
A_h^{cal} / face (cm ²)	0.81	1,52	0,16	0,17	0,32
A_h^{min} (cm ²)	0.60	0.60	11,22	0,36	0,45
A_h^{adp} / face (cm ²)	8.53	9,04	13,43	10,27	10,27
N^{barre}	17HA8	18HA8	17HA10	13HA10	13HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

V.4.4. Ferrailage des trumeaux

Ils sont calculés à la flexion composée, les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau (Tableau V.3.7) suivant :

Tableau V.4.7. Résultats de ferrailage des Trumeaux

Niveau	Trumeau 1	Trumeau 2
L (m)	3.45	0.55
e (m)	0.20	0.20
h (m)	4.08	4.08
M (KN.m)	-2604.48	388.62
N (KN)	1777.63	499.43
V(KN)	-537.15	185.075
τ (MPa)	1.34	2.61
A_v^{cal} / face (cm ²)	0	0
A_v^{min} (cm ²)	10.35	1.65
A_v^{adp} / face (cm ²)	38.50	4.62
N^{barre}	25HA14	3T14
S_t (cm)	13	18
A_h^{cal} / face (cm ²)	1.68	3.27
A_h^{min} (cm ²)	0.60	0.60
A_h^{adp} / face (cm ²)	13,43	13,43
N^{barre}	17HA10	17HA10
S_t (cm)	20	20

e) Schéma de ferrailage

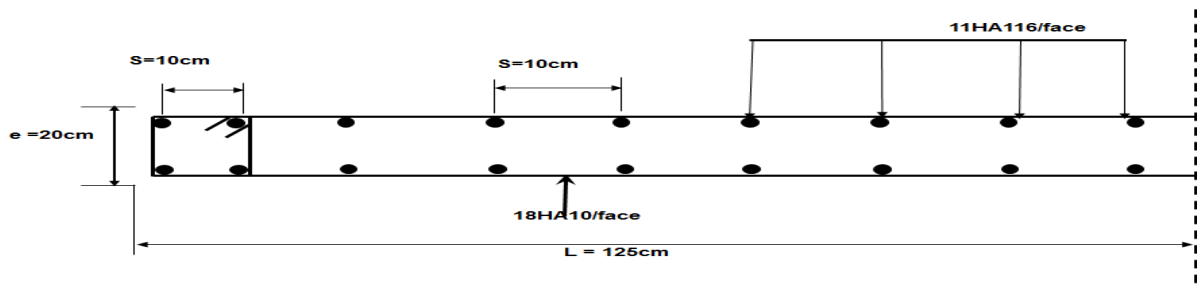


Figure. V.4.4. Schéma de ferrailage du voile V_{x1} au niveau du sous-sol

V.4.5. Ferrailage du linteau

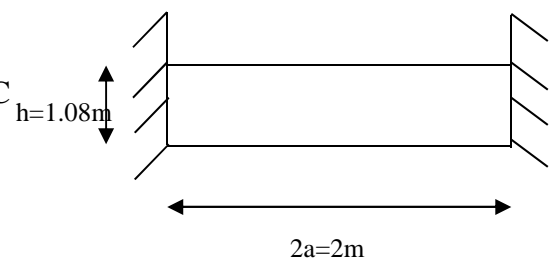
Le linteau ce ferraille a la flexion simple.

Exemple de ferrailage linteau du voile V_{y1} au niveau du RDC

Les sollicitations : ces sollicitations sont tire du SAP.

$N=0.043KN$

$M=0.035KN.m$



$$V=0.231KN$$

$$\bar{V} = 1.4 \times V = 0.323KN$$

$d=0,9h$, h : hauteur du linteau

$$\tau = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{0.323 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,972} = 0.002MPa$$

$\tau = 0.002MPa < \tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28} = 5MPa$ (pas de risque de rupture par cisaillement dans le linteau).

On remarque que $\tau = 0.002MPa < 0.06f_{c28} = 1.5MPa \Rightarrow$ il n'y a pas apparition des fissures diagonale

Calcul des armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{M}{Z \times f_e} = \frac{0.035 \times 10^{-3}}{0.972 \times 0,98 \times 400} = 0,001cm^2, \text{ avec } Z=h-2*c \text{ avec } c : \text{ enrobage}$$

$$A_l^{min} = 0,15\% e \times h = 3.24cm^2$$

Soit $A_l=2HA16=4,02cm^2$.

Calcul des armatures transversales

$$\lambda_s = \frac{2 \times a}{h} = 1.85 > 1 \quad \text{Donc le linteau est long}$$

$$t \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\bar{V}} \quad \text{Pour calcul l'espacement } t \text{ on va pose } A_t = 1,01cm^2 \text{ cadre } \Phi_8$$

$$t \leq \frac{1,01 \times 10^{-4} \times 400 \times 0,98}{0.231 \times 10^{-3}} = 170cm$$

On va opte pour $t=50cm$

$$0,025f_{c28} = 0,625MPa > \tau \text{ donc } A_t^{min} = 0.15\% \times t \times e = 1,5cm^2$$

Calcul des armatures de peau :

on met des armatures de peau pour évite la fissuration.

$$A_p = 0,2\% \times e \times h = 4.32cm^2 \text{ soit } A_p=4HA12$$

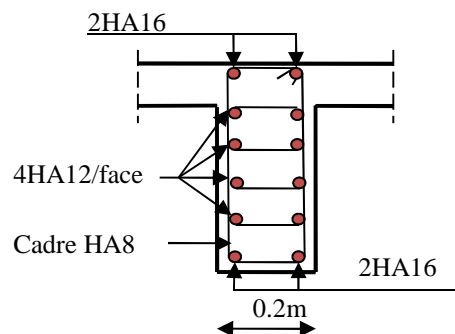


Figure. V.4.5. Schéma de ferrailage du Linteau

VI.1. Introduction

L'infrastructure est constitué d'un ensemble d'éléments qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées à la structure et qui peuvent nuire à sa résistance.

VI.2. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants

- Capacité portante du sol d'assise.
- Le poids de la structure.
- La distance entre axes des poteaux.

D'après le rapport du sol, établi par LNHC, le terrain constitue de marne très compacte, représente une capacité moyenne dans les 04 premiers mètres. Le type de fondations suggérées est superficiel, encrée à 2m du niveau de la base.

La capacité portante moyenne est estimée de 2.6 bars.

D'après le **Art(10.1.4.1)[2]** les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8G + E$

VI.2.1. Semelle isolée

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison $G + Q + E$, obtenu par le SAP 2000.

