



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études Master 2

En vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil

Option : Matériaux et structures

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+7+sous sol) à usage d'habitation et bureaux
contreventé par un système mixte**

(Voiles - Portiques)

Présenté par :

- AITOUCHE Selma epse DRIES
- AMRANI Widad epse MEDJEBAR

Encadreur :

- M IDDIR .A

Membres de jury

- M SERIKMA
- M^{lle} GUENOUNOU

Promotion 2016-2017

Remerciements

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

Nous remercions nos familles et nos maris qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Mr Iddir d'avoir accepter de nous guider dans ce travail.

*Et nous tenons à remercier en particulier M.LARABI
Aimad*

Nos remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tout ce qui ont participé de prés ou de loin à ce travail.

DEDICACES

En signe de respect et de reconnaissance, nous dédions ce modeste travail :

A nos chers parents qui ont sacrifié leurs vies afin de nous voir réussir. Merci infiniment.

A nos sœurs et frères, à toutes nos grandes familles et belles familles, et en particulier à nos chers maris Lamine et Ryda pour leurs soutien, leurs gentillesse et leurs amour qui nous ont donné le courage afin de réaliser cet objectif.

A tout les gens qui ont su se rendre disponibles pour nous aider à réaliser ce travail.

A tout nos amis et la promo Génie civil 2016/2017.

Liste des tableaux

Pages

Tableau II.1 : Evaluation des charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible.....	12
Tableau II.1 : Evaluation des charges et surcharges du plancher terrasse accessible.....	12
Tableau II.2 : Evaluation des charges et surcharges du plancher étage habitation.....	13
Tableau II.3 : Evaluation des charges et surcharges du plancher étage administratifs (bureaux).....	13
Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher dalle pleine.....	16
Tableau II.5 : Evaluation des charges du balcon.....	16
Tableau II.6 : Evaluation des charges des cloisons extérieure.....	17
Tableau II. 8 : Charge permanente revenant à l'acrotère.....	18
Tableau II.9 : pré dimensionnement du 1er type d'escalier.....	20
Tableau II.10 : pré dimensionnement du 3eme type d'escalier.....	21
Tableau II.11 : pré dimensionnement des voiles.....	22
Tableau II.12 : pré dimensionnement des poteaux.....	27
Tableau II.13 : descente de charge sur le poteau P.....	29
Tableau. II.14 : Vérification des poteaux à la compression simple.....	31
Tableau. II.15 : Vérification des poteaux à la compression simple.....	33
Tableau III.1 : Les différents Types de poutrelles.....	35
Tableau III.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	39
Tableau III.3 : Les sollicitations dans les différents types de poutrelles.....	43
Tableau III.4 : Ferrailage des poutrelles.....	50
Tableau III.5 : vérification des contraintes.....	51
Tableau III.6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	53
Tableau III.7 : Vérification de la flèche.....	56
Tableau III.8 : ferrailage de la dalle sur quatre appuis.....	64
Tableau III.9 : contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.....	65

Tableau III.10 : Vérification des contraintes dans l'acier de la dalle sur quatre appuis.....	65
Tableau III.11 : Ferrailage de la dalle sur deux appuis.....	73
Tableau III.12 : contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis.....	74
Tableau III.13 : Vérification des contraintes dans l'acier de la dalle sur deux appuis.....	74
Tableau III.14 : Ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	81
Tableau III.15 : contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis.....	81
Tableau III.16 : Vérification des contraintes dans l'acier de la dalle sur trois appuis.....	82
Tableau III.17 : Charges et surcharges de l'acrotère.....	86
Tableau III.18 : Différentes combinaisons à utiliser.....	87
Tableau III.3.1 : Ferrailage.....	92
Tableau III.3.2 : vérification de l'effort tranchant.....	92
Tableau III.3.3 : vérification des contraintes de compression dans le béton.....	93
Tableau III.3.4 : Résultat de ferrailage de l'escalier type 2.....	95
Tableau III.3.5 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	97
Tableau III.3.6 : Vérification des contraintes dans l'acier.....	97
Tableau III.3.7 : Re Vérification des contraintes en travée.....	97
Tableau III.3.8 : Charges revenantes à l'escalier type 3.....	100
Tableau III.3.9 : ferrailage.....	101
Tableau III.3.10 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	103
Tableau III.3.11 : Vérification des contraintes dans l'acier.....	103
Tableau III.3.12 : ferrailage a la flexion simple.....	109
Tableau III.3.13 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	110
Tableau III.3.14 : Résultat du ferrailage de la poutre palière.....	112
Tableau III.3.15 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	114
Tableau III.4.1 Résumé des résultats de ferrailage.....	116
Tableau III.4.2 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	116
Tableau III.5.1 : Tableau de ferrailage de la dalle du locale des machines.....	118

