

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTERE DE
L'ENSEIGNEMENT
SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Université de Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi - Bordj Bou
Arreridj

Faculté des Sciences et de la technologie
Département du Génie civil

Mémoire

Présenté pour obtenir

LE DIPLOME DE MASTER

FILIERE: Génie civil

Spécialité: Structures

Présentée Par :

- Bendjeddou Lynda
- Chia Hadjar

**ETUDE D'UN BATIMENT R+7 A USAGE
D'HABITATION AVEC CONTREVENTEMENT MIXTE
(VOILES+PORTIQUES)**

Soutenu le : 20/06/2024

Nom & Prénom	Qualité	Etablissement
M. DJOUDI Larbi	Président	Univ-BBA
M. LAZHAR Loumachi	Encadreur	Univ-BBA
M. CHALAN Mourad	Examineur	Univ-BBA
M. MESAAD Mokhtar	Examineur	Univ-BBA

Année Universitaire 2023/2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciement

Tous d'abord, nous remercions Le Bon Dieu de nous garder en bonne santé pour la mise en œuvre de ce projet de fin d'études

Nous remercions également ma familles pour les sacrifices consentis pour que nous pouvons terminer notre étude.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude a notre encadreur Loumachi Lazhar ainsi qu'au M^{me} Drissi Naoul pour son soutien et confiance scientifique ainsi que leur expérience

Nous remercions les enseignants du la spécialité genie civil pour leurs roles importants dans notre formation.





Dédicace :

En premier lieu je remercie "Allah" le tout puissant de m'avoir donné la volonté, la santé et le courage pour réaliser ce travail. A mes très chers parents qui m'ont guidé durant le moment plus pénible de ce long chemin, ma mère qui a été à mon côté et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis merci infiniment pour tout. A mes chers frères et leurs femmes mes adorables neveux et mes nièces sources de joie et de bonheur.

A mes très chères sœurs : Hannachi Mounia pour leur soutien durant tout de mes études.

A mes très chères binôme qui n'a pas cessé de m'encourager tout le temps pour réaliser ce modeste travail et son oublier sa respectueuse famille.

A nos chers enseignants sans exception

A toute ma famille sans exception et toutes personnes qui m'aide à poursuivre mes études.

A tous mes amis (es) et toute la promotion de master 2 génie civil BBA2024.

A celui avec qui j'ai collaboré dans la réalisation de ce mémoire

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers

Lynda





Dédicace :

Tous d'abord je remercie le bon dieu qui m'a donné le m'a donné le courage pour arriver à ce stade de fin d'étude

Je dédie ce modeste travail à:

Mes très chers parents qui m'ont guide durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes cotes et m'a soutenu durant tout ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis

↪ *Une dédicace pour mes meilleurs amis bondjeddou Lynda.*

↪ *A mes frères.*

↪ *A L'ingénieur Naoul Drisi.*

↪ *Sans oublier toute la promotion de Génie Civil 2023/2024.*

↪ *Tous ce qui m'aiment et que j'aime.*



Résumé :

Le présent mémoire, étudie un bâtiment en R+7 étage usage d'habitation, il est implanté à la willaya BBA. Cette région est classée en zone sismique I Ia selon le RPA 99/Version 2003

Cet ouvrage est une structure (poteau –poutre et voile) et le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au BAEL 91 et RPA 99/Version 2003. L'étude

Dynamique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul ROBOT structural Analyses 2024, est le contereventement assure par les voiles et aussi les portiques.

Mots clés :

Bâtiment, RPA 99, poteau, poutre, BAEL 91, L'étude Dynamique, contereventement

الملخص :

هذه المذكرة عبارة عن دراسة تقنية لانجاز بناية سكنية ذات سبع طوابق + طابق ارضي بولاية برج بوعريريج مصنف ضمن المنطقة الزلزالية I Ia حسب معايير المقاومة الزلزالية الجزائرية .

تم التصميم وفقا لقوانين و معايير المطبقة في الجزائر RPA 99 إصدار 2003 و ل BAEL91 .

الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج ROBOT . يدعم هذا النظام بالاشرعة وكذا اروقة (العمود و الروافد)

الكلمات المفتاحية :

الزلزالية , BAEL91/99 , RPA99/2003 , ROBOT , العمود , الروافد , الدراسة الديناميكية

Abstract:

This brief is a study of a residential building with ground floor + 07 floors located in BBA region, this region is ranked as seismic zone IIa according to the RPA 99 /2003 version .

It is a structure (posts, beam and sails) and the pre -dimensioning of structural elements was made according with BAEL 91 and RPA 99/version 2003. The dynamic study of the structure was carried out by the calculation software ROBOT Structural Analysis Professional 2024 the bracing provided by sails and portic

Keywords:

Building, Reinforced concrete, posts, beam, Dynamic study, Robot 2024, RPA99 Modified 2003, BAEL91

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE:.....	1
Chapitre I:	
Presentation du projet.....	3
I.1 INTRODUCTION :.....	4
I.2 CARACTERISTIQUE DU BATIMENT :.....	4
I.2.1 : Caractéristiques architecturales :.....	4
I.2.2.Les éléments structuraux :.....	4
I.3 CARACTERISTIQUES DU SOL :.....	5
I.4. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :.....	5
I.4.1 Béton :.....	5
I.4.1.1constituents du béton:.....	6
I.4.1.2Résistance caractéristique du béton :.....	6
I.4.1.3Contraintes limite du Béton :.....	9
I.4.2Contraintes limites :.....	10
I.5. HYPOTHESES DE CALCUL AUX ETATS LIMITES : BAEL (ARTICLE A.4).....	12
I.5.1Définition de l'état limite :.....	12
I.5.1.1.Etat limite ultime ELU :.....	12
I.5.1.2.Etat limite de service ELS :.....	13
I.6.ACTIONS ET SOLICITATIONS :.....	13
I.6.1.Les actions :.....	13
I.7 .LES LOGICIELS UTILISENT:.....	15
Chapitre II:	
II. LE PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :.....	17
II.1. INTRODUCTION :.....	17
II.2.PRE DIMENSIONNEMENT:.....	17
II.2.1. Pré dimensionnement des éléments principaux :.....	17
II.2.1.1. les poutres :.....	17
II.2.1.2. Les Poteaux:.....	19
II.2.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires :.....	21
II.2.2.1.Les planchers :.....	21
II.2.2.2.les dalles pleines :.....	23
II.2.2.2. Les escaliers:.....	24
II.2.2.3.Les voiles:.....	25
CHAPITRE III	
III.1INTRODUCTION:.....	27
III.2.LES CHARGES REGLEMENTAIRES:.....	27
III.3.EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES :.....	27
III.3.1.Plancher terrasse (inaccessible) :.....	27
III.3.2.Planchers étages courant + RDC:.....	28
III.3.3 Balcons :.....	29
III.3.4.L'acrotère:.....	30
III.3.5. Maçonnerie:.....	31
III.3.6. L'escalier:.....	32

II.4.DESCENTE DES CHARGES :	32
III.4.1 Application de la dégression :(DTR BC 2.2.6.3).	33
III.4.2.1. Effort normal ultime:	42
III.5.VERIFICATION :	42
III.5.1. Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité :	42
III.5.2 .Vérification des conditions de RPA : [RPA99](Article : 7.4.1.P61).	43
III.5 .3.Vérification au flambement : CBA 93 (Article B.8.2.1).....	43
CONCLUSION.....	45

CHAPITRE IV:

ETUDE DES ELEMENTS	46
IV.1 INTRODUCTION.....	47
IV.1 L'ACROTERE :	47
IV.1.2: Définition.....	47
IV.1.3 : Détermination des sollicitations :	47
IV.1.4 : Vérification de effort au séisme :	48
IV.1.5. ferrailage de l'acrotère :	49
IV.1.6. Schéma de ferrailage :	53
IV.2 : BALCON :	53
IV .2.1 Evaluation des charges:	53
IV .2.2 Ferrailage:.....	54
IV.2.3 Vérification à l'ELS (C.B.A 93) :	55
III.2.4 Vérification de la flèche :	56
IV.3. L'ESCALIER :	57
IV .3.1 : Evaluations des charges :	57
IV.3.2 Calcul de ferrailage :	57
IV.3.3.Verification de contraintes:.....	60
IV .4 POUTRE PALIERE	62
IV.4 : EVALUATION DE CHARGE :	62
IV.4.1 Ferrailage de poutre :	63
IV.4.2 Vérification de le flèche :	65
IV .5. ETUDE DU PLANCHER :	66
IV.5.1 les facteurs généraux de choix de type de plancher :	66
IV.5.2 Etude de plancher :	66
IV.5.2.1 choix de la méthode de calcul :	66
IV.5.2.2. Calcul des sollicitations :	68
IV .5.2.3. Ferrailage des poutrelles :	76
IV.4.4 Vérification.....	79
IV.6 ETUDE DE LA DALLE MACHINE.....	82
IV.6.1 Définition de l'ascenseur :	82
IV.6.2.Etude de la dalle de l'ascenseur :	83

CHAPITRE V

V.INTRODUCTION	94
V.I CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :	94
IV.3 CONCLUSION :	105

CHAPITRE VI:

V.1 INTRODUCTION.....	107
V.2. COMBINAISONS DUS CHARGES.....	107
V.3. CARACTERISTIQUES DU MATERIAU :.....	108
V.4 .FERRAILLAGE DES POTEAUX :.....	108
V.4.1.Les recommandations du RPA 99/2003 :.....	108
V.4.2. Exemple de calcul (45×45)	110
V.4.4 dessin de ferrailage.....	115
V.5. FERRAILLAGE DES POUTRES :.....	119
V.5.1.Les recommandations du RPA 99/version 2003 : (art.7.5.2.1).....	119
V.5.2. Les recommandations de BAEL :	120
V.5.3 .poutre principale :.....	120
V.5.4. Poutre secondaire :	124
V.6.FERAILLAGE DES VOILES :.....	129
V.6.1. Recommandation du RPA 99 version 2003 :.....	129
V.6.2. Méthode de calcul des voiles :.....	131
V.6.3. Etape de calcul :	131
V .6.4. Exemple de calcule de ferrailage :	131
V.6.5. Résultats de calcul des autres voiles.....	142
V.6.6.dessin de ferrailage : Voile	144

CHAPITRE VII :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....	145
VII.1.INTRODUCTION :.....	146
VII .2 ETUDE DE FONDATION. :.....	146
VII.3 : DIFFERENTS TYPES DE FONDATIONS :.....	146
VII.4 : CHOIX DE TYPE DE FONDATION :.....	146
VII.5 : CALCULE DE LA SEMELLE ISOLEE :.....	147
VII.5.1 . Calcule des semelles isolées :.....	147
VII.6.CALCULE DES SEMELLES FILANTES SOUS VOILE 1	153
VII.8.ÉTUDE DES LONGRINES :.....	156
VII. CONCLUSION :.....	157
CONCLUSION GENERAL.....	158
CONCLUSION GENERALE :	159
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	160

Liste des Tableaux

N°	Tableau	Page
01	Tableau I-1 : Dosage et composition du béton	4
02	Tableau II.1 : Pré-dimensionnement de la section transversale de nervure	22
03	Tableau II.2 : pré dimensionnement des éléments	24
04	Tableau III.1 : Evaluation des charges « G »et surcharges « Q »des du plancher terrasse	27
05	Tableau III.2: Evaluation des charges « G »et surcharges « Q »des du plancher courant.	27
06	Tableau III.3:.Evaluation des charges « G »et surcharges « Q »de Balcon terrasse nonaccessible	28
07	Tableau III.4 : Evaluation des charges « G »et surcharges « Q » de dalle de balcon.	28
08	Tableau III.5. Evaluation des charges de la salle machine en dalle pleine	29
09	Tableau III.6.Evaluation des charges des voiles	29
10	Tableau III.7 : Evaluation des charges « G »des Murs extérieurs Avec 30 % d'ouvertur	30
11	Tableau III.8 : Evaluation des charges « G »des Murs intérieurs	30
12	Tableau III.9 : Evaluation des charges « G »et surcharges « Q »de paliers	31
13	Tableau III.10: Calcul du poids propres des éléments au poteau d'angle : P1	33
14	Tableau III.11: La descente des charges du Poteau d'angle	35
15	Tableau III.12 : Calcul du poids propres des éléments au poteau de rive : P2	36
16	Tableau III.13: La descente des charges du poteau de rive	38
17	Tableau III.14: Calcul du poids propres des éléments au poteau central : P3	39
18	Tableau III.15 : descente des charges du poteau central	40
19	Tableau III.16: pré dimensionnement et vérification des poteaux.	41
20	Tableau III.17 : Vérification des poteaux à la compression simple	42
21	Tableau IV.1.Évaluation et combinaison des charges ELU.	47
22	Tableau IV.2.Évaluation et combinaison des charges ELS.	47
23	Tableau IV .3 Evaluations des charges dans les escaliers	56
24	Tableau IV 6 ferrillages d 'escalier	56
25	Tableau IV.7Vérification à l'ELS	60

26	Tableau : resultat du sollicitation	61
27	Tableau IV.: ferrailages d'escalier	62
28	Tableau : Vérification a ELS :	64
29	Tableau IV. : calcul des efforts internes (M ,V) à l' ELU	67
30	Tableau IV. : calcul des efforts internes (M ,V) Plancher d'étage courant	68
31	Tableau IV. : calcul des efforts internes (M ,V) à l'ELS	69
32	Tableau IV. : calcul des efforts internes (M ,V) de planhers d'etage	69
33	Tableau IV. : calcul des efforts internes (M ,V) de planhers d'etage	70
34	Tableau IV. : calcul des efforts internes (M ,V) a l'ELU	70
35	Tableau IV. : calcul des efforts internes (M, V) de Plancher étage courant	70
36	Tableau IV. : calcul des efforts internes (M, V) a l' ELS	71
37	Tableau IV. : calcul des efforts internes (M, V) de Plancher étage courant	71
38	Tableau IV. : calcul des efforts internes (M, V) a l'ELU	72
39	Tableau IV. : calcul des efforts internes (M, V) de type 03	72
40	Tableau IV. : calcul des efforts internes (M, V) à l'ELS	73
41	Tableau IV. : calcul des efforts internes (M, V) de Plancher étage courant	73
42	Tableau V.4: Les valeurs des pénalités sans x-x (RPA)	96
43	Tableau V.5: Les valeurs des pénalités sans y-y (RPA)	96
44	Tableau V.6: Résultat dynamique	98
45	Tableau V.7 valeurs des déplacements calculées et admissibles (x-x)	101
46	Tableau V.8 valeurs des déplacements calculées et admissibles (Y-Y)	101
47	Tableau V.9 Les efforts tranchants et les moments de renversement	102
48	Tableau V.10 les moments de Stabilisant	102
49	Tableau.V.11. Vérification à l'effet P- Δ sens (x-x) (y-y)	103
50	Tableau V.1 : caractéristiques du matériau:	107
51	Tableau V.1.2. Vérification au flambement des poteaux des différents étages	113
52	Tableau V.1.2. Vérification au flambement des poteaux des différents étages	113
53	Tableau V.3. L'armature longitudinale des potea	113
54	Tableau IV -1 : les sollicitations pour les poteaux	146
55	Tableau IV -2 : récapitulatif des résultats de ferrailage des semelles isolées	149

N°	Figure	Page
01	Figure I.1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	6
02	Figure I-2 : Déformations dans une section droite d'une poutre.	7
03	Figure I.3 : Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS).	9
04	Figure I-4: Diagramme des constraints - déformations du béton (ELU)	9
05	Figure I-5 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier.	10
06	Figure I-6: Diagramme contraintes- déformations (de calcul) de l'acier	10
07	Figure II.1. Plancher en corps creux	21
08	Figure II.2 : Coupe transversale de la nervure	21
09	Figure II.3: dalle pleine sur trois appuis	23
10	Figure II.3: dalle pleine sur trois appuis	23
11	FigureII.4: schema de l'escalier	23
12	Figure III.1 : Plancher Terrasse inaccessible	27
13	Figure III.2 : Plancher étage courant	28
14	Figure III.3 : Coffrage de l'acrotère	29
15	Figure III.4 coupe transversale des murs	30
16	Figure III.5: La dégression des charges	32
17	Figure III.5: Poteaux d'angle.	32
18	Figure III.06 : Poteau de rive	35
19	Figure III.07 : Poteau central.	38
20	Figure IV .1 schéma de l'acrotère	46
21	Figure IV.2.Section de calcul L'acrotère.	47
22	Figure IV.3: schema de ferrailage	52
23	Figure IV .4 schéma de ferrailage de balcon	55
24	Figure IV .5 schéma de ferailage d'escalier	60
25	Figure IV .6: schéma statique de la poutre palière	60
26	Figure IV .7 schéma de ferailage de la poutre palière	64
27	Figure IV.8 schéma de poutrelle (3 travée)	67
28	Figure IV .8 schéma de ferailage des planchers	80
29	Figure IV.9. Figure Cage d'ascenseur	80
29	Figure IV. 10scheme de ferrailage	90
30	FigureV.1. Disposition des voiles	97
31	Figure V.2. Vue générale du modèle	97
32	Figure V.3 1er Mode –vue déformée	98
33	Figure V.4 .2eme Mode –vue déformée	99
34	Figure V.5 .3 éme mode - vue déformée	99
35	Figure V.1. Schéma de ferrailage des poteaux (45 x 45)	114
36	Figure V.2. Schéma de ferrailage des poteaux (40 x 40)	115

37	Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux (35 x 35)	116
38	Figure V.4. Schéma de ferrailage des poutres PP	126
39	Figure V.5. Schéma de ferrailage des poutres PS	127
40	Figure IV.1 disposition des voiles	130
41	Figure : VII : schéma de ferrailage des voils V2	142
42	Figure : VIII schéma de ferrailage des voils V 3	142
43	Figure VII.1. Types de fondations superficielles	144
44	Figure VII -2: les dimensions en élévation des semelles	146
45	Figure IV -3: schéma de ferrailage semelle isolée sous poteau	150
46	Figure IV -4: schéma de ferrailage semelle filante	152
47	Figure VI -5: schéma de ferrailage longrine	153

LISTE DE NOTATIONS :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique.

E : Action accidentelle.

F : Force concentrée.

G : Action permanente.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur, portée.

M : Moment fléchissant.

N : Effort normal.

Q : Action d'exploitation ; Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

T : Effort tranchant, période.

V : Force sismique totale.

W : Poids totale de la structure.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

A_r : Armature de réparation.

A_{st} : Section d'armature.

B_r : Section réduite.

C_p : Facteur de force horizontal.

C_T : Coefficient de période.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

I_x, I_y : Moment d'inertie.

L_f : Longueur de flambement.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

M : Moment sur appuis.

M_t : Moment en travée.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

S_t : Espacement.

W_i : Poids au niveau « i ».

d : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

e : Epaisseur.

f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature sup).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

f_{bc} : Contrainte de calcul.

f_{cj} : Résistance à la compression du béton à (j) jour.

f_{tj} : Résistance à la traction du béton à (j) jour.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.

i_x, i_y : Rayon de giration.

α : Position relative de la fibre neutre.

β : Coefficient de pondération.

λ : Elancement.

ε : Déformation relative.

ϕ : Diamètre des armatures.

η : Facteur de correction d'amortissement.

θ : Coefficient d'application.

μ_u : Moment ultime réduit.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\overline{\tau_u}$: Contrainte ultime de cisaillement.

σ_{bc} : Contrainte de béton.

σ_{st} : Contrainte d'acier.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte admissible du béton.

$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte admissible d'acier.

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol

Introduction Générale

Introduction générale:

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs .en effet, les tremblements de terres ont souvent été meurtriers, les sources historiques et l'actualité en témoignent. La possibilité de s'attendre à une telle catastrophe pourrait bien nous éviter les pertes de vie humaines, mais il est malheureusement certain que éviter les pertes de continuera à surprendre l'homme car elle est inévitable. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme plus nous sommes proche du suivant.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seul solution valable et efficace reste la construction parasismique pour les bâtiments neufs et le confortement préventif concernent les constructions existantes. Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas

Pour cela nous disposons de connaissance scientifiques, technique et de mise en œuvre qui permettent, quelle que soit la région de construction parasismique, de limiter les conséquences d'un séisme

Dans notre pays, nous utilisons, en plus des autres règlements, le règlement parasismique algérien 99 révisé en 2003 comme règlement parasismique

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- ✓ esthétique
- ✓ Économie : sert à diminuer les couts du projet
- ✓ Confort
- ✓ La sécurité (le plus importan): assurer la stabilité de la structure

Dans notre projet, nous avons entamé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation .ce bâtiment est implanté dans une zone de sismicité moyenne, comportant un RDC et 07 étages pour habitation implanté dans la willaya de BORDJ BOU ARRERIDJ.

Le mémoire se divise en 7 chapitres comme suit :

1^{er} chapitre : Presentation du projet

2^{eme} chapitre : Pré dimensionnement de la structure

3^{eme} chapitre : Evaluation et decent des charges

4^{ème} chapitre : Etude des éléments secondaires

5^{ème} chapitre : Etude sismique

6^{ème} chapitre : Etude des éléments structuraux

7^{ème} chapitre : Etude de l'infrastructure

Chapitre I

Presentation et caracteristique des matériaux

I.1 introduction :

Le projet qui fait objet de Notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+7) usage d'habitation avec contreventement mixte (voile + portiques). Ce projet est un ouvrage courant implanté à BBA willaya de BBA classée d'après les règles parasismique algériennes **RPA99/version 2003** « article 3.2 » comme une zone de moyenne sismicité Zone II a (zone moyenne sismicité) .

Ayant une importance moyenne de groupe d'usage 2. Sa hauteur totale est inférieure à 48m

I.2 Caractéristique du bâtiment :

I.2.1 : Caractéristiques architecturales :

A) Dimension en élévation :

Hauteur d'étage.....	H= 3.06 m
Hauteur de rez- de chaussé.....	H= 3.06 m
Hauteur totale du bâtiment sans acrotère	H _t = 24.48m

B) Dimensions en plan :

Langueur du bâtiment	L _x = 28 m.
Largeur du bâtiment	L _y = 21.6 m

I.2.2. Les éléments structuraux :

- ❖ **L'acrotère** : au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton de 70 cm d'hauteur
- ❖ **Les planchers** : tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm
- ❖ **Les poutres** : ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations elles sont sollicitées à la flexion plane
- ❖ **Les poteaux** : les sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure
- ❖ **Les escaliers** : les escaliers sont les éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place
- ❖ **La maçonnerie** : Il y a deux types de murs dans la structure

a- Les murs extérieurs: Murs extérieurs en double cloisons de briques creuses de

30cm d'épaisseur (15+5+10).

b -Les murs intérieurs : murs intérieurs sont réalisées en simple cloison en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

❖ **Revêtement** : Le revêtement est comme suivant :

- ✓ Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façades.
- ✓ Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ✓ Céramique pour la salle d'eau

❖ **L'infrastructure**: les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharge d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol.

I.3 Caractéristiques du sol :

D'après le rapport de sol de l'assiette foncière réservée à notre projet les caractéristiques du sol en place sont les suivantes :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance. : 2 bar

La nature du sol: sol ferme de catégorie (S2), d'après les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003 « article 3.3 »**

I.4. Caractéristiques des matériaux :

I.4.1 Béton :

Le béton est un assemblage de grains à peu près inertes, les granulats, lié par une pâte résultant du mélange de ciment

La composition moyenne pour 1 m³ de béton dose 350 Kg est la suivante:

Composants	Gravies	Sable	Ciment CPJ,CEM II 42.5	Eau
Volume	800 L	400 L	7 sacs	180 L
Poids (kg)	1200	600	400	180

Tableau I-1 : Dosage et composition du béton

1.4.1.1 constituants du béton:

➤ Le ciment :

Le ciment est un liant hydraulique à base de calcaire et d'argile qui se présente sous la forme d'une poudre minérale très fine s'hydratant en présence d'eau.

Pour notre projet CEM II 42.5

➤ Les granulats :

C'est un élément très important dans l'hydratation du ciment et la maniabilité du béton, une former une insuffisance comme un excès d'eau peut entraîner une chute de la résistance essentiellement due à la porosité, un rapport eau-ciment compris entre 0,4 et 0,6 est très consommable.

➤ Les adjuvants :

Ces adjuvants sont des produits chimiques, qui modifient les solubilités des différents constituants des ciments et surtout leur vitesse de dissolution

➤ Eau :

Eau incorporée au mélange liant et granulat afin d'enclencher sa prise et de conférer un béton sa plasticité, qui facilité son écoulement et son moulage.

1.4.1.2 Résistance caractéristique du béton :

❖ Résistance à la compression f_{c28} :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise; notée f_{c28} .

Pour les éléments principaux le béton doit avoir les résistances f_{c28} au moins égale

20 MPA et au plus égale à 45 MPA. (RPA 99 article 8.1.1)

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa (} j \leq 28 \text{ J) } \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa (} j \leq 28 \text{ J) } \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$j > 28 \text{ j} \quad \rightarrow \quad f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

Avec f : résistance du béton à l'âge J.

J : l'âge en jours.

Pour l'évaluation de la déformation, pour des grandes valeurs de J, on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

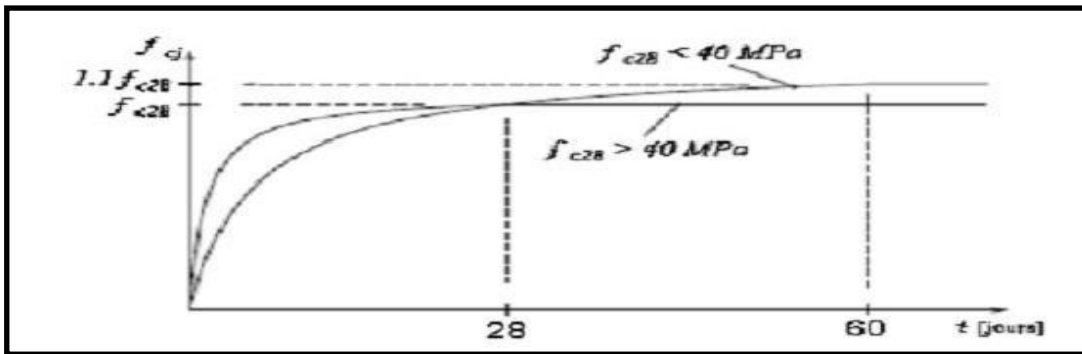


Figure I.1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

❖ **Résistance à la traction f_{tj} :**

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge J jours notée (f_{tj}) est conventionnellement.

Définie par:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \text{ si } f_{c28} \leq 60\text{MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

$$f_{tj} = 0.275 f_{cj} \text{ si } 28 > 60 \text{ MPA}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25\text{MPa}$ donc $f_{t, 28} = 2,1\text{MPa}$

❖ **Module de déformation longitudinal béton :**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton:

❖ **Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24h le module de déformation instantanée du béton égale à:

$$E_{tj} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ (MPa)} \quad \text{CBA 93[ART 2.1.1.2]}$$

Pour : $f_{c28} = 25\text{MPa}$ donc : $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$

❖ **Module de déformation différée :**

Sous charges d'une longue durée :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = \frac{E_{ji}}{3} \text{ (MPa) (CBA 93 ART 2.1.2.2)}$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPA donc $E_{vj} = 10818.86$ MPA

❖ **Coefficient de Poisson:**

Coefficient de Poisson qui se détermine par mesure directe de la déformation transversale d'une éprouvette comprimée ou tendue, ou par le rapport de déformation longitudinale en valeur relative:

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}} = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l}$$

$\nu =$ Coefficient de Poisson $\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ pour le calcul des sollicitations} \\ \nu = 0.2 \text{ Pour le calcul des déformations (CBA 93 ART2.1.2.3)} \end{array} \right.$

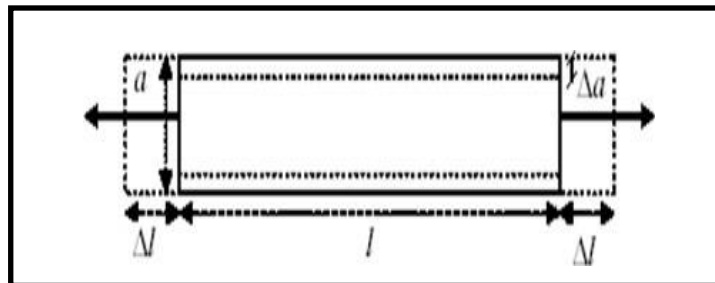


Figure I-2 : Déformations dans une section droite d'une poutre.

❖ **Module déformation transversale béton :**

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

Avec :

E: module de Young

V: Coefficient de Poisson

G: 0.4E pour le béton non fissuré (ELS). G = 0.5E pour le béton fissuré

I.4.1.3 Contraintes limite du Béton :

❖ La Contraintes de compression à L'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \text{ en MPa (BAEL 91 ART A.4.3.4)}$$

0, 85: coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \quad \dots\dots \text{ en situation courante} \\ \gamma_b = 1.15 \quad \dots \text{ En situation accidentelle} \end{array} \right.$$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions

$$\theta = \left\{ \begin{array}{l} 1.00 \text{ lorsque la durée probable d'application } > 24 \text{ heures} \\ 0.9 \text{ Lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24h} \\ 0.85 \text{ Lorsque la durée probable d'application } < 1 \text{ heure.} \end{array} \right.$$

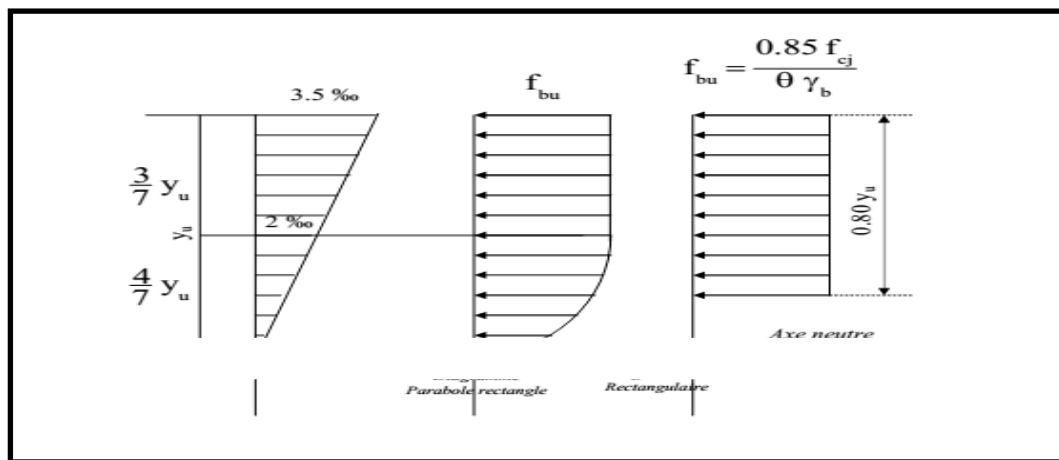


Figure I.3 Diagramme des déformations diagramme des contraintes

❖ La Contraintes de compression à L'ELS :

C'est l'état au - de là duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on a:

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} \rightarrow 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa CBA 93 (Article A.4.5.2)}$$

Avec: σ_{bc}^- contrainte admissible à l'ELS $j = 28$ jour

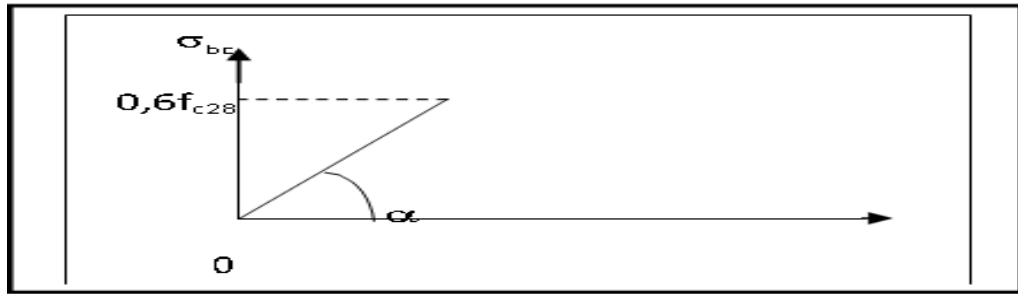


Figure I.4 : Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS).

❖ Contrainte ultime de cisaillement de béton :

$$\tau_u \begin{cases} 3.33 \text{ MPa en situation durable et transitoire (S.D.T).} \\ 4.34 \text{ MPa en situation accidentée (S.A)} \end{cases}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc:

$$r_{adm} = 3.33 \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$r_{adm} = 2.5 \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

❖ Diagramme contrainte déformation :

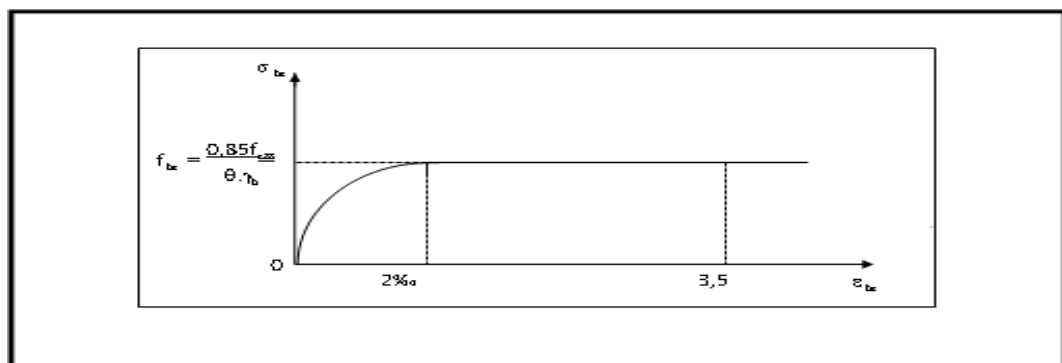


Figure I-5: Diagramme des contraintes - déformations du béton (ELU)

I.4.2 Contraintes limites :

❖ **Etat limite ultime :**

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme :

.Diagramme contrainte – déformation :

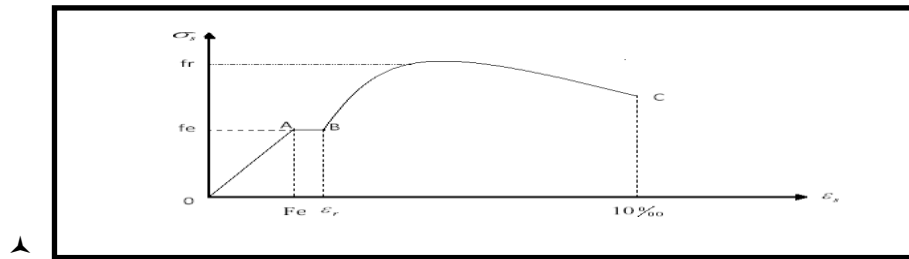


Figure I-6 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier.

- La droite OA est le domaine élastique avec : $\sigma_s = E_s \varepsilon_s$
- La droite AB est le palier de ductilité, pour lequel l'effort de traction égal a F_e .
- Le point C est le point de rupture.

❖ Diagramme contraintes déformations:

Le diagramme contraintes-déformations à considérer dans le calcul à l'E.L.U est défini conventionnellement comme suit:

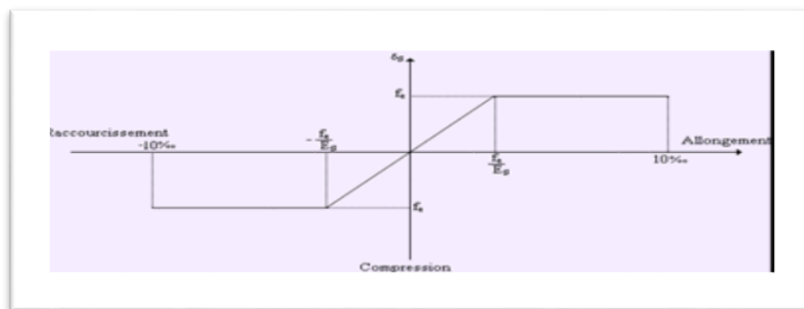


Figure I-7: Diagramme contraintes- déformations (de calcul) de l'acier.

La contrainte limite ultime $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ Pour $\varepsilon_{se} \leq \varepsilon \leq 10 \text{ ‰}$

Avec :

La coefficient de sécurité $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \text{ pour la situation accidentelle} \\ 1.15 \text{ Pour la situation normale} \end{array} \right.$

γ_s : Allègement relatif de l'acier limité à 10 ‰

f_e : La limite élastique de l'acier. $f_e = 400 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ En situation durable.

$\sigma_s = 400$ MPA En situation accidentelle.

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad \text{Pour : } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se}$$

E_s : Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 2×10^5

❖ Etat limite de service :

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

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

✓ Fissuration peu nuisible: aucune vérification à faire.

✓ Fissuration nuisible :

$$\sigma_s^- \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n} \sqrt{ft28}\right) \quad \text{BAEL91 (Article A.4.5.32)}$$

✓ Fissuration très nuisible :

$$\sigma_s^- \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{n} \sqrt{ft28}\right) \quad \text{BAEL91 (Article A.4.5.32)}$$

I.5. Hypothèses de calcul aux états limites : BAEL (Article A.4)

I.5.1 Définition de l'état limite :

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction, est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation déformable d'une des actions appliquées.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

I.5.1.1. Etat limite ultime ELU :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Correspondant à la limite:

- Soit de l'équilibre statique de la construction.
- soit de la résistance de l'un des matériaux
- soit de la stabilité de forme : flambement

❖ Hypothèse de calcul à l'ELU :

- ✚ Les sections droites restent planes (hypothèse de Bernoulli) après déformation.

Du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).