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($a*b$)

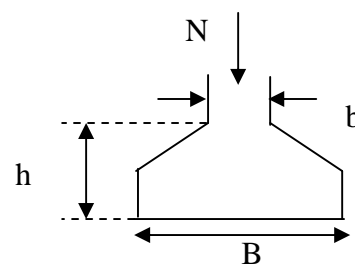


Figure.VI-1. Semelle isolée

$$N = 5174.11\text{KN}$$

$$B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{1.1 \times 5174.11}{130} = 39.80\text{m}^2$$

On voit bien que la surface qu'il faut pour une semelle isolée est bien trop grande, alors on ne peut pas utiliser des semelles isolées pour nos fondations.

De plus, ya un nombre important de poteau solidaire au voile périphérique ou il faut utiliser des semelles filantes.

VI.2.2.Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux.

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

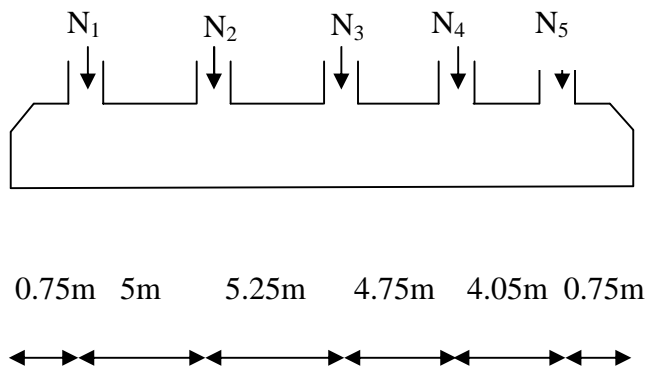
$$N_1 = 1974.57\text{KN}$$

$$N_2 = 3197.50\text{KN}$$

$$N_3 = 3531.73\text{KN}$$

$$N_4 = 3332.73\text{KN}$$

$$N_5 = 5174.11\text{KN}$$



$$\sum N_i = 17210.64\text{KN}$$

$$N_s = 5 \times 200 = 1000\text{KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 18210.64\text{KN}$$

Figure.VI-2. Semelle filante

Soit la surface de l'ensemble des semelles filantes :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{1.1 \times 10478.93}{130} = 145.62\text{m}^2$$

$$S_{bat} = 411.6\text{m}^2$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on opte pour un radier général.

VI.2.3. Radier général

VI.2.3.1. Définition

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, La dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

VI.2.3.2. Pré dimensionnement

▪ **Condition de coffrage**

✓ **La Nervure**

$L_{max} = 5.25 \text{ m}$

$h_r \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{525}{10} = 52.5 \text{ cm}$ soit $h_r = 55 \text{ cm}$. **Art (4-2-2) [3]**

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

✓ **La dalle**

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{525}{20} = 26.25 \text{ cm}$

$\Rightarrow h_d \geq 26.25 \text{ cm}$ on prend $h_d = 30 \text{ cm}$

✓ **Condition de rigidité**

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases} \quad [5]$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 * 10^4 \text{ MPa}$.

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b * h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol (pour un sol moyenne $K = 4 * 10^4 \text{ Kn/m}^3$).

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

b : largeur de radier, on prend une bande de 1m.

$$\text{de (1) et (2)} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L_{\max}^4 * K}{E * \pi^4}} \approx 0.58m$$

A partir des deux conditions on prend : $h_t = 85cm$.

La surface du radier:

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_s \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{50687.838}{130} = 389.90m^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{bat} = 411.6m^2 \Rightarrow$ donc on adopte :

$$S_{rad} = S_{bat} = 411.6m^2 \quad (\text{Le radier ne comporte pas de débord})$$

a-Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

D'après le **CBA93 (article A.5.2.4.2)**, on doit vérifier la condition suivante :

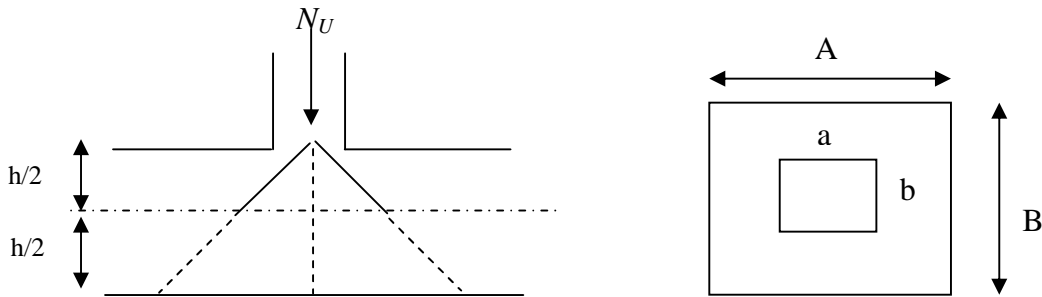


Figure.VI.3. Présentation de zone d'impact de la charge concentrée

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

$ht = 85cm$.

$$\mu_c = (a+b+2h) \times 2$$

$$\mu_c = 2 \times (0.7 \times 2 + 1.7) = 6.2m$$

$$N_u = 3722.71 < 0.045 \times 5.12 \times 0.5825 / 1.5 = 3952.5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b-Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

A partir du programme *socotec* on a :

$$I_y = 13814.06\text{m}^4, \text{ et } Y_G = 8.17\text{m.}$$

$$I_x = 8013.61 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 11.8\text{m.}$$

Avec σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

- **Sens X-X**

$$N = 49163.18\text{KN} \text{ et } M_x = 44894.53\text{KN.m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G = 164.77\text{KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 260\text{KPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G = 73.22\text{KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 260\text{KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 141.88 < \bar{\sigma}_{sol} = 260\text{KPa} \dots\text{La condition est vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y**

$$N = 49163.18\text{KN} \text{ et } M_y = 47752.90 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = 159.79\text{KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 260\text{KPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times X_G = 78.21\text{KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 260\text{KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 139.39 < \bar{\sigma}_{sol} = 260\text{KPa} \dots\text{La condition est vérifiée.}$$

NB: N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base.

c - Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA99, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ Dans le sens X-X

$$e = \frac{44894.53}{49163.18} = 0.91m < \frac{24.5}{4} = 6.12m \quad (\text{condition vérifiée})$$

✓ Dans le sens Y-Y

$$e = \frac{47752.90}{49163.18} = 0.97m < \frac{16.8}{4} = 4.2m \quad (\text{condition vérifiée})$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

d- Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

Avec :

$N = 50687.838\text{KN}$ (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 4\text{m}$, la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$S_{\text{rad}} := 411.6\text{m}^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique)

On trouve:

$$N = 50687.838 \geq 1.5 \times 4 \times 411.6 \times 10 = 24696\text{KN} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

e- Vérification au cisaillement : Art (5 .2.2) [1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1\text{m}$.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\text{max}} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\text{max}}}{2 \times S} = \frac{49163.18 \times 5.25}{2 \times 411.6} = 313.54\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{313.54 \times 10^{-3}}{1 \times 0.765} = 0.40\text{MPa} < 2.5\text{MPa}$$

VI.2.3.3. Ferrailage du radier

VI.2.3.3.1. Ferrailage de la dalle

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable .le ferrailage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier.