Tableau III.5.2 : Vérification des contraintes dans le béton.....	120
Tableau III.5.3 : Tableau de ferrailage de la dalle du local des machines.....	123
Tableau III.5.4 : Vérification des contraintes.....	125
Tableau IV.1 : Valeur de Q.....	130
Tableau IV.2 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	134
Tableau IV.3 : Période de vibration et taux de participation massique.....	134
Tableau IV.4 : Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.....	135
Tableau IV.5 : Charges horizontales reprises par les portiques et les voiles dans le sens X.....	136
Tableau IV.6 : Charges horizontales reprises par les portiques et les voiles dans le sens Y.....	136
Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normale réduit.....	137
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements dans le sens x.....	138
Tableau IV.9 : Vérification des déplacements dans le sens y.....	138
Tableau IV.10 : Vérification a L'effet P- Δ	140
Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA.....	142
Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux.....	144
Tableau V.3 : Armatures longitudinales dans les poteaux.....	144
Tableau V.4 : Armatures transversales dans les poteaux.....	145
Tableau V.5 : Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.....	146
Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	147
Tableau V.7 : Vérification aux sollicitations tangentes.....	148
Tableau V.7 : Moment résistant dans les poteaux.....	149
Tableau V.8 : Moment résistants dans les poutres.....	149
Tableau V.9 : Ferrailage des poutres.....	152
Tableau V.10 : Vérification de l'effort tranchant.....	154
Tableau V.11 : Vérification de la contrainte limite de béton.....	155

Tableau V.12 : Résultats du ferrailage du voile 1 ,2 et 3.....	160
Tableau V.13 : Résultats du ferrailage du voile .4.....	161
Tableau VI.1 : Résumé des résultats du ferrailage du radier.....	167
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de radier.....	168
Tableau VI.3 : Sollicitations maximales (sens X-X).....	169
Tableau VI.4 : Sollicitations maximales (sens Y-Y).....	169
Tableau VI.5 : Tableau De ferrailage des nervures.....	170
Tableau VI.6 : Vérification des contraintes dans les nervures.....	170

Liste des figures

Pages

Figure I.1 : Evolution de f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	5
Figure I.2 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression - flexion).....	7
Figure I.3 : Diagramme des contraintes déformations du béton.....	8
Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	10
Figure II.1 : Schéma de la disposition des poutrelles (étages : 1, 2, 3, et 4).....	14
Figure II.2 : Schéma poutrelle.....	14
Figure II.3 : Dalle sur quatre appuis.....	15
Figure II.4 : Dalle sur deux appuis.....	15
Figure II.5 : Dalle sur trois appuis.....	16
Figure II. 6 : Schémas de l'acrotère.....	17
Figure II.7 : Détail d'un escalier.....	18
Figure III.1 : Evaluation des efforts tranchants.....	38
Figure III.2 : schéma statique d'une poutrelle type1(étage bureau).....	40
Figure III.3 : poutrelle de type 1 étage bureau.....	44
Figure III.4 : coupe transversale d'une poutrelle.....	44
Figure III.5 : Schéma de ferrailage des poutrelles type1 de l'étage bureau.....	58
Figure III.6 : Schéma de ferrailage des poutrelles type 3 de l'étage habitation et terrasse accessible.....	59
Figure III.7 : Schéma de ferrailage des poutrelles type 1 de la terrasse inaccessible, terrasse accessible et de l'étage habitation.....	59
Figure III.8 : Schéma de ferrailage des poutrelles type 3 de l'étage bureau.....	60
Figure III.9 : Schéma du ferrailage de la dalle de compression.....	60
Figure III.10 : Schéma d'une dalle sur quatre appuis.....	61
Figure III.11 : Schéma de ferrailage d'une dalle sur quatre appuis.....	70
Figure III.12 : Schéma d'une dalle sur deux appuis.....	71
Figure III.13 : Schéma de ferrailage d'une dalle sur deux appuis.....	78

Figure III.14 : Schéma d'une dalle sur trois appuis.....	78
Figure III.15 : Schéma de ferrailage d'une dalle sur trois appuis.....	85
Figure III.16 : Acrotère.....	85
Figure III.17 : Les Sollicitations sur l'acrotère.....	86
Figure III.18 : Section à ferrailer.....	88
Figure III.19 : Schéma de ferrailage de l'acrotère. (Terrasse inaccessible).....	91
Figure III.20 : Schéma statique des escaliers type 1.....	91
Figure III.21 : Schéma statique des escaliers type 2.....	93
Figure III.22 : Schéma de chargement des escaliers type 2.....	94
Figure III.23 : Schéma statique des escaliers type 3.....	100
Figure III.24 : Schéma de chargement des escaliers type 3.....	100
Figure III.25 : Schéma statique de la poutre brisée (escalier type1).....	106
Figure III.26 : Schéma de statique de la poutre palière.....	111
Figure III.27 : Schéma de statique de la poutre de chainage.....	115
Figure III. 28 : Dalle sur quatre appuis (locale machine).....	118
Figure III.29 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machine Sous charges uniformément réparties.....	121
Figure III.30 : Schéma de la dalle et sa surface d'impact.....	121
Figure III.31 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machine Sous charges concentrées.....	126
Figure IV.1 : Spectre de réponse.....	132
Figure IV.2 : Disposition des voiles.....	133
Figure V .1 : Zone nodale.....	142
Figure V.2 : Section d'un poteau.....	147
Figure V.3 : Dispositions constructives.....	152
Fig. V.4 : Schéma d'un voile pleine.....	158
Figure VI.1: Dimensions du radier.....	163