- ✚ La résistance du béton tendu est négligée.

I.5.1.2. Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

il y'a 03 états limites:

- ♣ Etat limite d'ouverture des fissures.
- ♣ Etat limite de déformation.
- ♣ Etat limite de compression du béton.

Hypothèse de calcul à l'E L S :

- ♣ Observation des sections planes.
- ♣ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- ♣ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ♣ Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.

I.6. Actions et sollicitations :

I.6.1. Les actions :

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples appliqués à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure. Une action est définie par sa valeur caractéristique qui tient compte de la dispersion de cette action et de la probabilité que celle-ci soit plus ou moins éloignée de la valeur prévue

❖ Actions permanentes (G) :

- ↳ le poids propre des structures
- ↳ poids des autres éléments de construction
- ↳ force exercée différées dans le temps

❖ Actions variables (Q) :

- ↳ Charge d'exploitation

- ↳ Charge climatique
- ↳ Action passagère en cours d'exécution
- ↳ Les actions dues à la température

❖ **Actions accidentelles (E) :**

Il s'agit d'actions dues des phénomènes rares et exceptionnels séismes, explosions, chocs et les incendie

Les sollicitations :

Il est appelé que les sollicitations sont les efforts et moments calculés à partir des actions par des méthodes appropriées

Les combinaisons d'action:

Les combinaisons d'action seront données par les règlements **RPA 99 et BAEL 91**

➤ **RPA99 :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle dans le calcul des états limités.

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

- 1) $G+Q \pm E$ 2) $0.8 G \pm E$ 3) $G+Q \pm 1.2 E$

➤ **BAEL 91:**

Les combinaisons d'action données par le BAEL91 sont:

$1.35G+1.5Q$ à l'ELU

$G+Q$ à l'ELS

Avec:

G: charge Permanente / Q: surcharge d'exploitation / E: action

sismique

Règlements et normes utilisés :

- Les règles parasismiques algériennes (RPA 99.V 2003)
- Les règles BAEL 91.
- Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-B.C 2.2)

I.7 .Les logiciels utilisés:

↳ EXPERT BA 2009

↳ ROBOT 2024: Pour la modélisation de la structure.

↳ AUTOCAD 2024 : Pour les dessins des plans

Chapitre II

Le pré dimensionnement des éléments

II.2.1.1. les II. Le pré dimensionnement des éléments :

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des sections des différentes éléments résistants de la structure. en respectant les prescriptions des **RPA 99/Version 2003**, **CBA93** et du **BAEL 91**.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

II.2. Pré dimensionnement:

Le pré dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les regales en vigieries, les normes techniques et les conditions de résistance et de flèche.

II.2.1. Pré dimensionnement des éléments principaux :

➤ **Les poutres principales :**

Le pré dimensionnement des poutres principaux se fait en respectant la condition suivante:

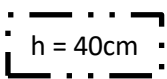
✚ La hauteur ht : La hauteur h_t est donnée par :

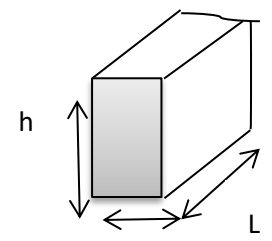
$$\frac{L_{\max}}{10} < h_t < \frac{L_{\max}}{15} \quad (\text{BAEL91})$$

L_{max} : Portée maximal entre axe d'appuis de deux poutres transversal

L_{max} = 460 cm

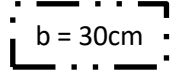
$$\frac{460}{10} < h < \frac{460}{15}$$

30.6 ≤ h ≤ 46 Nous prenons : 



✚ La larger b : La Largeur b est donnée par :

$$0,4 h \leq b \leq 0,8 h$$

18 ≤ b ≤ 36 Nous prenons 

✓ Verifications : Selon les recommandations du **RPA99 (version2003) [article7.5.1]**, on doit satisfaire les conditions suivantes :

- | | |
|---|--|
| { | b = 30cm > 20 cm.....Condition vérifiée. |
| | h = 40cm ≥ 30 cm.....Condition vérifiée. |
| | h / b = 40/ 30 = 1, 33 < 4.....Condition vérifiée. |

✚ On adopte: les dimensions de PP (b × h) = (30×40) cm².

➤ **Poutres chaînage :**

Le pré dimensionnement des poutres secondaires se fait en respectant la condition suivante:

✓ La hauteur h_t : la hauteur ht est donnée par :

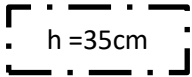
$$\frac{L_{\max}}{10} < ht < \frac{L_{\max}}{15} \quad (\text{BAEL91})$$

Avec : L_{max} : longueur libre entre nus d'appuis.

h : hauteur totale de la poutre.

L_{max} = 390 cm.

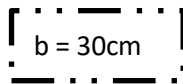
$$\frac{490}{10} < h < \frac{490}{15}$$

26 ≤ h ≤ 39 → 

✚ La largeur b : la largeur b est donnée par :

0,4 h ≤ b ≤ 0,8 h

16 ≤ b ≤ 32 Nous prenons



✓ Verification :

Selon les recommandations du **RPA99 (version2003) [article7.5.1]**, on doit satisfaire les conditions suivantes :

- | | |
|---|---|
| { | b = 30 cm ≥ 20 cm.....Condition vérifiée. |
| | h = 35 cm > 30 cm.....Condition vérifiée. |
| | h / b = 35/ 30 = 1,16 < 4.....Condition vérifiée. |

✚ On adopte: les dimensions de PS (b×h) = (30×35) cm².

➤ **Poutre palière :**

Le pré dimensionnement des poutres palière se fait en respectant la condition suivante :

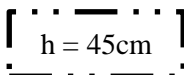
✚ La hauteur h : La hauteur h est donnée par :

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

L_{max}: Portée maximal entre axe d'appuis de deux poteaux transversaux

L_{max} = 460cm

$$\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10}$$

30.66 ≤ h ≤ 46 cm 

✚ La largeur b : La largeur b est donnée par :

$$0,4 h \leq b \leq 0,8 h$$

$$18 \leq b \leq 36 \quad \text{Nous prenons: } \boxed{b = 35\text{cm}}$$

✓ Verification :

Selon les recommandations du **RPA 99 (version 2003)**. On doit satisfaire les conditions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h/b = 45 / 35 = 1,5 < 4 \dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

♦ on adopte : les dimensions de poutre palière (b×h) = (35×45) Cm²

II.2.1.2. Les Poteaux:

Ce sont les éléments porteurs verticaux en béton armé ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations suivant leurs emplacements dans la construction. La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le **[RPA99] (Article: 7.4.1)**.

Les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (a; b) } > 25 \text{ cm pour la zone II}_a \\ \text{Min (a; b) } > h_e / 20 \\ 1/4 < a/b < 4 \end{array} \right.$$

Avec:

(a ; b): dimension de la section.

h_e: hauteur d'étage

- Les charges permanentes: on fait la descente des charges du plancher terrasse jusqu'au RDC, on majore de 10% la charge permanente pour tenir compte des poids propres des poteaux et des poutres
- Les charges d'exploitation: comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissant simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques a chaque étage de 10% jusqu'a 0,5 Q (Q : charge d'exploitation).

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à

la compression simple suivant la formule:

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{BAEL 91 (article B .8.4.1)}$$

B_r : section réduite du poteau (en cm²).

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

f_{c28} : Résistance à la compression de béton.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$\gamma_b = 1,5$ coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_s = 1,15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Si } \lambda \leq 50 \quad \text{BAEL (article B.8.4.1)}$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Si } 50 < \lambda \leq 70$$

On se fixe l'élançement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans les compressions centrées

Suivant l'article B.8.4.1 de CBA 93 d'où :

$$\alpha = \frac{0.85}{(1+0.2 \times 1)} = 0.708$$

On suppose que $A=0$ (cas le plus défavorable)

Et on suppose que la section est carres

Et on a :

$N_u = 1464 \text{ KN} = 1.4 \text{ MN}$ (du poteau le plus sollicité)

Pour RDC : $L_0 = 306 \text{ cm}$

$L_f = 0.7 L_0 = 0.7 (306) \rightarrow L_f = 214.2 \text{ cm}$

On a :

$$\frac{2\sqrt{3} l_f}{\lambda} \leq a \leq 0.02 + B_r$$

$$\frac{2\sqrt{3} l_f}{\lambda} = \frac{2\sqrt{3} \times 214.2}{35} = 21.20 \text{ cm}$$

Puisque $A_{th} = 0$ alors $Br \leq \frac{0.9 \gamma_b}{\alpha_{fc28}} N_u$ (Br en cm et Nu en MN)

C-a-d : $Br = \frac{0.9 \times 1.5 \times 1.46}{0.708} = 0.114 \text{ m}^2$

et aussi $0.02 + \sqrt{Br} = 0.02 + \sqrt{0.114} = 36.2 \text{ cm}$

Donc $21.5 \leq a \leq 36.2 \Rightarrow \boxed{a = 45 \text{ cm}}$

✓ Verification :

Selon les recommandations du **RPA99 (version 2003) [article 7.4.1]**, on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(45, 45) > 25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \text{Min}(45, 45) > \frac{2.86}{20} = 14.3 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

On adopte : les dimensions de poteaux RDC (b×h) = (45×45) cm²

Pour les etages 1-2 on adopte les dimensions (40× 40) cm²

Et pour les autre etages (3-7) on adopte les dimensions (35× 35) cm²

II.2.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.2.2.1. Les planchers :

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges permanents, les charges d'exploitation et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (mur, poteaux, voiles ...).

On a deux types de planchers:

➤ **Planchers à corps creux :**

Les planchers, qu'ils soient, ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) .dans notre cas, nous optons pour les planchers à corps creux qui sont constitués: d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression en béton armé.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le **CBA 93**:

$$\frac{L_{max}}{25} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{(CBA 93 Art B.6.8.4.2.4)}$$

Avec :

L_{max} : Travée maximale entre Π u d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L = 390 \text{ cm}$$

$$\frac{390}{25} \leq h_t \leq \frac{390}{20} = 15.6 \leq h_t \leq 19.5$$

$$h_t = 20 \text{ cm (16+4)}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur $h_t = 20\text{cm}$

- { 16 cm: l'épaisseur du corps creux.
- { 4 cm: dalle de compression.

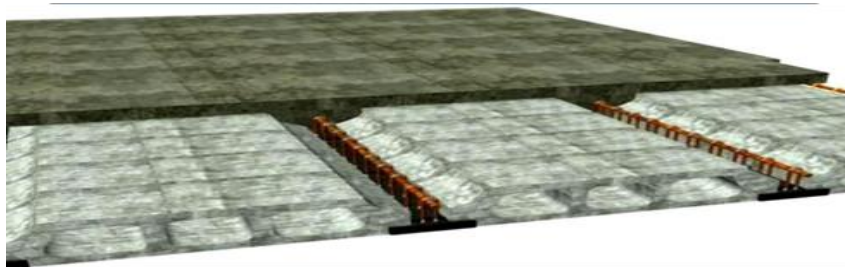


Figure II.1. Plancher en corps creux

➤ **Les nervures :**

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristique géométrique suivant:

La largeur de la table de compression est égale à:

$$\text{Avec : } b_1 = \min \left[\frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} \right] ; b_0 = 12\text{cm} ; L_0 = 65 - 12 = 52 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \left[\frac{52}{2} ; \frac{460}{10} \right] , b_1 = \min \{ 26 ; 46 \} = 26\text{cm} \quad b = b_0 + 2 b_1$$

$$b = 12 + 2(26) \text{ Soit : } b = 65 \text{ cm}$$

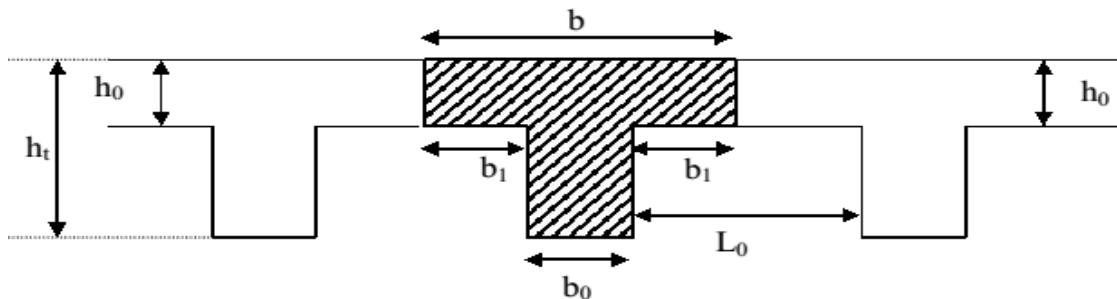


Figure II.2 : Coupe transversale de la nervure

Epaisseur de la dalle de compression (h_0)	4 cm
Epaisseur de l'entrevous	16 cm
Entraxe des nervures	65 cm
Largeur des nervures (b_0)	12 cm
Hauteur utile de la section (b_1)	26 cm
Distance entre nus de deux nervures (L_0)	52 cm
Largeur de la nervure (b)	65cm

Tableau II.1 : Pré-dimensionnement de la section transversale de nervure

II.2.2.2.les dalles pleines :

Les dalles assurent la transmission des charge aux différents éléments, comme ils constituent une separation entre les différents niveaux

►► Résistance au feu (CBA93)

$e \geq 7cm$ Pour une heure de coupe-feu.

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

A) L'isolation phonique :

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

On limite donc notre épaisseur à : $e = 14 \text{ cm}$.

B) Critère de résistance a la flexion (CBA93) :

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis avec } < 0.4 .$$

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur Trois appuis avec } \geq 0.4 .$$

$$e \geq \frac{Lx}{20} \rightarrow \text{pour une dalle sur un seul appui .}$$

Lx : la plus petite portée de panneau sollicité

Pour ce qui est de notre projet nous avons un seul type de dalles pleines .

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \quad \rightarrow \quad \frac{201}{45} \leq e \leq \frac{201}{40}$$

$$4.46 \leq e \leq 5.025$$

En prend e=15cm pour tout les dalles pleines sur trois appuis.

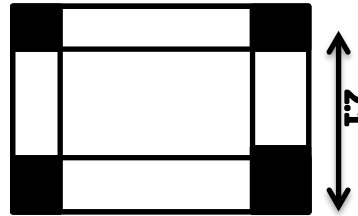


Figure II.3: dalle pleine sur trois appuis

II .2.2.2. Les escaliers:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours

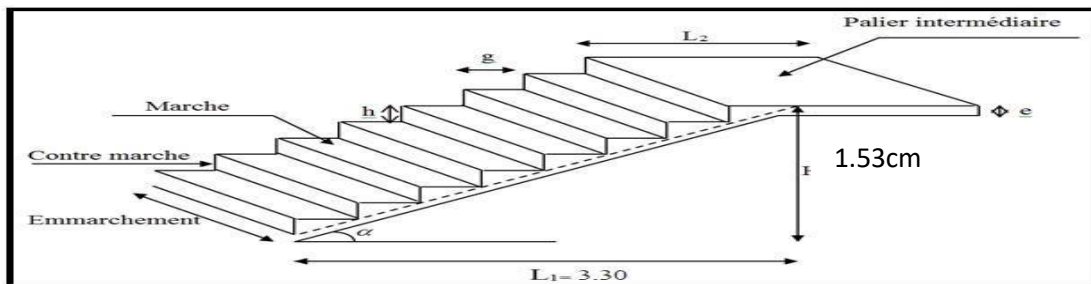


Figure II.4: schéma de l'escalier

➤ Pré dimensionnement de la paillasse et de palier :

Hauteur d'étage : 3.06m

- ✓ Hauteur de gravir : 1.53 m
- ✓ Choix de la hauteur de la marche : h=17cm
- ✓ Détermination du nombre de marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} \quad \rightarrow \quad n=18 \text{ marches}$$

- ✓ Détermination de giron à partir de la relation de BLONDEL :

$$L = g (n - 1) \quad \rightarrow \quad g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm}$$

$$\tan(\alpha) = \frac{H}{L} = 0.6375 \quad \rightarrow \quad \alpha = 32.52^\circ$$

$$\sin \alpha = \frac{H}{L} \quad \rightarrow \quad L1 = \frac{H}{\sin \alpha} = 2.85 \text{ cm}$$

- ✓ Epaisseur de palier l'escalier :

$$(L / 30) \leq e \leq L / (20) \rightarrow 9.5 \leq e \leq 14.25 \text{ On prend } e = 15 \text{ cm}$$

II.2.2.3. Les voiles:

D'après l'RPA art 7.1.1; les voiles de système de contreventement ne sont considérés sauf qu'ils soient satisfaisants les conditions suivantes:

$$L > 4a$$

L : longueur de voile a : épaisseur de voile

- condition de l'épaisseur minimale est : $a \geq 15 \text{ cm}$

-condition de rigidité aux extrémités : $\alpha \geq h_e / 20 = (H - e) / (20)$

$$\alpha \geq (306 - 16) / (20) = 14.5 \text{ cm par conséquent}$$

On prend $a = 20 \text{ cm}$ dans les deux directions

Tableau récapitulatifs de pré dimensionnement des éléments :

Eléments		Pré dimensionnements
Poutre principale		(30×40) cm ²
Poutre secondaire		(30×35) cm ²
Poteau	RDC	(45×45)cm ²
	Étages (1-2)	(40×40)cm ²
	Étages (3-7)	(35×35)cm ²
Plancher corps creux		(16+4)
Escalier		Ep =15cm
Voile		Ep=20cm

Tableau II.2 : pré dimensionnement des éléments

Chapitre III

Evaluation et décente des charges

III.1 Introduction:

Pour l'obtention d'une bonne résistance et d'une bonne stabilité de l'ouvrage il est nécessaire d'uniformiser la distribution des charge au niveau de tous les éléments porteurs de charge des planchers.

III.2. Les charges Réglementaires:

Les charges réglementaires sont en général composés de :

- ✚ Charges permanentes.
- ✚ Charges d'exploitation ou surcharges.

01- Les charges permanents : (G)

Il s'agit de prendre en compte le poids propre des éléments, calcule d'après la dimension prévues aux dessins d'exécution anis les charges de superstructure, d'équipement fixes, mis en œuvre pour construire le bâtiment, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calculs.

Le législateur fournit des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés, ces listes sont disponibles dans le DTR.

02- Les charges d'exploitation : (Q)

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondantes à une utilisation normal pour faciliter la prise compte de chargements sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur à choisi de définir des charges réglementaires celle- ci sont présentées dans la DTR.B.C.2 des charges permanentes et charges d'exploitation.

III.3. Evaluation des charges et des surcharges :**III.3.1. Plancher terrasse (inaccessible) :**

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN /m ³)	G(kN/m ²)
01	Protection en gravillon roulé	0.05	20	0.85
02	Etanchéité multicouche	0.02	6	1.2
03	Forme de pente 1 %	0.10	22	2.20
04	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
05	Plancher à corps creux 16+4	/	/	2.85
06	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
La charge Permanente			G=6.53kN/m ²	
La charge d'exploitation			Q=1kN/m ²	

Tableau III.1 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des du plancher terrasse

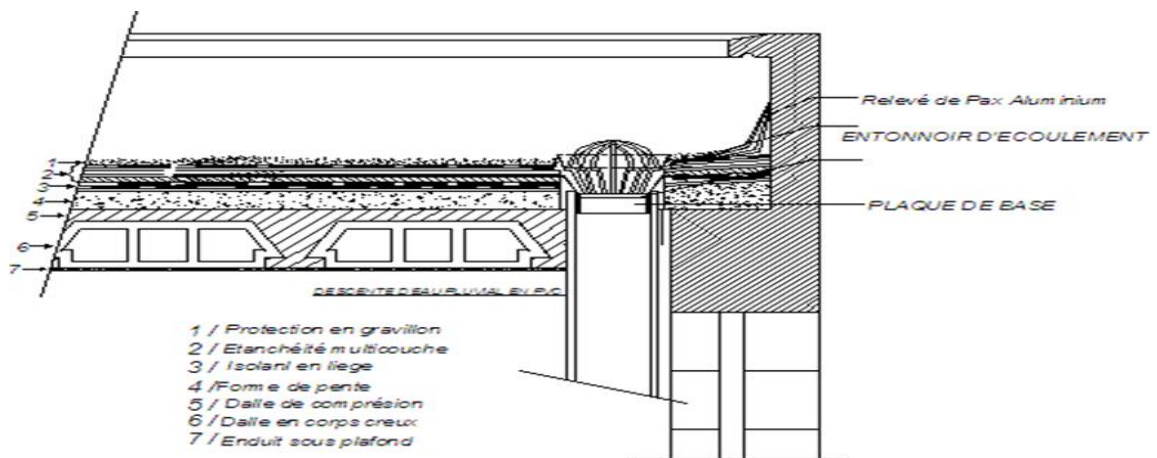


Figure III.1 : Plancher Terrasse inaccessible

III.3.2.Planchers étages courant + RDC:

Les planchers des étages courant sont en corps creux.

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN /m ³)	G (kN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Plancher à Corps-creux 16+4	/	/	2.85
05	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
06	Cloisons de séparation	0.1	9	0.9
La charge permanente			G=5.15kN/m ²	
La charge d'exploitation			Q=1.5kN/m ²	

Tableau III.2: Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des du plancher courant.

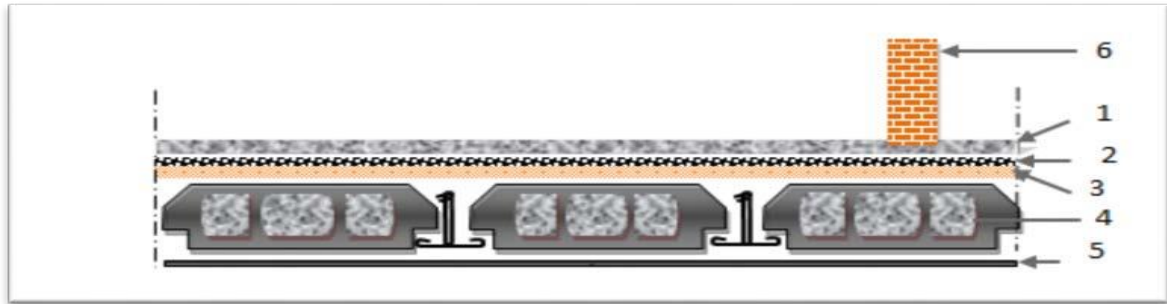


Figure III.2 : Plancher étage courant

III.3.3 Balcons :

Les balcons sont en dalle pleine

1. Balcon terrasse (non accessible) :

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN /m ³)	G(kN/m ²)
01	Protection en gravillon roulé	0.05	20	1
02	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
03	Forme de pente 1 %	0.07	22	1.54
04	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
05	Dalle (15 cm)	0.15	25	3.75
06	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
La charge permanente			G= 6.77kN/m ²	
La charge d'exploitation			Q=1kN/m ²	

Tableau III.3.:Evaluation des charges « G »et surcharges « Q »de Balcon terrasse nonaccessible

2. Balcon d'étage courant (accessible):

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN /m ³)	G(kN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
05	Enduit en ciment	0.02	20	0.40
La charge permanente			G= 5.35kN/m ²	
La charge d'exploitation			Q=3.5kN/m ²	

Tableau III.4 : Evaluation des charges « G »et surcharges « Q » de dalle de balcon.

Dalle salle machine :

N	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumiques (kN /m ³)	G(kN/m ²)
01	Dalle pleine	0.20	25	5
La charge permanente			G= 5.64kN/m ²	
La charge d'exploitation			Q=1 kN/m ²	
La charge d'exploitation concentrique P			P= 90kN	

Tableau III.5. Evaluation des charges de la salle machine en dalle pleine

Les voiles :

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN /m ³)	G(kN/m ²)
01	Poids propre	0.20	25	5
02	Enduit ciment	0.02	20	0.40
03	Enduit plâtre	0.02	12	0.24
La charge Permanente			G= 5.64kN/m ²	

Tableau III.6.Evaluation des charges des voiles

III.3.4.L'acrotère:

Section transversal :

$$S = ((0,1 \times 0,7) + (0,08 \times 0,1) + (0,03 \times 0,1)/2) = 0.079 \text{ m}^2$$

$$G_1 = 0.079 \times 25 = 1.9625 \text{ KN/ml.}$$

Poids propre : $G = s \cdot \rho$

$$G_1 = 0.079 \times 25 = 1.9625 \text{ KN /ml}$$

Revêtement en enduit de ciment = $0.02 \times 20 [0.7 + 0.1 + 0.1 + 0.6 + 0.08 + 0.10] = 0.672 \text{ KN/ml.}$

Charge permanente : $G_{\text{total}} = 1.9625 + 0.672 = 2.64 \text{ kN/m}^2$

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2$$

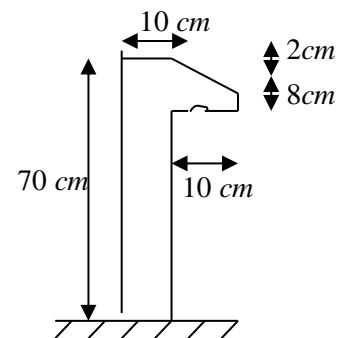


Figure III.3 : Coffrage de l'acrotère

III.3.5. Maçonnerie:

1. Murs extérieurs:

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double mur avec 30 % d'ouverture.

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN /m ³)	G(kN/m ²)
01	Enduit extérieur	0.02	18	0.36
02	Brique creuses	0.15	9	1.35
03	Brique creuses	0.10	9	0.9
04	Enduit intérieur	0.02	10	0.20
05	L'ame d'aire	0.05	/	/
La charge Permanente			G= 2.81kN/m ²	

Tableau III.7 : Evaluation des charges « G »des Murs extérieurs Avec 30 % d'ouverture

2. Murs interieur:

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN /m ³)	G(kN/m ²)
01	Brique creuses	0.10	9	0.9
02	Enduit de plâtre	0.02×2	10	04
La charge Permanente			G= 1.30kN/m ²	

Tableau III.8 : Evaluation des charges « G »des Murs intérieurs

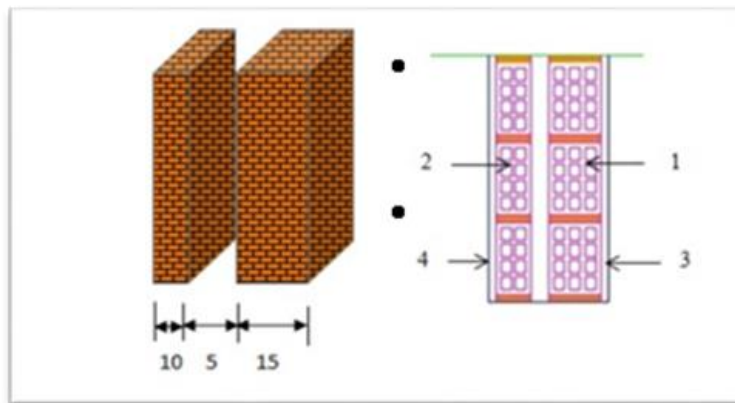


Figure III.4 coupe transversale des murs

III.3.6. L'escalier:

- volée (paillasse)

➤ N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN /m ³)	G(kN/m ²)
01	Carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lite de sable	0.02	18	0.36
04	Marche	0.17	25	2.13
05	Paillasse	0.15	25	$(25 \times 0,15) / \cos 32,52^\circ = 4.44$
06	Enduit ciment	0.02	18	0.36
07	Gardes corps	/	/	0.10
La charge Permanente			G= 8.23kN/m ²	
La charge d'exploitation			Q=2.5kN/m ²	

Tableau III.8 : Evaluation des charges « G »et surcharges « Q »des volée des escaliers

- **paliers des escaliers**

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN /m ³)	G(kN/m ²)
01	Carrelage	0.02	22	0.40
02	Mortier de pose	0.03	20	0.60
03	Lite de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle en béton armé	0.14	25	3.50
05	Enduit ciment	0.02	18	0.36
La charge Permanente			G= 5.31kN/m ²	
La charge d'exploitation			Q=2.5kN/m ²	

Tableau III.9 : Evaluation des charges « G »et surcharges « Q »de paliers

II.4.Descente des charges :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les porteurs verticaux les plus proches.

Loi de dégression des charges : **(D.T.R.B.C.2.2; A: 6.3)** On adoptera pour le calcul :

- ❖ Sous terrasse Q0.

- ❖ Sous dernier étage $Q_0 + Q_1$.
- ❖ Sous l'étage immédiatement inférieur $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.
- ❖ Sous le troisième étage $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- ❖ Sous le quatrième étage $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
- ❖ Sous le cinquième étage et les suivants : $Q_0 + \frac{3+n}{2} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$.

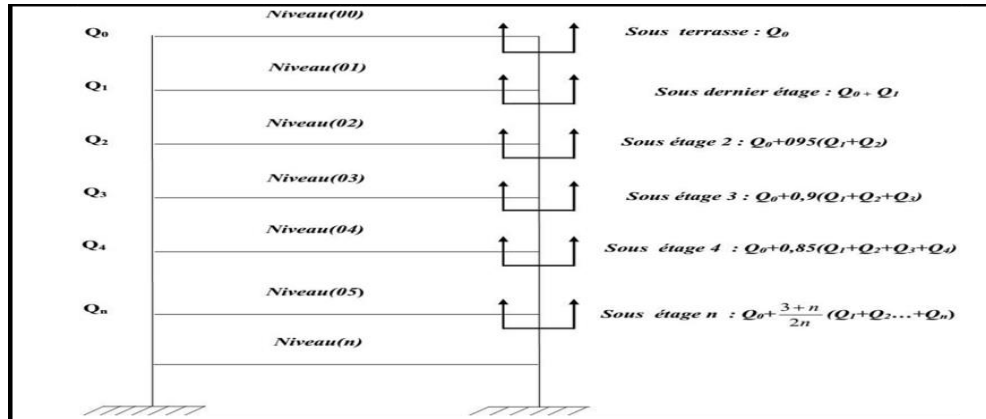


Figure III.5: La dégression des charges

III.4.1 Application de la dégression : (DTR BC 2.2.6.3).

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

On a le nombre d'étage est inférieur à 5, donc le coefficient $(Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3))$ étant valable.

Le but de descente des charges est une vérification de la dimension des poteaux.

Nous avons trois types de poteaux :

Poteau d'angle :

1- Pour la charge d'exploitation

- **Terrasse inaccessible :**

$$S_q = (1.40 + 0.45) (1.80 + 0.45) = 4.12 \text{ m}^2$$

- **étage courant :**

$$S_q = 4.12 - (0.45 \times 0.45) = 3.92 \text{ m}^2$$

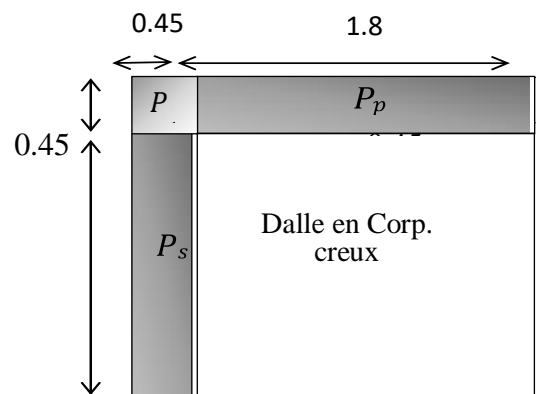


Figure III.5: Poteaux d'angle.

• 2- Pour la charge Permanente :

$$S_g = 1.40 \times 1.80 = 2.52 \text{m}^2.$$

Elément	La charge permanente(KN)	La charge d'exploitation ((KN)
Acrotère	$2.64 \times 3.20 \times 0.70 = 5.193$	/
Plancher terrasse inaccessible	$2.52 \times 6.53 = 16.45$	$4.07 \times 1.00 = 4.07$
Plancher d'étages courant	$2.75 \times 5.15 = 12.97$	$4.07 \times 1.50 = 6.105$
Poutres principal	$1.80 \times 0.40 \times 0.30 \times 25 = 5.4$	/
Poutres secondaires	$1.40 \times 0.35 \times 0.30 \times 25 = 3.67$	/
Poteaux RDC	13.21	/
Poteaux Etage (1-2)	10.64	/
Poteaux Etage (3-7)	8.30	
Mur extérieur de RDC	$2.81 \times 2.86 \times 3.20 = 25.71$	/
Mur extérieur de l'Etage	$2.81 \times 2.86 \times 3.20 = 25.71$	/

Tableau III.10: Calcul du poids propres des éléments au poteau d'angle : P1

NIVEAU	ELEMENT	G (KN)	Q (KN)
7-7	Acrotère	5.913	
	Plancher terrasse	16.455	
	Poutre principal	5.40	
	Poutre secondaires	3.67	
	Poteaux	8.30	
	Mur extérieur	25.717	
	Surcharge d'exploitation		4.070
	Total 7-7	65.45	4.070
6-6	Plancher courant	12.978	
	Poutre principal	5.80	
	Poutre secondaires	3.67	
	Poteaux	8.3	
	Mur extérieur	25.717	
	Revenant de N 7-7	70.812	4.070
	Surcharge d'exploitation		6.105

	Total 6-6	121.50	10.175
5-5	Plancher courant	12.978	
	Poutre principal	5.80	
	Poutre secondaires	3.67	
	Poteaux	8.3	
	Mur extérieur	25.717	
	Revenant de N 6-6	121.50	10.175
	Surcharge d'exploitation		6.105
	Total 5-5	177.55	16.28
4-4	Plancher courant	12.978	
	Poutre principal	5.80	
	Poutre secondaires	3.67	
	Poteaux	8.3	
	Mur extérieur	25.717	
	Revenant de N 5-5	177.55	16.28
	Surcharge d'exploitation		6.105
	Total 4-4	233.60	22.385
3-3	Plancher courant	12.978	
	Poutre principal	5.80	
	Poutre secondaires	3.67	
	Poteaux	8.3	
	Mur extérieur	25.717	
	Revenant de N 4-4	233.60	22.385
	Surcharge d'exploitation		6.105
	Total 3-3	281.12	28.49
2-2	Plancher courant	12.978	
	Poutre principal	5.80	
	Poutre secondaires	3.67	
	Poteaux	10.64	
	Mur extérieur	25.717	
	Revenant de N 3-3	281.12	28.46

	Surcharge d'exploitation		6.105
	Total 2-2	339.51	34.595
1-1	Plancher courant	12.978	
	Poutre principal	5.8	
	Poutre secondaires	3.67	
	Poteaux	10.64	
	Mur extérieur	25.717	
	Revenant de N 2-2	339.51	34.595
	Surcharge d'exploitation		6.105
	Total 1-1	397.9	40.700
	Plancher courant	12.978	
	Poutre principal	5.8	
Poutre secondaires	3.67		
RDC	Poteaux	13.21	
	Mur extérieur	25.717	
	Revenant de N 1-1	397.9	40.700
	Surcharge d'exploitation		6.105
	Total RDC	458.86	46.805

Tableau III.11: La descente des charges du Poteau 3.5 2.95

✚ Poteau de rive :

1. Pour la charge d'exploitation :

- **Terrasse inaccessible :**

$$S_q = (1.95 + 0.40 + 1.95) (2.35 + 0.35) = 11.61 \text{ m}^2$$

- **étage courant**

$$S_q = 11.96 - (0.35 \times 0.40) = 11.47 \text{ m}^2$$

2- Pour la charge permanente :

$$S_g = (1.95 \times 2.35) + (1.95 \times 2.35) = 9.16 \text{ m}^2.$$

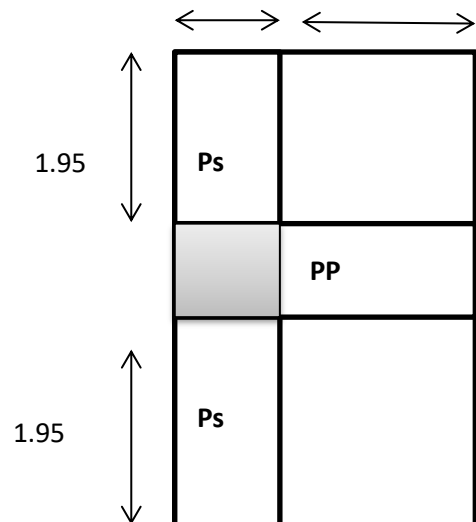


Figure III.06 : Poteau de rive

Elément	La charge permanente(KN)	La charge d'exploitation ((KN)
Acrotère	$2.64 \times 3.90 \times 0.70 = 7.20$	/
Plancher terrasse inaccessible	$9.16 \times 6.53 = 59.81$	$11.96 \times 1.00 = 11.96$
Plancher d'étages courant	$9.16 \times 5.15 = 47.17$	$11.78 \times 1.50 = 17.67$
Poutres principal	$2.35 \times 0.40 \times 0.30 \times 25 = 7.05$	/
Poutres secondaires	$3.90 \times 0.35 \times 0.30 \times 25 = 10.24$	/
Poteaux RDC	13.21	/
Poteaux Etage (1-2)	10.64	/
Poteaux Etage (3-7)	8.30	
Mur extérieur de RDC	$1.96 \times 2.86 \times 3.90 = 21.861$	/
Mur extérieur de l'Etage	$1.96 \times 2.86 \times 3.90 = 21.861$	/

Tableau III.12 : Calcul du poids propres des éléments au poteau de rive : P2

NIVEAU	ELEMENT	G (KN)	Q (KN)
7-7	Acrotère	7.20	
	Plancher terrasse	59.81	
	Poutre principal	7.05	
	Poutre secondaires	10.24	
	Poteaux	8.3	
	Surcharge d'exploitation	21.861	
			11.96
	Total 7-7	92.6	11.96
6-6	Plancher courant	47.17	
	Poutre principal	7.05	
	Poutre secondaires	10.24	
	Poteaux	8.30	
	Mur extérieur	21.816	
	Revenant de N 7-7	92.6	11.96
	Surcharge d'exploitation		17.67
	Total 6-6	165.18	29.63

5-5	Plancher courant	47.17	
	Poutre principal	7.05	
	Poutre secondaires	10.24	
	Poteaux	8.30	
	Mur extérieur	21.816	
	Revenant de N 6-6	165.18	29.63
	Surcharge d'exploitation		17.67
	Total 5-5	237.76	47.30
4-4	Plancher courant	47.17	
	Poutre principal	7.05	
	Poutre secondaires	10.24	
	Poteaux	8.30	
	Mur extérieur	21.816	
	Revenant de N 5-5	237.76	47.30
	Surcharge d'exploitation		17.67
	Total 4-4	310.34	64.97
3-3	Plancher courant	47.17	
	Poutre principal	7.05	
	Poutre secondaires	10.24	
	Poteaux	8.30	
	Mur extérieur	21.816	
	Revenant de N 4-4	310.34	64.97
	Surcharge d'exploitation		17.67
	Total 3-3	382.92	82.64
2-2	Plancher courant	47.17	
	Poutre principal	7.05	
	Poutre secondaires	10.24	
	Poteaux	10.64	
	Mur extérieur	21.816	
	Revenant de N 3-3	527.543	82.64
	Surcharge d'exploitation		17.67

	Total 2-2	457.84	100.31
1-1	Plancher courant	47.17	
	Poutre principal	9.25	
	Poutre secondaires	11.70	
	Poteaux	10.64	
	Mur extérieur	21.816	
	Revenant de N 2-2	628.964	100.31
	Surcharge d'exploitation		17.67
	Total 1-1	532.76	117.98
	Plancher courant	47.17	
	Poutre principal	9.25	
Poutre secondaires	11.70		
RDC	Poteaux	10.64	
	Mur extérieur	21.816	
	Revenant de N 1-1	532.76	117.98
	Surcharge d'exploitation		17.67
	Total RDC	610.28	135.65

Tableau III.13: La descente des charges du poteau de rive

Poteau central :

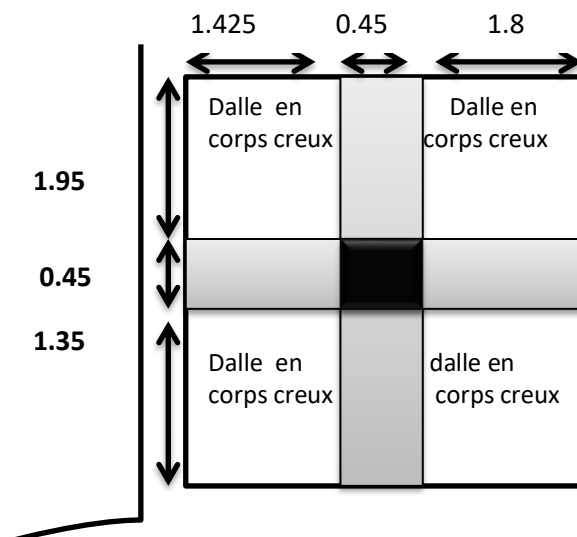


Figure III.07 : Poteau central.