▪ **Sollicitation**

$$P_{\text{radier}}=4217.15\text{kn}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{49163.18 + 1.35 \times 4217.15}{411.6} = 133.27 \text{KN} / m^2$$

N_U : Est l'effort ultime (plus le poids propre du radier).

$$q_s = \frac{N_s}{S} = \frac{53270.98}{411.6} = 129.42 \text{KN} / m^2$$

N_s : Est l'effort de service.

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 ; M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

$$a = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.70}{5.45} = 0.86..$$

la dalle travaille dans les deux sens

○ **A l'ELU**

$$\mu_x = 0.0496 \quad (\text{Annexe 1})$$

$$\mu_y = 0.7052$$

$$M_{0x} = 146.01 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 102.97 \text{KN.m}$$

-Moments retenues

-En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 124.11 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 87.52 \text{KN.m} \end{cases}$$

-En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = 73.00 \text{KN.m}$$

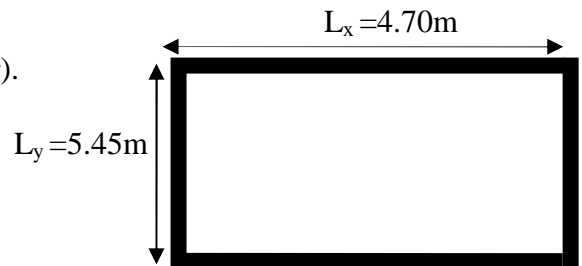


Figure.VI.4. Dalle sur quatre appuis

• A L'ELS

$$\mu_x = 0.0566$$

$$\mu_y = 0.7932$$

$$M_{ox} = 161.81KN.m$$

$$M_{oy} = 128.35KN.m$$

• Moments retenues

-En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 137.54KN.m \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 109.09KN.m \end{cases}$$

-En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = 80.90KN.m$$

○ Ferrailage

Le ferrailage se fait pour une section $b * h = (1 * 0.5) m^2$.

• Condition de non fragilité :

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho \geq 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{avec : } \rho_0 = 0.0008 \text{ Acier HA Fe400}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 2.56cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{min} = 2.4cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

Le tableau ci-après résume les résultats du calcul de ferrailage

Tableau.VI. 1. Ferrailage du radier

		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix /ml	S _t (cm)
Sens X-X	Travées	124.11	15.44	2.56	8HA16	16.08	10
	Appuis	73.00	8.77	2.56	6HA14	9.24	14
Sens Y-Y	Travées	87.52	10.61	2.4	7HA14	10.78	14
	Appuis	73.00	8.77	2.4	6HA14	9.24	14

a) Vérification de l'effort tranchant

√ Sens X-X :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 201.65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{201.65 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.74 \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

➔ Pas de risque de cisaillement.

▪ **L'ELS**

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$\sigma_s = 15 \times \sigma_{bc} \frac{d - y}{y} \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_t}) = 201.63 \text{ MPa}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau.VI.2. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	137.54	14.12	387.80	15	201.63
	M_a	80.90	10.12	386.57	15	201.63
y-y	M_t	109.09	12.90	449.88	15	201.63
	M_a	80.90	10.12	386.57	15	201.63

▪ **Remarque**

On remarque que la contrainte de l'acier en travée et en appui dans le sens x-x et dans le sens y-y n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer à l'ELS

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \times (1 - \frac{\alpha}{3}) \times \bar{\sigma}_s}$$

$$\alpha = \sqrt{(90 \times B \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha})}$$

$$B = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s}$$

Tableau.VI.3. Résumé des résultats (ferraillage de la nervure)

Sens	Localisation	$A_{adopté} (cm^2)$	$S_f(cm)$
X-X	Travée	7HA25=34.36	14
	Appui	6HA20=18.85	16
Y-Y	Travée	8HA20=25.13	12
	Appui	6HA20=18.85	16

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau.VI.4. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$
x-x	M_t	137.54	9.76	174.82	15	201.63
	M_a	80.90	6.93	180.96	15	201.63
y-y	M_t	109.09	8.51	186.01	15	201.63
	M_a	80.90	6.93	180.96	15	201.63

▪ Espacement des armatures :

Armatures // L_x : $S_t \leq \min (3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Armatures // L_y : $S_t \leq \min (4 h, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$.

Shéma de ferraillage :