Figure VI.2: Présentation de zone d'impact de la charge compactée.....	164
Figure VI.3 : Panneau de dalle.....	166
Figure VI.4 : Section de la nervure à ferrailer.....	168

Listes des figures

pages

Fig. I.1 Evolution de f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	5
Fig. I.2. Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU	7
Fig. I.3. Diagramme contrainte déformation du béton	8
Fig. I.4. Diagramme contrainte déformation de l'acier	10
Fig. II.1. Disposition des poutrelles.....	14
Fig. II.2. Schéma poutrelle	14
Fig. II.3. Dalle sur 4 appuis	15
Fig. II.4. Dalle sur 2 appuis	15
Fig. II.5. Dalle sur 3 appuis.....	16
Fig. II.6. Acrotère.....	17
Fig. II.7. Détail d'un escalier.....	18
Fig.III.1. Evolution des efforts tranchant	38
Fig.III.2. Schéma statique d'une poutrelle type1.....	40
Fig.III.3. Schéma statique de la poutrelle type1 (bureau).....	44
Fig.III.4. Coupe transversale d'une poutrelle	44
Fig.III.5. ferrailage des poutrelles type1(bureau).....	58
Fig.III.6. ferrailage des poutrelles type3 (habitation et terrasse accessible).....	59
Fig.III.7. ferrailage des poutrelles type1(terr.inacc.terr.acc et habitation).....	59
Fig.III.8. ferrailage des poutrelles type3 (bureau).....	60
Fig. III.9. Ferrailage de la dalle de compression.....	60
Fig. III.10. Dalle sur 4 appuis.....	61
Fig. III.11. ferrailage dalle sur 4 appuis.....	70
Fig. III.12. dalle sur deux appuis.....	71
Fig. III.13. ferrailage dalle sur 2 appuis.....	78
Fig. III.14 dalle sur 3 appuis.....	78
Fig. III.15. ferrailage dalle sur 3 appuis.....	85
Fig.III.16 acrotère	85
Fig.III.17 sollicitations sur l'acrotère.....	86
Fig.III.18. section a ferrailer(acrotère)	88
Fig.III.19 ferrailage de l'acrotère	91
Fig.III.20 schéma statique des escaliers type 01	91
Fig.III.21 schéma statique des escaliers type 02.....	93
Fig.III.22 schéma de chargement escalier type 02	94
Fig.III.23 schéma statique des escaliers type 03.....	100
Fig.III.24 schéma de chargement des escaliers type 03.....	100
Fig.III.25 schéma statique de la poutre brisée	106
Fig. III.26 schéma statique de la poutre palière.....	111
Fig. III.27 schéma statique de la poutre de chaînage.....	115
Fig. III.28 dalle sur 4 appuis (local machine)	117
Fig III.29. schéma de ferrailége de la dalle (local machine) sous charges réparties.....	121
Fig. III.30. schéma de la dalle(local machine) et sa surface d'impact.....	121
Fig. III.31. scéma de ferrailage (local machine) sous charges concentrées	126
Fig. IV.1. Spectre de reponse.....	132
Fig. IV.2 disposition des voiles.....	133
Fig. V.1. zone nodale.....	142
Fig. V.2. Section d'un poteau.....	147
Fig. V.3. Dispositions constructives.....	152
Fig. V.4 schéma d'un voile plein.....	158
Fig. VI.1. Dimensions du radier.....	163
Fig. VI.2 présentation de la zone d'impact de la charge compacté.....	164

Fig. VI.3. panneau de dalle.....	166
Fig. VI.4. section de la nervure à ferrailer.....	168

INDEXE

Notations :

La signification des notations est suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

M : Charges d'exploitations à caractère particulier.

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

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

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

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

a : Une dimension (en générale longitudinal).

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

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

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

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

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

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

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

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

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

g : Densité des charges permanentes.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

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

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

SOMMAIRE

Chapitre I : Généralités

- Présentation de l'ouvrage1
- Caractéristiques géométriques et architecturales de l'ouvrage...1
- Règlements et normes de calcul1
- Les états limites ultimes1
- Actions et sollicitations.....2
- Caractéristiques des matériaux.....4

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

- Introduction.....11
- Pré dimensionnement des éléments non-structuraux11
 - Les plancher11
 - Murs extérieurs17
 - Acrotère.....17
 - Les escaliers.....18
- Pré dimensionnement des éléments structuraux.....22
 - Les voiles.....22
 - Les poutres.....23
 - Les poteaux.....25
- Conclusion.....34

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Introduction35
- Etude des planchers 35
 - Planchers corps creux35
 - Planchers dalles pleines.....61
- Etude de l'acrotère85
- Etude des escaliers.....91
- Etude de l'ascenseur.....117

Chapitre IV : Etude au séisme

- Introduction.....127
- Méthode de calcul127
 - Méthode statique équivalente127
 - Méthode dynamique modale spectrale.....131
- Méthode d'analyse par accélérogramme.....133
- Justification de l'interaction (voiles-portique).....135
- Conclusion.....140

Chapitre V : Calcul des éléments principaux

- Introduction.....141
- Etude des poteaux141
- Etude des poutres150
- Etude des voiles156
- Conclusion.....161

Chapitre VI : Etude des fondations

- Conclusion générale.....171
- Bibliographie
- Annexes

Introduction générale

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Peut-on prévoir un tremblement de terre? Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certains d'observations plus ou moins empiriques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, C'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre, plus nous sommes proche du suivant.