1- Pour la charge d'exploitation :

- Terrasse inaccessible :

$$S_q = (1.80 + 0.45 + 1.425) (1.35 + 0.45 + 1.95) = 13.69 \text{ m}^2$$

- étage courant :

$$S_q = 13.69 - (0.45 \times 0.45) = 13.48 \text{ m}^2$$

2- Pour la charge permanente :

$$S_g = (1.425 \times 1.35) + (1.80 \times 1.35) + (1.80 \times 1.95) + (1.425 \times 1.95) = 10.64 \text{ m}^2.$$

Elément	La charge permanente(KN)	La charge d'exploitation ((KN)
Plancher terrasse inaccessible	$10.642 \times 6.53 = 69.492$	$13.693 \times 1.00 = 13.693$
Plancher d'étages courant	$10.462 \times 5.15 = 54.806$	$13.483 \times 1.50 = 20.22$
Poutres principal	$0.4 \times 0.3 \times 3 \times 225 \times 25 = 9.67$	/
Poutres secondaires	$0.35 \times 0.3 \times 3.3 \times 25 \times 25 = 8.66$	/
Poteaux RDC	$0.45 \times 0.45 \times 2.61 \times 25 = 13.21$	/
Poteaux Etage (1-2)	$0.40 \times 0.40 \times 2.66 \times 25 = 10.64$	/
Poteaux Etage (3 _ 7)	$0.35 \times 0.35 \times 25 \times 2.71 = 8.30$	

Tableau III.14: Calcul du poids propres des éléments au poteau central : P3

NIVEAU	ELEMENT	G (KN)	Q (KN)
	Plancher terrasse	69.492	
	Poutre principal	9.67	
	Poutre secondaires	8.66	
	Poteaux	8.30	
	Surcharge d'exploitation		13.693
	Total 7-7	96.12	13.593
6-6	Plancher courant	54.806	
	Poutre principal	9.67	
	Poutre secondaires	8.66	
	Poteaux	8.30	

	Revenant de N 7-7	96.12	
	Surcharge d'exploitation		20.22
	Total 6-6	177.55	33.91
5-5	Plancher courant	54.806	
	Poutre principal	9.67	
	Poutre secondaires	8.66	
4-4	Poteaux	8.30	
	Revenant de N 6-6	177.55	33.912
	Surcharge d'exploitation		20.229
	Total 5-5	258.98	54.13
	Plancher courant	54.806	
3-3	Poutre principal	9.67	
	Poutre secondaires	8.66	
	Poteaux	8.30	
	Revenant de N 5-5	258.98	53.831
	Surcharge d'exploitation		20.229
	Total 4-4	340.41	74.35
	Plancher courant	54.806	
	Poutre principal	9.67	
	Poutre secondaires	8.66	
	Poteaux	8.30	
	Revenant de N 4-4	370.05 8	74.35
	Surcharge d'exploitation		20.229
	Total 3-3	421.84	94.57
2-2	Plancher courant	54.806	
	Poutre principal	9.67	
	Poutre secondaires	8.66	
	Poteaux	10.64	
	Revenant de N 3-3	421.84	94.069
	Surcharge d'exploitation		20.229
	Total 2-2	505.62	114.73

1-1	Plancher courant	54.806	
	Poutre principal	9.67	
	Poutre secondaires	8.66	
	Poteaux	10.64	
	Revenant de N 2-2	505.62	114.188
	Surcharge d'exploitation		20.119
RDC	Total 1-1	589.40	135.01
	Plancher courant	54.806	
	Poutre principal	9.67	
	Poutre secondaires	8.66	
	Poteaux	13.64	
	Revenant de N 1-1	589.40	134.307
	Surcharge d'exploitation		20.229
	Total RDC	675.74	155.23

Tableau III.15 : descente des charges du poteau central

III.4.2.1. Effort normal ultime:

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

Après avoir effectué le calcul pour la recherche de poteau le plus sollicité, on trouve que le poteau central est le plus sollicité sous charge verticales

Selon le **CBA93 (article B.8.11)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10 % tel que : $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

Poteaux	G (KN)	Q (KN)	N_u (KN)
Poteau d'ongle	458.86	64.805	788.33
Poteau de rive	610.28	135.65	1130.08
Poteau central	675.74	155.23	1259.60

Tableau III.16: pré dimensionnement et vérification des poteaux.

III.5.Vérification :

III.5.1. Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 f_{c28} \text{ Avec } B : \text{ section du béton}$$

$$\frac{Nu}{B} \leq 0.6fc28 \Rightarrow B = \frac{1259.60 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.083m^2$$

On a $B = 0.45 \times 0.45 = 0.202m^2$.

$B = 0.083 \leq 0.202m^2$.Condition vérifiée.

Ce tableau résume les vérifications à la compression du poteau P3 à tous les niveaux :

Niveaux	Nu (KN)	sections	Condition B > B calcule		Observation
			B	B calcule	
			7	165.32	
6	319.61	0.35 x0.35	0.122	0.021	vérifiée
5	473.89	0.35 x0.35	0.122	0.031	vérifiée
4	628.18	0.35 x0.35	0.122	0.041	vérifiée
3	782.47	0.35 x0.35	0.122	0.052	vérifiée
2	940.24	0.40 x0.40	0.16	0.062	vérifiée
1	1098.02	0.40 x0.40	0.16	0.073	vérifiée
RDC	1259.60	0.45 x0.45	0.202	0.083	vérifiée

Tableau III.17 : Vérification des poteaux à la compression simple

III.5.2 .Vérification des conditions de RPA : [RPA99](Article : 7.4.1.P61).

- ✓ Min (a, b) >25 cm pour la zone II a
- ✓ Min (a, b) >he/ 20... CV
- ✓ 1/4 < a / b < 4 ...CV

III.5 .3.Vérification au flambement : CBA 93 (Article B.8.2.1)

D’après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$Nu \leq N = \left[\frac{\alpha \times Br \times fc28}{0.9 \times \gamma b} + As \times \frac{Fe}{\gamma s} \right]$$

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section des armatures.

γb : Coefficient de sécurité de béton.

γs : Coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l’élancement λ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50. \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

On calcule l'élanement

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7 \times L_0$)

L_0 : Longueur du poteau $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

i : Rayon de giration :

I : Moment d'inertie $I = b \times h^3 / 12$

Vérification du Poteau :

$L_f = 0.7 L_0 = 0.7 \times 2.86 = 2.00m$

$B = 0.45 \times 0.45 = 0.202 \text{ m}^2$

$I = 0.45 \times 0.45^3 / 12 = 3.41 \times 10^{-3} \text{ m}^4$

$i = \sqrt{\frac{3.41 \times 10^{-3}}{0.202}} = 0.12 \text{ m}$

$\lambda = \frac{2.00}{0.115} = 17.40 < 50$

$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.80$

$Br \leq \frac{Nu}{\alpha \times \left[\frac{fc28}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{B \times \gamma_s} \right]}$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier :

On prende : $As = 1\% B$

$Br \leq \frac{1259.60 \times 10^{-3}}{0.80 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.029 \text{ m}^2$

Et nous avons :

$$B_r \text{ adopte} = (0.45 - 0.02) \times (0.45 - 0.02) = 0.1849 \text{ m}^2$$

$B_r \text{ adopte} = 0.1849 \text{ m}^2 > B_r \text{ calcul} = 0.029 \text{ m}^2$ Donc les poteaux (45×45) ne risquent pas de flamber.

$B_r \text{ adopte} = 0.144 \text{ m}^2 > B_r \text{ calcul} = 0.029 \text{ m}^2$ Donc les poteaux (40×40) ne risquent pas de flamber

$B_r \text{ adopte} = 0.1098 \text{ m}^2 > B_r \text{ calcul} = 0.029 \text{ m}^2$ Donc les poteaux (35×35) ne risquent pas de flamber

Conclusion : La condition de non flambement est vérifiée pour les poteaux

Chapitre IV

Etude des éléments

Secondaire

IV.1 INTRODUCTION

Dans ce calcul on veut assurer la stabilité et la résistance des différents éléments secondaires de notre ouvrage

(L'acrotère, plancher et escalier) vis-à-vis aux effets des actions sismique et actions vertical (permanente et exploitation) par une bonne modélisation suivit d'un calcul correct des sections d'armatures qui respectent le BAEL 91 et RPA /V 2003

IV.1 l'acrotère :

IV.1.2: Définition

L'acrotère est un élément de façade et de protection, elle sera assimilée à une console encadrée à la base dans plancher terrasse .elle est sollicitée en flexion composée

IV.1.3 : Détermination des sollicitations :

S1. Poids propre :

$$PP = G_1 = S * \rho$$

$$G_1 = 0.079 \times 25 = 1.975 \text{ KN/ml}$$

$$G_2 = 0.02 \times 20 \times 1.58 = 0.63 \text{ KN/ml (Revêtement en Enduit de ciment)}$$

$$\text{Donc: } G_t = 1.975 + 0.63 = 2.607 \text{ KN/ml}$$

1. Charge d'exploitation :

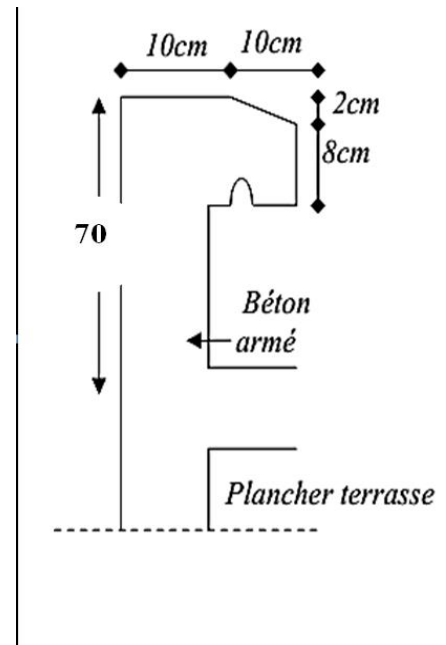


Figure IV .1 schéma de l'acrotère

Suite au rôle "garde corps" de L'acrotère, cette dernière est soumise, selon l'article 7.7 du DTR BC-22 à la charge variable suivante:

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

ELU		
La charge permanente ultime	$N_u = 1.35G$	3.52KN
La surcharge d'exploitation ultime	$T_u = 1.5Q$	$1.5 \times 1 = 1.5KN$
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5Qh$	$1.5 \times 1 \times 0.7 = 1.05KN. m$

Tableau IV.1.Évaluation et combinaison des charges ELU.

ELS		
La charge Permanente ultime	$N_{ser} = G$	2.607KN
La surcharge exploitation ultime	$T_{ser} = Q$	1KN
Moment d'encastrement	$M_{ser} = Q. h$	$1 \times 0.7 = 0.7KN. m$

Tableau IV.2.Évaluation et combinaison des charges ELS.

IV.1.4 : Vérification d'effort au séisme :

Le RPA exige de vérifier les éléments de structure sous l'effet des forces horizontales s

Suivant la formule (art 6.2.3):

$$F_p = 4. A. C_p. W_p \quad (\text{RPA 99 version 2003 art 6.2.3})$$

C_p : Facture de force horizontal $C_p = 0.8$ (tableau 6.1 RPA 2003)

W_p : Poids propre de l'acrotère $\rightarrow W_p = 2.607KN/ml$

A : Coefficient acceleration de zone $\rightarrow A = 0.15$ (zone II_a) **Tab 4.1 RPA 2003**

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.607 = 1.25 KN/ml$

$$Q = \max \{ 1 ; 1.25 \} = 1.25$$

$$F_p < 1.5Q \Rightarrow CV$$

* Remarque :

Les forces horizontales telles que le vent peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section pour la zone comprimée soit ($A' = A_s$)

IV.1.5. ferrailage de l'acrotère :

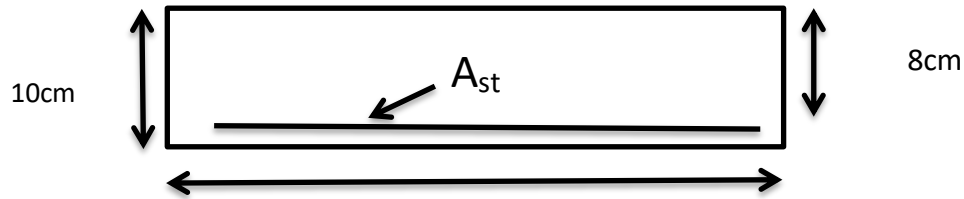


Figure IV.2. Section de calcul L'acrotère.

On considère une section ($b \times h$) cm^2 soumis a la flexion composée.

$h = 10\text{cm} \Rightarrow$ épaisseur de la section. $b = 100\text{cm} \Rightarrow$ largeur de la section.

$c = c' \Rightarrow$ enrobage 2cm.

$d = h - c = 10 - 2 = 8\text{cm}$

M_f : Moment fictive calculé par rapport au C.D.G de l'armature tendue.

Calcul de l'excentricité :

$$e_{0u} = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.05}{3.52} = 30 \text{ cm} \quad (\text{BAEL 12 .I .3.1 P 167})$$

$$e_{0ser} = \frac{Mser}{Nser} = \frac{0.7}{2.607} = 27 \text{ cm}$$

$$\lambda_{max} = ((50 ; \min (67 \times 27) \div 10 ; 100))$$

$$\lambda_{max} = (50 ; 100)$$

$$\lambda_{max} = 100$$

Et on a aussi :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \rightarrow L_f = 2L_0 = 2 \times 70$$

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

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} ; S = 100 \times 10 = 1000 \text{ cm}^2$$

$$i = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times 10^3}{12} = 8333.3 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{140}{2.886} = 48.51 \leq \lambda_{max} = 100$$

Donc: pas de risque de flambement.

Position de centre de pression à l'ELU:

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{3.52} = 30 \text{ cm} > h/2 - c \Rightarrow$$

le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est priori partiellement comprimé, et donc assimilable à une section en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif (M_f).

- Calcul en flexion simple :

f_{c28} (MPa)	$d = h - C$ (cm)	$\sigma'_{bc} = f_{bu}$ (Mpa)	σ_s (MPa)	f_e (Mpa)	$c = c'$
25	8	14.17	348	400	2

$$M_f = M_u + N_u (h/2 - c) ; c=2\text{cm BAEL 91/99 P 179}$$

$$M_f = 1.05 + 3.52 (0.10/2 - 0.02) = 1.155 \text{KN. m}$$

Ou:

$$M_f = N_u * e_f = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 3.06(0.30 + 0.05 - 0.02) = 1.15 \text{KN. m}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{1.15 \times 10^3}{1 \times 80^2 \times 14.17} = 0.012$$

$$\mu_u = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_u = 0$$

- Armature fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{bd \sigma_s}$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_u})$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.012})$$

$$\alpha_u = 0.015$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha_u$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.015 = 0.994$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s}; \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.15 \times 10^6}{0.994 \times 80 \times 348 \times 10^2} = 0.41 \text{ cm}^2$$

Verification à L'ELU :

Condition de non fragilité : Art. A.4.2.1 [BAEL91] :

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e \text{ avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 * 25 = 2.1 \text{ MPA}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1 / 400 = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{calculé}} ; A_{\min}) = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } A_s = 3 \text{ } \emptyset 8 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement :

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

$$S_t \leq \min (30 ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

Armature de repartition :

$$A_r = A_s / 4 = 1.13 / 4 = 0.28 \text{ cm}^2 \text{ on adopte: } A_r = 3 \text{ } \emptyset 8 = 0.85 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] art5.1.1 :

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$, tel que :

$$\tau_u^- = \min (0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u^- = \min (3.25 ; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T u \max}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.019 \text{ Mp}$$

$$\tau_u^- = \min (3.25 ; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min (3.25 ; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T u_{max}}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.019 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.019 \text{ MPa} < \tau = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

**** Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.**

► **Longueur de scellement droit ([BAEL91] art 1.2.2) :**

$$L_s = 40 \varnothing = 40 \times 0.7 = 28 \text{ cm .}$$

► **Vérification à L'ELS :**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.7}{2.607} = 0.27 \text{ m} \quad e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m}$$

$e_1 < e_0 \Rightarrow$ La section partiellement comprimé (S.P.C)

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment, est donné par la formule ci-dessous:

$$M_{ser A} = M_{ser G} + N_{ser} (d - \frac{h}{2})$$

Après le calcul on a :

$$N_{ser} = 2.607 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 0.70 \text{ KN.m}$$

La contrainte du béton à L'ELS est: $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de l'acier à L'ELS est $\sigma_{st}^- = \min (\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa}) = 201.63 \text{ MPa}$

La position de l'axe neutre:

$$Y = 15 \sigma_{bc}^- / (15 \sigma_{bc}^- + \sigma_{st}^-) \times d = 15 \times 15 / (15 \times 15) + 202 \times 80 = 0.042 \text{ m} = 42 \text{ mm}$$

Moment de service limite:

$$M_1 = \frac{1}{2} b \sigma_{bc}^- Y^- (d - \frac{Y^-}{3}) = \sigma_{bc}^- * Y^- * b \frac{Z^-}{2} \text{ avec } Z^- = d - \frac{Y^-}{3}$$

$$Z^- = 8 - \frac{4.2}{3} = 6.6 \text{ cm}$$

$$M_1^- = \frac{1}{2} \times 1 \times 15 \times 0.04219 (0.08 - \frac{0.0419}{3}) = 2.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser A} = N_{ser} (d - \frac{h}{2}) + M_{ser}$$

$$M_{ser} = 2.52 (0.08 - 0.05) + 0.7 = 0.77 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ser} = M_{ser} A / Z \sigma_{st}^- - N_{ser} / \sigma_s$$

$$M_{ser} A = 2.52 (0.08 - 0.05) + 0.7 = 0.77 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$M_{ser} A < M_1^- \rightarrow A' = 0$ \Rightarrow La section est sans aciers comprimés

$$A_{s_{ser}}^- = M_{ser} A / z \sigma_{st}^- - N_{ser} / \sigma_s$$

$$A_{s_{ser}}^- = 0.77 \times 10^3 / 0.066 \times 201.63 \times 10^2 - 2.52 \times 10^3 / 348 \times 10^2 = 0.5 \text{ cm}^2$$

$A_s = \max (A_s ; A_{min})$ $\Rightarrow A_s > 0.97$ On adopte : $5 \text{ } \varnothing 6 = 1.13 \text{ cm}$

IV.1.6. Schéma de ferrailage :

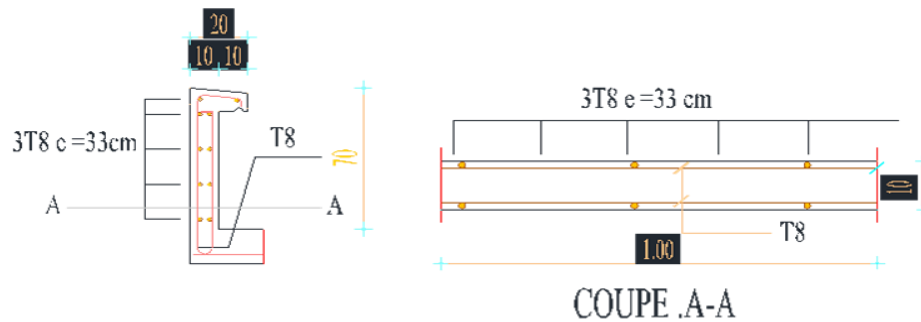


Figure IV.3: schéma de ferrailage

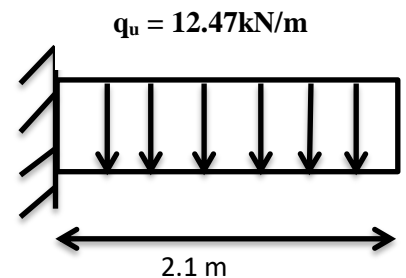
IV.2 : Balcon :

Le balcon est considéré comme une console en béton armé encastrée à son extrémité, donc ces éléments de structure vont subir des charges particulières.

IV .2.1 Evaluation des charges:

- Poids propre $G = 5,33 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 5.33 \text{ KN/ml}$
- Surcharge exploitation $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 3.5 \text{ KN/ml}$
- $Q = 1 \text{ KN/ml}$ (garde- corps)
- Mur sur le balcon $G = 1.2 \text{ KN/m}$
- $P = 1.2 \text{ KN/m}^2 \times 2.1 = 2.52 \text{ KN/ml}$

L'épaisseur de console $h_t = 15 \text{ cm}$ et $d = 13.5 \text{ cm}$



Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur :

ELU :

Charge uniformément répartie :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (5.33) + 1.5 (3.5) = 12.47 \text{ KN/m}$$

Charge concentré :

$$P_u = 1.35 P = 3.04 \text{ KN /ml}$$

Le moment ultime a l'encastrement M_u pour une bande de 1 m est de :

$$M_u = P_u L + \frac{q_u l^2}{2}$$

Le moment service à l'encastrement M_s est de :

$$M_s = P_s L + \frac{q_s l^2}{2}$$

ELS :

Charge uniformément répartie : $q_{ser} = (G+Q) = 5.33 + 5.3 = 8.83 \text{ KN/ml}$

TYPE	q_u (KN/m)	p_u (KN/m)	q_s (KN/m)	P_s (KN/m)	$MU=(KN.m)$
BALCON	12.47	3.04	8.83	2.52	13.37

IV .2.2 Ferrailage:

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable

Armatures longitudinales :

$$d = 0.9h = 0.9 * 15 = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.37 * 10^3}{100 * (13.5)^2 * 14.17} = 0.051$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{13.37}{9.7} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = 0.344\gamma - 0.1776 = 0.297$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.065$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha) * d = 13.14 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{M_{au}}{Z\sigma_s} = \frac{13.37 * 10^3}{13.14 * 348} = 2.92 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

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

Alors on prend $A = \max (A_{\min} ; A_u)$

Soit : $A_{\text{réelle}} = 2.92 \text{ cm}^2 \dots A = 4.52 \text{ cm}^2$

Donc on adopte 4 T 12

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \rightarrow A_r = 3 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement :

Fissuration préjudiciable

Espacement longitudinal :

$$S_t = \min (0.9 d, 40 \text{ cm}) = 12.15 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

IV.2.3 Vérification à l'ELS (C.B.A 93) :

Vérification de l'effort tranchant : selon le **BAEL 91 Article (5.1.2.11)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{26.14}{1 * 0.13} = 0.201 \text{ MPa}$$

Tell que $V_u = (1.35G + 1.5Q) L = 26.14 \text{ KN/m}$

D'après le BAEL 91 lorsque la fissuration est préjudiciable:

$$\tau_u \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 4 \text{ MPA} \end{array} \right. \rightarrow \text{min} \left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ MPA} \\ 4 \text{ MPA} \end{array} \right. \rightarrow \tau_u \leq 2.5 \text{ MPA} \dots\dots \text{CV}$$

Vérification à l'ELS:

Contrainte limite de compression du béton est : d'après le BAEL 91 $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

Avec :

$$\sigma_{bc}^- = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e , 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right) \rightarrow \min (266.6 ; \max(200 ; 202)) = 202 \text{ MPa}$$

Pour une section rectangulaire partiellement comprimée sont calculées comme suit :

La position de l'axe neutre $by^2 + 30 A_s Y - 30 d * A_s = 0$ don't la solution est :

$$100 y^2 + 30 * 4.52 y - 30 * 13 * 4.52 = 0 \Rightarrow 100 y^2 + 138.6y - 1524.6 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 793.12 \rightarrow y = 3.2m$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 (A_s (d - y)^2) = \frac{100 * 3.2^3}{3} + 15 \times [4.52 (13 - 3.2)] \rightarrow I = 5306.40 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y_1 = \frac{9.7 \times 10^3}{5306.4} (3.2) = 5.84 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 15 \frac{9.7 \times 10^3}{5306.4} (13 - 3.2) = 268.71 \text{ MPa}$$

III.2.4 Vérification de la flèche :

Il est inutile de vérifiée la flèche si les conditions ci-dessous vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.15}{2.1} = 0.07 > 0.0016 \dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13.5} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.003 < 0.0105 \dots\dots \text{Cv}$$

Schéma de ferrailage :

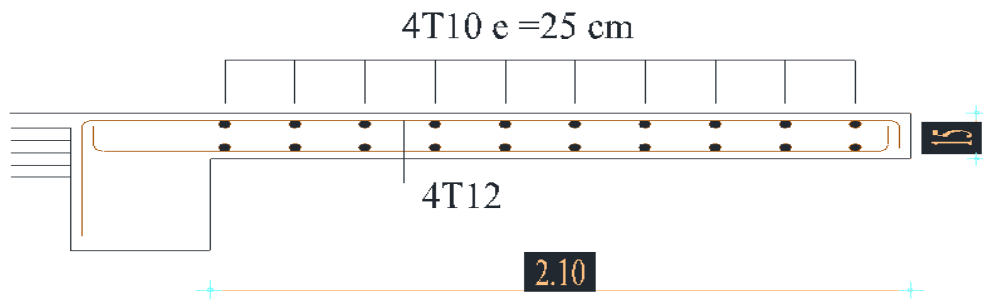


Figure IV .4 schéma de ferrailage de balcon

IV.3. l'escalier :

L'escalier est un élément essentiel dans un bâtiment ; il joue le rôle d'une liaison entre les différents niveaux, chaque escalier se compose d'un certain nombre de marche ; palier et volée.

IV .3.1 : Evaluations des charges :

Comme il est déjà calculé dans le **CHAPITRE III** poids propre de l'escalier

Elément	G(KN.m)	Q (KN.m)
Paillasse	8.23	2.5
Palier	5.31	2.5

Tableau IV .3 Evaluations des charges dans les escaliers

Combinaison d'action :

ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q$

- Paillasse = 14.86 KN/ml
- Palier = 10.91 KN/ml

ELS : $P_s = G + Q$

- Paillasse = 10.73 KN/ml
- Palier = 7.81 KN/ml

	M_{app}	M_{trav}	Eeffort
ELU	7.85	7.13	21.11
ELS	5.62	5.17	15.21

Tableau IV .5 : Evaluation des moments

IV.3.2 Calcul de ferrailage :

EN TRAVEE : ($h = 15$ cm / $c = 2$ cm / $d = 13$ cm)

Fissuration peu préjudiciable

Béton : $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 21\text{MPa}$; $f_{bc} = 14.16\text{MPa}$

Acier: $f_e = 400$; $\sigma_s = 347.8$;

$M_{bu} = 7.13\text{KN/m}^2$; $M_{bu} = 7.13\text{KN/m}^2$; $M_{ts} = 5.17\text{KN/m}^2$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7.13}{5.17} = 1.38$$

$$\mu_u = 0.3418 - 0.1776 = 0.29$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2f_{be}} = \frac{7.13}{1 \times 0.13^2 \times 14.16 \times 10^3}$$

$$\mu_{su} = 0.029 < \mu_u \rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.029})$$

$$\alpha = 0.036 < 0.256 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 13(1 - 0.4 * 0.036)$$

$$Z_b = 12.81\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b * \sigma_s} = \frac{7.13 * 10^3}{12.81 * 347.8} = 1.6\text{cm}^2$$

C.D.F :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b * h}{1000} ; 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{\min} \geq \max(1.5\text{cm}^2 ; 1.56\text{cm}^2)$$

$$A_{\min} = 1.56\text{cm}^2 < A_s = 1.60\text{cm}^2$$

Donc on adopte une section de armature de 3 T 12 = 3.39 cm²

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84\text{cm}^2$$

On adopte une section de armature de 3 T10 =2.36 cm²

Sur Appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.85}{1 \cdot 0.13^2 \cdot 14.16 \cdot 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.032$$

$$\mu_u = 0.29 \rightarrow \mu_{bu} < \mu_u \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.04$$

$$\alpha = 0.04 < 0.259 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4 \cdot \alpha)$$

$$Z_b = 13(1 - 0.4 \cdot 0.04) = 12.79 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{7.85 \cdot 10^3}{12.79 \cdot 347.8} = 1.76 \text{ Cm}^2$$

C.N.F :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = \max(A_{\min}; A) = 1.76 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte une section de armature de 3 T 12 =3.39 cm²

Espacement :

Selon **BAEL 91 modifié 99:**

$$S_{t \max} \leq \min(3h; 33\text{cm})$$

$$S_{t \max} \leq 33\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{3} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 33\text{cm} = S_{t \max} \dots \text{CV}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84 \text{ cm}^2$$

On adopte une section de armature de 3 T10 = 2.36 cm²

Escapement:

$$S_{t \max} \leq (4h ; 45 \text{ cm})$$

$$S_{t \max} \leq 45 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

33 cm < 45 cm ... CV

	Au	A _{min}	A _{ad} (cm ²)	Choix(ml)	A _{rep} (cm ²)	choix
Travée	1.76	1.58	1.6	3 T 12	0.84	3 T 10
Appuis	1.6	1.58	1.76	3 T 12	0.84	3 T 10

Tableau IV 6 ferrillages d 'escalier

IV.3.3.Verification de contraintes:

- Contrainte admissible de béton on compres $\sigma_{bc} = 0.6 f c28 = 15 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible de l'acier $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
- Contrainte tangentielle admissible Min (0.133 fc28 ; 5MPa) = 3.33 Mpa

❖ **En travée :**

Le calcul se fait Solon les règles de **CBA 93 et BAEL 91**

Le fissuration est comme préjudiciable

Position de l'axe neutre :

$$bx^2 + 30AY - 30(d - A) = 0$$

$$X_1 = 3.79 \text{ Cm}$$

$$X_2 = - 5.35 \text{ cm (N'existe pas)}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'ecrit :

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15 \cdot Ax(d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \cdot 3.79^3}{3} + 15 \cdot 3.39(13 - 3.79)^2$$

$$I = 5474.96 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale de la compression de béton $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y = 3.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.57 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \quad \dots CV$$

Contrainte maximal de la traction de l'acier $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

$$\sigma_s^- = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) = 130.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 130.45 \leq \sigma_{bc}^- = 201.63 \text{ MPa} \quad \dots CV$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d} \leq \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0.18 \leq 2.5 \text{ MPa} \quad \dots CV$$

	σ_{bc}	σ_s	τ_u	V erf
Travée	3.57	130.35	-	OK
appuis	3.89	142.56	0.18	OK

Tableau IV.7 Vérification à l'ELS

Dessin de ferrailage d'escalier :

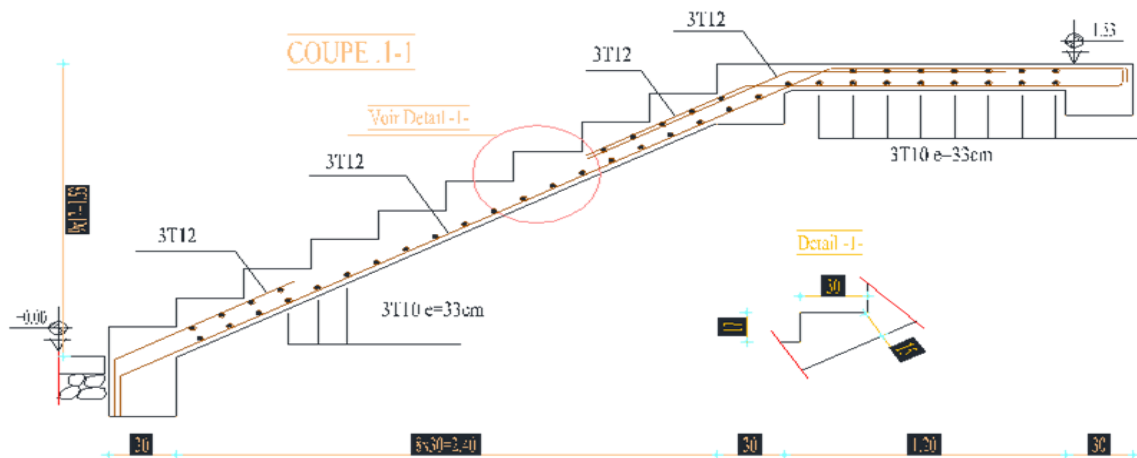


Figure IV .5 schéma de ferrailage d'escalier

IV .4 poutre palière

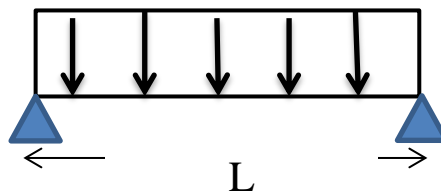


Figure IV .6: schéma statique de la poutre palière

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \rightarrow 30.66 \leq h_t \leq 45\text{cm on prend } h = 45\text{cm}, b=35\text{cm}$$

Vérification suivant **RPA2003** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{ cm} \Rightarrow 35\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots \text{CV} \\ h_t \geq 30\text{ cm} \Rightarrow 45\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots \text{CV} \\ h / b \leq 4 \end{array} \right.$$

Donc la section de la poutre palière est (35 × 45)

IV.4 : Evaluation de charge :

- P. Propre de la poutre (0.40 * 0.35 * 2.5) = 3.5 KN /ml

- P .palier $G_2 = 8.23 (2.4 \sin 32.52 / 2) = 5.53 \text{ KN /ml}$
- P. $G_3 = 5.31 * 1.2 = 6.37 \text{ KN}$
- P. de mur extérieure $G_4 = 1.96 (1.53 - 0 .45) = 2.29 \text{ KN /ml}$
- Charge d'exploitation sur palier $2.5 * 1.2 = 3 \text{ KN /ml}$
- Charge d'exploitation sur palier $2.5 (2.4 \sin 32.52 / 2) = 1.612$

$$\hookrightarrow G = 17.19 \text{ KN /ml}$$

$$\hookrightarrow Q = 4.679 \text{ KN}$$

❖ Pondérations des charges :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 30.612 \text{ KN /ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 22.30 \text{ KN /ml}$

❖ Calcul de sollicitation :

$$V = \frac{q_u \times l^2}{2} = 7 \text{ 0.81 KN/m}$$

Sollicitation	M_{au} (KN)	M_{as} (KN.m)
Appuis	32.77	28.16
Travée	23.85	20.46

Tableau: resultat du sollicitation

IV.4.1 Ferrailage de poutre :

ELU :

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple et la fissuration considère comme peu préjudiciable

L'enrobage C et C' : $d = h - c$

$h = 45 \text{ cm} ; c = c' = 2.5 \text{ cm} \Rightarrow d = 42.5 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b b d^2} \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu b u})$$

Element	M_u	μ	α	Z	A_{cal}
Appuis	32.77	0.036	0.045	41.73	2 ,25cm
Travier	28.16	0.031	0.039	.65	1.94cm

Tableau IV.: ferrailages d'escalier

ELS :

la calcule se fait selon les réglement BAEL 91

La fissuration considérée comme peu préjudiciable

Section rectangulaire sollicitée en flexion simple

Les aciers de type Fe 400

La vérification de σ_b est sur la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \alpha^- = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{e28}}{100}$$

Element	Mu	Ms	γ	α		Condition
Appuis	32.77	23.86	1.37	0.045	0.44	OK
Traver	28.16	20.46	1.37	0.039	0.44	OK

Vérification de l'effort tranchant ELU :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{70.817 \times 10^{-3}}{0.425 \times 0.35} = 0.47 < 3.33 \text{ MPa}$$

Armature transversales :

$$a) A_{trans} \geq (0.4 \times b \times St) / f_e \Rightarrow A_{trans} \geq 0.35 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq [b \times St (\tau_u - 0.3 f_{t28})] / 0.9 f_e \Rightarrow A_{trans} \geq 1.06$$

Avec : $St = 10 \text{ cm}$

$$A_{trans} = \max(0.35 ; 1.06) = 1.06 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures de torsion :

Le moment de torsion

$$M_{\max, torsion} = \frac{M_a l}{2} = \frac{32.77 \times 4.6}{2} = 75.37 \text{ KN.m}$$

Calculer de la section d'armature longitudinale :

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

e : épaisseur de la paroi $e = \frac{\emptyset}{6} = \frac{h}{6} = 0.07 \text{ cm} \rightarrow \Omega = (b - e)(h - e) = 0.13 \text{ m}^2$

U : périmètre de la section $U = 2(b - e) + (h - e) = 1.5 \text{ m}$

$$A_t = \frac{M_t U \gamma_s}{2 \Omega f_e} = 12.50 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u < \tau_u \text{ avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{flex}^2 + \tau_{torsion}^2} ; \tau_{flex} = 0.47$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{torsion}}{2 \Omega e} \leq Z_{ad} = \frac{75.37 \times 10^{-3}}{2 \times 0.13 \times 0.47} = 0.616 \text{ Pa}$$

$$\tau = \sqrt{0.47^2 + 0.616^2} = 0.77 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

Armature transversales:

On fixe $S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_t = (M_{tor} \times S_t \times \gamma_s) / (2 \times \Omega \times f_e) = 0.83 \text{ cm}$

Ferraillage global :

Sur appuis : $A_t = A_{flex} + \frac{A_{tor}}{2} = 2.25 + \frac{12.5}{2} = 8.5 \text{ cm}^2$ soit $A_t = 6 \text{ T } 14 = 9.24 \text{ cm}^2$

En trave : $A_t = A_{flex} + \frac{A_{tor}}{2} = 1.94 + \frac{12.50}{2} = 8.19 \text{ cm}^2$ soit $A_t = 6 \text{ T } 14 = 9.24 \text{ cm}^2$

Armature transversales :

$A_{trans} = A_{flex} + A_{torsion}$ donc $A_t = 1.06 + 0.35 = 1.42$ soit $4 \emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

IV.4.2 Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{45}{460} = 0.097 \geq 0.0625 \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.097 > 0.084 \dots \text{CV}$$

$$\frac{4.2bd}{f_e} > A_s \rightarrow 15.61 > A_s = 8.50 \dots \text{CV}$$

Donc la flèche est vérifiée .