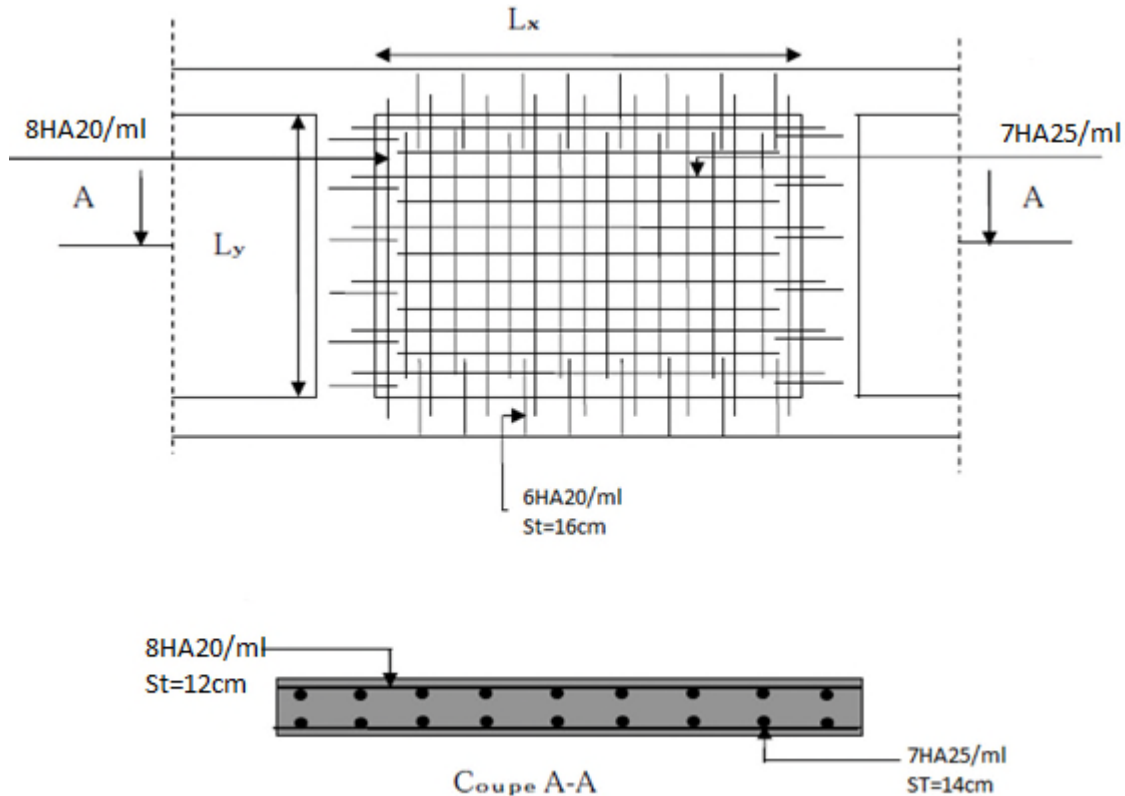


Figure VI.5. Schéma de ferraillage du radier

VI.2.3.3.2. Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a $\rho = 0.86 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

*** Charge triangulaire**

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire

*** Charge trapézoïdale**

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge

trapézoïdale.

$$q_u = 133.27 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 129.42 \text{ KN/m}^2$$

• Calcul des sollicitations

○ Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec :

$$\text{Les longueurs fictives : } l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

○ Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

Sens longitudinale (x-x):

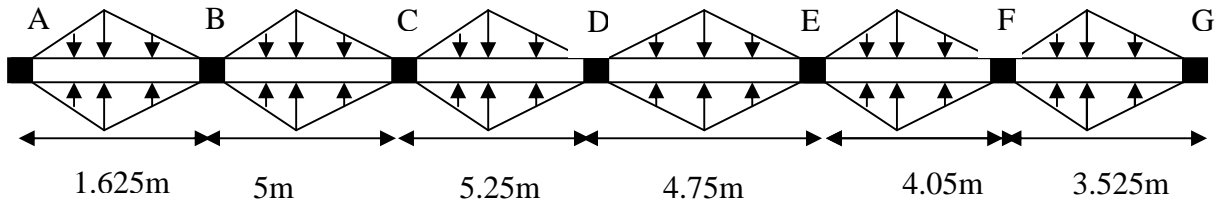


Figure.VI.6.Sollicitations sur les nervures longitudinales

Tableau.VI.5. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal(ELU)

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)
				M_g	M_d		
A-B	1.625	1.625	144.37	44.85	607.58	3.41	820.12
B-C	5	4	444.23	607.58	903.70	2.94	1185.26
C-D	5.25	4.2	466.44	903.70	848.74	2.54	1335.78
D-E	4.75	3.80	422.02	848.74	591.49	1.96	1106.97
E-F	4.05	3.24	359.82	591.49	373.93	1.62	766.78
F-G	3.525	3.525	313.18	373.93	293.00	1.59	542.43

Tableau .VI.6. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal(ELS)

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)
				M_g	M_d		
A-B	1.625	1.625	140.20	43.55	590.03	3.41	796.89
B-C	5	4	431.40	590.03	877.60	2.94	1150.57
C-D	5.25	4.2	452.97	877.60	824.23	2.54	1296.68
D-E	4.75	3.80	409.83	824.23	574.41	1.96	1074.59
E-F	4.05	3.24	349.43	574.41	525.33	1.93	815.48
F-G	3.525	3.525	304.13	525.33	705.12	2.15	826.06

Sens transversal (y-y):

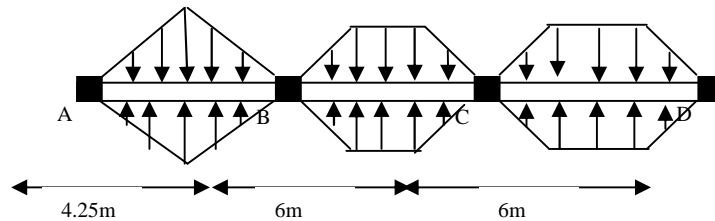


Figure.VI.7. Sollicitations sur les nervures transversales

Tableau .VI.7. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal(ELE)

Travée	L _y (m)	I' _y (m)	P (KN/m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t (KNm)
				M _g	M _d		
A-B	4.25	1.70	377.59	802.37	687.47	1.92	1048.56
B-C	6	4.8	268.31	687.47	585.73	2.87	1237.39
C-D	6	6	268.31	585.73	585.73	3	1185.44

Tableau VI.8. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal(ELS)

Travée	L _y (m)	I' _y (m)	P (KN/m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t (KNm)
				M _g	M _d		
A-B	4.25	1.70	366.69	779.21	667.6	1.92	1018.27
B-C	6	4.8	209.84	667.6	568.78	2.87	1201.62
C-D	6	6	209.84	568.78	568.78	3	1151.17

VI.2.3.3.3. Ferrailage des nervures

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=0.85m$

$h_0=0.3m$

$b_0=0.7m$

$d=0.9 \times h=0.765m$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{6}{10}; \frac{5.25}{2})$

$b_1 \leq \min(0.6; 2.62)$

soit : $b_1 = 0.6m$

$\Rightarrow b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.9m$

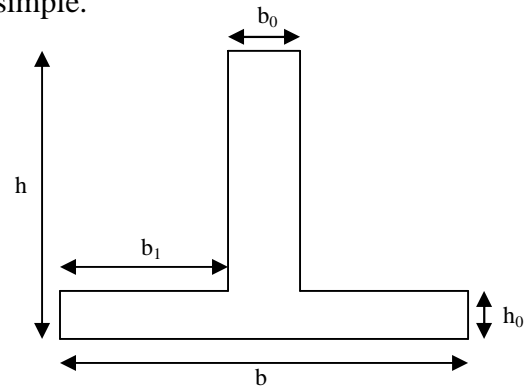


Figure.VI.8. Section à ferrailer

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau.VI.9. Résumé des résultats (ferrailage de la nervure).