Toutefois à chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. En Algérie, le tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 a certainement contribué à cet intérêt grandissant. Sur le plan international, le très important séisme de Kobé, au Japon (17 janvier 1995), survenu un an après celui de Northridge, en Californie (17 janvier 1994), a une fois de plus vers la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés à BOUMERDES n'étaient pas de conception parasismique.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment (R+7+s/sol). Ce travail est structuré en six chapitres principaux.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a pré dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux.

Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Nous avons ensuite effectué une étude dynamique dans le quatrième chapitre afin de trouver un bon comportement de notre structure. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du *RPA99 version2003*. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel Robot structural analysis. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre cinq et enfin l'étude des fondations fera l'objet du sixième chapitre. Et on termine par une conclusion qui synthétise notre travail.

I.1 Introduction :

I.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment R+7+s/sol à usage bureaux et habitations. Cet ouvrage sera implanté dans la ville de Bejaïa qui est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon l'RPA 99 version 2003.

L'assiette du projet se trouve dans la cité des frères Tifaoui à quelques dizaines de mètres à l'ouest de la rue des Aurès. L'assiette d'assise est occupée par une habitation en R+3 qui doit être démolie pour dégager une assiette devant recevoir notre projet.

D'après les résultats obtenus par le bureau d'étude technique chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

La contrainte admissible du sol : $\sigma = 1.25bars$

La densité : $\gamma = 19KN / m^3$

La cohésion : $C = 0.41bars$

L'angle de frottement : $\phi = 20^\circ$

I.2.1 Caractéristiques géométriques et architecturales de l'ouvrage :

La hauteur du bâtiment (sans l'acrotère) = 29.75 m

La hauteur du s/sol=5.10 m

La hauteur du RDC=4.08 m

La hauteur des étages administratifs=3.74 m

La hauteur des étages d'habitation=3.40

Largeur max=10.52 m

Longueur max=16.46 m

I.3 Règlements et normes de calcul :

Les règlements utilisés sont :

- RPA 99/ version 2003
- DTR BC.2.2
- DTR BC 2.33.1
- BAEL 91/ version 99
- CBA 93

I.4 Les états limites :

C'est un état pour lequel une condition de sécurité est strictement vérifiée. Au-delà de cette limite, la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Il existe 2 états limites :

I.4.1 Etat limite ultime ELU :

Il correspond à la capacité portante maximale de l'ouvrage, il est lié à la sécurité des personnes. Les phénomènes correspondants sont :

- La rupture locale ou globale
- La perte d'équilibre statique ou dynamique
- L'instabilité de forme

I.4.2 Etat limite de service ELS :

C'est une condition pour que l'exploitation normale de l'ouvrage soit assurée.

Là on distingue 3 limites :

- Déformation des éléments de construction
- Ouverture des fissures
- Etats de compression du béton

Ces limites doivent être vérifiées pour assurer la durabilité de l'ouvrage.

I.5 Actions et sollicitations :

I.5.1 Actions : il existe 3 catégories :

- **Les actions permanentes G :**

Les actions dont la variation dans le temps est négligeable (leurs intensités sont constantes), elles comprennent :

- Poids propres des éléments de la structure
- Poids propres des murs, cloisons et revêtement
- Poussées des terres et poussées des liquides
- Les déformations imposées à la structure

- **Les actions variables Q :**

Leurs intensités sont variables dans le temps, elles comprennent :

- Charges d'exploitations (meubles, êtres humains)
- Charges climatiques (vent, neige)
- Charges appliquées au cours d'exécution (ex : matériels)
- Charges dues à la température (ex : dilatation)

- **Les actions accidentelles Fa :**

Actions rares et de courte durée mais qui peuvent provoquer des dégâts importants, on peut citer :

- Les chocs
- Les séismes
- Les explosions

- Les feux

I.5.2 Les valeurs de calcul et les actions :

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

I.5.3 Combinaisons :

a- Combinaisons d'action à l'ELU : (CBA 93 article A.3.3.2)

✓ Situations durables ou transitoires :

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables. La combinaison utilisée est :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.5Q_1 + \sum 1.3 \psi_{0i} Q_i$$

ψ_{0i} : coefficient de pondération

ψ_{0i} : 0.77 pour les bâtiments à usage courant

✓ Situations accidentelles :

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + Fa + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