Vérification des contraintes a ELS :

	Ms	Y	I	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	
E TRAVEE	20.46	6.94	11698.68	12.13 < 15	OK
E APPUIS	23.85	6.94	11698.69	14.14 < 15	OK

Tableau : Vérification a ELS :

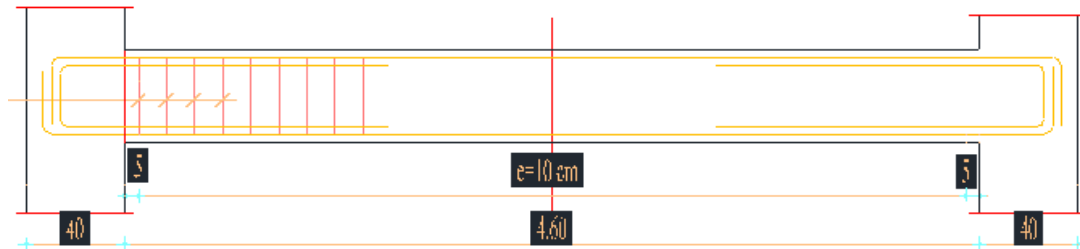


Figure IV .7 schéma de ferailage de la poutre palière

IV .5. Etude du plancher :

Les planchers de (20+4) sont constitués de corps creux et de la dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquée qui sont disposées dans le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression

IV.5.1 les facteurs généraux de choix de type de plancher :

- La flèche L'équipement de l'intreprise
- L'équipement de l'intreprise
- La nature d 'exploitation

IV.5.2 Etude de plancher :

Les planchers sont des éléments horizontaux plans permettant la séparation entre deux niveaux successifs et déterminant les différents niveaux d'un bâtiment

IV.5.2.1 choix de la méthode de calcul :

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

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

A / Méthode forfaitaire:(art.3.III.4. BAEL91/99)

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

$$Q = \max (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$$

Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentstravées.

Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1.25 \end{array} \right.$$

Fissuration peu préjudiciable.

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

B/ Méthode de Caquot : (art.3.III.4. BAEL91/99) Elle est applicable si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

➤ **Principe de la méthode :**

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation élevées : $q > 2g$ ou $q > 5 \text{ kN/m}^2$.

Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions de la méthode forfaitaire n'est pas validée (Inerties variables ; diérèse de longueur entre les portées supérieure à 25% ; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable). Dans ce cas, il faut appliquer la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre $G' = 2/3G$ pour le calcul des moments sur appui.(**B.A.E.L91/99 art B.6.2**)

a) Évaluation des moments :

a.1) Moment sur appuis (M_q) :

Pour une charge répartie:

$$M_a = \frac{q_d L'_d{}^3 + q_g \times L'_g{}^3}{8.5 (L'_g + L'_d)}$$

Pour une charge concentrée :

$$M_q = \frac{(K_g \times q_g \times L'^2) + (K_d \times q_d \times L'_d{}^2)}{(L'_g + L'_d)}$$

Tell que : I'_d et I'_g longueurs fictives

$$\left\{ \begin{array}{l} q_d ; q_g \text{ chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \\ I' = 0.8l \text{ Travée intermédiaire} \\ I' = l \text{ Travée de rive} \end{array} \right.$$

a .2) Moment en travée :

$$M_t = M - V_x - \frac{qx^2}{2}$$

b) Évaluation des efforts tranchants :

$$V_g = \frac{M_g - M_d}{L} - q_{réel} \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_d = V_g + q_{réel} \cdot L$$

Avec: M_g : moment en appui de gauche de la travée considérée.

M_d : moment sur appui de droite de la travée considérée.

L : portée de la travée.

IV.5.2.2. Calcul des sollicitations :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle du plancher terrasse

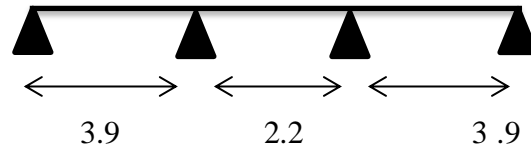


Figure IV.8 schéma de poutrelle (3 travée)

1 er cas : État limite ultime ELU :

Plancher terrasse :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.31 \text{ KN}$$

Les résultats obtenue par cette méthode (M, V) sont exposer au tableau suivant :

G (KN/m)	6.53	6.53	6.53		
Q(KN /m)	1	1	1		
L(m)	3.9	2.2	3.9		
L' (m)	3.9	1.76	3.9		
Ma (KN .m)	0	-13.88	-13.88	0	
Mg (KN .m)	0	-13.88	-13.88	-13.88	0
Vw (KN)	-16.54	-11.34	-23.66		
Ve (KN)	23.66	11.34	16.54		
X ₀ (m)	1.60	1.09	2.29		
M _t (KN .m)	13.26	-7.67	13.26		

Tableau IV. : calcul des efforts internes (M ,V) à l' ELU

$$M_a = \frac{q_s \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8.5(L_g^3 + L_d^3)}$$

$$V = \frac{M_g - M_d}{L} - q \frac{l}{2} = \frac{0 + 13.88}{3.9} - 10.31 \times \frac{3.9}{2} = -16.54$$

$$V = \frac{-13.88 + 0}{3.9} - 10.31 \times \frac{3.9}{2} = -11.34$$

Plancher d'étage courant :

$$G = 5.5 \text{ KN} \quad / \quad Q = 1.5 \text{ KN}$$

$$1.35G + 1.5Q = 9.20 \text{ KN}$$

G	5.15	5.15	5.15		
Q	1.5	1.5	1.5		
L(m)	3.9	2.2	3.9		
L' (m)	3.9	2.2	3.9		
M _w	0	-12.88	-12.88	-12.88	0

	12.88		
V _w	-14.63	-10.12	-21.24
V _e	21.25	10.12	14.64
X ₀	1.59	1.1	1.59
M _t	11.63	-7.31	9.26

Tableau IV. : calcul des efforts internes (M ,V) Plancher d'étage courant

ELU (M_{max}) :

$$\text{Plancher terrasse} \left\{ \begin{array}{l} M_a = 13.88 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_t = 13.26 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

$$\text{Plancher étage courant} : \left\{ \begin{array}{l} M_a = 12.38 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_t = 11.63 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

ELS :

Plancher terrasse $T_{\max} = 23.66 \text{ KN}$

Plancher étage courant $T_{\max} = 21.24 \text{ KN}$

Calcul de M_{ev} ELS :

Plancher terrasse :

$G = 6.33 / Q = 1 / q = G + Q = 7.53$

G	6.33	6.33	6.33
Q	1	1	1
L	3.9	2.2	3.9
L'	3.9	1.76	3.9
M _e	0	-10.13	-10.13
M _w	0	-10.13	0
V _w	-12.08	-8.28	-17.28
V _e	17.28	8.28	12.08
X ₀	1.6	1.09	2.29
M _t	9.68	-5.57	9.68

Tableau IV. : calcul des efforts internes (M ,V) à l'ELS

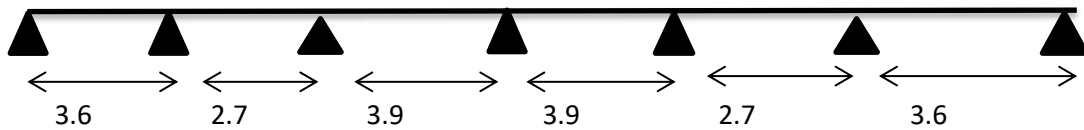
Plancher d'étage courant :

$G=5.15 / Q=1.5 / q =G+Q= 6.65 \text{ KN}$

G	5.15	5.15	5.15
Q	1.5	1.5	1.5
L	3.9	3.9	3.9
L'	3.9	1.76	3.9
M _e	0 -8.95	-8.95 -8.95	-8.95 0
M _w	0 - 8.95	-8.95	0
V _w	-10.67	-7.30	-15.26
V _e	15.26	7.32	10.67
X ₀	1.6	1.1	2.29
M _t	8.56	-4.92	8.56

Tableau IV. : calcul des efforts internes (M ,V) de planchers d'étage

Type 02 :



	Trave 01	Trave 02	Trave 03	Trave 04	Trave 05	Trave 06						
Q	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53						
G	1	1	1	1	1	1						
L	3.6	2.7	3.9	3.9	2.7	3.6						
L'	3.6	2.16	3.12	3.12	2.16	3.6						
M _a	0	-11.94	-9.29	-11.8	-9.29	-11.9						
M _w	0	-11.94	-11.94	-9.29	-9.29	-11.8	-11.8	-9.29	-9.29	-11.94	-11.9	0
V _w	-15.24	-14.89	-19.46	-20.74	-12.93	-21.87						
V _e	21.87	12.94	20.74	19.46	14.90	15.24						
X ₀	1.47	1.44	1.88	2.01	1.25	2.12						
M _t	11.26	-1.18	9.07	8.51	-1.18	11.26						

Tableau IV. : calcul des efforts internes (M ,V) a l'ELU

Plancher terrasse $G=6.53 \text{ K N}$ $Q=1\text{KN}$

ELU : $1.35G+1.5Q = (1.35 * 6.53) + (1.5*1) =10.31\text{KN}$

ELU Plancher terrasse

{	$M_a = 11.94 \text{ KN}$
	$M_t = 11.26 \text{ KN}$
	$T = 21.87\text{KN}$

Plancher étage courant :

$G=5.15 \text{ KN} / Q=1.5 \text{ KN} \rightarrow q_u=1.35G + 1.5Q =9.20$

	Trave 01	Trave 02	Trave 03	Trave 04	Trave 05	Trave 06						
G	5.15	5.15	5.15	5.15	5.15	5.15						
Q	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5						
L	3.6	2.7	3.9	3.9	2.7	3.6						
L'	3.6	2.16	3.12	3.12	2.16	3.6						
M_a	0	-10.66	-8.29	-10.53	-8.29	-10.66	0					
M_w	0	-10.66	-10.66	-8.29	-8.29	-10.53	-10.53	-8.29	-8.29	-10.6	-10.6	0
V_w	-13.59	-13.29	-17.36	-18.51	-11.54	-19.52						
X₀	1.47	1.44	1.88	2.01	1.25	2.12						
M_t	10.03	-1.06	8.088	8.09	-1.06	10.03						
Ve	19.59	11.55	18.52	17.37	13.33	13.60						

Tableau IV. : Calcul des efforts internes (M, V) de Plancher étage courant

ELU : Plancher étage courant (max)

{	$M_a = 10.66\text{KN}$
	$M_t = 10.03\text{KN}$
	$T = 19.59\text{KN}$

ELS Plancher terrasse

$G=6.53\text{KN} ; Q=1 ; q=7.53 \text{ KN}$

	Trave 01	Trave 02	Trave 03	Trave 04	Trave 05	Trave 06						
Q	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53						
G	1	1	1	1	1	1						
L	3.6	2.7	3.9	3.9	2.7	3.6						
L'	3.6	2.16	3.12	3.12	2.16	3.6						
M _a	0	-8.72	-6.78	-8.62	-6.78	-8.72	0					
M	0	-8.72	-8.72	-6.78	-6.78	-8.62	-8.63	-6.78	-6.78	-8.72	-8.72	0
V _w	-11.13	-10.88	-14.21	-15.15	-9.44	-15.97						
X ₀	1.47	1.44	1.88	2.01	1.25	1.47						
M _t	8.22	-0.86	6.62	6.62	-0.86	6.62						
V _e	15.97	9.45	15.15	14.21	10.89	11.13						

Tableau IV. : calcul des efforts internes (M, V) a l' ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = 8.72 \text{ KN} \\ M_t = 8.22 \text{ KN} \\ T = 15.97 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Plancher étage courant :

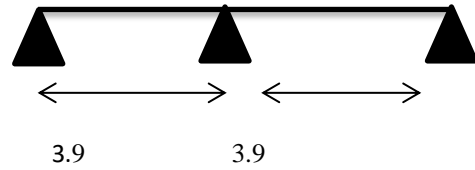
G=5.15 KN / Q=1.5KN / q= 6.65KN

	Trave 01	Trave 02	Trave 03	Trave 04	Trave 05	Trave 06						
Q	6.65	6.65	6.65	6.65	6.65	6.65						
G	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5						
L	3.6	2.7	3.9	3.9	2.7	3.6						
L'	3.6	2.16	3.12	3.12	2.16	3.6						
M _a	0	-7.7	-5.99	-7.61	-4.82	-7.7						
M _w	0	-7.7	-7.7	-5.99	-5.99	-7.61	-7.61	-4.82	-4.82	-7.7	-7.7	0
V _w	-9.55	-9.61	-12.55	-13.68	-7.91	-14.10						
V _e	14.34	8.34	13.38	12.25	10.04	9.84						
X ₀	1.43	1.44	1.88	2.05	1.18	2.12						
M _t	6.85	-0.75	5.85	6.64	-0.11	7.24						

Tableau IV. : calcul des efforts internes (M, V) de Plancher étage courant

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = 7.7 \text{ KN} \\ M_t = 7.24 \text{ KN} \\ T = 14.39 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Type 03 :



ELU :

Plancher terrasse

$G=6.53 \text{ KN} / Q=1\text{KN} / q_u =10.31 \text{ KN}$

G	6.53	6.53		
Q	1	1		
L	3.9	3.9		
L'	3.9	3.9		
Ma	0	-18.44	0	
Mw	0	-18.44	-18.44	0
Vw	-15.37	-24.83		
Ve	24.83	15.37		
X0	1.48	2.4		
Mt	11.45	11.45		

Tableau IV. : calcul des efforts internes (M, V) a l'ELU

- Ma =18.44 KN.m
- Mt=11.45 KN.m
- T=24.83KN

Plancher étage courant :

$Q=1.5\text{KN} / G =5.15 \text{ KN} / Q_u =9.2 \text{ KN}$

G	5.15	5.15		
Q	1.5	1.5		
L	3.9	3.9		
L'	3.9	3.9		
Ma	0	-16.46	0	
Mw	0	-16.46	-16.46	0
Vw	-13.71	-22.16		
Ve	22.17	13.72		
X0	1.48	2.4		
Mt	10.21	10.21		

Tableau IV. : calcul des efforts internes (M, V) de type 03

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = 16.46 \text{ KN.m} \\ M_t = 10.21 \text{ KN.m} \\ T = 22.16 \text{ KN} \end{array} \right.$$

ELS :

Type 03

Plancher terrasse : $Q=7.53$

G	6.53	6.53
Q	1	1
L	3.9	3.9
L'	3.9	3.9
M_a	0	-13.47
M_w	0	-13.47 -13.47
V_w	-11.22	-18.13
V_e	18.13	11.22
X_0	1.49	2.4
M_t	8.35	8.35

Tableau IV. : calcul des efforts internes (M, V) à l'ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = 13.47 \text{ KN.m} \\ M_t = 8.35 \text{ KN.m} \\ T = 18.13 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Plancher étage courant :

$Q=6.65 \text{ KN}$

G	5.15	5.15
Q	1.5	1.5
L	3.9	3.9
L'	3.9	3.9
M_a	0	-11.89
M_w	0	-11.89 -11.89
V_w	-9.91	-16.01
V_e	16.025	9.91
X_0	1.49	2.4
M_t	7.38	7.38

Tableau IV: calcul des efforts internes (M, V) de Plancher étage courant

IV .5.2.3. Ferrailage des poutrelles :

Le ferrailage se fait à l'ELU pour un section en T en flexion simple avec les sollicitations

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = 11.89 \text{ KN.m} \\ M_t = 7.38 \text{ KN.m} \\ T = 16.01 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc}^- = 14.17 ; b = 65 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; d = 0.9h ; d = 0.9h = 18 \text{ cm}$$

$$M_{\text{tob}} = 14.17 \times 65 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 58947.2$$

$$M_{\text{tob}} = 58947.2 \text{ N.m} < 18440 \text{ N.m}$$

La section rectangulaire (1m)

$$M = 58.94 > 18.44$$

En travée :

$$\text{Le moment max } \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 11.45 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } 10.21 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mu_{bu} = 0.038 ; \gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{11.45}{10.21} = 1.21$$

$$\mu_u = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.235$$

$$\mu_{bu} = 0.038 < \mu_u = 0.235 \rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.038}) = 0.048$$

$$A_s = \frac{0.8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0.8 \times 0.048 \times 65 \times 18 \times 14.16}{347.8}$$

$$A_s = 1.82 \text{ cm}^2$$

On prendre = 3 HA 12 = 3.39 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} = \max \left(\frac{65 \times 20}{1000} ; 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} \right)$$

$$A_{\min} \geq \max(1.3 ; 1.41 \text{Cm}^2)$$

$$A_s = 1.82 \text{cm}^2$$

On prendre 3 HA 12 Section A_s = 3.39 Cm²

Sur appuis :

Le moment max en appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \rightarrow 18.44 \text{KN} \cdot \text{m} \\ \text{ELS} \rightarrow 13.47 \text{KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18.44}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.16} \times 10^{-3}$$

$$\mu_{bu} = 0.4$$

$$\gamma_u = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{18.44}{13.47} = 1.36$$

$$\mu_{lu} = 0.391\gamma - 0.1776 = 0.28$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \rightarrow \text{pivot B}$$

$$\mu_{bu} = 0.4 > \mu_{lu} = 0.28$$

$$A_{sc} \neq 0$$

$$A_{sc} = \frac{M_u - M_l}{(d - d') f_{bu}}$$

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bu}$$

$$M_l = 0.28 \times 100 \times 16^2 \times 14.16$$

$$M_l = 101498.88 \text{ N.cm}$$

Calculer de f_{sc} :

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_l \right) \left(\frac{d-d'}{d} \right) - \varepsilon_l$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.15 \times 2 \times 10^5} = 1.73 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + 1.73 \times 10^{-3} \right) \left(\frac{18-2}{18} \right) - 1.73 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{sc} = 291 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{sc} > \varepsilon_l \rightarrow f_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.8 \text{ Mpa}$$

$$A'_{sc} = \frac{(18.44-1.01)}{(0.16 \times 347.8)} = 0.313 \text{ cm}^2$$

$$A'_{sc} = 3.13 \text{ cm}^2$$

$$A'_{sc} = 1 \text{ T } 14 + 1 \text{ T } 16 = 3.55 \text{ cm}^2$$

$$A = \left(\frac{M_l}{Z} - \frac{M_u - M_l}{d - d'} \right) \times \frac{1}{f_{st}}$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.73 \times 10^{-3}} \rightarrow \alpha_1 = 0.669$$

$$Z = 16(1 - 0.4 \times 0.669) = 11.7 \text{ cm}$$

$$A = \left(\frac{1.01}{0.117} + \frac{18.44 - 1.01}{0.18 - 0.2} \right) \times \frac{1}{400}$$

$$A = 2.93 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{\min} \geq \max(1.30; 1.41 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 2.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = 2.93$

On adopte 3 HA 12 de section 3.39 cm^2

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84 \text{ cm}^2$$

On adopte 3 T 8 = 1.51 cm^2

Espacement : d'après **RPA99/2003 Article (7.5.2.2)** :

Dans la zone nodale $St = \min\left(\frac{h}{2}; 12 \varnothing t\right)$

$St = 5 \text{ cm}$.

En dehors de la zone nodale

$$St \leq \frac{h}{2} \rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

IV.4.4 Vérification

➤ **ELS :**

Fissuration peu préjudiciable :

En travée :

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{su}} = \frac{11.45}{10.21} = 1.12$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.45}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.16} \times 10^{-3} = 0.038$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.038)}) = 0.048$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.12 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$= 0.31 > \alpha_{Travée} = 0.038$$

Sur appuis :

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{18.44}{13.47} = 1.36$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{18.44}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.16} \times 10^{-3}$$

$$\mu_{bu} = 0.4$$

$$\alpha = 0.069$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43$$

$$0.43 > \alpha_{app} = 0.069$$

Donc pas de vérification de contrainte à l'ELU :

↳ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{u_{max}} = 24.83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{24.83}{0.65 \times 0.18} \times 10^{-3} = 0.212$$

$$\tau_u^- = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.212 \text{ MPA} < \tau^- = 3.33 \text{ MPA}$$

↳ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} = \frac{0.2}{3.9} = 0.051 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La première condition n'est pas vérif. donc il faut calculer la flèche

Evaluations de charge :

P : l'ensemble de charge permanent et exploitation (P = 4.48)

G : l'ensemble de charge permanent (G = 4.23)

J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement (J = 2.97)

Position de l'axe net

$$Y = \frac{15As}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot As}{7.5 \times As^2}} \right)$$

$$Y = \frac{15 \times 3.39}{65} \sqrt{1 + \frac{65 \times 18 \times 3.39}{7.5 \times 3.39^2}}$$

Y=4.58 cm

Calcul de moment d'inerte de la section total par rapport a l'axe neutre :

$$I = \frac{b \times Y^3}{3} + 15As(d - Y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 4.58^3}{3} + 15 \times 3.39(18 - 4.58^2)$$

I= 11239.46 cm⁴

En travée :

Calcul de sollicitation :

$$M_p = \frac{pl^2}{8} = \frac{4.48 \times 3.9^2}{8} = 8.51 \text{ kn. m}$$

$$M_g = \frac{jl^2}{8} = \frac{2.97 \times 3.9^2}{8} = 8.04 \text{ KN .m}$$

$$M_j = \frac{jl^2}{8} = \frac{2.97 \times 3.9^2}{8} = 5.64 \text{ KN. m}$$

Calcul de contrainte :

$$K' = \frac{M_e}{I} = \frac{8.51}{11239.46} \times 10^3 = 0.75.$$

$$K'' = \frac{M_g}{I} = \frac{8.04}{11239.46} \times 10^3 = 0.71.$$

$$K''' = \frac{M_j}{I} = \frac{5.64}{11239.46} \times 10^3 = 0.50 .$$

Béton :

$$\sigma_{bp} = K' \times Y = 0.75 \times 4.58 = 3.43\text{Mpa} < \sigma_{bc} = 14.17.$$

$$\sigma_{bg} = K' \times Y = 0.751 \times 4.58 = 3.25\text{Mpa} < \sigma_{bc} = 14.17.$$

$$\sigma_{bj} = K'' \times Y = 0.50 \times 4.58 = 2.29\text{Mpa} < \sigma_{bc} = 14.17.$$

Acier :

$$\sigma_{sp} = 15K' \times (d - Y) = 15 \times 0.75(18 - 4.58) = 150.97.$$

$$\sigma_{sg} = 15K' \times (d - Y) = 15 \times 0.7(18 - 4.58) = 142.92.$$

$$\sigma_{sj} = 15K'' \times (d - Y) = 15 \times 0.5(18 - 4.58) = 100.65 < 240\text{Mpa CV}$$

Schéma de ferrailage :

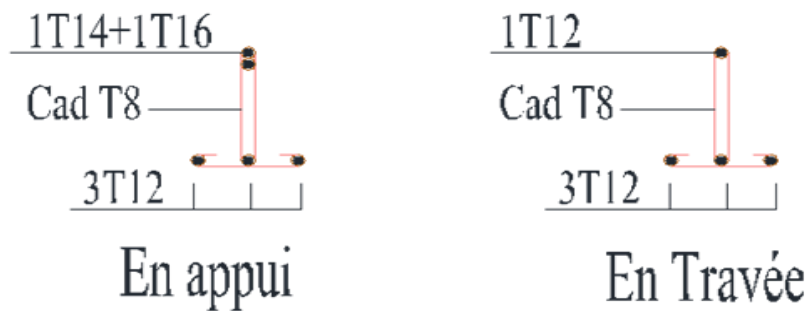
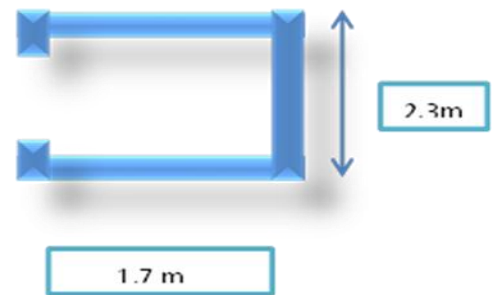


Figure IV .8 schéma de ferrailage des planchers

IV.6 Etude de la dalle machine

IV.6.1 Définition de l'ascenseur :

Descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment , il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière vertical dans la cage d'ascenseur munir d'un dispositif mécanique dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristique sont les suivantes :



IV.9. Figure Cage d'ascenseur

IV.6.2. Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle de local des machines doit être dimensionnée

Pour répandre de charge importante

On a $L_x = 1.7 \text{ m}$ et $L_y = 2.3 \text{ m}$ donc une surface

$$S = 170 \times 230 = 3.91 \text{ m}^2$$

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{230}{20} = 0.115 \text{ m} \text{ soit } e = 11.5 \text{ cm}$$

1/ Evaluation de charge :

L'ascenseur adopté est modèle : sch 1000

Les caractéristiques de ce dernier sont :

- ▶▶ Cabine : 595+595Kg
- ▶▶ Contre poids : 910+921Kg
- ▶▶ Charge : 630Kg
- ▶▶ Treuil : 400 Kg
- ▶▶ Les câbles : 250 Kg
- ▶▶ Capacité : 08 personnes
- ▶▶ Course : 30 m
- ▶▶ Vitesse : 1 m /s
- ▶▶ Puissance moteur : 6.7 kW
- ▶▶ Charge permanente de la machine : $595+910+400+250+921=3625 \text{ Kg}$
- ▶▶ Poids de la cabine et l'ascenseur : $C=595+400+250+549=1794 \text{ Kg} = 17.94 \text{ KN}$
- ▶▶ Sur charge minimal (08 personnes) : $N=6.3 \text{ KN}$
- ▶▶ Poids de contrepoids : $J = 910+921=1831 \text{ Kg} = 18.31 \text{ KN}$

2/ Détermination de la flèche d'inertie :

Le mouvement dans l'ascenseur passe par trois phases :

- Le mouvement uniformément accéléré « démarrage »
- Le mouvement uniformément silencieux « commandé par le treuil »
- Mouvement retardé « freinage »

D'après la 2^{ème} loi de Newton : $\sum F = m * g$ avec $g=10 \text{ m/s}^2$

$$T_1 - C - N = (m_c + m_n)$$

$$T_1 = (m_c + m_n) a + c + N$$

($a=0.5$) donnée technique

$$T_1 = (1.794 + 0.630) * 0.5 + 17.94 + 6.3 = 25.45 \text{ KN}$$

$$F_1 = T_1 + T_2 \text{ dont } T_1 = T_2$$

$$F_1 = 2 T_1 = 50.904 \text{ KN}$$

2/ Détermination de la flèche d'inertie :

Le mouvement dans l'ascenseur passe par trois phases :

- Le mouvement uniformément accéléré.
- Le mouvement uniformément silencieux.
- Mouvement retardé.

D'après la 2^{ème} loi de Newton : $\sum F = m * g$ avec $g=10 \text{ m/s}^2$

$$T_1 - C - N = (m_c + m_n)$$

$$T_1 = (m_c + m_n) a + c + N$$

($a=0.5$) donnée technique

$$T_1 = (1.794 + 0.630) * 0.5 + 17.94 + 6.3 = 25.45 \text{ KN}$$

$$F_1 = T_1 + T_2 \text{ dont } T_1 = T_2$$

$$F_1 = 2 T_1 = 50.904 \text{ KN}$$

3/ Détermination de la force dynamique :

On néglige l'amortissement du au treuil et on suppose que le moteur est équilibré car l'amortissement présente beaucoup moins d'importance pour la réponse maximale que dans la cas de charge périodiques.

Puisque on ignore la fonction qui représente la charge impulsive, on va prendre un spectre qui nous donne la réponse maximal la plus défavorable dont le facteur d'amplification dynamique $D = 2$

$$F_p = D (C+N) = 2 * (17.94 + 6.3) = 48.48 \text{ KN}$$

4/ les charge sollicitent la dalle machinerie :

- ❖ Poids de la cabine et de l'ascenseur $C = 17.94 \text{ KN}$
- ❖ Sur charge nominal $N = 6.3 \text{ KN}$
- ❖ Poids de contre poids : $J = 18.31 \text{ KN}$
- ❖ Poids de treuil $G_2 = 4 \text{ KN}$
- ❖ Charge d'exploitation répartie : $Q = 1 \text{ KN /m}^2$
- ❖ Force d'inertie : $F_i = 50.905 \text{ KN}$
- ❖ Force due à l'effet dynamique : 48.48 KN

5/Combinaison de charge

⊕ Charge répartie :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 * 6) + (1.5 * 1) = 9.6 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 6 + 1 = 7 \text{ KN}$$

⊕ Charge concentrée :

$$\text{ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (17.94 + 1.83) + 4 + 50.904 + 48.48 + (1.5 * 6.3) = 197.95 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } P_s = G + Q = (17.94 + 18.31 + 4 + 50.904 + 48.48) + 6.3 = 145.93 \text{ KN}$$

6/Calcul de sollicitation :

➤ **Sous charge uniformément répartie**

$$q_u = 9.6 \text{ KN}$$

$$M_x = \mu * q_u * L^2 x$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$P = \frac{Lx}{Ly} = \frac{17}{230} = 0.73$$

$P = 0.73 > 0.4 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens (x et y)

μ_x et μ_y sont des coefficients fonction de P et de ν

$$\left[\begin{array}{l} P = 0.73 \\ \nu = 0 \end{array} \right. \rightarrow \left[\begin{array}{l} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.479 \end{array} \right.$$

$$M_x = 0.0646 * 9.6 * 1.72 = 1.792 \text{ KN. m}$$

$$M_y = 0.479 * 1.792 = 0.858 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Moment en travée :

$$M_x^T = 0.85 M_x = 0.85 * 1.792 = 1.523 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y^T = 0.85 M_y = 0.85 * 0.858 = 0.729 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Moment sur appuis :

$$M_x^a = M_y^a = 0.3 M_x = 0.3 * 1.792 = 0.537 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur un air $U \times v$ située sur le plan moyen de la dalle .