Sens	Localisation	M _u (KNm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
X-X	Travée	1335.78	52.53	17.55	11HA25=54.00
	Appui	903.70	34.99	17.55	6HA25+2HA20=35.73
Y-Y	Travée	1237.39	48.48	17.55	11HA25=54.00
	Appui	802.37	30.96	17.55	4(HA25+HA20)=32.21

✓ Vérification de l'effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = \frac{133.27 \times 5.25}{2} + \frac{903.70 + 848.74}{l} = 683.63 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{683.63 \times 10^{-3}}{1.9 \times 0.765} = 0.47 \text{ MPA}$$

On a fissuration préjudiciable $\Rightarrow \tau'_U = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 3 \text{ MPA}\right) = 2.5 \text{ MPA}$

$$\Rightarrow \tau_U < \tau'_U$$

Donc pas de risque de cisaillement.

✓ Vérification des contraintes

Il faut vérifier que :

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

$$\sigma_s = 15 \sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_t; 150 \times \eta\right) = 201.63 \text{ MPA}$$

Les résultats à l'ELS sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Localisation	M_{ser} (KNm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	1296.68	9.10	15	346.55	201.63
	Appui	877.60	7.22	15	348.63	201.63
Y-Y	Travée	1201.62	8.43	15	321.14	201.63
	Appui	779.21	6.68	15	342.08	201.63

Remarque :

On remarque que la contrainte de l'acier en travée et en appui dans le sens x-x et dans le sens y-y n'est pas vérifiée, donc on recalcule la section à l'ELS

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \times \bar{\sigma}_s}$$

$$\alpha = \sqrt{\left(90 \times B \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}\right)}$$

$$B = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s}$$

Tableau VI.11. Résumé des résultats (ferraillage de la nervure).

Sens	Localisation	$A_{adopté} (cm^2)$
X-X	Travée	12HA32=96.51
	Appui	8HA32=64.34
Y-Y	Travée	10HA32+2HA25=90.24
	Appui	6HA32+2HA25=58.07

Les nouveaux résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Localisation	$M_{ser} (KNm)$	$\sigma_b (MPa)$	$\bar{\sigma}_b (MPa)$	$\sigma_b (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$
X-X	Travée	1296.68	7.4	15	199.41	201.63
	Appui	877.60	5.84	15	200.67	201.63
Y-Y	Travée	1201.62	7.02	15	196.93	201.63
	Appui	779.21	5.33	15	194.28	201.63

▪ Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(24.28; 70; 25) = 24.28mm$$

$$\Rightarrow \phi_t = 10mm$$

-Schéma de ferraillage

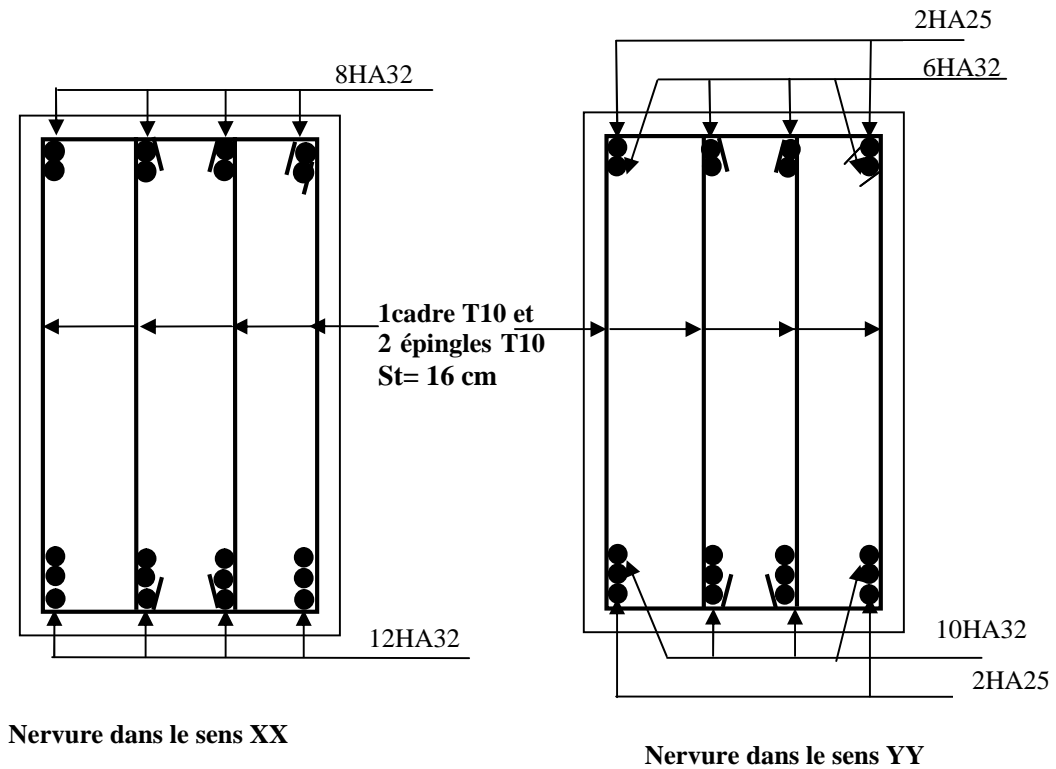


Figure. VI.9. ferraillage des nervures en travées et en appuis

VI.3) Voile périphérique

VI.3.1) Introduction

Afin de donner plus de rigidité à la partie enterrée de la construction (sous-sol) et une capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé entre semelle inférieure et chaînage supérieur, il est armé d'un double quadrillage d'armature. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur minimale $e_p \geq 15$ cm. On prend $e_p = 20$ cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens
- Le voile est considéré comme une dalle appuyée sur deux cotés encastree en pied et articulée en tête.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante .

VI.3.2) Caractéristiques des voiles

- Hauteur $h = 4$ m.
- Epaisseur $e = 20$ cm.
- Largeur $L = 6$ m

VI.3.3) Caractéristiques du sol :

- Poids spécifique : $\gamma = 18$ KN/m³.
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$.

VI.3.4) Méthode de calcul :

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneau dalle encastree en chaque côté, Le calcul se fait selon une bande de 1m de largeur.