Fa: valeur nominale de l'action accidentelle $i > 1$

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

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

$$\psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{si l'action d'accompagnement est la neige} \\ 0.5 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effort thermique} \\ 0.2 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent} \end{cases}$$

b- Combinaisons d'action à l'ELS :

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

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

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

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

Q_1 : action variable de base

Q_i : action variable d'accompagnement

c- Les combinaisons de calcul : RPA 99/ Version 2003

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

$$\text{Situations durables : } \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

$$\text{Situations accidentelles : } \left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ G+Q\pm 1.2E \\ 0.8G\pm E \end{array} \right.$$

I.6 Caractéristiques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.6.1 Le béton armé :

Le béton armé est un matériau hétérogène fabriqué à partir d'un mélange intime de ciment, granulats, d'eau et d'adjuvants. Ses constituants sont dosés en fonction de leurs propres propriétés et caractéristiques physiques et mécaniques.

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception des structures en béton armé CBA93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL91/ Version 99, ainsi que le règlement parasismique algérien RPA99/Version 2003.

Le béton armé est obtenu en enrobant dans du béton des aciers, son rôle est de reprendre les efforts de compression.

I.6.1.1 Constituants du béton armé :

1- Ciment :

Il se présente sous une poudre fine de couleur grise ou blanche qui joue le rôle d'un liant. Mélangé à l'eau il forme une pâte qui fait prise et durcit progressivement dans l'air ou dans l'eau. C'est l'élément fondamental du béton puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide, sa qualité et particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile et de la température de cuisson du mélange.

2- Granulats :

Les granulats sont constitués des sables, gravillons et cailloux, ils forment le squelette du béton et améliore sa résistance mécanique. Ils sont d'origines sédimentaires, métamorphiques ou éruptives.

3- L'eau de gâchage

4- Les adjuvants :

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés en faibles quantités au béton frais afin d'améliorer certaines propriétés.

I.6.1.2 Résistances caractéristiques du béton :

a- Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminé à partir d'essais sur éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

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

Pour $f_{cj} < 28$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} < 40 \text{ Mpa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \geq 40 \text{ Mpa.} \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1})$$

Pour $j > 28$ jours :

$$f_{cj} = f_{c28}$$

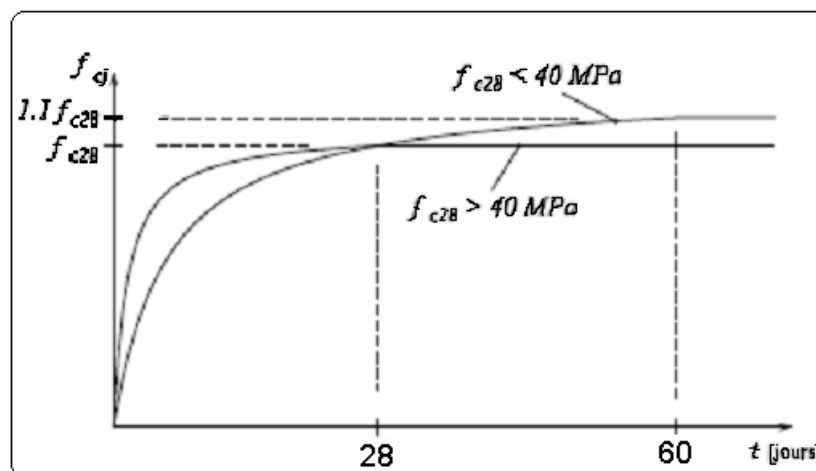


Figure I.1 : Evolution de f_{cj} en fonction de l'âge du béton

b- Résistance à la traction : (CBA93 Article 2.1.1.2)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est donnée par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}$$

$$f_{tj} = 0.275 f_{cj} \quad \text{pour } f_{c28} > 60 \text{ Mpa}$$

Pour j = 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ et $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

c- Module de déformation longitudinal :

On distingue le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

- Instantané : il est utilisé par les calculs sous chargements instantané dont la durée est inférieure à 24 h. le module instantané est pris égal à :
 $E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3}$ (BAEL 91)
- Différé : pour les chargements de longue durée qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton, on prend :
 $E_{vj} = 1/3 E_{ij}$ (BAEL 91)

d- Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations à l'ELS

e- Module de déformation transversale :

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

Pour : $\nu = 0$ $G = 0.5 * E_{ij}$

$\nu = 0.2$ $G = 0.42 * E_{ij}$

I.6.1.3 Les contraintes limites dans le béton :

a- Contrainte limite de compression à l'ELU :

Pour le calcul à l'ELU on utilise la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL 91 (Article A.4.3).}$$

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression

Chapitre I : Généralités

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$ en situations durables ou transitoires

$\gamma_b = 1.15$ en situations accidentelles

$f_{bu} = 14.2$ Mpa pour $\gamma_b = 1.5$.

$f_{bu} = 18.48$ Mpa pour $\gamma_b = 1.15$.