$a_0 \times b_0$: surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse

$U \times v$: Surface d'impact

a_0 et u : dimensions suivant le sens x-x

b_0 et v : dimensions suivant le sens y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} u = a_0 + h_0 + 2 \times \varepsilon \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \varepsilon \times h_1 \end{array} \right.$$

h_0 = épaisseur de la dalle

h_1 = épaisseur de revêtement

ε : coefficient qui dépend de type de revêtement (revêtement en béton armé $\varepsilon = 1$)

On une vitesse $V=1 \text{ m/s}$ \rightarrow $\left\{ \begin{array}{l} a_0 = 80 \text{ cm} \\ b_0 = 80 \text{ cm} \end{array} \right.$

Donc

$$\left\{ \begin{array}{l} u = 80 + 15 + 2 * 1 * 5 = 105 \text{ cm} \\ v = 80 + 15 + 2 * 1 * 5 = 105 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Calcul les moments Solon le BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = P_u (M_1 + u M_2) \\ M_y = P_u (M_2 + v M_1) \end{array} \right.$$

Avec v : coefficient de poisson $\left\{ \begin{array}{l} v = 0 \text{ (ELU)} \\ v = 0.2 \text{ (ELS)} \end{array} \right.$

Les moments M_1 et M_2 sont donnée en fonction de :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} ; \frac{U}{L_x} ; \frac{V}{L_y}$$

$$\text{On : } \rho = \frac{170}{230} = 0.73 \quad ; \quad \frac{U}{L_x} = \frac{105}{170} = 0.61 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{105}{230} = 0.45$$

A patrié de l'abaque de PIGEAUD on obtient :

$$V=0 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.109 \\ M_2 = 0.087 \end{array} \right.$$

➤ **Evaluation de moment M_{x1} et M_{y1} a l' ELU :**

$$M_{x1} = P_u * M_1$$

$$M_{y1} = P_u * M_2$$

$$P_u = 197.95 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 197.95 * 0.109 = 21.57 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{y1} = 197.95 * 0.087 = 17.22 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

➤ **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l' ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 1.11 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{y2} = 0.845 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

➤ **Superposition de moment**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 21.57 + 1.113 = 22.68 \text{ KN. m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 17.22 + 0.835 = 18.055 \text{ KN. m} \end{array} \right.$$

➤ **Moment en travée sont :**

$$M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 * 22.68 = 19.27 \text{ KN .m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 * 18.055 = 15.34 \text{ KN .m}$$

➤ **Moment sur appuis sont :**

$$M_x^a = 0.3 M_x = 0.3 * 22.68 = 6.8 \text{ KN .m}$$

7/ ferrailage :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur et de 20 cm d'épaisseur, sollicité à la flexion simple avec : $d' = 2.5$;

$$d = 17.5 \text{ cm}$$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

	M _t (KN)	M _a (KN)	A _t calcul (cm ²)	A _a calcul (cm ²)	A _t adopté (cm ²)	A _a adopté (cm ²)
Sens X-X	19.27	6.8	3.2	1.12	4 T 12=4.52	4 T 12=4.52
Sens Y-Y	15.34	6.8	2.56	1.12	4 T 12=4.52	4 T 12=4.52

8/ Vérification :

L'espacement :

En travée (suivant X et Y) :

$$S_t = \frac{h}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = (60; 33) = 33 \text{ cm}$$

Sur appuis :

$$S_t = \frac{h}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = (80; 45) = 45 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité :

En travée (suivant X et Y) :

D'après le (BAEL 91 / révisée / B .7.4) le taux minimale d'acier chaque direction est comme suit :

$$A_{s \min x} \geq 0.0008 \left(\frac{3-\alpha}{2}\right)bd = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.69}{2}\right) \times 100 \times 17.5 = 1.617$$

$$A_{s \min y} \geq 0.0008 bd = 0.0008 \times 100 \times 17.5 = 1.4 \text{ cm}$$

Donc :

$$A_{s, x} = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min x} = 1.617 \quad \dots \text{ CV}$$

$$A_{s, y} = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min Y} = 1.4 \quad \dots \text{ CV}$$

sur appuis :

$$A_s \geq A_{s \min} = \max \left(\frac{bh}{1000} ; 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_s \geq A_{s \min} = \max \left(\frac{100 \times 20}{1000} ; 0.23 \times 100 \times 17.5 \frac{2.1}{400} \right)$$

$$\max (2 ; 2.11 \text{ cm}) = 2.11 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } A_s = 4.53 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 2.1 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{ CV}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{ax} = \frac{Pu \times lx}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} = \frac{197.95 \times 1.7}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0.69}{2}} = 125.09 \text{ KN}$$

Selon (BAEL 91/révisées 99/A.5.1.1) on doit vérifier la condition suivants :

$$\tau_u^- \leq \tau^-$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u \leq \frac{Vu}{bd} = \frac{125.09 \times 10^{-3}}{1 \times 0.175} = 0.714 \text{ MPa} \\ \tau_u \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma b} \right); 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc } \tau_u = 0.714 \text{ MPa} \leq \tau^- = 3.33 \text{ MPa} \quad \dots \text{ CV}$$

Vérification des contraintes a ELS :

 **Evaluation de moment M_{x1} et M_{y2} a ELS :**

$$P_{scr} = 145.93 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = P_s (M_1 + \nu M_2) = 145.93 * (0.109 + 0.2 * 0.087) = 18.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_s (M_2 + \nu M_1) = 145.93 * (0.087 + 0.2 * 0.109) = 15.87 \text{ KN.m}$$

 **Le moment dus aux poids propre de la dalle :**

$$q_s = 7 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x * q_s * l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y * M_x$$

$$\left[\begin{array}{l} \rho = 0.73 \\ \nu = 0.2 \end{array} \right. \xrightarrow{\text{blue arrow}} \left[\begin{array}{l} \mu_x = 0.0708 \\ \mu_y = 0.620 \end{array} \right.$$

$$M_{x2} = 0.0708 * 7 * 1.7^2 = 1.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.620 * 1.43 = 0.88 \text{ KN.m}$$

➤ **La superposition de moment :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 18.44 + 1.43 = 19.87 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 15.87 + 0.88 = 16.75 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 * 19.87 = 16.88 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 * 16.75 = 14.23 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = 0.3 M_x = 0.3 * 19.87 = 5.96 \text{ KN.m}$$

On a

$$M_{\max} = M_y^t = 16.88 \text{ KN.M}$$

$$Y = \frac{15 A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5 A_s}} - 1 \right] = \frac{15 * 4.52}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 * 17.5}{7.5 * 4.52}} - 1 \right]$$

$$Y = 4.24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15(d - y)^2 = \frac{100 * 4.24^3}{3} + 15 * 4.52 * (17.5 - 4.24)^2$$

$$I = 14461.94 \text{ cm}^4$$

Par conséquent :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y = \frac{16.88 \times 10^{-3}}{14461.94 \times 10^{-8}} \times 4.24 \times 10^{-2} = 4.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{16.88 \times 10^{-3}}{14461.94 \times 10^{-8}} \times (0.175 - 0.0424)$$

$$\sigma_{bc} = 4.96 \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} = 15.45 \leq \sigma_s^- = 202 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 * U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul à l'état limité

h : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre de contour au niveau de feuillet moyen

$$U_c : 2 * (u \times v) = 2 * (105 + 105) = 420 \text{ Cm}$$

$$Q_u = 197.95 \leq \frac{0.045 \times 4.2 \times 0.2 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 630 \text{ KN} \dots \text{CV}$$

Vérification de la flèche :

D'après **BAEL 91/révisées 99/B.6.5.1** :

$$h \geq \max\left(\frac{L}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right)$$

$$A_s \leq \frac{4.2 \cdot b \cdot d}{f_e}$$

$$L \leq 8m$$

$$h = 20 \text{ cm} ; M_t = 16.88 \text{ KN.m} ; M_0 = 19.87 \text{ KN}$$

$$h = 20 \text{ cm} \geq \left(\frac{230}{16}; \frac{16.88 \times 2.3}{10 \times 19.87}\right) = 19.53 \text{ Cm} \dots \text{CV}$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 \times 100 \times 17.5}{400} = 18.37 \text{ Cm}^2 \dots \text{ CV}$$

$$L = 2.3 \leq 8 \text{ m} \dots \text{ CV}$$

9/schéma de ferrailage da la dalle de machine :

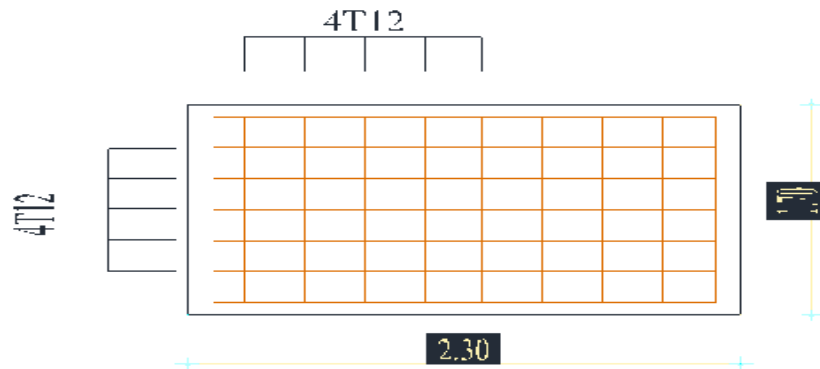


Figure IV. 10schème de ferrailage

IV.7 conclusion :

Dans ce chapitre on a ferrillé les éléments secondaires, ce dernier est nécessaire pour leur stabilité et résistance

Chapitre v

Etude sismique

V.Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

V.I Choix de la méthode de calcul :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul sismique des bâtiments parmi lesquelles la méthode spectrale, applicable à tous types de bâtiments, est utilisée pour n'importe quel type de structure. Elle est basée sur un calcul élastique linéaire, nécessite une analyse préalable et est utilisable pour n'importe quelle action dynamique.

↳ Calcul de la force sismique totale : **RPA99/Version 2003 Article (4.2.3)**

Dans cette méthode, l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure.

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

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure

W : poids total de la structure

- Coefficient d'accélération :

Le coefficient d'accélération de zone I_a est donné par le tableau [4.1] des **RPA 99/Version.2003** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Pour un groupe d'usage 2 en Zone I_a on a : $A = 0.15$

- Pourcentage d'amortissement critique ξ :

La réponse des structures soumises aux forces sismiques variables au cours du temps, dépend en particulier des propriétés d'amortissement des matériaux constitutifs de la structure, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques donc :

on prend $\xi = 10 \%$. (RPA 99/2003 (Tableau 4.2))

- Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T).

Ce coefficient est donné par

$$\left\{ \begin{array}{l} D = 2.5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ D = 2.5\eta (T_2/3)^{2/3} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \quad \text{RPA 99/2003 (Formule 4.2)} \\ D = \eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{array} \right.$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par **le tableau [4.7] art [4.2.3] des RPA 99/Version 2003**. On a pour un site $S_2 \rightarrow T_2 = 0.4 \text{ sec}$

- Catégorie S1 (site rocheux)
- Catégorie S2 (site ferme)
- Catégorie S3 (site meuble)
- Catégorie S4 (site très meuble)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \dots\dots\dots \text{RPA 99/2003 (formule 4.3)}$$

Système structural Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques donc on prend

$n = 10 \%$.

D'où : $\eta = 0,76 \geq 0,7$

T : la période fondamentale de la structure $T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$

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

$$h_N = 24.48 \text{ m}$$

- C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau [4.6]** Pour les contreventements assurés partiellement ou totalement par des voiles en béton armé = 0.05

$$\text{Donc : } T = 0.05 \times 24.48^{3/4} = 0.55 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{\Delta}} \begin{cases} T_x = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{28}} = 0.41 \text{ s} \\ T_y = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{23.20}} = 0.45 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_x = \min (T ; T_x) = \min (0.55 ; 0.41) = 0.41 \text{ s}$$

$$T_y = \min (T ; T_y) = \min (0.55 ; 0.45) = 0.45 \text{ s}$$

$$D_x = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} = 2.5 \times 0,763 \times (0.4 / 0.41)^{2/3} = 1.87$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} = 2.5 \times 0,763 \times (0.4 / 0.4)^{2/3} = 1.76$$

- Coefficient de comportement global de la structure R :

Selon le tableau [4.3] des **RPA99/version2003**: R =5 (pour un système de contreventement mixte portiques voiles)

- facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure on fonction de:

- ❖ La redondance et de la géométrie des éléments de construction ;
- ❖ La régularité en plan et en élévation ;
- ❖ La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum Pq$

la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non. Sa valeur est

donnée suivant le RPA dans le tableau qui suit:

Critère de qualité q	P _q		
	Observé	Non observé	valeur
1-Condition minimale sur les files de contreventement	×	×	0
2-Redondance en plan	×		0
3-Régularité en plan		×	0.05
4-Régularité en elevation	×		0
5-Contrôle de la qualité des matériaux		×	0.05
6-Contrôle de la qualité de l'exécution		×	0.1
			$\sum P_q = 0.20$

Tableau V.4: Les valeurs des pénalités sans x-x (RPA)

Donc: $Q = 1 + 0.20 = 1.20$

Critère de qualité q	P _q		
	Observé	Non observé	valeur
1-Condition minimale sur les files de contreventement	×		0
2-Redondance en plan	×		0
3-Régularité en plan		×	0.05
4-Régularité en elevation	×		0
5-Contrôle de la qualité des matériaux		×	0.05
6-Contrôle de la qualité de l'exécution		×	0.1
			$\sum P_q = 0.20$

Tableau V.5: Les valeurs des pénalités sans y-y (RPA)

Donc: $Q = 1 + 0.20 = 1.20$

➤ Poids total de la structure :

W: Poids total de la structure égal à la Somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad i = 1, 2, 3 \dots n \quad W_{Gi}: \text{Poids du aux charges}$$

W_{Qi}: Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau [4.5] du RPA99/version 2003.

$W = 36416.47$ KN (valeur données par logiciel robot) La résultante des forces sismique statique à la base de la structure est:

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} w$$

$$V_{x;st} = \frac{0.15 \times 1.25 \times 1.87}{5} \times 3676551,25 = 2578.18 \text{ KN}$$

$$V_{y;st} = \frac{0.15 \times 1.25 \times 1.76}{5} \times 3676551,25 = 2426.52 \text{ KN}$$

On à prendre en considération le plan d'architecture et le nombre maximal des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment :

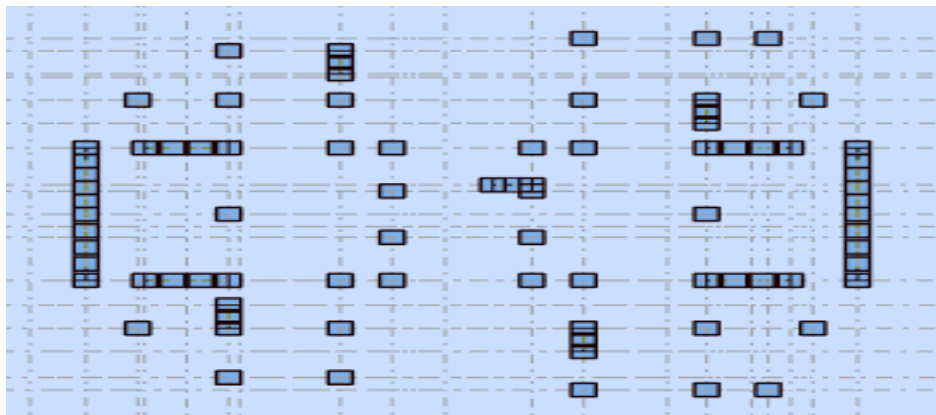


Figure V.1. Disposition des voiles

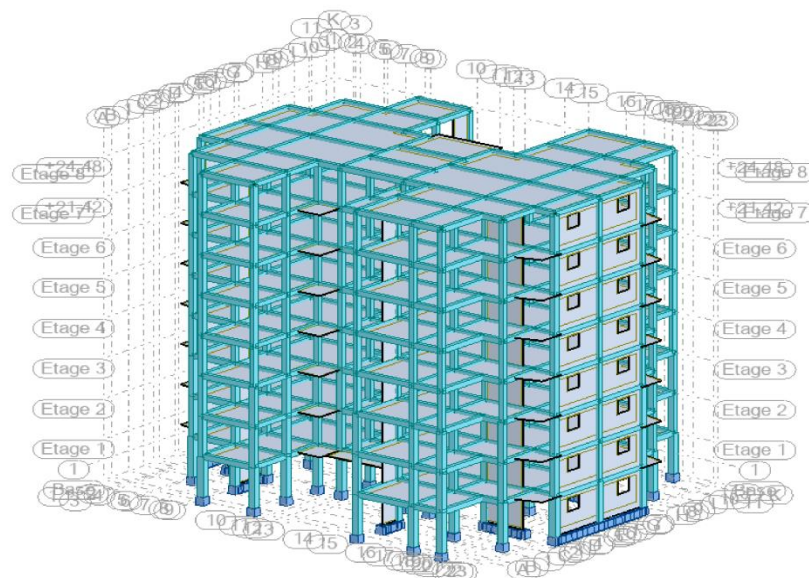


Figure V.2. Vue générale du modèle

- Les résultats dynamiques :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
1	1,60	0,63	71,72	0,07	0,0	71,72	0,07	0,0	3676551,25	3676551,25
2	2,35	0,43	71,80	69,34	0,0	0,08	69,28	0,0	3676551,25	3676551,25
3	3,18	0,31	71,80	69,56	0,0	0,00	0,22	0,0	3676551,25	3676551,25
4	5,57	0,18	86,50	69,77	0,0	14,69	0,21	0,0	3676551,25	3676551,25
5	5,92	0,17	86,77	77,68	0,0	0,27	7,92	0,0	3676551,25	3676551,25
6	7,24	0,14	86,77	82,30	0,0	0,00	4,61	0,0	3676551,25	3676551,25
7	9,17	0,11	86,80	83,24	0,0	0,03	0,94	0,0	3676551,25	3676551,25
8	10,47	0,10	86,80	85,18	0,0	0,00	1,94	0,0	3676551,25	3676551,25
9	11,08	0,09	92,72	85,18	0,0	5,92	0,00	0,0	3676551,25	3676551,25
10	11,87	0,08	92,72	90,82	0,0	0,00	5,63	0,0	3676551,25	3676551,25
11	12,17	0,08	92,72	91,44	0,0	0,00	0,62	0,0	3676551,25	3676551,25
12	12,75	0,08	92,73	91,64	0,0	0,02	0,21	0,0	3676551,25	3676551,25

Tableau V.6: Résultat dynamique

Après l’analyse de notre structure on présente les trois premiers modes :

1^{ère} période de T=0.63s ; F=1.6 Hz

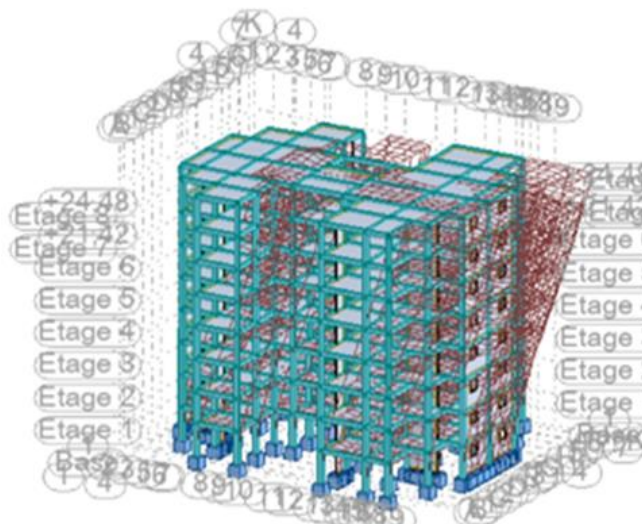


Figure V.3 1er Mode –vue déformée

2^{ème} période de $T=0.43s$; $F=2.35$ Hz

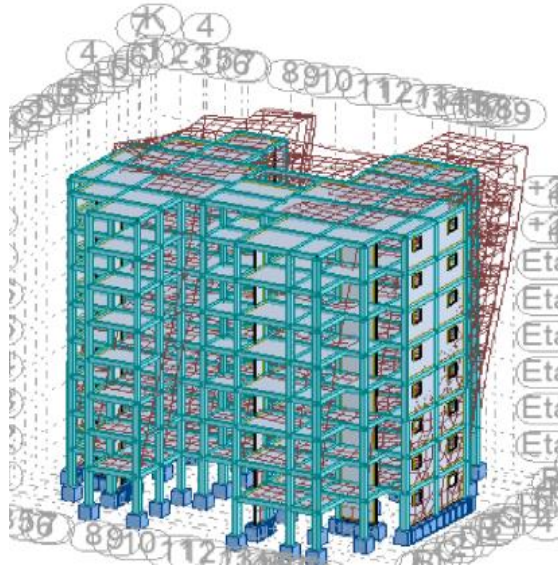


Figure V.4 .2eme Mode –vue déformée

3^{ème} période de $T=0.31s$; $F=3.18Hz$

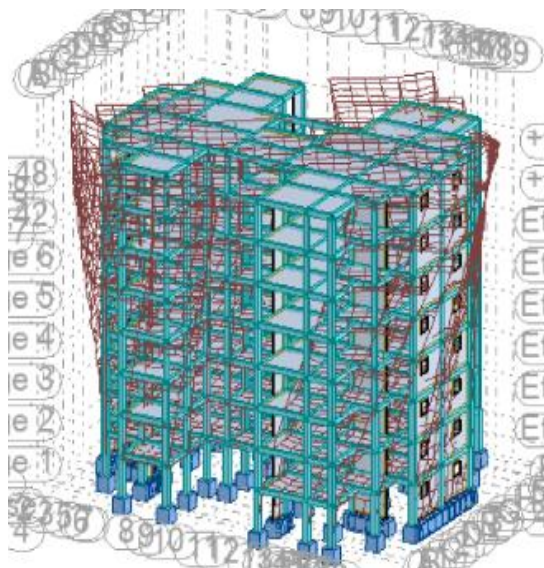


Figure V.5 .3 ème mode - vue déformée

❖ **Verifications divers :**

↪ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T):**

Les valeurs de T calculées à partir des méthodes numerique ne doivent pas dépassés celles estimés à partir des formules empiriques appeopries de 30 %.

$$T \text{ numérique} \leq 1.3 T \text{ empirique}$$

$$0.55 \text{ s} \leq 1.3 \times 0.41$$

$$0.55 \text{ s} \leq 0.53 \dots \text{ CV}$$

↳ **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

La résultante de la force à la base V_d obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique V_t déterminées par la méthode statique équivalents (**RPA 99 .article 4.3.6**)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x} \rightarrow V_d = 2874.77 \text{ KN} \\ \text{Sens y} \rightarrow V_d = 3655.03 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x} \rightarrow V_d = 2874.77 > 0.8 \times 2578.18 \text{ KN} = 2060.64 \dots \text{CV} \\ \text{Sens y} \rightarrow V_d = 3655.03 > 0.8 \times 2426.52 \text{ KN} = 1941.21 \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

❖ **Calcul des déplacements totaux de chaque niveau :**

Le déplacement absolue d'étage δ_k se calcul selon l'article 4.43 des réglés **RPA 99V 2003** par la formule suivante :

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismique F_i .

R : coefficient de comportement de la structure

- Le déplacement relative d'étage Δ_k se calcul selon le meme article par la formule suivante :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

δ_i : sont les déplacements absolus des niveaux K et K-1 respectivement

- ✓ Verification :les déplacements relatifs ne doivent pas dépasser les déplacements admissibles (Δ_k^-) imposes pae le **RPA 99/V 2003** et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur d'etage

$$\Delta_k^- = 1\% H$$

➤ Sens transversal (x) :

Etage	δ_{kx} (cm)	Δ_{xk} (cm)	1% H (cm)	Vérifications
RDC	0.431	0.431	3.06	OK
1	1.006	0.575	3.06	OK
2	1.695	0.690	3.06	OK
3	2.445	0.749	3.06	OK
4	3.212	0.768	3.06	OK
5	3.986	0.774	3.06	OK
6	4.723	0.739	3.06	OK
7	5.41	0.689	3.06	OK

Tableau V.7 valeurs des déplacements calculées et admissibles (x-x)

Etage	δ_{ky} (cm)	Δ_{yk} (cm)	1% H (cm)	Vérifications
RDC	0.340	0.340	3.06	OK
1	0.778	0.438	3.06	OK
2	1.311	0.533	3.06	OK
3	1.898	0.587	3.06	OK
4	2.508	0.610	3.06	OK
5	3.139	0.631	3.06	OK
6	3.754	0.615	3.06	OK
7	4.34	0.586	3.06	OK

Tableau V.8 valeurs des déplacements calculées et admissibles (Y-Y)

➤ Donc tous les déplacements relatifs sont inférieurs aux déplacements admissibles

❖ Calcul des moments de renversement d'étage :

Le moment de renversement est calculé comme suit :

$$M_k = M_{k-1} + V_{k+1} \times h_0$$

Ou :

M_i =moment fléchissant de l'étage i

h_e : hauteur d'étage pour notre cas on a =3.06 m

$$M_k = M_{k+1} + V_{k+1} \times h_e$$

Après l'application numérique on a aboutie aux résultats représentés dans le tableau suivant :

Etage k	H (m)	Effort tranchant (KN)		Moment de renversement (KN.M)	
		Vx	Vy	Selon (x)	Selon (y)
7	24.48	675.912	770.542	18862.32	16546.27
6	21.41	1229.195	1484.754	15298.8	11851.25
5	18.36	1656.963	2068.160	10711.4	7853 .67
4	15.30	2012.601	2528.184	7038.30	5441.29
3	12.24	2294.862	2872.860	4218.88	3454.86
2	9.18	2512.911	3221.037	3196.26	2001.69
1	6.12	2669.774	3281.778	4.48	269.922
RDC	3.06	2735.37	3345.45	378.5	200.736
				Σ 46509.68	Σ 59708.94

Tableau V.9 Les efforts tranchants et les moments de renversement

- Verification de la stabilité au renversement (selon l'article 4.41 des règles **RPA 99/V2003**)

Il faut verifier que:

$$\frac{M_{stab}}{M_{renv}} > 1.5$$

Ou:

M_{stab} =moment stabilisant engender par le poids du bloc (w) il Ce calcul comme suit:

M_{stab} : moment stabilisant, engendré par le poids du bloc (w) il ce calcul comme suit

M_{stab} : moment stabilisant, engendré par le poids du bloc (w) il ce calcul comme suit :

Etage	W(KN)	Y _G	M _{sx}	X _G	M _{sy}
7	4308.15	11.36	48940.6	14.27	61477.30
6	4513.28	11.42	51541.6	14.80	66796.54
5	4513.28	11.42	51541.6	14.80	66796.54
4	4513.28	11.42	51541.6	14.80	66796.54
3	4513.28	11.42	51541.6	14.80	66796.54
2	4642.77	11.42	53020.43	14.80	66796.54
1	4642.77	11.42	53020.43	14.80	66796.54
RDC	4781.14	11.42	54600.61	14.80	70760.87
			Σ320312.47		Σ533017.4

Tableau V.10 les moments de Stabilisant

On a $\frac{M_{stab}}{M_{renv}} > 1.5$

Sens y: $\frac{533017.4}{46509.68} = 11.46 > 1.5$

Sens x : $\frac{320312.47}{59708.94} = 5.36 > 1.5$

Justification Vis –à-Vis de l’effet P–Δ

Dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaisante à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au –dessus du niveau K

V_k : Effort tranchant d’étage au niveau ‘K’.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau ‘K’ par rapport au niveau ‘K-1’

h_k : Hauteur d’étage ‘K’.

Etage	W (KN)	Pk(cm)	Vkx(cm)	Vky (cm)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	hk (cm)	θ_x	θ_y	
7	4308.1	32119.6	675.912	770.52	0.5	0.4	306	0.07	0.06	CV
6	4513.28	27606.38	1229.19	1484.75	0.6	0.4	306	0.05	0.04	CV
5	4513.28	23093.1	1656.96	2068.16	0.7	0.4	306	0.03	0.02	CV
4	4513.28	18579.82	2012.60	2528.18	0.7	0.4	306	0.02	0.01	CV
3	4513.28	14066.54	2295.8	2872.86	0.8	0.4	306	0.01	0.09	CV
2	4642.7	9423.84	2512.1	3221.03	0.7	0.4	306	0.008	0.003	CV
1	4642.7	4781.14	2669.7	3221.77	0.5	0.3	306	0.002	0.001	CV
RDC	4781.14	0	2735.3	3345.45	0.3	0.1	306	0	0	CV

Tableau.V.11. Vérification à l’effet P-Δ sens (x-x) (y-y)

Toutes les valeurs de θ sont inférieures à 0,10 dans les deux sens, donc la condition de l’effet P -Δ est vérifiée.

Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés

IV.3 Conclusion :

Dans cette étude sismique on a utilisé le logiciel **ROBOT** pour modéliser la structure, et pour nous facilite l'étude dynamique et après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Chapitre VI

Calcul des éléments

Structuraux

V.1 Introduction

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes genres de sollicitations.

V.2. combinaisons des charges

Les combinaisons de charges que nous allons les utilisés pour le calcul de ferrailage dans les éléments porteurs de la structure sont de deux natures distinctes:

- Combinaisons BAEL :

Ce sont des combinaisons qui correspondent à la situation durable de la structure, elles sont décrites par les règles CBA93 et BAEL91 mod.99, et combinant les charges verticales permanentes et d'exploitations comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{array} \right.$$

- Combinaisons RPA :

Correspondent à la situation accidentelle de la structure, ces combinaisons sont prescrites par le règlement parasismique algérien RPA99v2003 comme suit:

Pour les voiles $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 \times G \pm E \end{array} \right.$

Pour le portique :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour les poteaux : } \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 \times G \pm E \end{array} \right. \\ \text{Pour les poutres : } \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 \times G \pm E \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : action de séisme représentée par ses composantes horizontales

V.3. caractéristiques du matériau :

Les principales caractéristiques des deux matériaux béton et acier en situation normale (durable) et accidentelle, ainsi que les coefficients de sécurité correspondantes données par le tableau suivant :

matériau Situation	Béton 25			Acier		
	γ_b	f_{c28} Mpa	f_{bu} Mpa	γ_s	f_e Mpa	f_{su} Mpa
Durable	1,5	25	14,2	1,5	400	347,8
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau V.1 : caractéristiques du matériau:

V.4 .Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux de la structure, ils doivent résister aux différents types de sollicitations, et satisfaire les exigences de sécurité vis-à-vis de la résistance et de la ductilité.

Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables :

- Moment maximal et un effort normal correspondant.

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

- Effort normal maximal avec le moment correspondant

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

- Effort normal minimal avec le moment correspondant

$$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

V.4.1. Les recommandations du RPA 99/2003 :

1. Les armatures longitudinales (art.7.4.2.1.):

- 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 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: $40 \times \emptyset$ (Zone II)
La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

2. Les armatures transversales :

L'article 7.4.2.2 des mêmes règles recommande que:

- l'espacement (t) des armatures transversales doit être au plus égale aux valeurs maximales suivantes quicorrespond à la zone sismique IIa :

Dans la zone nodal $t \leq \min (10 \emptyset_L , 15\text{cm})(\text{en zone II}).$

Dans la zone courante $t \leq 15 \emptyset_l$ (en zone II).

Où \emptyset_L : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t b_1$ en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%.

Si $\lambda_g \leq 3$:0.8 %

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limitent précédentes.

λ_g : est l'élanement 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 déformation considérée.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

V.4.2. Exemple de calcul (45×45)

A partir des résultats du logiciel ROBOT, le poteau est soumis à l'effort normal de compression maximal est un Poteau du niveau de RDC il soumise aux sollicitations suivant $N_{max} = 1855.439$ / $M_{correspondant} = 5.235$

❖ Pour : $N_{max} \rightarrow M_{cor}$

$$\left[\begin{array}{l} b = 45\text{cm} \\ h = 45\text{ cm} \\ d = 42.5\text{cm} \\ d' = 2.5\text{cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left[\begin{array}{l} N_{max} = 1855.439\text{KN} \\ M_{cor} = 5.235\text{KN} \\ N_{ser} = 1345.39\text{KN} \\ M_{ser} = 3.773\text{ KN} \end{array} \right.$$

a Ferrailage longitudinal :

➤ Calcul de l'excentricité totale $e_{tot} = e_1 + e_a + e_2$

$$e_1 = \frac{M_{corr}}{N_u} = \frac{5.235}{1855.439} = 0.0028$$

$$e_a = \max(2\text{cm} ; \frac{L}{250}) = \max(2\text{cm} ; \frac{306}{250}) \rightarrow e_a = 0.02\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \rho)$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_{ser}}{1.5 M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{5.235}{1.5 \times 3.773} \right) = 0.75$$

$$L_f = 0.7 L_0 = 0.7 \times 306 = 2.142\text{m}$$

$$\rho = 2 \rightarrow e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.45} \times (2 + 0.75 \times 2) \rightarrow e_2 = 0.010\text{ m}$$

Donc: $0.0028 + 0.02 + 0.010 \rightarrow e_T = 0.0328\text{m}$

▲ Calcul de l'effort de compression centré maximale supportable par le béton :

$$N_{b_{max}} = b \times h \times \sigma_{bc} \rightarrow N_{b_{max}} = 0.45 \times 0.45 \times 14.16 \times 10^3$$

$$N_{b_{max}} = 2867.40\text{ KN}$$

Calcul de coefficient Ψ :

$$\Psi = \frac{Nu}{b \times h \times \sigma_{bc}} \rightarrow \Psi = \frac{1855.439}{2867.4} = 0.64$$

$$\xi = \frac{(34-1)(1-\Psi)}{4\Psi} = 0.1$$

$\Psi < 0.81$ Donc calcul e_{nc} :

$$e_{nc} = \xi \times h = 0.1 \times 306 = 0.306 \text{ m}$$

$e_{nc} = 0,0328\text{m} < e_{nc} = 0,306\text{m} \rightarrow$ Donc la section est entièrement comprimée

Et l'ELU n'est pas atteint ; en place un % minimal d'armature identique a celui des poteaux

$A_s = 4\text{cm}^2$ x le périmètre de la section de poteau et le taux d'armature dans la section de béton (A_s / bh) doit être comprise entre 0.2 et 5%.

$$A_s = 4 \times (0.45 + 0.45) \times 2 = 7.20 \text{ cm}^2$$

▲ Vérification de RBA99 (v 2003)

❖ La section minimale de l'RPA99 (v2003).

$$A_{min} 0.8 \% \times b \times h = A_s \text{ min} = 16.20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{RPA99 /v2003}).$$

❖ L'espacement

$$\text{Solon x : } S_t = \frac{45-5}{3} = 13.33 \text{ cm} \leq 25\text{cm} \dots \text{CV}$$

$$\text{Solon y : } S_t = \frac{45-5}{3} = 13.33 \text{ cm} \leq 25\text{cm} \dots \text{CV}$$

$$\text{On prend } A_s = A_{smin} = 16.20 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA } 20 + 4 \text{ HA } 16 = 20.61 \text{ cm}^2$$

b) Ferrailage transversal

Le ferrailage transversal se fera selon l'article 7.4.2.2 des règles RPA99 V2003

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{3.06}{0.45} = 6.8 \text{ donc } \rho_a = 2.5$$

ρ_a : Coefficient correcteur.

λ_g : L'élancement géométrique.

Dans la zone nodale: $t \leq \min(10\phi_{tmin} ; 15 \text{ cm}) \rightarrow t \leq \min(10 \times 1.4 ; 15 \text{ cm}) \rightarrow t \leq 15 \text{ cm}$

On prend $t = 10\text{cm}$ dans la zone nodal

Dans la zone courante dans la zone courante. $e : t \leq 15\phi_{min} \rightarrow t \leq 15 \times 1.4 \rightarrow t \leq 30 \text{ cm}$

On prend $t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante

La section d'armature transversale est donnée par :

$$\text{Dans la zone courante : } A_t \geq \frac{t \times \rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} = \frac{0.15 \times 2.5 \times 41.98}{0.45 \times 400} = 0.087 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans la zone nodale: } A_t \geq \frac{t \times \rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} = \frac{0.10 \times 2.5 \times 41.98}{0.45 \times 400} = 0.058 \text{ cm}^2$$

On prendra:

4 HA 10 avec $A_t = 3.15 \text{ cm}^2$ dans la zone nodal

4 HA 10 avec $A_t = 3.15 \text{ cm}^2$ dans la zone courante

La quantité d'armature transversale minimale $\frac{A_t}{b \times t}$ est comme suivant :

$$\frac{A_t}{b \times t} = 0.3\% \text{ Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\frac{A_t}{b \times t} = 0.8\% \text{ Si } \lambda_g \geq 3$$

Poutre notre cas $\lambda_g = 6.8 \rightarrow A_t = 0.003 \times t \times b$

$$\checkmark \text{ Dans la zone nodale : } A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > 0.003 \times 10 \times 45 = 13.5 \text{ cm}^2 \dots \text{ CV}$$

$$\checkmark \text{ Dans la zone courante : } A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2 \dots \text{ CV}$$

❖ Vérification

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{➤ } \tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{41.98}{0.45 \times 0.525} = 219.50 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'apre le BAEL91 : } \tau_u = \frac{V}{bd} \leq \tau_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3.330 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u^- = 3330 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\tau_u = 219.50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \tau_u^- (\text{BAEL 91}) = 3330 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u^- = 3330 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \text{ CV}$$

$$\text{D'apre le (art 7.4.3.2 RPA) : } \tau_u = \frac{V}{bd} < \tau_u^- = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec : $\rho_d = 0.075$ si $\lambda_g \geq 5$

$$\text{Donc } \tau_u^- = \rho_d \times f_{c28} \rightarrow \tau_u^- = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 199 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \tau_u^- (\text{RPA}) = 1875 \text{KN/m}^2 \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma^- = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$N_{\text{ser}} = 1345.39 \text{ KN} ; M_{\text{ser}} = 3.773 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{3.773}{1345.39} = 0.0028$$

Calcule l'aire de la section homogène totale:

$$S = b \times h + 15 A_{\text{tot}} \rightarrow S = 45 \times 45 + 15 \times 20.61 = 2334.19 \text{ cm}^2$$

$$X_g = 15 \frac{A_{s'} \times (\frac{h}{2} - d') - A_s \times (d - \frac{h}{2})}{b \times h + 15 (A_s + A_{s'})} \rightarrow X_g = 0 \text{ (} A_s = A_{s'} \text{)}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_g^2 + 15 \left(A_{s'} \left(\frac{h}{2} - d' - X_g \right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_g \right)^2 \right)$$

$$I = \frac{45 \times 45^3}{12} + 45 \times 45 \times 0^2 + 15 \left(20.61 \left(\frac{45}{2} - 2.5 - 0 \right)^2 + 20.61 \times \left(42.5 - \frac{45}{2} + 0 \right)^2 \right)$$

$$I = 589038.75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} (e - X_g) \left(\frac{h}{2} - X_g \right)}{I}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{1345.39}{0.2334} + \frac{1345 (0.028 - 0) \left(\frac{0.45}{2} - 0 \right)}{589038.75 \times 10^{-8}} = 5908.16 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} (e - X_g) \left(\frac{h}{2} - X_g \right)}{I} = 4325.36 \text{ KN/m}^2$$

On a $\sigma_{bc} = \max(\sigma_{\text{sup}} ; \sigma_{\text{inf}}) = 5.90 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = 5.90 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

➤ **Vérification de flambement**

$$\lambda \leq \max \left(50 ; \min \left(\frac{67e}{h} ; 100 \right) \right) \rightarrow \lambda \leq 50$$

Si l'élancement $\lambda = 50$, on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement, dans le cas contraire il y a lieu de tenir compte du risque du flambement dans les calculs de la flexion composée des poteaux

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : Longueur d flambement. $l_f = 0,7 l_0$.