Q : Surcharge d'exploitation $Q = 10$ KN/m²

γ : Poids spécifique du sol $\gamma = 18$ KN/m³

φ : Angle de frottement interne du sous-sol $\varphi = 30^\circ$

K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,40$

$K_a' = K_a = \frac{k_q}{\cos^2(\beta - \lambda)} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,40$

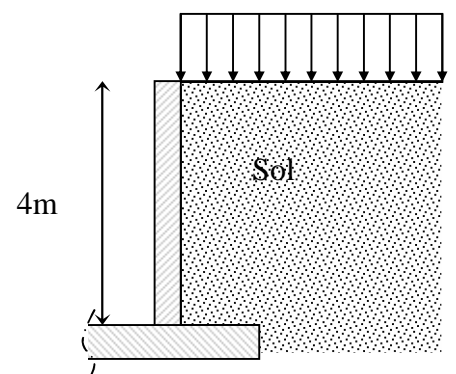


Figure VI.10.Voile périphérique

δ : Angle de frottement sol structure on prend $\delta = 0$

➤ **Sollicitations :**

a. Poussée des terres :

$$p_1 = K_a \gamma \cdot h = \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 18 \times 4 \times 0.33 = 23.76 \text{ KN/m}^2.$$

b. Charge due à la surcharge :

$$p_2 = K_a' \cdot q = 0.33 \times 10 = 3.3 \text{ KN/m}^2$$

VI.3.5 Ferrailage :

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$P_u = 1.35 p_1 + 1.5 p_2 = 37.02 \text{ KN/m}$$

· $\sigma(Q) = 1.5 P_2$; $\sigma(G) = 1.35 P_1$

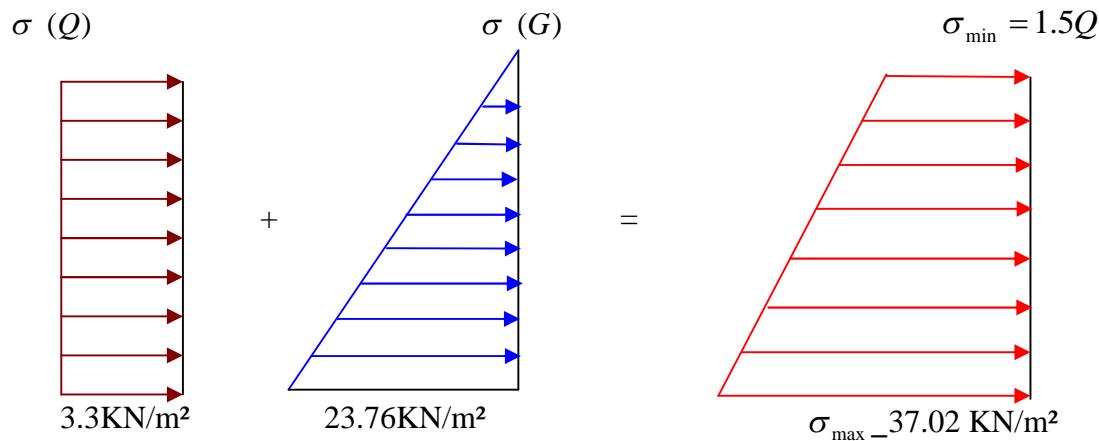


Figure VI.11. Diagramme des contraintes.

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable.

Le voile périphériques se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_x = 4 \text{ m.} \\ l_y = 5.45 \text{ m.} \\ b = 1 \text{ m.} \\ h = 20 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

A l'ELU

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 29.00 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 29.00 \text{ KN} / \text{ml}$$

Le panneau travail dans les deux sens.

$$\rho = \frac{4}{5.45} = 0.73 \Rightarrow \text{Le panneau travail dans les deux sens}$$

On a :

$$u_x = 0.0646$$

$$u_y = 0.4780$$

$$M_{ox} = q_u u_x l^2$$

$$M_{oy} = u_y M_{0x}$$

$$M_{ox} = 29.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 14.32 \text{ KN.m}$$

o **Moments retenues :**

- -En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 25.47 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 12.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- -En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = 14.98 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0,20) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13. Ferrailage du voile périphérique

Sens		M (kN.m)	A (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)	choix
x-x	En travée	25.47	4.18	4.52	25	4HA12
	En appui	14.98	2.43	3.14	25	4HA10
y-y	En travée	12.17	1.97	2.01	25	4HA8
	En appui	14.98	2.43	3.14	25	4HA10

• **Vérifications**

- **Condition de non-fragilité :**

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho \geq 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{avec : } \rho_0 = 0.0008 \text{ Acier HA F}_{c400}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.81cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.60cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

- **Effort tranchant**

√ **Sens X-X**

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 44.95KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{44.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.24 \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25MPa$$

- ➔ Pas de risque de cisaillement

➤ **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_{\min} = 3.3KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 27.06 + 3.3}{4} = 21.12KN/m^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 21.12KN/ml$$

$$u_x = 0.0708$$

(Annexe 2)

$$u_y = 0.6188$$

$$M_{ox} = 23.92KN.m$$

$$M_{oy} = 14.80KN.m$$

◆ **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 20.33KN.m \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 12.58KN.m \end{cases}$$

◆ **Moment en appui :**

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = 11.96KN.m$$

◆ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

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

$$\sigma_s = 15\sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq 201.63MPa$$

Tableau VI.14. Vérification des contraintes dans le voile périphérique

Sens		M (KN.M)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
x-x	En travée	20.33	5.69	271.54	Pas vérifiée
	En appui	11.96	3.88	227.05	Pas vérifiée
y-y	En travée	12.58	4.92	368.20	Pas vérifiée
	En appui	11.96	3.88	227.05	Pas vérifiée

Remarque

On remarque que la contrainte de l'acier en travée et en appui dans le sens x-x et dans le sens y-y n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer à l'ELS

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \times (1 - \frac{\alpha}{3}) \times \bar{\sigma}_s}$$

$$\alpha = \sqrt{(90 \times B \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha})}$$

$$B = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau VI.15. Résumé des résultats (ferraillage de la nervure).

Sens	Localisation	$A_{adopté}$ (cm ²)
X-X	Travée	5HA14=7.7
	Appui	5HA10=3.93
Y-Y	Travée	5HA10=3.93
	Appui	5HA10=3.93

Les nouveaux résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.16. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Localisation	M_{ser} (KNm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	20.33	4.65	15	162.97	201.63
	Appui	11.96	3.54	15	182.80	201.63
Y-Y	Travée	12.58	3.73	15	192.27	201.63
	Appui	11.96	3.54	15	182.79	201.63

Schéma de ferrailage :