θ : coefficient dépendant de la durée d'application des charges, ses valeurs sont données dans le tableau suivant :

θ	Durée d'application
1.00	>24h
0.9	1h ≤ durée < 24h
0.85	<1h

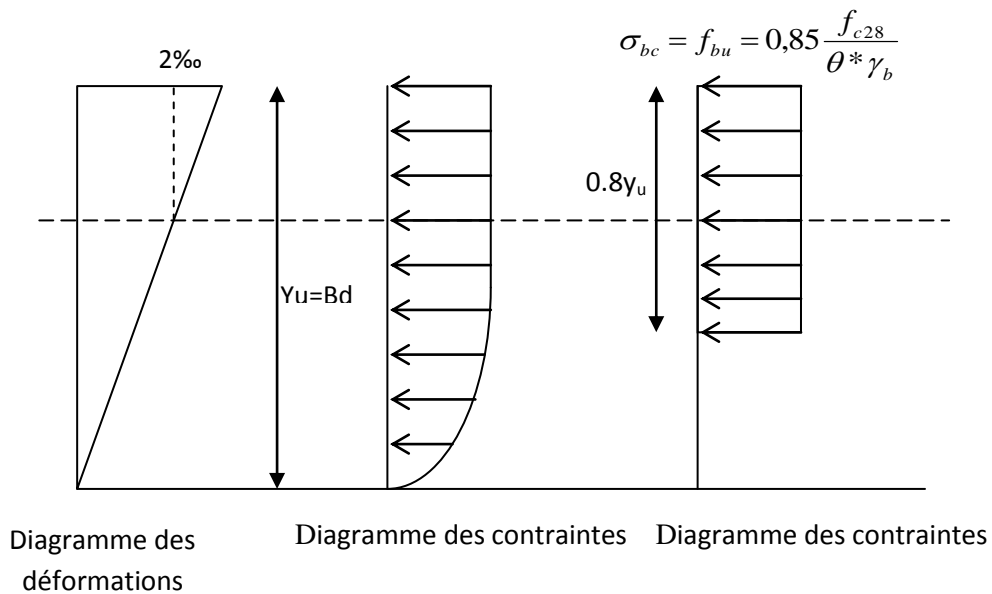


Figure I.2 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression - flexion)

b- Contrainte limite de compression à l'ELS :

La contrainte limite de service en compression est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

Dans le cas : $f_{c28} = 25$ Mpa on a $\sigma_{bc} = 15$ Mpa

c- Contrainte ultime de cisaillement :

$$\tau_{adm} = \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5 \text{ Mpa}) \quad \text{Fissurations peu nuisibles}$$

$$\tau_{adm} = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) \quad \text{Fissurations préjudiciables}$$

Dans le cas ou $f_{c28} = 25\text{Mpa}$:

$$\tau_{adm} = 3.33\text{Mpa} \quad \text{fissurations peu nuisibles}$$

$$\tau_{adm} = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{fissurations préjudiciables}$$

d- Diagramme contrainte-déformation :



Figure I.3 : Diagramme des contraintes déformations du béton

Le diagramme parabole rectangle (Figure) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.

- 3.5‰ : en flexion simple ou composée.

$$\text{Pour : } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0.25.f_{bc}.10^3 . \epsilon_{bc} \quad (4 \cdot 10^3 . \epsilon_{bc})$$

$$2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \quad \sigma_{bc} = f_{bu} \text{ tel que : } f_{bc} = f_{bu} = 0.85.f_{c28} / \theta * \gamma_b$$

I.6.2 L'acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa limite élastique et son module d'élasticité.

Son rôle est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton.

On distingue 3 catégories :

Les ronds lisses (RL) : ce sont des barres laminées de section circulaires, leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

Les hautes-adhérences (HA) : ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique dans le but de présenter une surface rugueuse afin d'augmenter l'adhérence béton-acier, obtenues par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier : FeE400 et FeE500, les mêmes diamètres que les ronds lisses.

Les aciers à utiliser dans notre projet sont de classe FeE400.

Treillis soudés(TS) : les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement. Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

I.6.2.1 Résistances caractéristiques de l'acier :

- a- **La limite d'élasticité « fe » :** c'est la plus grande force appliquée par unité de section initiale, au-delà de laquelle le métal conserve sa déformation permanente. C'est-à-dire la limite de conservation de sa géométrie.
- b- **La résistance à la traction (rupture) « Ft »:** c'est la plus grande force appliquée par unité de section initiale que le métal peut supporter en traction avant la rupture.
- c- **Allongement à la rupture « ϵ_{st} » :** c'est l'allongement maximale tolérable avant la rupture.
- d- **Module d'élasticité « E » :** c'est le facteur de proportion entre la contrainte appliquée à une barre et l'allongement relatif de cette barre dans le domaine élastique. Pour l'acier FeE400 : $E = 2 \cdot 10^5$ Mpa

I.6.2.2 Contraintes limites :

- a- **Contrainte limite ultime « σ_{su} » :** elle est donnée par

- $\sigma_{su} = F_e / \gamma_s$ si : $\epsilon_s \geq F_e / E_s \cdot \gamma_s$.
- $\sigma_{su} = E_s \cdot \epsilon_s$ si : $\epsilon_s < F_e / E_s \cdot \gamma_s$.