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

Pour les poteaux carrés nous avons : $\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{a}$

a : Dimension du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{a} = 21.98 \quad \lambda \leq 50 \dots CV$$

Niveau	section	λ	$\lambda \leq 50$
RDC	45× 45	16.48	OK
1 ^{er} .2 ^{eme} Etages	40× 40	18.55	OK
3.4.5.6.7 ^{eme} etages	35×35	21.20	OK

Tableau V.1.2. Vérification au flambement des poteaux des différents étages

❖ Vérification de la stabilité de forme

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left(15 ; 20 \frac{e}{h} \right) \rightarrow \frac{2.142}{0.45} \leq \max \left(15, 10 \times \frac{0.425}{0.45} \right) \rightarrow \frac{L_f}{h} \leq 15$$

Pour $L_f : 2.142 \rightarrow \frac{L_f}{h} = \frac{2.142}{0.45} = 4.76 < 15 \dots CV$

Pour $L_f : 2.142 \rightarrow \frac{L_f}{h} = \frac{2.142}{0.40} = 5.35 < 15 \dots CV$

Pour $L_f : 2.142 \rightarrow \frac{L_f}{h} = \frac{2.142}{0.35} = 6.12 < 15 \dots CV$

V.4.3 Résultats de ferrailage longitudinal des poteaux :

Les tableaux suivants résument l'ensemble des résultats de ferrailage longitudinal des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A _s	50
--------	----------------------------	----------------	----

RDC	45 x 45	21.98	OK
,1er .2 ème.3 ème.4 ème	40 x 40	16.49	OK
5 ème.6 ème.7 ème	35 x 35	18.55	OK

Tableau V.1.2. Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Vérification de la stabilité de forme

Les tableaux suivants résument l'ensemble des résultats de ferrailage longitudinal des poteaux

Section (cm ²)	A _s ^{calcul} (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{adoptée} (cm ²)	Choix du barre
45 ×45	7.20	16.20	20.61	4 HA 20 +4 HA16
40 ×40	6.40	12 .80	14.20	4 HA 16+ 4 HA 14
35 ×35	5.60	9.8	12.32	8 HA 14

Tableau V.3. L'armure longitudinale des poteaux

V.4.4 dessin de ferrailage

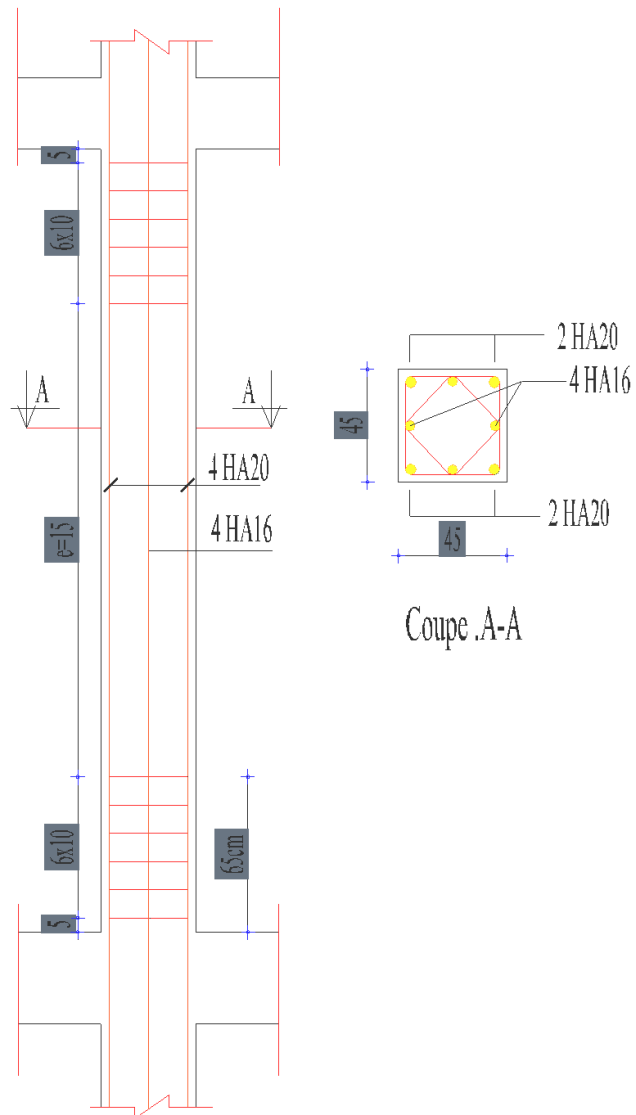


Figure V.1. Schémas de ferrailage des poteaux (45 x 45)

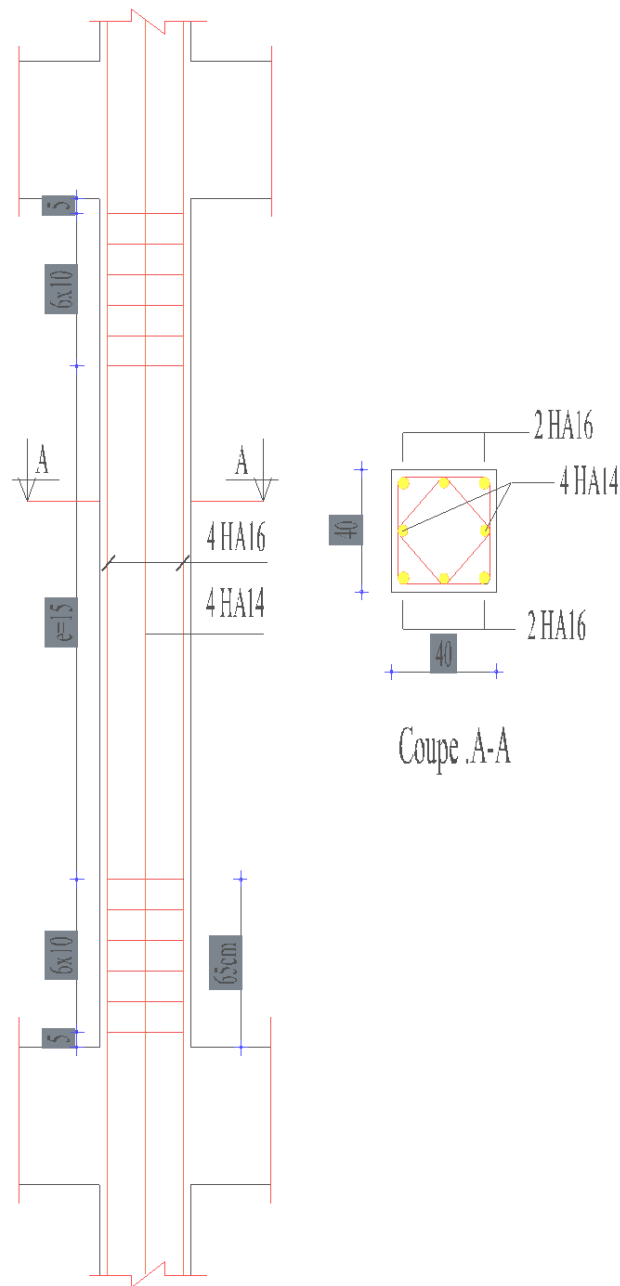


Figure V.2. Schéma de ferrailage des poteaux (40 x 40)

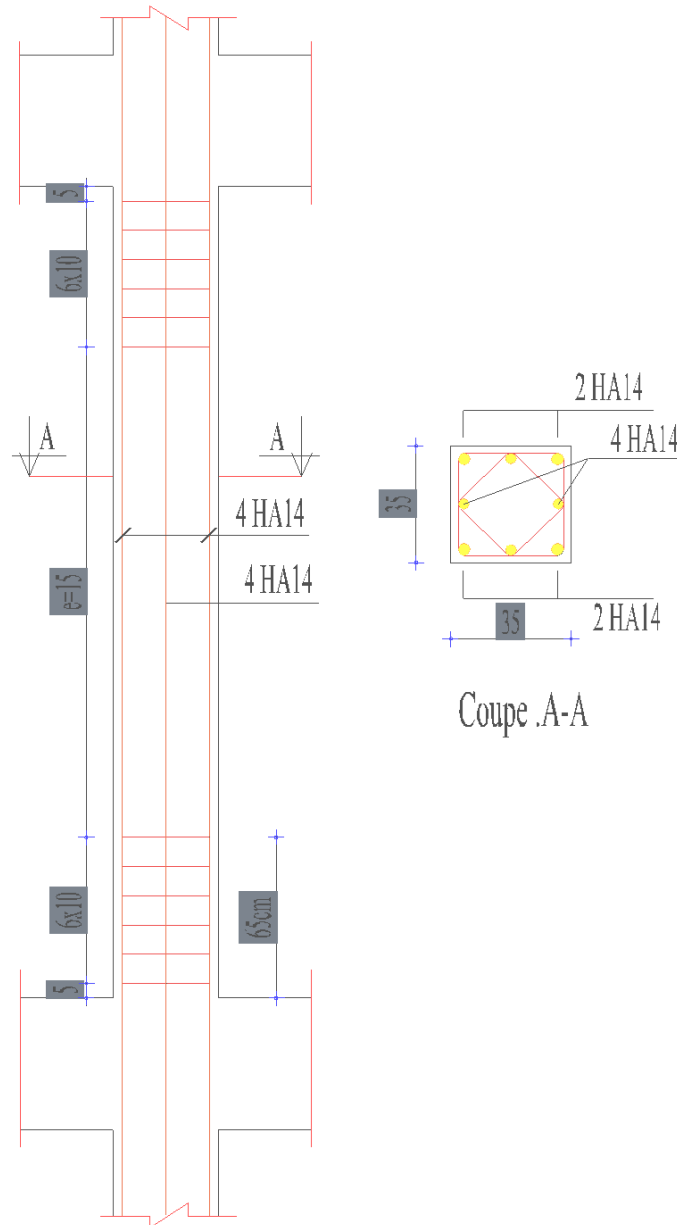


Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux (35 x 35)

V.5. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue trois types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires assurent le chaînage, et les poutres palières.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL99

V.5.1. Les recommandations du RPA 99/version 2003 : (art.7.5.2.1)

- Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximal des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de: 40ϕ (zone IIa)

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

-Armatures transversales:

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 s b$

s : L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale : $s \leq \min\left(\frac{h}{2}, 12\phi\right)$

- En dehors de la zone nodale $s \leq \frac{h}{2}$

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées .Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas la plus défavorable)

Les poutres seront ferraillées en travée pour une situation durable et en appui pour une situation accidentelle.

V.5.2. Les recommandations de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité})$$

V.5.3 .poutre principale :

Dans Ce qui suit on va présenter un exemple de calcul de ferrailage détaillé pour la poutre la plussollicitée.

1. Ferrailage longitudinal :

Pour l'exemple de calcul prendre la poutre principale de Caractéristiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b=30 \text{ cm} \\ h=40 \text{ cm} \\ d= 37.5 \text{ cm} \\ d'=2.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **En travée:(situation durable)**

$$\text{ELU : } M_u = 42.353 \text{ KN.m ; } V_u = 83.69 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } M_{\text{ser}} = 30.922$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{42.353}{30.922} = 1.369$$

$$\mu_{bu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.341(1.369) - 0.1776 = 0.289$$

$$- \mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{42.353 \times 10^3}{0.30 \times 0.375^2 \times 14.16} = 0.070$$

$$- \mu_{bu} = 0.07 < \mu_{bu} = 0.2878 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.07)}) = 0.090 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.375(1 - 0.4 \times 0.090) = 0.361 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{42.353 \times 10^4}{0.361 \times 348 \times 10^3} = 3.37 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

Le moment max est obtenu généralement selon la combinaison accidentelle (G + Q + E).

$$M_{acc} = 111.28 \text{ KN} ; M_u = 75.354 ; M_{ser} = 54.568 \text{ KN}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{75.354}{54.569} = 1.38$$

$$\mu_{bu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.292$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{75.354}{0.30 \times 0.375^2 \times 14.16 \times 10^6} \times 10^3 = 0.126$$

$$\mu_{bu} = 0.126 < \mu_{bu} = 0.289 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.168)}) = 0.349 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.327(1 - 0.4 \times 0.168) = 0.349 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{75.35}{0.349 \times 348} 10^4 = 6.20 \text{ cm}^2$$

Vérfications pour les poutres Condition de non fragilité : (d'après le BAEL91)

$$A_{min} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{min} \geq \max \left(\frac{30 \times 40}{1000} ; 0.23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} \right) = 1.449 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s > A_{min} \dots Cv$

Pourcentage d'acier exigé par **RPA99/version 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section :

$$\text{Donc : } A_{min} = 0.005 b \times h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante :

$$A_{max} = 0.04bh = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

- 6% en zone de recouvrement.

$$A_{\max} : 0.06bh = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

Alors :

- En travée :

$$A_s = 3.37 \text{ cm}^2 > A_{\max} (\text{BAEL}) = 1.449 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.37 \text{ cm}^2 < A_{\min} (\text{RPA}) = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.37 \text{ cm}^2 < A_{\max} (\text{RPA}) = 72 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte 6 HA 14 avec $A_s = 9,24 \text{ cm}^2$

-sur appuis:

$$A_s = 6.2 \text{ cm}^2 > A_{\max} (\text{BAEL}) = 1.449 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.2 \text{ cm}^2 < A_{\min} (\text{RPA}) = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.2 \text{ cm}^2 < A_{\max} (\text{RPA}) = 72 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.2 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte 6 HA 14 avec $A_s = 9,24 \text{ cm}^2$

-Vérification

Vérification de contraintes tangentielles

$$\tau_u = \frac{V}{bd} \leq \tau_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.330 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{83.68}{0.30 \times 0.375} \times 10^{-3} = 0.743 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.743 \text{ MPa} < \tau_u^- = 3.33 \text{ MPa}$$

Verification a ELS :

La fissuration est peut préjudiciable

$$\text{Si } \alpha_u \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ la vérification des contraintes n'est pas nécessaire } = \frac{Mu}{Mser}$$

$$\text{En travée : } \alpha_u = 0.09 \leq 0.435 \dots CV$$

Sur appuis : $\alpha_u = 0.126 \leq 0.435 \dots CV$

- **Vérification de la flèche :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si :

$$\triangleright \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.40}{4.6} = 0.086 \geq 0.0625 \dots CV$$

$$\triangleright \frac{h}{l} \geq 0.1 \frac{M_u}{M_0}$$

$$M_0 = \frac{M_t}{0.85} = \frac{42.353}{0.85} = 49.82 \text{KN} \dots CV$$

$$\frac{h}{l} = 0.086 \geq 0.1 \frac{M_t}{M_0} = 0.085 \dots CV$$

$$\frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{6}{30 \times 40} = 0.0050 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots CV$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc pas nécessaire de calculer la flèche.

2. **Ferrailage transversal :**

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) = \phi_t \leq \min \left(14; \frac{400}{35}; \frac{300}{10} \right) = 11.42 \text{mm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

↳ **L'espacement :**

S : L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\triangleright \text{ Dans la zone nodale } S \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_t \right) = S \leq 10 \text{cm}$$

On prend $s=10 \text{ cm}$

$$\triangleright \text{ En dehors de la zone nodale } S \leq \frac{h}{2} = S \leq 20 \text{cm}$$

On prend $s=15 \text{ cm}$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$

$$\diamond \text{ Dans la zone nodale : } A_t = 0.003 \times S \times b = 0.9 \text{ cm}^2$$

On adopte 2 T 8 $A_s = 1.01 \text{cm}^2$

❖ En dehors de la zone nodale: $A_t = 0.003 \times S \times b = 1.35 \text{ cm}^2$

On adopte 4 T 8 $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

V.5.4. Poutre secondaire :

Dans ce qui suit on va présenter un exemple de calcul de ferrailage détaillé pour la poutre la plus sollicitée

a) Ferrailage longitudinal

Pour l'exemple de calcul en prendre la poutre secondaire de Caractéristiques suivantes :

$$\left[\begin{array}{l} b=30 \text{ cm} \\ h=35 \text{ cm} \\ d= 32.5 \text{ cm} \\ d'=2.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- En travée: (situation durable)

ELU : $M_u = 47.079 \text{ KN.m}$; $V_u = 68.54 \text{ KN}$

ELS : $M_{ser} = 34.322$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{47.079}{34.322} = 1.37$$

$$\mu_{bu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.341(1.369) - 0.1776 = 0.289$$

$$- \mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{47.079 \times 10^3}{0.30 \times 0.375^2 \times 14.16} = 0.104$$

$$- \mu_{bu} = 0.104 < \mu_{bu} = 0.2878 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.104)}) = 0.137 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.375(1 - 0.4 \times 0.137) = 0.307 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{47.079 \times 10^4}{0.361 \times 348 \times 10^3} = 4.40 \text{ cm}^2$$

sur appuis :

Le moment max est obtenu généralement selon la combinaison accidentelle (G + Q + E).

$$M_{acc} = 58.54 \text{ KN} ; M_u = 93.938 ; M_{ser} = 68.346 \text{ KN}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{93.938}{58.54} = 1.37$$

$$\mu_{bu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.292$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{58.54}{0.30 \times 0.375^2 \times 14.16 \times 10^6} \times 10^3 = 0.13$$

$$\mu_{bu} = 0.13 < \mu_{bu} = 0.289 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.13)}) = 0.174 \text{ m} \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.325(1 - 0.4 \times 0.174) = 0.302 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{58.54}{0.349 \times 348} 10^4 = 5.57 \text{ cm}^2$$

Vérifications nécessaires pour les poutres Condition de non fragilité: (d'après le BAEL91)

$$A_{min} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{min} \geq \max \left(\frac{30 \times 40}{1000} ; 0.23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} \right) = 1.17 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s > A_{min}$ CV

Pourcentage d'acier exigé par **RPA99/version 2003** :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section :

$$\text{Donc : } A_{min} = 0.005 b \times h = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux et de :

- 4% en zone courante :

$$A_{max} = 0.04bh = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

- 6% en zone de recouvrement.

$$A_{max} : 0.06bh = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

Alors :

- En travée :

$$\begin{array}{l}
 A_s = 3.77 \text{ cm}^2 > A_{\text{max}} (\text{BAEL}) = 1.17 \text{ cm}^2 \\
 A_s = 3.77 \text{ cm}^2 < A_{\text{min}} (\text{RPA}) = 5.95 \text{ cm}^2 \\
 A_s = 3.77 \text{ cm}^2 < A_{\text{max}} (\text{RPA}) = 63 \text{ cm}^2
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \\ \\ \end{array}} \right\} A_s = 5.25 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte 3 HA14 + 2 HA 12 avec $A_s = 6.88 \text{ cm}^2$

-sur appuis:

$$\begin{array}{l}
 A_s = 5.57 \text{ cm}^2 > A_{\text{max}} (\text{BAEL}) = 1.17 \text{ cm}^2 \\
 A_s = 5.57 \text{ cm}^2 < A_{\text{min}} (\text{RPA}) = 5.52 \text{ cm}^2 \\
 A_s = 5.57 \text{ cm}^2 < A_{\text{max}} (\text{RPA}) = 63 \text{ cm}^2
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \\ \\ \end{array}} \right\} A_s = 5.57 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte 3HA14 + 2 HA 12 avec $A_s = 6.88 \text{ cm}^2$

- **Vérification**

❖ **Vérification de contraintes tangentielles**

$$\tau_u = \frac{V}{bd} \leq \tau_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{68.541}{0.30 \times 0.375} \times 10^{-3} = 0.702 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.702 \text{ MPa} < \tau_u^- = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

❖ **Verification a ELS :**

La fissuration est peut préjudiciable

Si $\alpha_u \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ la vérification des contraintes n'est pas nécessaire $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

En travée : $\alpha_u = 0.360 \leq 0.425 \dots \text{CV}$

sur appuis : $\alpha_u = 0.420 \leq 0.425 \dots \text{CV}$

- Vérification de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si :

$$\triangleright \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.35}{3.9} = 0.089 \geq 0.0625 \dots CV$$

$$\triangleright \frac{h}{l} \geq 0.1 \frac{M_u}{M_0}$$

$$M_0 = \frac{M_t}{0.85} = \frac{42.079}{0.85} = 49.50 \text{KN} \dots CV$$

$$\frac{h}{l} = 0.089 \geq 0.1 \frac{M_t}{M_0} = 0.085 \dots CV$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{6.88}{30 \times 32.5} = 0.0070 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots CV$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc pas nécessaire de calculer la flèche.

2. Ferrailage transversal :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) = \phi_t \leq \min \left(14; \frac{450}{35}; \frac{300}{10} \right) = 10 \text{mm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

↳ L'espacement :

S : L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\triangleright \text{ Dans la zone nodale } S \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_t \right) = S \leq 16.8 \text{ cm}$$

On prend $S = 10 \text{ cm}$

$$\triangleright \text{ En dehors de la zone nodale } S \leq \frac{h}{2} = S \leq 17.5 \text{ cm}$$

On prend $S = 15 \text{ cm}$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par: $A_t = 0.003 \times S \times b$

$$\diamond \text{ Dans la zone nodale : } A_t = 0.003 \times S \times b = 0.9 \text{ cm}^2$$

On adopte 2 T 8 $A_s = 1.01 \text{ cm}^2$

$$\diamond \text{ En dehors de la zone nodale: } A_t = 0.003 \times S \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

On adopte 3 T 8 $A_s = 1.51 \text{ cm}^2$

V.5.5. dessin de ferrailage :

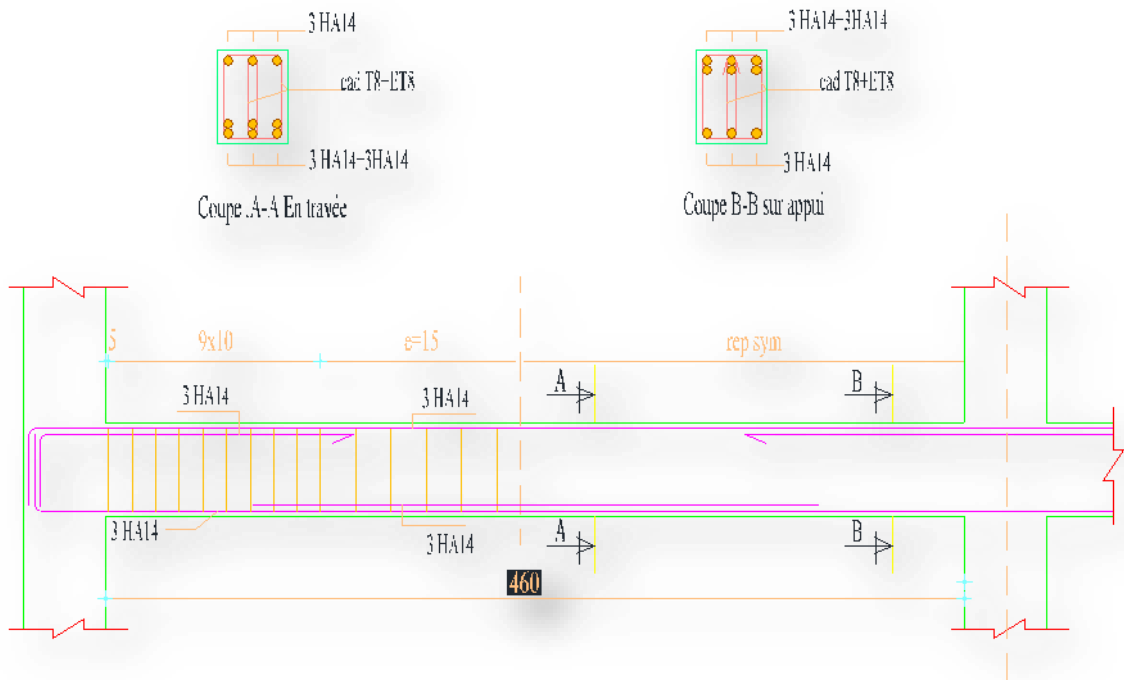


Figure V.4. Schéma de ferrailage des poutres PP

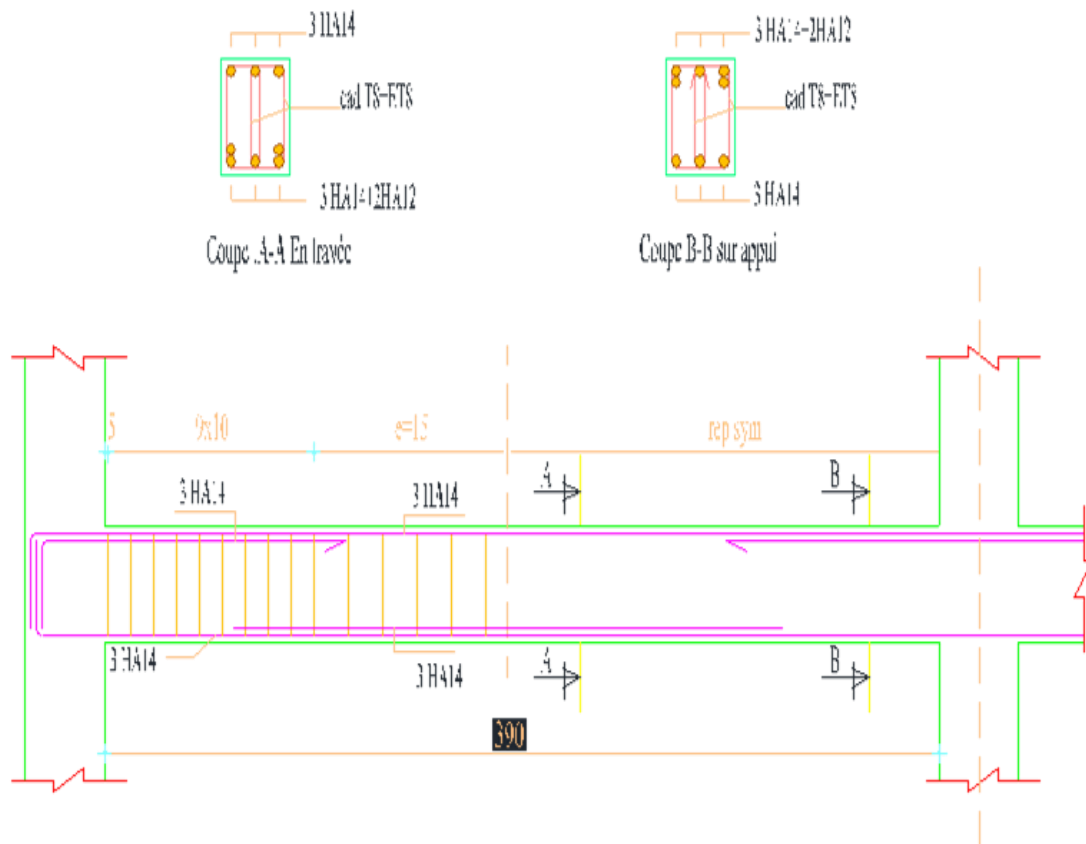


Figure V.5. Schéma de ferrailage des poutres PS

V.6.Ferailage des voiles :

Lorsque la structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa Le RPA 99/Version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement.

V.6.1. Recommandation du RPA 99 version 2003 :

- Aciers verticaux (Art.7.7.4.1):
- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales surtout la zone tendue est de 0.20%,
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du

trumeau, la section totale d'armature verticale de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu,

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile,
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux,
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement),
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduite de moitié sur un dixième de la largeur du voile, Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

- Aciers horizontaux (**Art.7.7.4.2**):

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ ,
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- Règles communes (**Art.7.7.4.3**):

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux (voiles), est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 0.15%

En zone courante 0.10%

L'espacement des barres horizontales et verticales doit vérifier la condition suivante :

$$S = 1,5 a$$

$$S = 30 \text{ cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur,
Le diamètre des Barres des Barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 l'épaisseur du voile.

- 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.6.2. Méthode de calcul des voiles :

On va utiliser la méthode simplifiée pour le calcul de ferrailage, c'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire

V.6.3. Etape de calcul :

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V' \end{array} \right.$$

V.6.4. Exemple de calcul de ferrailage :

On va faire un exemple de calcul bien détaillé du ferrailage d'un seul voile pour différent sollicitation

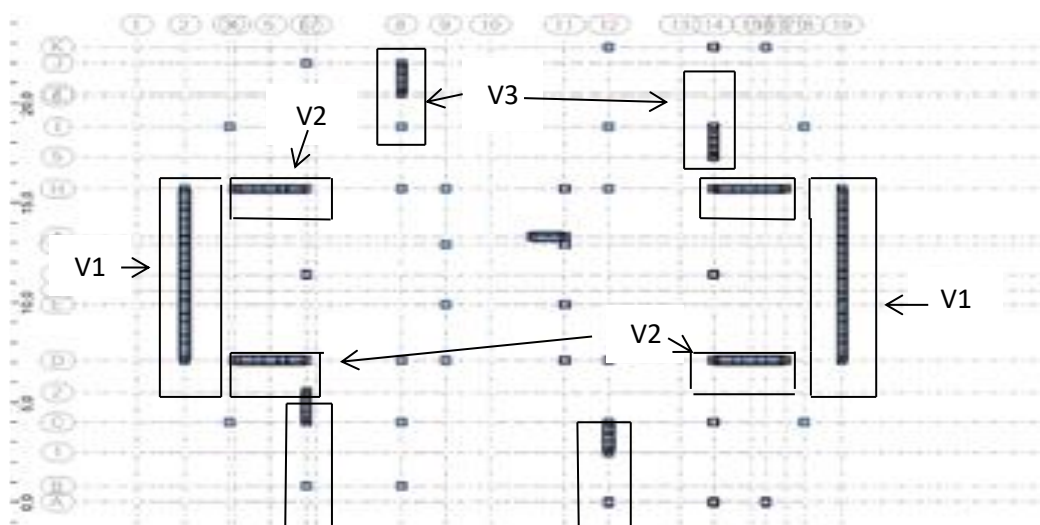


Figure IV.1 disposition des voiles

Exemple 1 (V= 3m)

1. Armatures verticales

Cas de $M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$

$$M_{\max} = 2437.76 \text{ KN} ; N_{\text{cor}} = 2147.99 \text{ KN} ; V_{\max} = 532.08 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} h = 3 \text{ m} ; L = 3.06 \text{ m} \\ b = 0.2 ; d' = 0.025 ; d = 2.975 \end{cases}$$

a. Calcul de la longueur de flambement :

Pour le voile en question on a un encastrement en tête et en pieds dans le plancher qui existe de part et d'autre du voile, donc :

$$L_f = 0.8 L = 0.8 (3.06 - 0.45) = 2.088 \text{ m}$$

b. Calcul de l'élancement :

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{b} = \frac{2.088 \sqrt{12}}{0.2} = 2.41$$

c. Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = 1.13 < \frac{h}{2} = 1.5 \text{ m}$$

d. Vérification de la condition de flambement :

$$\lambda = \max (50 ; \min (67 \frac{e_0}{h}, 100)) = 50$$

$$\lambda = 2.41 < 50 \dots \text{CV}$$

$\lambda =$ Donc on peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement

e : Calcul de ferrailage

La repartition des contraintes dans la section:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} v \Rightarrow v = v' = \frac{h}{2} = \frac{3}{2} = 1.5 \text{ m} , I = \frac{0.2 \times 3^3}{12} = 0.45$$

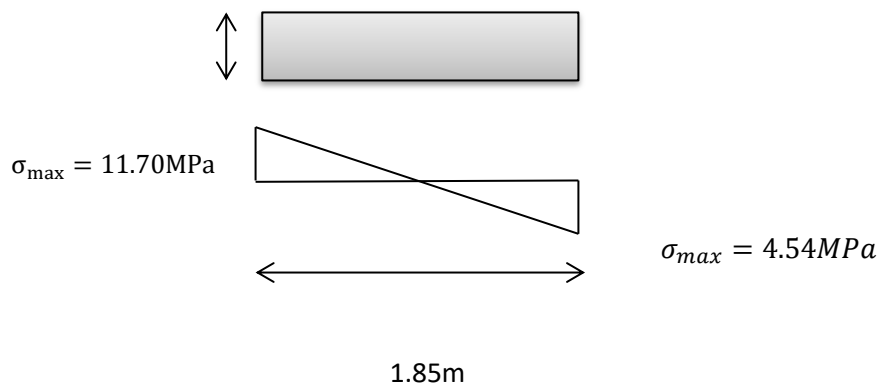
$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V' \quad B = b \times h = 0.2 \times 3 = 0.6 \text{ m}^2$$

Donc $\sigma_{\max} = \frac{2147.99}{0.6} + \frac{2437.76 \times 1.5}{0.45} = 11705.85 \text{ KN} = 11.70 \text{ MPa}$ compression

$$\sigma_{\min} = \frac{2147.99}{0.6} - \frac{2437.76 \times 1.5}{0.45} = - 4545.88 \text{ KN} = - 4.54 \text{ MPa}$$
 traction

Donc la section est partialement comprimé

↳ digramme des contraintes :



En utilisant les triangles semblables pour la détermination de longueur de compression :

Ou : $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$

$L_t = L - L_c = 0.84 \text{ m}$

❖ Calcule l'effort de traction

$$T = \frac{\sigma_{\min} \times b_0}{2} \times L_t = \frac{4.54 \times 0.2}{2} \times 0.86 = 0.381 \text{ MPa} \rightarrow A_s = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.381}{400/1.15}$$

$A_s = 10.94 \text{ cm}^2$

Selon le RPA99 v 2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0.2 \% B = 0.20\% b \times L_t = 0.0020 \times 20 \times 8.40 = 3.36 \text{ cm}^2$$

$A_s = 10.94 \text{ cm}^2 > A_{\min}^{RPA} = 3.36 \text{ cm}^2$ Donc $A_s^t = \frac{10.94 \times 306}{0.84} = 39.07$

↳ Aciers de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e} = 1.1 \times \frac{0.532 \times 0.84}{400} \times 10^4 = 12.29 \text{ cm}^2$$

Cette section d'aciers s'ajoute à la section d'aciers calculée en précédent, donc la section d'acier verticale totale sera comme suit:

$$A_t = 39.07 + 12.29 = 51.46 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage minimal:

- Selon le BAEL91:

$$A_s = A_s' = A_{min} = \max \left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 7.184 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = 51.46 > A_s^{BAEL} = 7.184$$

❖ Selon le RPA99 v 2003 :

$$A_{min}^{RPA} = 0.15 B = 0.15 \% BL = 0.0015 \times 20 \times 300 = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s^{calc}, A_{min}^{RPA}; A_{min}^{BAEL}) = 52.34 \text{ cm}^2$$

On adopte pour l'acier vertical (17 HA 14×2) → $A_s = 52.34 \text{ cm}^2$

L'espacement entre les Barres verticales recommandé par l'RPA est limité comme suit:

$$S \leq \min (1.5 Q, 30\text{cm}) = \min (1.5 \times 20.30) = 30\text{cm}$$

Donc, on n'adopte:

➤ Zone d'about: $s = 10\text{cm}$

Zone courante: $S = 15\text{cm}$

- Ferrailage horizontal:

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

$$A_{min}^{RPA} = 0.15 B = 0.15 \% BL = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 \text{ (pour un seul nappe)}$$

On adopte 4 HA 12 $=A_H = 4 \cdot 52 \text{ cm}^2$ par ml (pour un seul nappe).

Avec un espacement : $S = 15\text{cm}$

- Ferrailage transversal

Pour la zone d'about on adopte des cadres de 8mm pour ligaturer les aciers de flexion, ainsi pour la zone courante du voile, on adopte des épingles de 8mm pour garder un écartement constant entre les nappes d'acier et assurer leur stabilité lors des phases d'exécution.

L'espacement des cadres transversaux sera de 15cm, ainsi que les épingles seront réparties dans l'âme du voile avec une densité de 4 par mètre carré.

- Vérification des contraintes de cisaillement (E.L.U):

✓ Selon l'R.P.A.99.v2003 :

Suivant l'article 7.7.2, on doit vérifier que :

$$\tau_b = \frac{1.4 v}{0.9 h_b} = \frac{1.4 \times 532.08}{0.9 \times 3 \times 0.2} \times 10^{-3} = 1.37 \text{ MPa} < \tau_b^- = 5 \text{ MPa}$$

• Selon le BAEL91 v 99 :

Pour le cas d'une fissuration préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq M \min \left(\frac{0.15 f_c 28}{\gamma_b} ; 7 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{532.08}{0.2 \times 2.975} \times 10^{-3} = 0.89 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots CV$$

Exemple 2 :

1. Armatures verticales

Cas de $M_{max} \rightarrow N_{cor}$

$$M_{max} = 2437.76 \text{ KN} ; N_{cor} = 2147.99 \text{ KN} ; V_{max} = 532.08 \text{ KN}$$

Avec : $h = 1.5 \text{ m} ; L = 3.06$

$$b = 0.2 ; d' = 0.025 ; d = 2.975$$

b. Calcul de la longueur de flambement :

Pour le voile en question on a un encastrement en tête et en pieds dans le plancher qui existe de part et d'autre du voile, donc :

$$L_f = 0.8 L = 0.8 (3.06 - 0.40) = 2.088 \text{ m}$$

b. Calcul de l'élanement :

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{b} = \frac{2.088 \sqrt{12}}{3} = 2.41$$

c. Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = 1.13 < \frac{h}{2} = 1.5 \text{ m}$$

d. Vérification de la condition de flambement :

$$\lambda = \max (50 ; \min (67 \frac{e_0}{h} , 100)) = 50$$

$$\lambda = 2.41 < 50$$

$\lambda =$ Donc on peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement

e : Calcul de ferrailage

La répartition des contraintes dans la section:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} v \quad v = v' = \frac{h}{2} = \frac{1.5}{2} = 0.75 \text{ m} , I = \frac{0.2 \times 1.5^3}{12} = 0.056$$

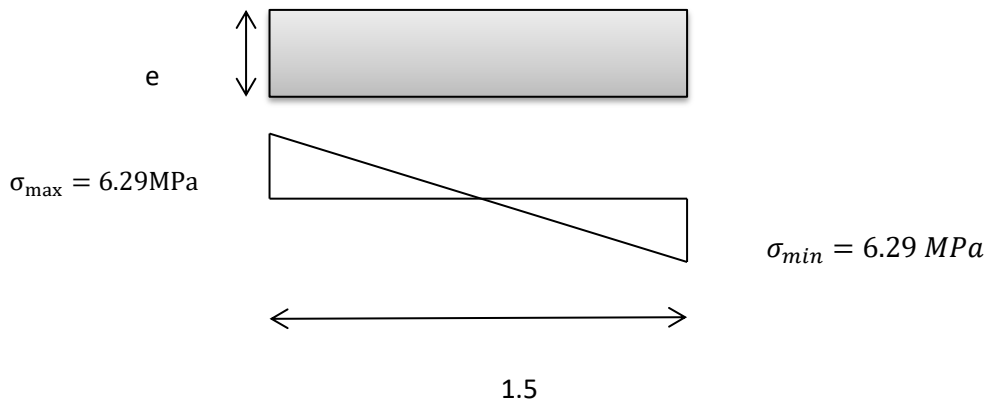
$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} v' \quad B = b \times h = 0.2 \times 1.5 = 0.3 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } \sigma_{max} = \frac{932.30}{0.3} + \frac{238.09 \times 0.75}{0.056} = 6296.37 \text{ KN} = 6.29 \text{ MPa compression}$$

$$\sigma_{min} = \frac{932.30}{0.3} - \frac{238.09 \times 0.75}{0.056} = -81.03 \text{ KN} = -6.29 \text{ MPa traction}$$

Donc, la section est partiellement comprimé

Digramme des contraintes:



En utilisant les triangles semblables pour la détermination de longueur de compression :

$$\text{Ou : } L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{6.29}{6.29 + 0.008} \times 1.5 = 1.495$$

$$L_t = L - L_c = 0.005\text{m}$$

❖ **Calcule l'effort de traction**

$$T = \frac{\sigma_{min} \times b_0}{2} \times L_t = \frac{0.081 \times 0.2}{2} \times 0.005 = 4.05 \times 10^{-4} \text{MPa} \rightarrow A_s = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4.05 \times 10^{-4}}{400/1.15}$$

$$A_s = 0.016 \text{ cm}^2$$

Selon le **RPA99v2003** :

$$A_{min}^{RPA} = 0.2 \% B = 0.20\% b L_t = 0.0020 \times 20 \times 0.5 = 0.02 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.016 \text{ cm}^2 > A_{min}^{RPA} = 0.020 \text{ cm} \text{ Donc } A_s^t = \frac{0.02 \times 1.5}{0.005} = 6 \text{ cm}^2$$

↳ **Aciers de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e} = 1.1 \times \frac{0.005 \times 0.09178}{400} \times 10^4 = 0.0126 \text{ cm}^2$$

Cette section d'aciers s'ajoute à la section d'aciers calculée en précédent, donc la section d'acier verticale totale sera comme suit:

$$A_t = 0.0126 + 6 = 6.0126 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage minimal:♣ Selon le **BAEL91:**

$$A_s = A_s' = A_{min} = \max \left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 3.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = 6.0126 > A_s^{BAEL} = 3.56 \text{ cm}^2$$

❖ Selon le RPA99 v 2003 :

$$A_{min}^{RPA} = 0.15 B = 0.15 \% BL = 0.0015 \times 20 \times 150 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s^{calc}, A_{min}^{RPA}; A_{min}^{BAEL}) = 6.0126 \text{ cm}^2$$

On adopte pour l'acier vertical (6 HA 12) $\times 2 \rightarrow A_s = 13.58 \text{ cm}^2$

L'espaceur entre les barres verticales recommandé par l'RPA est limité comme suit:

$$S \leq \min(1.5 Q, 30\text{cm}) = \min(1.5 \times 20.30) = 30\text{cm}$$

Donc, on n'adopte:

➤ Zone d'about : $s = 10\text{cm}$

➤ Zone courante : $s = 15\text{cm}$

♣ Ferrailage horizontal:

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

$$A_{min}^{RPA} = 0.15 B = 0.15 \% BL = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 \text{ (pour un seul nappe)}$$

On adopte 4 HA 12 = $A_H = 4.52 \text{ cm}^2$ par ml (pour un seul nappe).