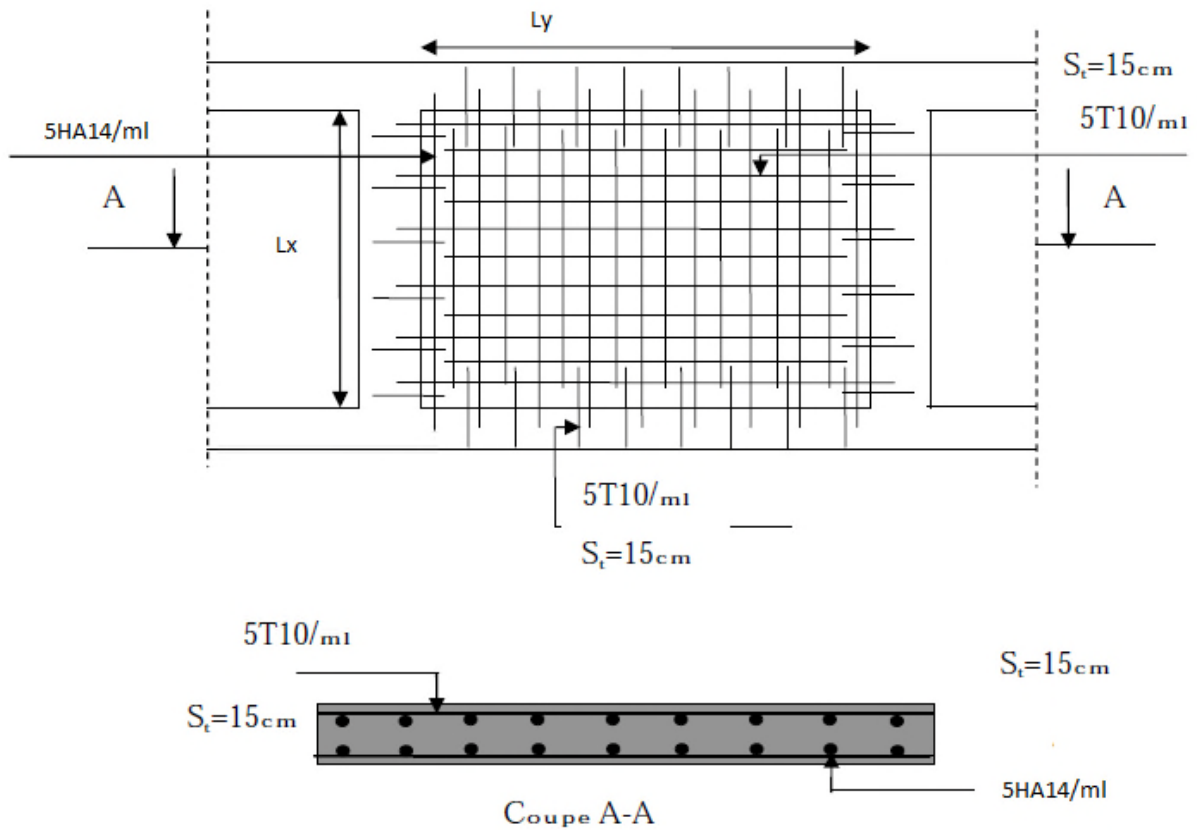


Figure VI.12. Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion générale

La recherche du bon comportement dynamique de la structure nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- ✚ La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- ✚ La disposition des voiles influe directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations
- ✚ La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux
- ✚ La modélisation de l'escalier dans la super structure influe directement sur la nature des modes de vibrations, car la cage d'escalier avec une rigidité au moins comparable à celle des autres éléments structuraux et donc influence la réponse du bâtiment aussi bien pour ce qui des caractéristiques dynamiques que pour la position du centre de torsion, donc il s'avère nécessaire de tenir compte dans la modélisation
- ✚ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta)
- ✚ Afin d'éviter toute altération de la zone nodale, avec la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- ✚ le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes
- ✚ Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] : **BAEL91** : (Béton armé aux états limites édition Eyrolles troisième tirage 1997)
- [2] : **DTR BC-2.48** : Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- [3] : Calcul des ouvrages en béton armé (M .Belazougui)
- [4] : **DTR BC-2 .4** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).
- [5]: **DTR BC 2.2** : (Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).
- **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.
- **D.T.R BC 2.33.2** « Méthodes de calcul des fondations profondes ».
- Mémoires de fin d'étude
- Cahiers de cours béton du cursus

Caractéristiques générales

Échelle en simple pour les dispositions en batteries, consulter la table T31

Nombre de faces de service Simple accès

Distance mini entre niveaux 255 cm

Alimentation

Portes automatiques

collective (descente sélective, à analyse permanente de trafic, à ouverture centrale trafic intense)

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN			
	BO	prof. TO	hauteur HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM	
					In	Id	In	Id					
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	48	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	58	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	88	274	50	161	66	28000	11000	2000
490	520	240	500	240	140 x 120	88	274	50	161	66	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	3600	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	3500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100	65	165	38	95	46	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	58	148	34	85	41	30000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100	65	165	38	95	46	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	290	480	220	150 x 120	96	296	56	181	72	32000	12800	2500
520	540	260	500	240	160 x 120	96	296	56	181	72	33500	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	290	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	58	148	34	85	41	33500	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	36000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	111	343	64	211	84	36000	14000	3000
540	540	260	520	240	200 x 120	111	343	64	211	84	38000	18000	5000
590	540	260	520	280	230 x 140	111	343	64	211	84	38000	19500	7000


 Synthese attribuée par le Comité National de Lutte contre le Handicap (CNLH) dans le cadre de la loi n° 105 du 18 juin 2005 relative à l'égalité des territoires et au handicap. Les appareils sont conformes à la Norme NF P 91201 et sont accessibles aux personnes handicapées en hauteur (pour info).

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le contexte d'un document général. S'agissant d'un tableau à très hautes performances, il est fortement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schneider Automation.

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrée (1)	Nombre niveaux max	Course max en m	Dimensions de cabine	Passage libre de port	Dimensions de gaine	Profondeur de cuvette		
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	Q2 H5G		
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
			Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
			ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1,50	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	
			ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
1000 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	
			Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
			ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
	1,60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160	
			ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
	2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
			TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220
	4,00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320		
	1250 16 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
				ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140
		1,50	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
ACVF				18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
2,50		Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220	
			TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220
4,00	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320			
1600 21 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160	
			ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
	1,50	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160	
			ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
			TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220
4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320			
5,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400			

Notes: Tous les états sont exprimés en centimètres sauf indication contraire. Les profondeurs de cuvette et de gaine sont données sans le rail. NF EN 81-1 s'applique en ce qui concerne les valeurs de l'échelle de consommation P 33 308. ACVF = variation continue de fréquence, Dy S = Dynator 5 vitesse contrôlée de vitesse, Dy MV = Dynator 5 vitesse contrôlée de vitesse, TD 2 = Transaxel (système d'entraînement de traction sans greas).

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$L_x \times L_y$

Avec $L_x < L_y$.