γ_s : coefficient de sécurité tel que :

- $\gamma_s = 1.15$ dans le cas courant
- $\gamma_s = 1.00$ dans le cas accidentel

- b- **Contrainte limite de service $\overline{\sigma}_s$:** son but est de limiter la probabilité d'ouverture des fissures préjudiciables suivant la situation de l'ouvrage et la naissance des fissures.

✓ Dans le cas des fissures préjudiciables :

$$\overline{\sigma}_s = \min (2/3F_e; 110 \sqrt{\eta^* f_{tj}}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art: A. 4. 5. 32)}$$

✓ Dans le cas des fissures très préjudiciables :

$$\overline{\sigma}_s = \min (0,5F_e; 90 \sqrt{\eta^* f_{tj}}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art: A. 4. 5. 32)}$$

Où η est le coefficient de la fissuration tel que :

$$\eta = 1 \quad \text{pour les aciers ronds lisses}$$

$\eta = 1.6$ pour les aciers HA, $\phi \geq 6\text{mm}$

$\eta = 3$ pour les aciers HA, $\phi < 6\text{mm}$

c- Diagramme contrainte-déformation de l'acier :

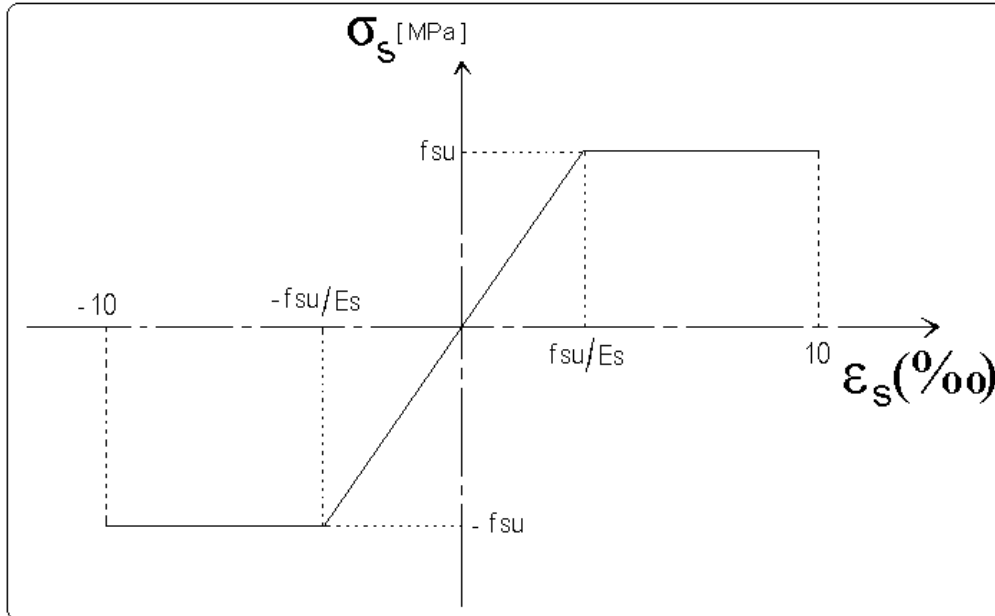


Figure I.4 : *Diagramme contrainte-déformation de l'acier*

INTRODUCTION

Le pré dimensionnement à pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dues aux charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements *BAEL91, RPA99 version 2003 et le CBA93*.

Dans ce qui suit un pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux est présenté.

II.1 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX :

Ce sont les éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure. Ils assurent la transmission des efforts aux différents éléments de contreventements.

II.1.1 Les planchers :

Ce sont des aires planes limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont supposés avoir une rigidité infinie dans leur plan horizontal, ce qui leur permet d'assurer la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement. Les planchers isolent aussi du point de vue thermique et acoustique les différents étages et offrent une protection contre les incendies.

Pour ce qui est de notre structure, nous avons opté pour des planchers en corps creux pour les étages courants (habitation et bureaux) ; dalle pleine pour les portes à faux ainsi que pour les places de stationnement qui se trouvent au RDC.

➤ Plancher à corps creux :

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

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

Avec :

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

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L = 427 - 30 = 397 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{397}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 17.64 \text{ cm}$$

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_f = 20\text{cm}$, 16cm pour le corps creux et 04cm pour la dalle de compression.