Avec un espaceur : $S = 15\text{cm}$

- Ferrailage transversal

Pour la zone d'about on adopte des cadres de 8mm pour ligaturer les aciers de flexion, ainsi pour la zone courante du voile, on adopte des épingles de 8mm pour garder un

écartement constant entre les nappes d'acier et assurer leur stabilité lors des phases d'exécution.

L'espacement des cadres transversaux sera de 15cm, ainsi que les épingles seront réparties dans l'âme du voile avec une densité de 4 par mètre carré.

- **Vérification des contraintes de cisaillement (E.L.U):**

✓ Selon l'R.P.A.99.v2003 :

Suivant l'article 7.7.2, on doit vérifier que :

$$\tau_b = \frac{1.4 v}{0.9 h_b} = \frac{1.4 \times 91.78}{0.9 \times 1.5 \times 0.2} \times 10^{-3} = 0.4 \text{ MPa} < \tau_b^- = 5 \text{ MPa} \dots CV$$

- Selon le BAEL91 v 99 :

Pour le cas d'une fissuration préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq M_{\min} \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 7 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{91.78}{0.2 \times 1.475} \times 10^{-3} = 0.333 \text{ MPa}$$

Exemple 03 :

1 . Armatures verticales

$$M = 13778.98 \text{ KN.m} ; N = 2989.56 \text{ KN} ; V = 989.21 \text{ KN}$$

$$h = 8.6 \text{ m} ; L = 3.06$$

$$b = 0.2 ; d' = 0.025 ; d = 7.875 \text{ m}$$

c. Calcul de la longueur de flambement :

Pour le voile en question on a un encastrement en tête et en pieds dans le plancher qui existe de part et d'autre du voile, donc :

$$L_f = 0.8 L = 0.8 (3.06 - 0.40) = 2.088 \text{ m}$$

b .Calcul de l'élancement :

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{b} = 0.68$$

c .Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = 4.6m < \frac{h}{2} = 1.5 m$$

d. Vérification de la condition de flambement :

$$\lambda = \max (50 ; \min (67 \frac{e_0}{h} , 100)) = 50$$

$$\lambda = 0.68 < 50 \dots CV$$

$\lambda =$ Donc on peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement

e : Calcul de ferrailage

La répartition des contraintes dans la section:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} v \quad \Rightarrow \quad v = v' = \frac{h}{2} = \frac{8.6}{2} = 4.3 m , I = \frac{0.2 \times 8.6^3}{12} = 10.60 m^4$$

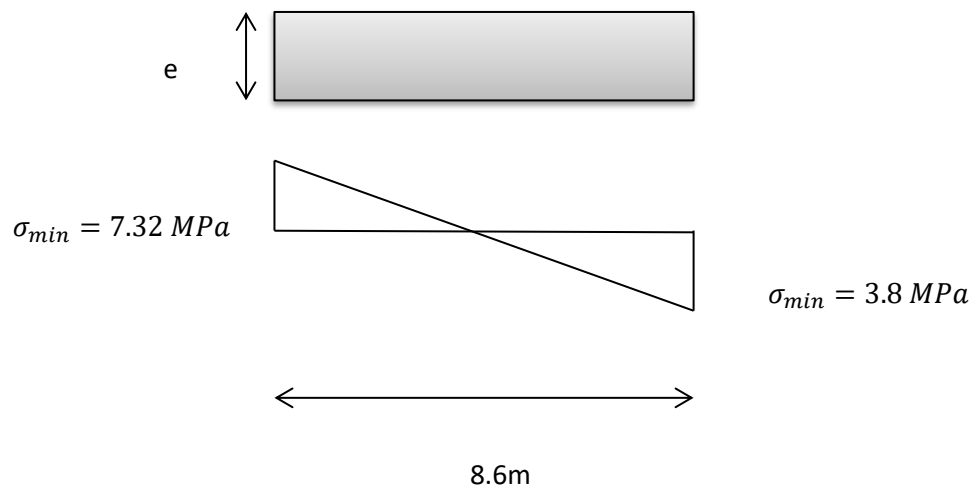
$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} v' \quad B = b \times h = 0.2 \times 8.6 = 1.72 m^2$$

$$\text{Donc } \sigma_{max} = \frac{2989.56}{1.72} + \frac{13778.98 \times 5.255}{10.60} = 7327.7 KN = 7.32 MPa \text{ compression}$$

$$\sigma_{min} = \frac{2989.56}{1.72} - \frac{13778.98 \times 5.255}{10.60} = - 3851.46 MPa \text{ traction}$$

Donc, la section est partialement comprimé

↳ digramme des contraintes:



En utilisant les tringles semblables pour la détermination de longueur de compression :

$$\text{Ou : } \frac{7.32}{7.32 + 3.85} \times 8.6 = 5.63 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 2.97 \text{ m}$$

❖ Calcule l'effort de traction

$$T = \frac{\sigma_{\min} \times b_0}{2} \times L_t = \frac{3.85 \times 0.2}{2} \times 2.97 = 1.14 \text{ MPa} \rightarrow A_s = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1.14}{400/1.15}$$

$$A_s = 3.27 \text{ cm}^2$$

Selon le **RPA99v2003** :

$$A_{\min}^{RPA} = 0.2 \% B = 0.20\% b L_t = 0.0020 \times 20 \times 297 = 11.88 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.27 \text{ cm}^2 < A_{\min}^{RPA} = 11.88 \text{ cm}^2 \text{ Donc } A_s^t = \frac{11.88 \times 8.6}{2.97} = 34.40 \text{ cm}^2$$

↳ Aciers de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e} = 1.1 \times \frac{0.9892 \times 1.4}{400} \times 10^4 = 3.80 \text{ cm}^2$$

Cette section d'aciers s'ajoute à la section d'aciers calculée en précédent, donc la section d'acierverticale totale sera comme suit:

$$A_t = 34.40 + 3.8 = 38.2 \text{ cm}^2.$$

- Ferrailage minimal:

- Selon le **BAEL91**: $A_m = 2.07 \text{ cm}^2$

❖ Selon le **RPA99 v 2003** = 25.80 cm^2

$$A = (19 \text{ HA } 16) \times 2 = 76.40 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage horizontal:

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

$$A_{\min}^{RPA} = 0.15 B = 0.15 \% BL = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 \text{ (pour un seul nappe)}$$

On adopte 4 HA 12 = A_H = 4 .52 cm² par ml (pour un seul nappe).

Avec un espacement : S = 15cm

- **Ferraillage transversal:**

✓ Selon l’R.P.A.99.v2003 :

Suivant l’article 7.7.2 on doit vérifier que :

$$\tau_b = \frac{1.4 v}{0.9 h_b} = \frac{1.4 \times 91.78}{0.9 \times 8.6 \times 0.2} \times 10^{-3} = 0.73 \text{ MPa} < \tau_b^- = 5 \text{ MPa} \dots CV$$

• Selon le **BAEL91 v 99** :

Pour le cas d’une fissuration préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq M \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 7 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{91.78}{0.2 \times 3.17} \times 10^{-3} = 1.56 \text{ MPa} \quad 2.5 < \text{MPa}$$

V.6.5. Résultats de calcul des autres voiles

Pour des raisons d’économie, tous les voiles de contreventement ont été calculés séparément, soit un totalde 10 voiles.

Les tableaux seront exposés l’ensemble des résultats de sollicitations et de ferraillages des autres voiles

Description des armatures verticales:

	V1	V2	V3
L	L= 8.5m	L=3m	L=1.5 m
M	13778.98	2437.76	238.09
N	2998.56	2147.99	982.32
V	989.21	532.08	91.78
σ ₁	7.32	11705.85	6296.37
σ ₂	3.85	4545..88	81.03
A _s	34.40	10.94	0.016
A _{vj}	3.80	12.22	0.0126

A_{sBAEL}	2.07	7.184	3.56
A_{smin}	25.80	9	4.5
A_{sv}	40.84	51.46	6.0126
Choix	(19 HA 16)×2	(17 HA 14)×2	(6 HA 12)×2
A_s	76.40	52.34	13.58

Description des armatures horizontales

Voiles	A_H	$A_{H ad}$	Description	SN
V ₁	3	9.04	(4 HA 12)×2	15
V ₂	3	9.04	(4 HA 12)×2	15
V ₃	3	9.04	(4 HA 12)×2	15

V.6.6.dessin de ferrailage :

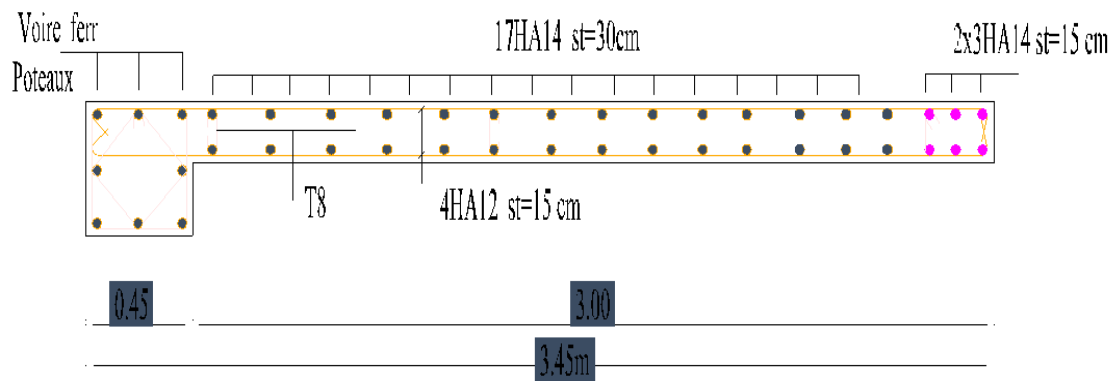


Figure : VII : schéma de ferrailage des voils V2

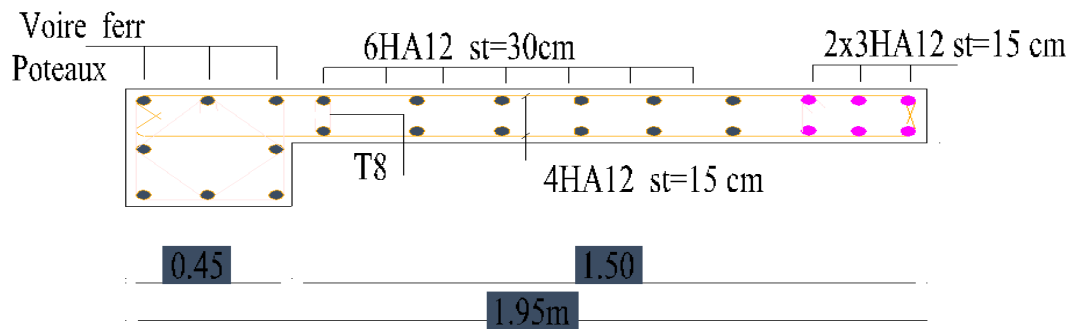


Figure : VIII schéma de ferrailage des voils V3

Chapitre VII :

Etude de l'infrastructure

VII.1.introduction :

On appelle une fondation, la base de l'ouvrage qui se trouve en contact avec le sol et qui a pour rôle de transmettre à celui-ci toutes les charges et les surcharges supportées par cet ouvrage

VII.2 Etude de fondation. :

Les fondations sont les parties de structure qui transmettent au sol les éléments des fondations transmettent les charges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage

VII.3 : Différents types de fondations :

Il existe plusieurs catégories de fondation, qui sont :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

VII.4 : Choix de type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.

- Radier général.

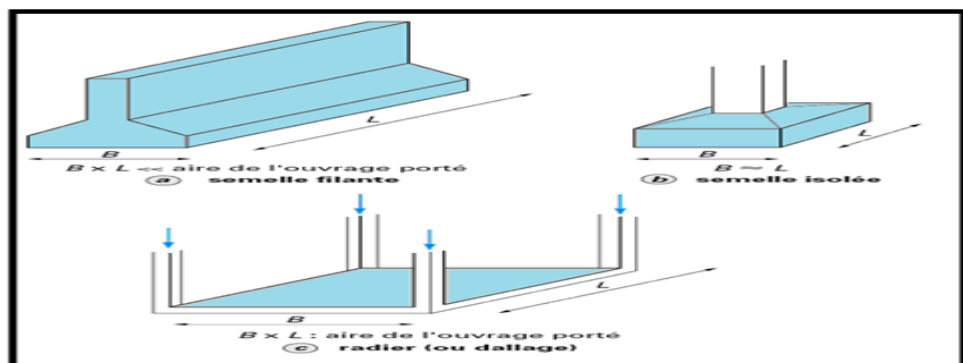


Figure VI.1. Types de fondations superficielles

Le jugement final du type des semelles est en fonction de ce dernier rapport :

$$\text{Si } \frac{S_{\text{tot des fondations}}}{S_{\text{tot du projet}}} \leq 50\% \rightarrow \text{Semelles isolées}$$

$$\text{Si } \frac{S_{\text{tot des fondations}}}{S_{\text{tot du projet}}} > 50\% \rightarrow \text{radier général}$$

$$S_{\text{tot}} = \frac{\sum N_{\text{ser}}}{\sigma_s^-} = \frac{1291.98}{20} = 64.60 \text{ m}^2$$

$$\frac{\sum \text{surface des semelles}}{\text{sur facetotale}} \times 100 = \frac{64.60}{649.60} \times 100 = 9.25 \% < 50 \%$$

VII.5 : Calcul de la semelle isolée :

Dans ce projet, nous prorsens en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \sigma_{SOL}^-$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

N : L'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel **ROBOT2024**

S : Surface d'appuis de la semelle. S=A×B

σ_{SOL}^- : Contrainte admissible du sol

On a une semelle carre , donc on doit satisfaire la condition suivante1

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$$

a, b: dimensions du poteau à la base. On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N}{\sigma_{SOL}^-}} = \sqrt{\frac{0.45}{0.45} \times \frac{1291.98}{2}} \times 10^{-1} = 2.27 \rightarrow 2.30$$

VII.5.1. Calcul des semelles isolées :

Pour les calculs des semelles isolées, on prend les plus sollicitées des semelles de rive, et les plus sollicitées des semelles intermédiaires.

Semelle	Intermédiaire	
Combinaison	N (KN)	M (KN)
1.35 G +1.5Q	1781.66	4.56
G + Q	1291.98	3.32
G ± Q ∓ E	2256.40	43.70
0.8 G ∓ E	2126.36	32.28

Tableau IV -1 : les sollicitations pour les poteaux

Après la détermination des dimensions en plan de la semelle par la condition de portance de sol, on passe à l'évaluation des dimensions en élévation, ces dimensions doivent vérifier la condition de rigidité suivante qui nous assure, si elle est vérifiée, que la répartition des réactions du sol, sur sous face de la semelle, est linéaire

$$h \geq \max (h_1 ; h_2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_1 = \frac{A-a}{4} + 5cm \\ h_2 = \frac{B-b}{4} + 5cm \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_1 = \frac{230-45}{4} + 5cm \\ h_2 = \frac{230-45}{4} + 5cm \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_1 = 51.25 \text{ cm} \\ h_2 = 51.25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

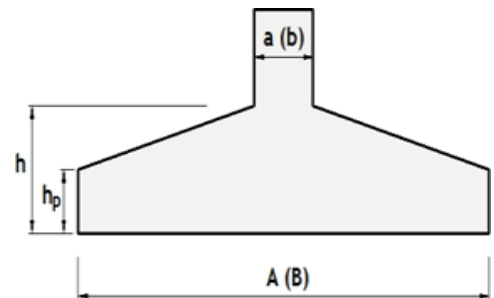


Figure IV -2: les dimensions en élévation des semelles

On adopte $h = 70\text{cm}$, $h_p > \frac{h}{2} = 35 \text{ cm}$ donc $h_p = 35 \text{ cm}$

a. Méthode de calcul : $A_s = \frac{N_u (A-a)}{8 d \sigma_s}$

La charge N_u est transmise au sol par l'intermédiaire de bielles de béton comprimées

Maintenues entres-elles par les armatures inférieure $N_u : \frac{(3 \sigma_M + \sigma_m)AB}{4}$

σ_M : Contrainte maximale sous la semelle; σ_m :Contrainte minimale sous la semelle.

- ✓ Domaine d'application de la méthode des bielles :
- Semelle rigide : $(A - a)/4 \leq d \leq (A - a)$
- Sol entièrement comprimé : $e_s \leq A/6$

Poteau entièrement $e_p \leq a/6$

b .Ferrailage :

D'abord on vérifie les conditions d'application de la méthode des bielles, avec les données suivantes de les semelles intermédiaire:

$$A = 2.30 \text{ m} ; a = 0.45 \text{ m} ; d = h - d' = 0.7 - 0.05 = 0.65 \text{ m}$$

$$\frac{A-a}{4} = \frac{2.30-0.45}{4} = 0.573 \text{ m} < d < (A - a) = 1.85 \text{ m} \dots \text{CV}$$

$$e_s = 0 \leq \frac{A}{6} = \frac{2.30}{6} = 0.38 \text{ m} \dots \text{CV}$$

$$e = \frac{Mu}{eNu} = \frac{4.56}{781.66} = 0.0025 \text{ m} < \frac{a}{6} = \frac{0.45}{6} = 0.075 \text{ m} \dots \text{CV}$$

Vu que tous les conditions sont vérifiées, la méthode des bielles est applicable pour ce cas à condition de vérifier que le diagramme des contraintes sous la semelle, due à la réaction du sol, est toujours trapézoïdal:

Donc, on calcul σ_M et σ_m comme suit :

$$Nu = 1.78166 \text{ KN} ; e_p = 0.0025 \text{ m} ; A = 2.3 \text{ m} ; B = 2.3 \text{ m}$$

$$\sigma_M = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{6ep}{A} \right) = \frac{1.781}{5.29} \left(1 + \frac{6 \times 0.0025}{2.30} \right) = 0.338 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_m = \frac{N}{AB} \left(1 - \frac{6ep}{A} \right) = \frac{1.781}{5.29} \left(1 - \frac{6 \times 0.0025}{2.30} \right) = 0.334 \text{ MPa} > 0$$

Les deux contraintes extrêmes sont positives, cela signifie que le diagramme de la réaction du sol est trapézoïdal, donc on peut appliquer la méthode des bielles avec l'effort normal fictif calculé comme suit:

$$Nu = \frac{(3\sigma_M + \sigma_m)}{4} \times A \times B = \frac{(3 \times 0.338 + 0.334)}{4} \times (2.3 \times 2.3)$$

$$Nu = 1.78 \text{ MN}$$

Par conséquent l'acier nécessaire pour équilibrer l'effort de traction à la base de la semelle est calculé comme suit :

$$A_s = \frac{N_u (A-a)}{8d \sigma_s} = \frac{1.78(2.3-0.45)}{8 \times 0.65 \times 347.8} = 18.19 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte suivant chaque direction le ferrailage suivant:

$$12 \text{ T } 14 \text{ Avec: } A_s = 18,47 \text{ cm}^2$$

L'espaceur des barres sera de 15 cm.

- Vérifications divers :

- a. Vérification de la capacité portante sous les combinaisons sismiques

$$e \leq \frac{A}{6} \rightarrow \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3ep}{A} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{A}{6} \leq e \leq \frac{A}{4} \rightarrow \frac{2N}{3B \left(\frac{A}{2} - e \right)} \leq 2\sigma_{sol}$$

Sous la combinaison G+Q+E on a les sollicitations suivantes

$$e_p = \frac{M}{N} = \frac{43.70}{2256.40} = 0.020 < \frac{A}{6} = \frac{2.3}{6} = 0.38 \text{ m}$$

Donc on vérifie la condition suivante :

$$\frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3ep}{A} \right) = \frac{2.256}{5.29} \left(1 + \frac{3 \times 0.020}{2.3} \right) = 0,43 \text{ MPa} < 2\sigma_{sol} \dots \text{ CV}$$

- b. Vérification de la stabilité au renversement :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{A}{4}$$

Avec :

A : est la petite dimension de la semelle,

N, M : sont les sollicitations maximales, obtenues sous la combinaison 0.8 G + E. Donc:

$$e = \frac{32.28}{2126.36} = 0.020 < \frac{A}{4} = 0.575 \text{ m} \dots \text{ CV}$$

- c. Vérification au poinçonnement :

On doit vérifier la condition suivante : $1.2 \sigma_b \geq \frac{P-P1}{Pc}$

P_c : est le périmètre d'un contour homothétique de celui du poteau, situé à mi-épaisseur de la semelle et à une distance $h_t/2$, de ce dernier. Il se calcule comme suit:

$$P_c = 4 (h_t + a) = 4 (0,70 + 0,45) = 1\text{ m}$$

P_1 : La valeur de la réaction du sol, appliquée sur l'aire délimitée par P_c , et qui doit être soustraite de la charge P , dont:

$$P_1 = \left(\frac{P}{AB}\right) \times (h_t + a)^2 = \left(\frac{2.2564}{230 \times 230}\right) \times 1.32 = 0.56 \text{ MN}$$

σ_b : est la contrainte admissible pour le béton en traction, dont:

$$\sigma_b = 56 \text{ bars} = 5.6 \text{ MPa}$$

$$1.2 \sigma_b = 1.2 \times 5.6 = 6.72 \geq \frac{2.256 - 5.6}{3} = -1.14 \dots CV$$

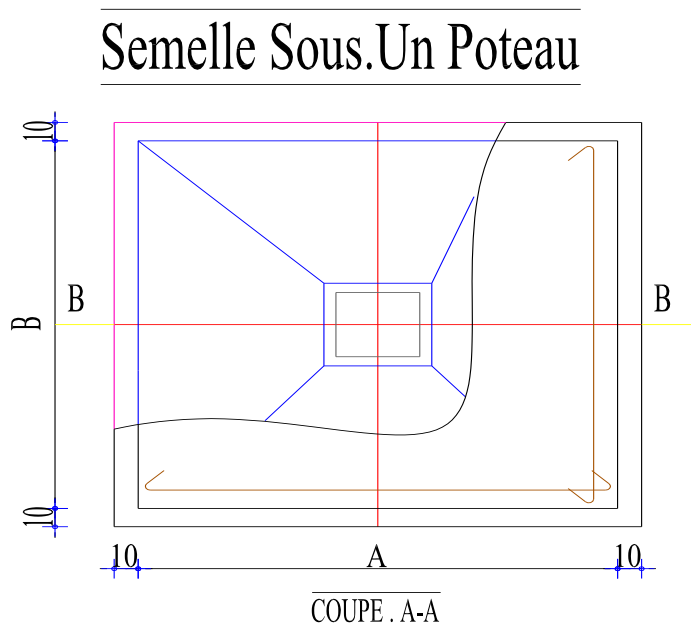
$$I_s = 35.3 \phi = 49.42 \rightarrow \frac{I_s}{A} = \frac{49.42}{230} = 0.21$$

Donc:

$$\frac{I_s}{A} = 0.21 \leq 0.25 \text{ Un ancrage droit des barres est suffisant}$$

Semelle	A	B	a	b	Nu	As	description
Intermédiaire	2.30	2.30	0.45	0.45	1781.66	18.47	12 HA 14

Tableau IV -2 : récapitulatif des résultats de ferrailage des semelles isolées



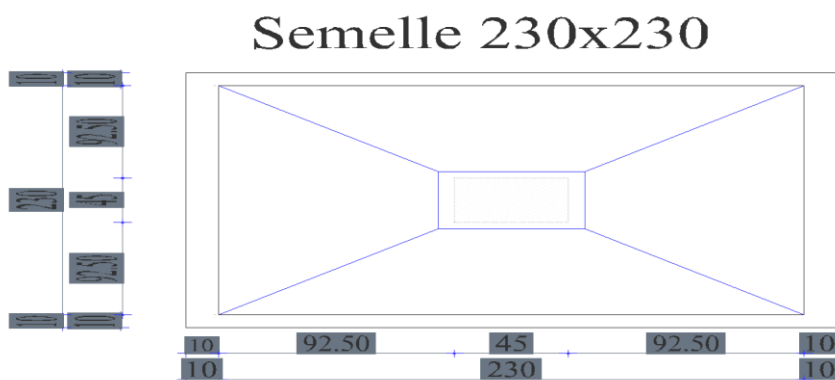
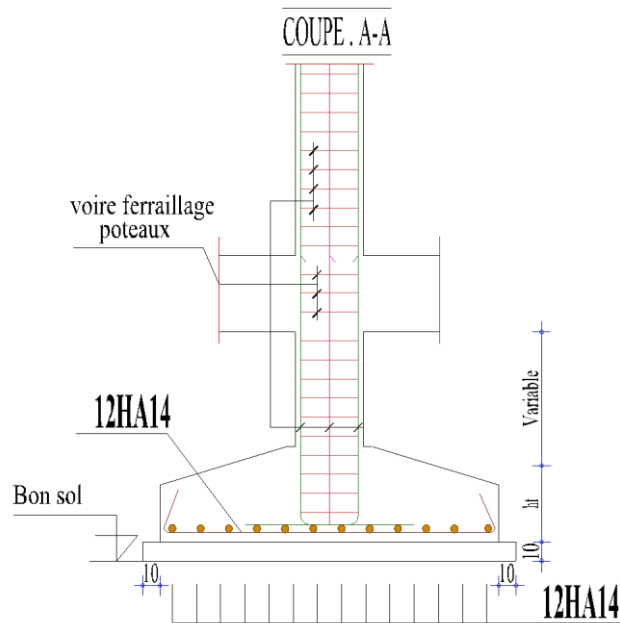


Figure IV -3: schéma de ferrailage semelle isolée sous poteau

VII.6. Calcul des semelles filantes sous voile 1

Exemple de dimensionnement

Semelle filante:

Dimensionnement semelle filante 1 :

Longueur de semelle $l = 2m$

$L = l_0 + \text{débord} + (a + b)$; (a, b) : largeur de poteaux extrêmes

En supposant par exemple le débord égal 0.5 m , o, peut déterminer L

Largeur de semelle B

$N = 1291 / 98 \text{ KN}$ $M = 9.012 \text{ KN.m}$

$$e = \frac{M}{N} = 0.0069 \text{ m} \leq \frac{N}{4 \sigma_{sol}} = 0.83 \text{ m} \rightarrow \text{distribution trapézoïdal des contraintes}$$

$$B \geq \frac{N}{4 \sigma_{sol}} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{12 \times e \times \sigma_{sol} \times L}{N}} \right)$$

Alors $B \geq 1.62 \text{ m}$ on prend $B = 1.65$

➤ **Calcul de la contrainte du sol :**

$$e_0 \leq \frac{B}{6} = \frac{9.012}{1291.98} = 0.007 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = \frac{1.65}{6} = 0.275 \text{ m}$$

➤ Condition de non fragilité :

$$h_t \geq \frac{(B-b)}{4} \rightarrow d = 40 \text{ cm} \rightarrow h = d + 5 = 45 \text{ cm}$$

Ferraillage :

On considère notre semelle comme une poutre inversée uniformément chargée avec :

$N = 1781.65 \text{ KN}$; $M = 12.41 \text{ KN}$

$$q = \sigma_m \times B \times L \quad \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \rightarrow \sigma_{\max} = 1213.48 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \rightarrow \sigma_{\min} = 740.88 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Alors } \sigma_m = 1095.33 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq 1.33 \times \sigma_{\text{sol}} = 3.325 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Donc : $q = 1997.06 \text{ KN}$

$$A_s = \frac{q \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} \rightarrow 24.70 \text{ cm}^2$$

On adopte une section de : $A_{\text{adopte}} = 17 \text{ HA } 14 = 26.17 \text{ cm}^2$

$$\text{Sens } y-y \quad A_y = \frac{A_x}{4} = 6.54 \text{ cm}^2$$

On adopte une section de $A_{\text{adopté}} = 10 \text{ HA } 12 = 11.31 \text{ cm}^2$

➤ **vérification de la stabilité au renversement :**

Stabilité : $N = 1291.98 \text{ KN}$ (combinaison 0.8 G+E)

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_s \rightarrow \frac{1291.98}{11.05 \times 2} = 58.36 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 0.58 \text{ bare} < 2 \text{ bare}$$

Renversement : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ (combinaison 0.8 G + E)

$N = 2126.36 \text{ KN}$; $M = 10.56 \text{ KN} \cdot \text{m}$

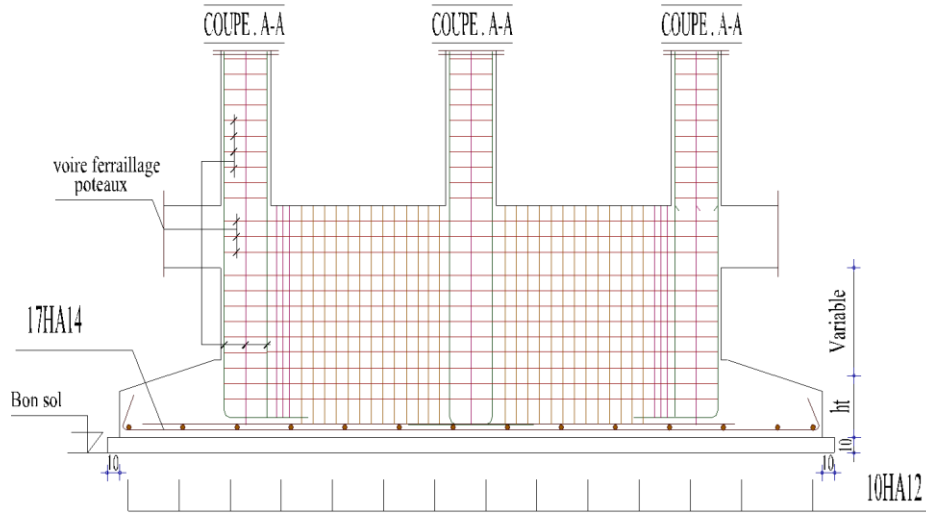
$$e = \frac{10.56}{2126.36} = 0.0496 \text{ m} \leq \frac{2}{4} = 0.5 \text{ m} \dots \text{ CV}$$

Vérification des cisaillements :

Cette vérification est pour définir la nécessité de cadres à l'absasse on trave

$$V' = \frac{N \left(A - a - \frac{5h}{3} \right)}{2(A - 2e)}, \tau' = \frac{v'}{bd} = 0.325 \text{ Mpa} \leq \tau_{\text{lim}} = \frac{0.05 f_{t28}}{\gamma_b} = 1.33 \text{ MPa}$$

VII.7.Schéma ferrailage :



Semelle Sous. toire Poteaux

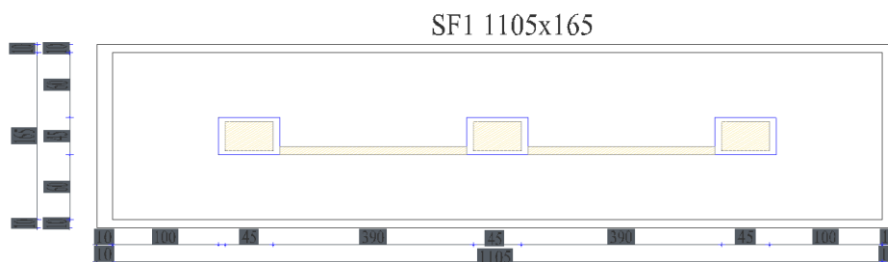
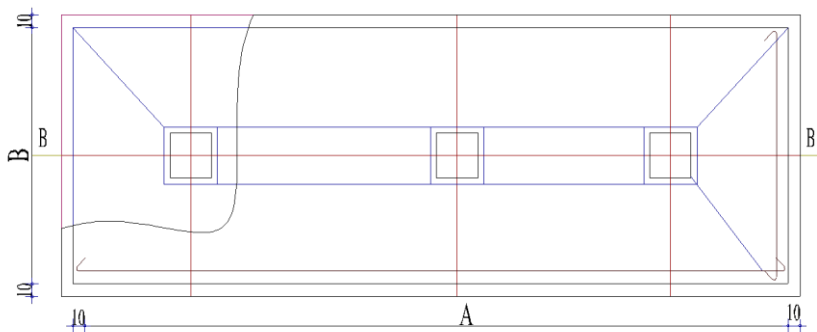


Figure IV -4: schéma de ferrailage semelle filante

VII.8. Étude des longrines :

Définition :

Les longrines sont des éléments en béton armé tributaires au système de fondations, ils ont comme rôle principal l'assurance d'une liaison solide entre les différents points d'appuis d'un même bloc, formant ainsi un réseau bidirectionnel cohérent qui empêche toutes déformations relatives, horizontales ou verticales, entre les points d'appui du bloc.