$\rho = 0.9$

		u/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		Valeurs de M1		0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081
0.1	0.302			0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
0.2	0.260			0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
0.3	0.227			0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
0.4	0.202			0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.095	0.083	0.075	0.068	0.063
0.5	0.181			0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
0.6	0.161			0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
0.7	0.144			0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
0.8	0.132			0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
0.9	0.122			0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
1.0	0.112			0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeurs de M2		0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
		0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
		0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
		0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
		0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
		0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
		0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
		0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
		0.8	0.090	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
		0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
		1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

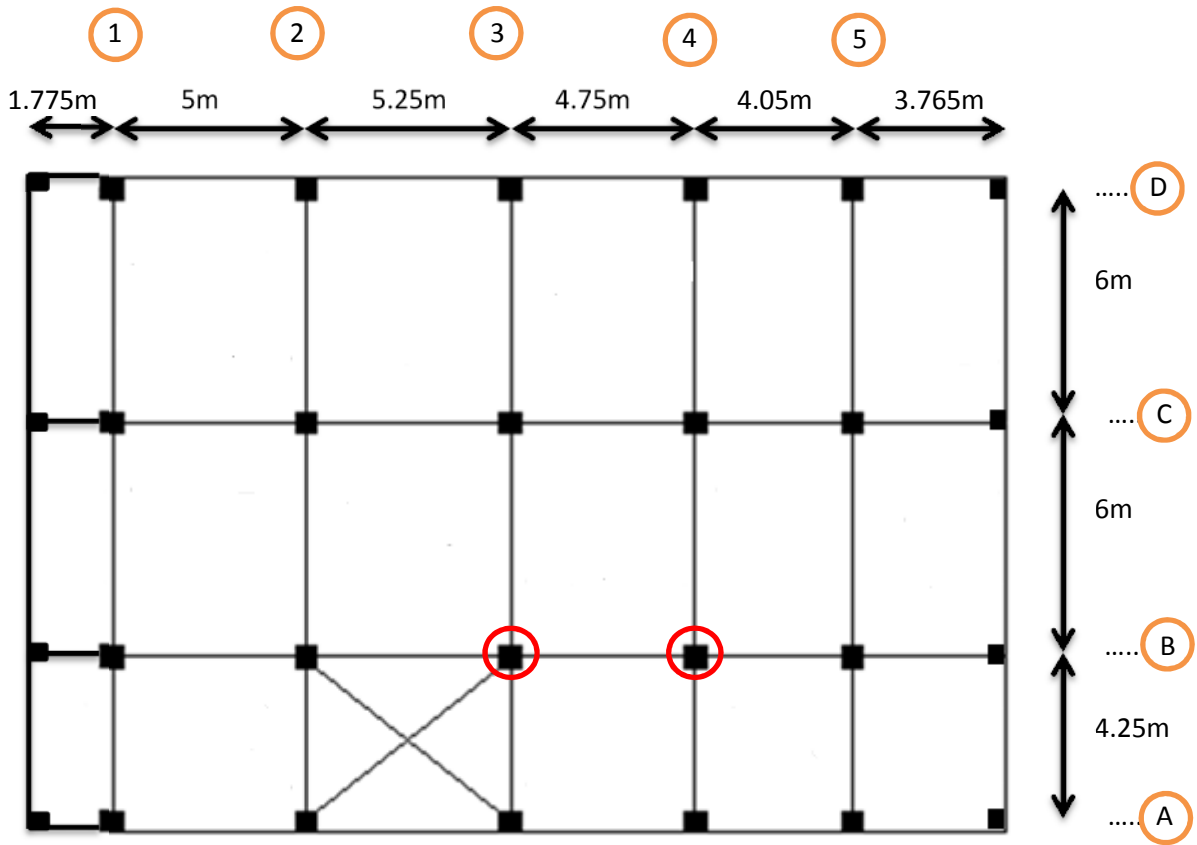
Annexe 3

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

BIBLIOGRAPHIE

- [1] : **BAEL91** : (Béton armé aux états limites édition Eyrolles troisième tirage 1997)
- [2] : **DTR BC-2.48** : Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- [3] : Calcul des ouvrages en béton armé (M .Belazougui)
- [4] : **DTR BC-2 .4** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).
- [5]: **DTR BC 2.2** : (Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).
- **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.
- **D.T.R BC 2.33.2** « Méthodes de calcul des fondations profondes ».
- Mémoires de fin d'étude
- Cahiers de cours béton du cursus



liste des symboles

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

N : force de compression en général.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'age j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

f_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j=28j.

g : Densité des charges permanentes.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

D : profondeur d'encastrement de la fondation.

q_u : Contrainte de rupture.

q_a : Contrainte admissible du sol.

C : *cohesion du sol.*

γ: poids volumique

Chapitre I

Généralités

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

Chapitre III

**Etude des éléments
secondaire**

Chapitre IV

Etude dynamique

Chapitre V

**Etude des éléments
structuraux**

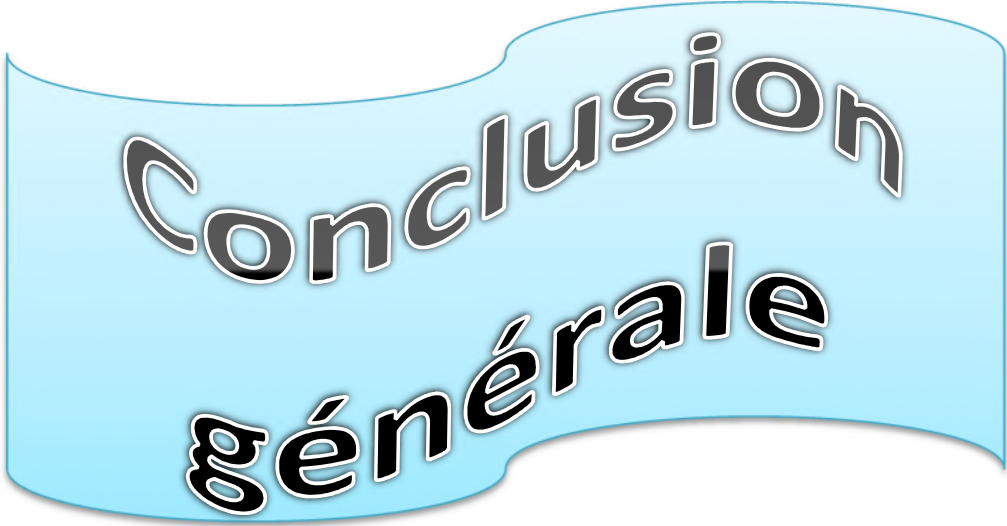
Chapitre VI

Etude de l'infrastructure



**Introduction
générale**

Annexes



**Conclusion
générale**

Bibliographie