Dimensions du coffrage :

On va adopter comme dimensions de la section transversale des longrines les valeurs minimales prescrites par l'RPA99 v 2003 dans l'article [10.1.1] :

$$(25 \times 30) \text{ cm} \rightarrow \text{sites de catégorie } S_2 \text{ et } S_3$$

$$(30 \times 30) \text{ cm} \rightarrow \text{sites de catégorie } S_4$$

Pour notre cas, on a un sol ferme, donc longrine aura comme section transversale $(25 \times 30) \text{ cm}$

Ferraillage longitudinal:

Puisque longrine est supposée soumise uniquement à la traction simple centrée, la totalité de l'effort de traction est repris par les armatures qui subissent toutes la même contrainte à cause de la symétrie, on Condition de résistance à l'ELU :

$$A_s \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \frac{2.1}{400} = 0.81 \text{ cm}^2 \dots CV$$

Armatures transversales:

$$\text{Espacement } S_t < \min(0.9d, 40 \text{ cm})$$

$$\text{Donc } S_t \leq 24.3 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

Calcul de la section minimale CBA 93 L'art (A.5.1.2.2)

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0} \leq 0.4$$

$$A_t \geq 0.4 b \times S_t / f_e$$

$$A_t \geq 0.4 \times 25 \times 15 / 400 = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}$$

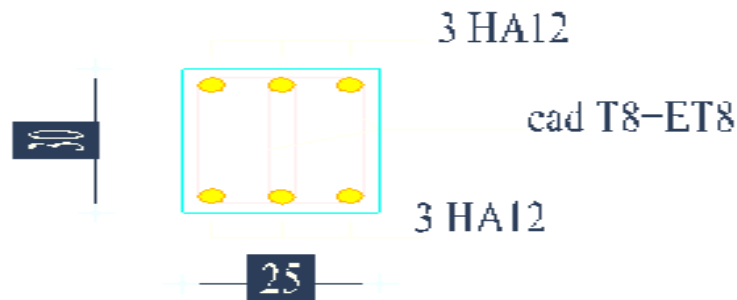


Figure VI -5: schéma de ferrailage longrine

VII. Conclusion :

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation a le rôle de la transmission des charges de la superstructure au sol ; elle ne peut donc être calculée que lorsque l'on connaît :

- la superstructure, ses caractéristiques géométriques et ces charges
- la contrainte admissible du sol

Conclusion général

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment .nous avons compris combien qu'il est important de bien analyse une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permettre de faire une bonne conception parasismique au moindre cout

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, un bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placées

Finalement cette étude, nous a permit de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieure et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcule les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Références bibliographiques

Règlement :

- ❖ RPA 99 version 2003 : Règlement parasismique algérienne 2003
- ❖ BAEL 91 : béton armé aux états limites
- ❖ Le DTR .B.C.2.2 : charge permanente et charge d'exploitation
- ❖ CBA93 : règles de conception et de calcul des structure

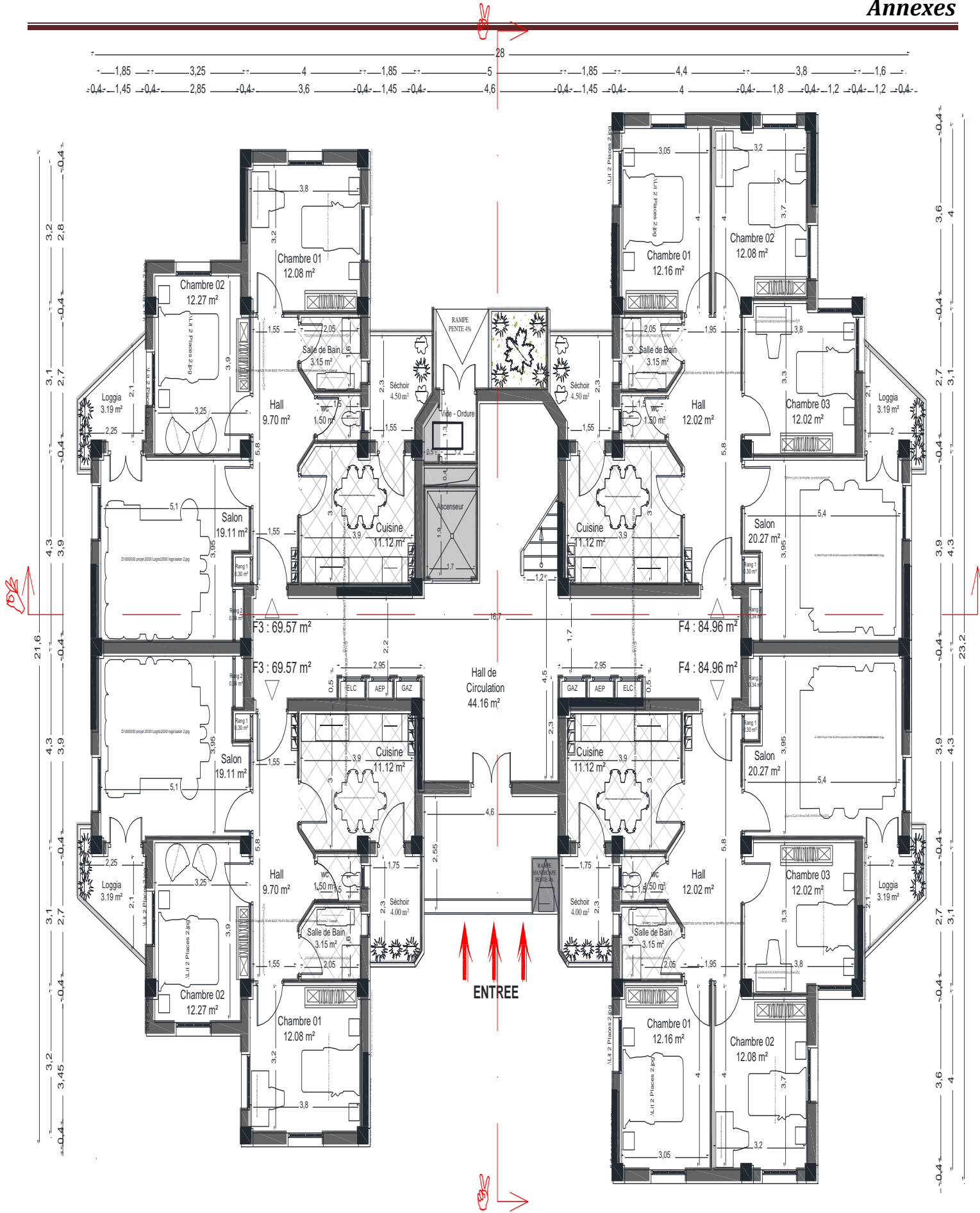
Cours :

- ❖ Béton armé Mr LOGZIT " université de BBA "
- ❖ Génie parasismiqueMr DABOUCHA " université de BBA "

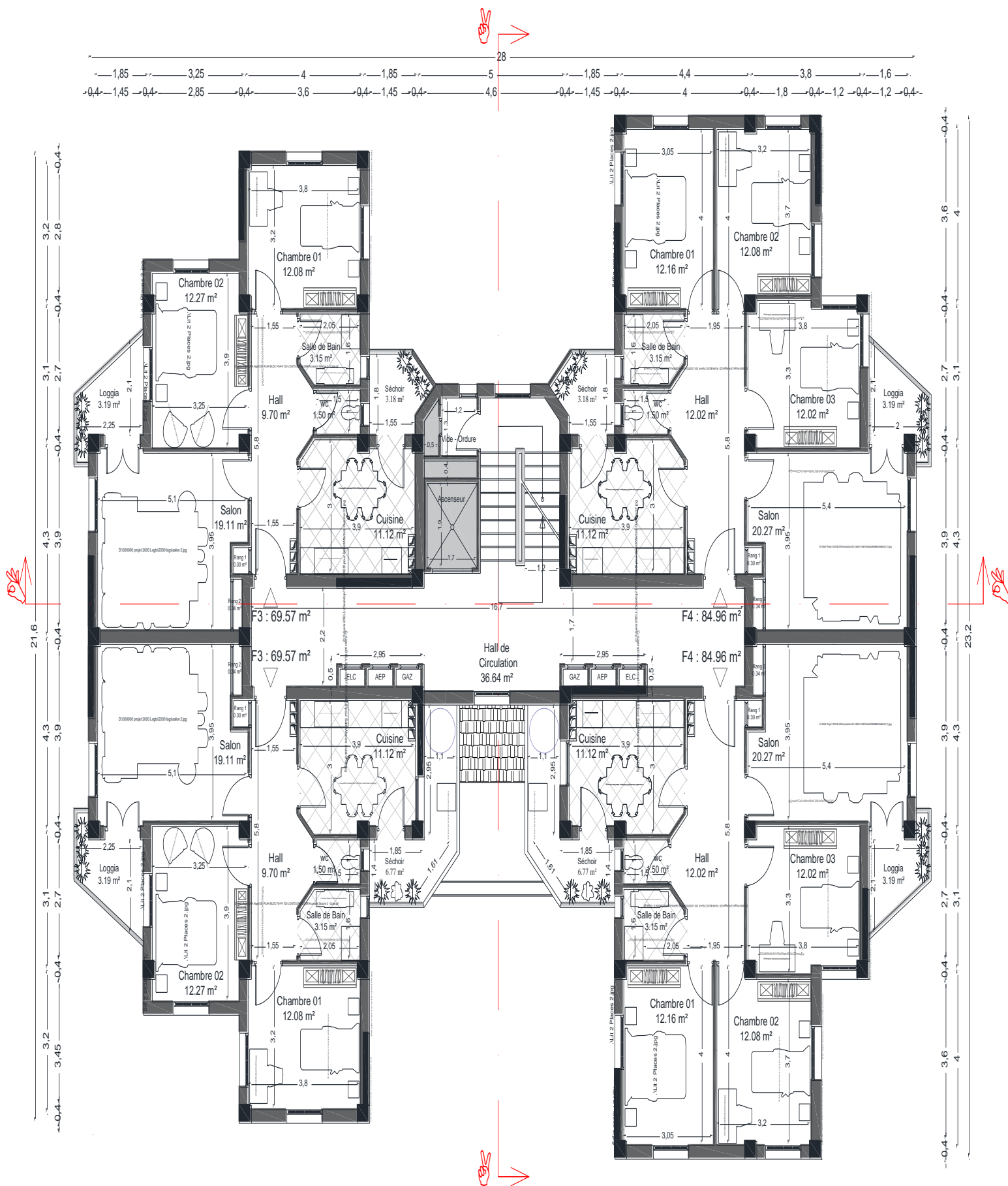
Logiciels :

- ❖ Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2024
- ❖ Word 2010
- ❖ Excel 2010
- ❖ EXPERT BA 2009
- ❖ Autodesk auto CAD 2014

Annexes



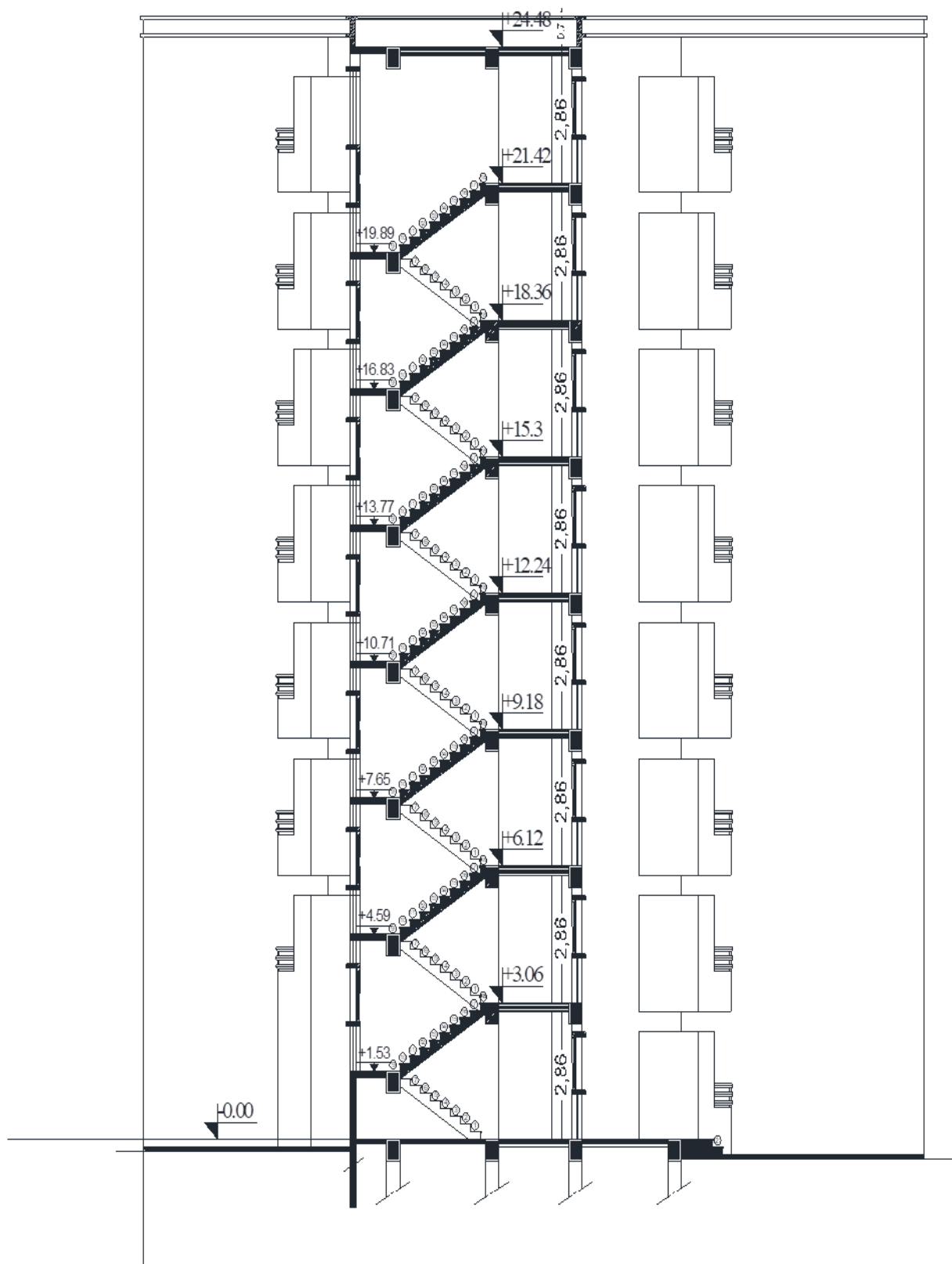
PLAN DU REZ-DE-CHAUSSÉE ECH : 1/100
- TYPE F4 & F3 -



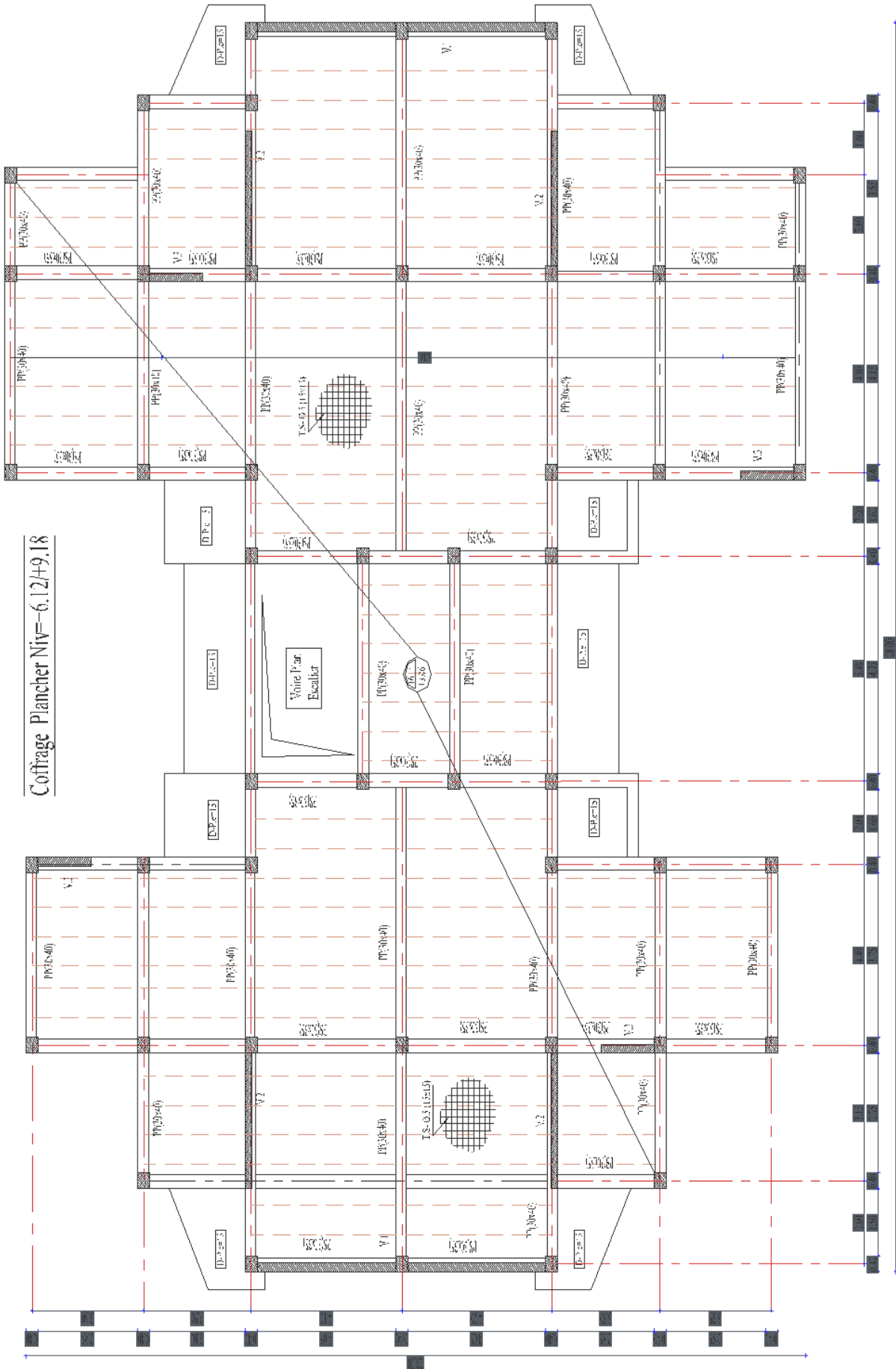
PLAN DE L'ETAGE COURANT ECH : 1/100
- TYPE F4 & F3 -



COUPE B-B ECH 1/200

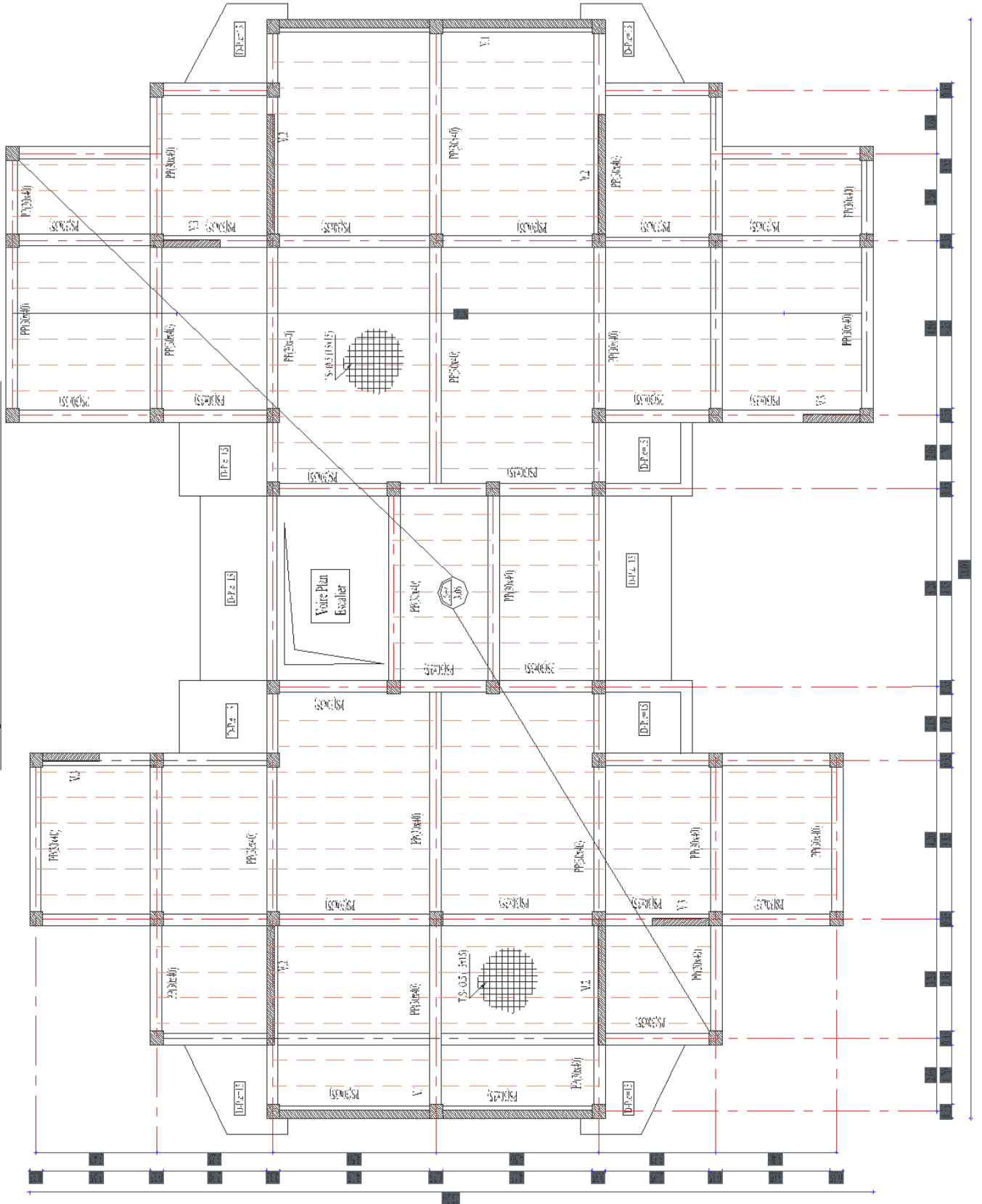


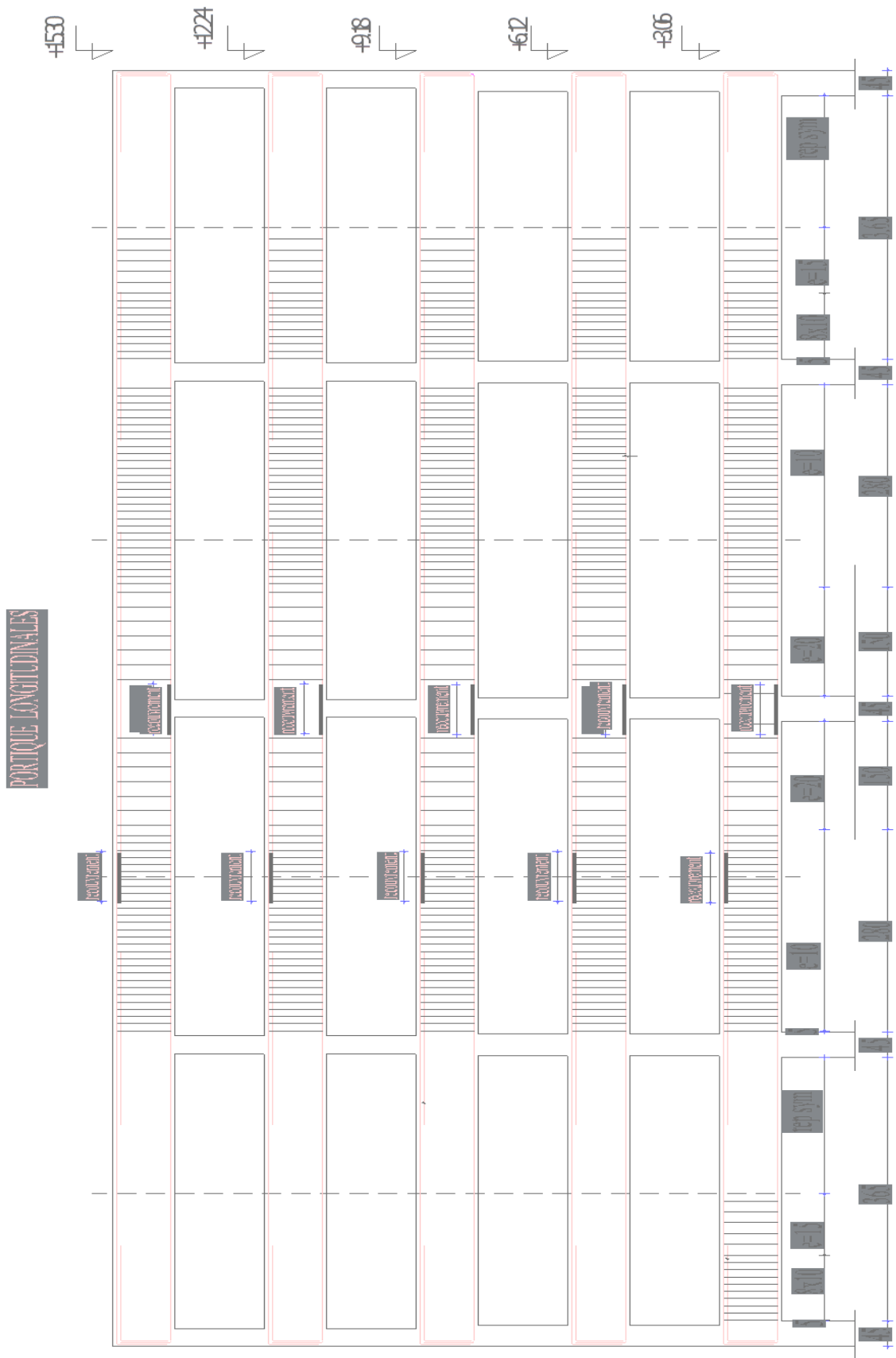
COUPE A-A ECH 1/200

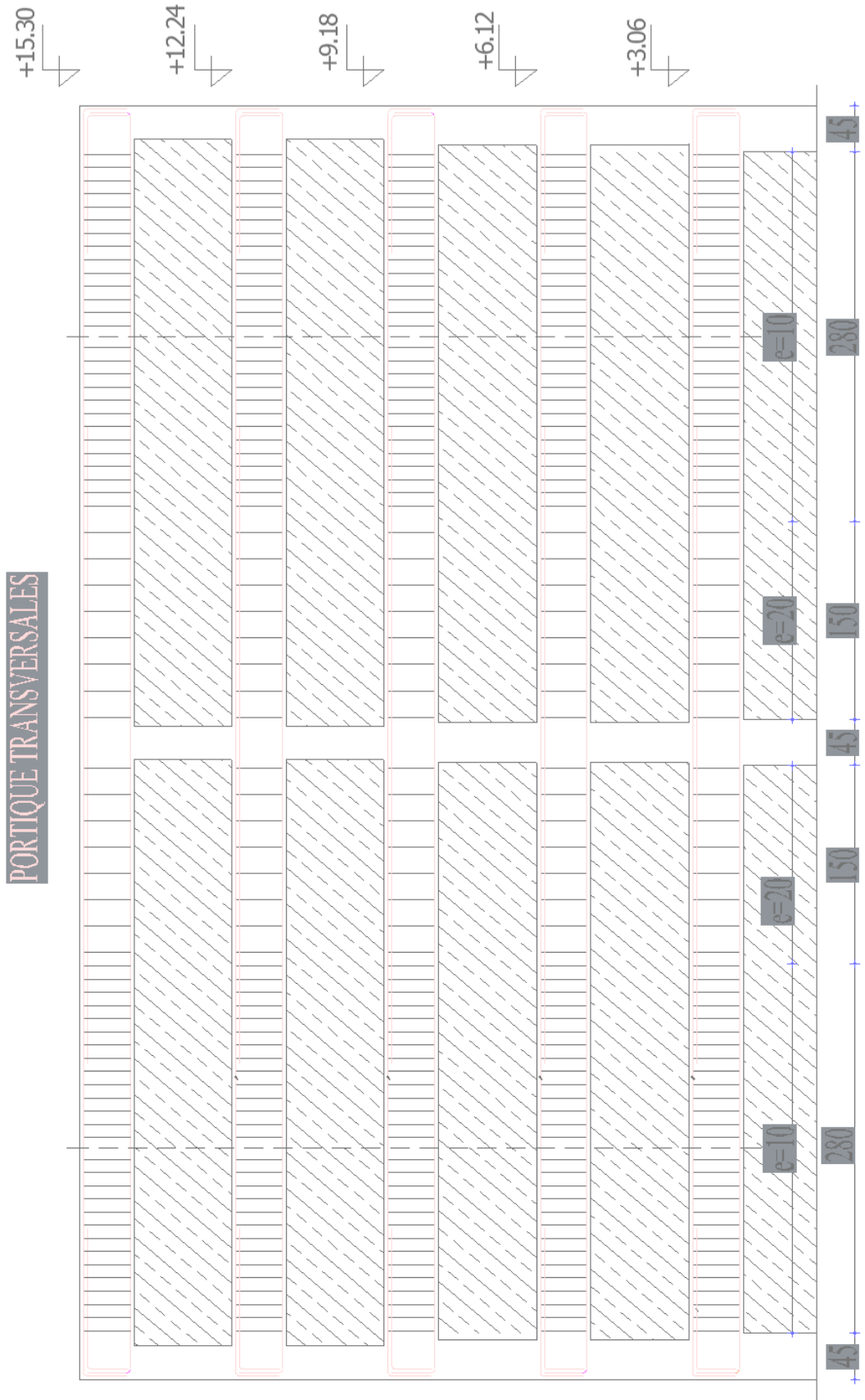


Cotrage Plancher Niv=6.12/H9.18

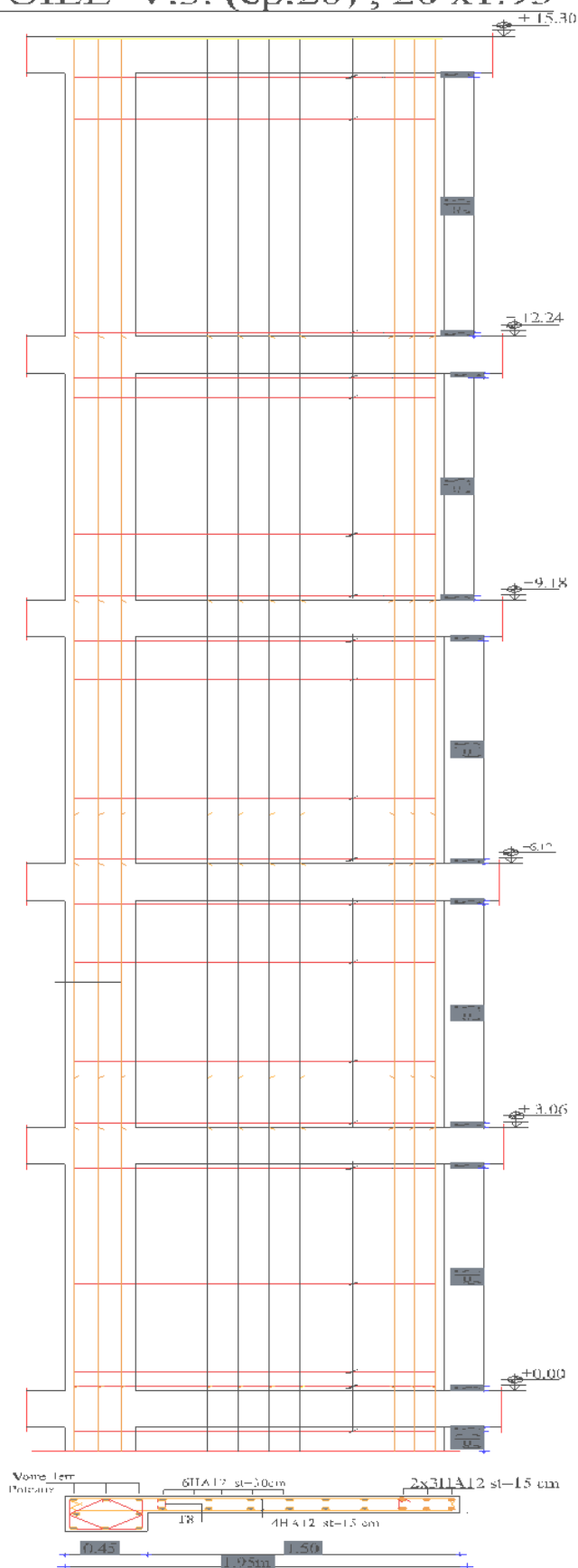
Coffrage Plancher Niv=-12.24/+15.30/-18.36/+21.42/+24.48







VOILE V.3. (ep:20) , 20 x1.95



VOILE V.2. (ep:20) , 20 x3.00

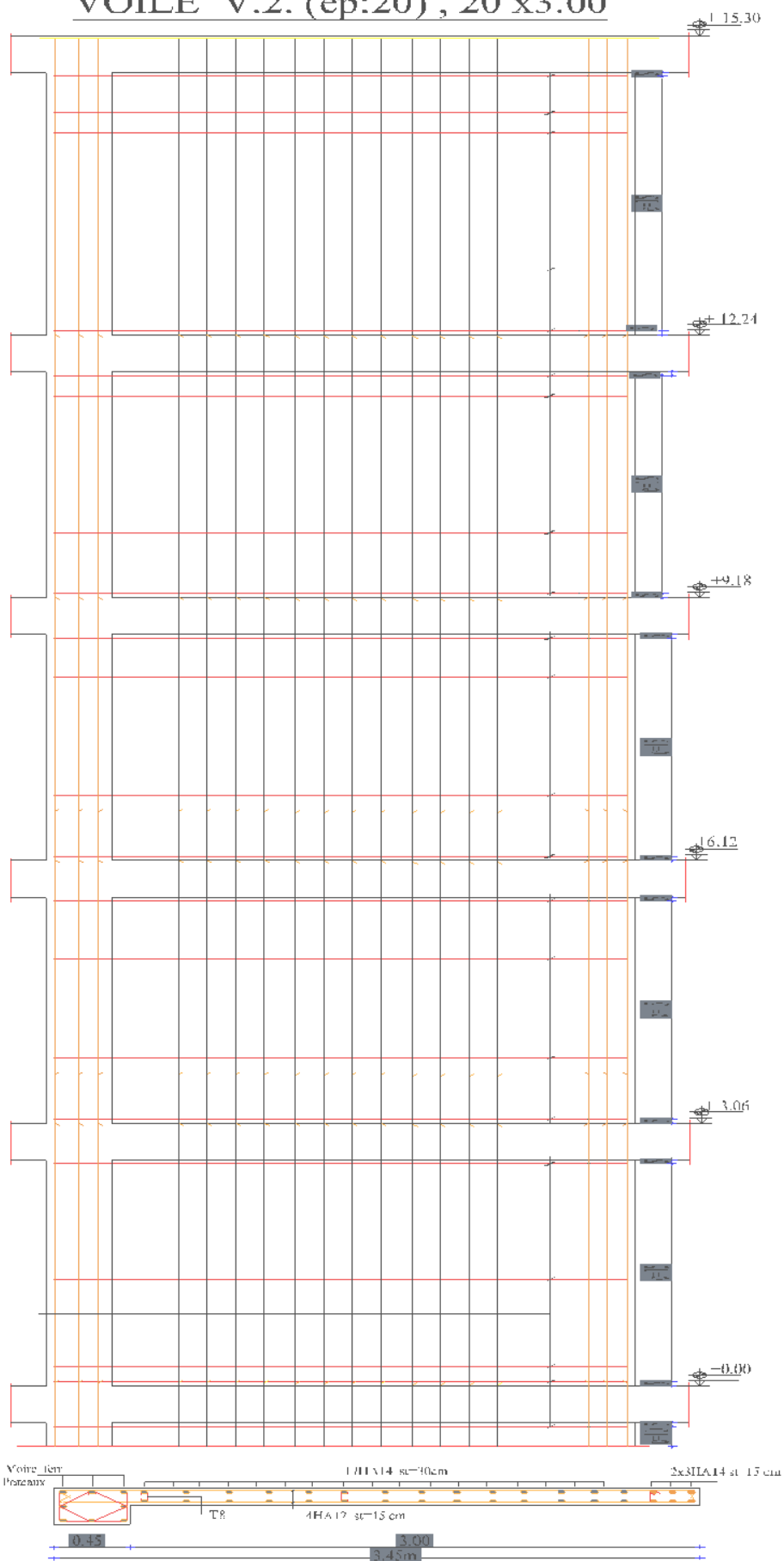
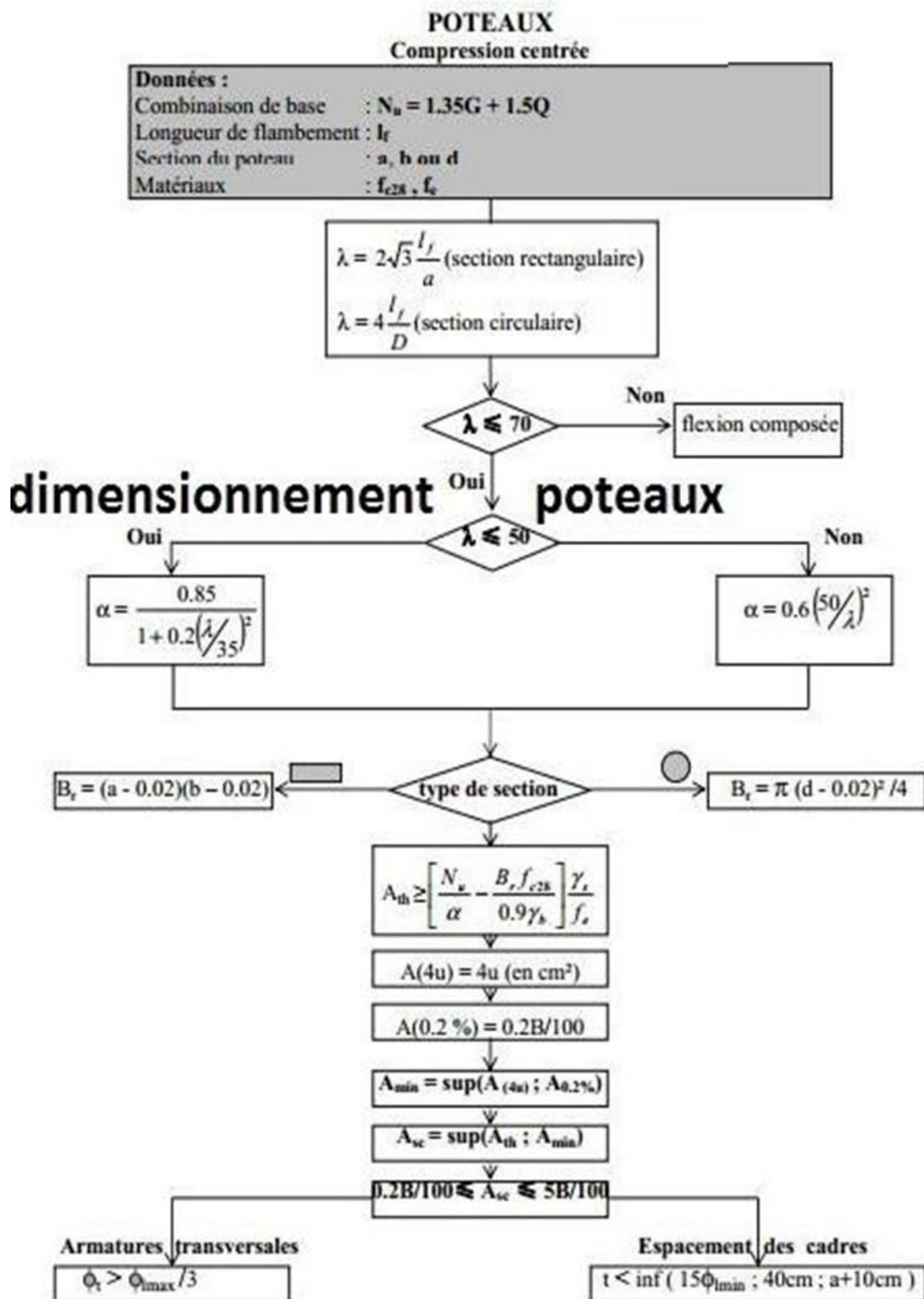


Tableau des armatures (cm²)

\emptyset	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	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



Organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire d'une poutre en flexion simple à l'état limite ultime