Evaluation des charges et surcharges des planchers :

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Gravillon de protection	4	20	0.80
02	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
03	Isolation thermique	4	4	0.16
04	Forme de pente (15%)	10	22	2.20
05	Plancher à corps creux	(16+4)	/	2.85
06	Enduit en ciment	2	18	0.36
Charge permanente totale				G = 6.49
Surcharge d'exploitation				Q = 1

Tableau II.1 : Evaluation des charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Revêtement en carrelage	2	20	0.4
02	Mortier de pose	2	20	0.4
03	Etanchéité multicouches	2	6	0.12
04	Isolation thermique	4	4	0.16
05	Plancher à corps creux	(16+4)	/	2.85
06	Enduit en ciment	2	18	0.36
07	Lit de sable	3	18	0.54
Charge permanente totale				G = 4.83
Surcharge d'exploitation				Q = 1.5

Tableau II.1 : Evaluation des charges et surcharges du plancher terrasse accessible

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
02	Mortier de pose	2	20	0.40
03	Lit de sable	2	18	0.36
04	Plancher à corps creux	(16+4)	/	2.85
05	Enduit en plâtre	2	10	0.2
06	Cloison de séparation	10	9	0.90
Charge permanente totale				G = 5.11
Surcharge d'exploitation				Q = 1.5

Tableau II.2 : Evaluation des charges et surcharges du plancher étage habitation

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Revêtement en carrelage	2	22	0.40
02	Mortier de pose	2	20	0.40
03	Lit de sable	2	18	0.36
04	Plancher à corps creux	(16+4)	/	2.85
05	Enduit en ciment	2	20	0.40
06	Cloison de séparation	10	9	0.90
Charge permanente totale				G = 5.11
Surcharge d'exploitation				Q = 2.5

Tableau II.3 : Evaluation des charges et surcharges du plancher étage administratifs (bureaux)

➤ Les poutrelles

Ce sont des éléments préfabriqués en béton ou coulé sur place armés destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

- *Critère de la plus petite portée* : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

- Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

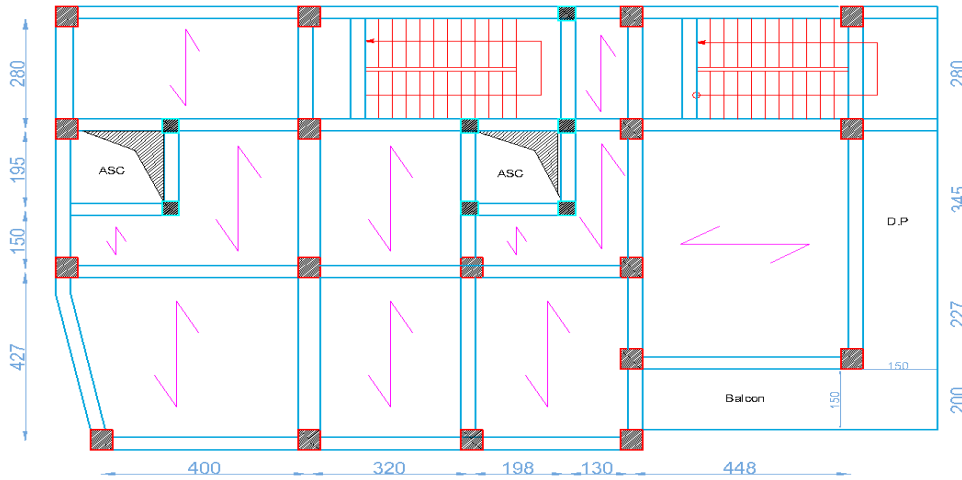


Figure II.I : Schéma de la disposition des poutrelles (étages : 1, 2, 3, et 4)

Pré dimensionnement

h_t : Hauteur du plancher ($h_t = 20$ cm).

h_0 : Hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

b_0 : Largeur de la nervure ;

Tel que : $0.4h_t \leq b_0 \leq 0.6h_t$

$$8\text{cm} \leq b_0 \leq 12\text{cm}$$

On opte pour : $b_0 = 10$ cm

b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right]$$

L_x : est la distance entre nus d'appuis de deux poutrelles successives.

L_y : est la distance minimale entre nus d'appuis des poutrelles.

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

$$L_y = 280 - 30 = 250\text{cm}$$

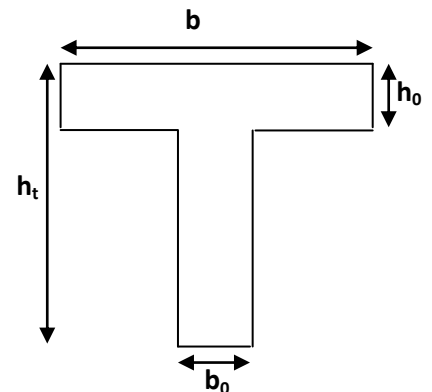


Schéma poutrelle

$$\frac{b-10}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{55}{2}; \frac{250}{10} \right] \Rightarrow b \leq 60 \text{ cm}$$

On opte pour : **b=60 cm**.

➤ Plancher dalle pleine :

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

a. Résistance au feu

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

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

$e = 14 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe feu.

b. Isolation phonique

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

c. Résistance à la flexion

Les conditions que doivent vérifier les dalles pleines selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur un appui : $e \geq \frac{L_x}{40}$
- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$.
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

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

Dalle reposant sur quatre appuis :

$$L_x = 448 - 30 = 418 \text{ cm}$$

$$L_y = 572 - 30 = 542 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{418}{542} = 0.77 > 0.4$$

$$\text{On aura donc : } \frac{418}{45} \leq e \leq \frac{418}{40} \Rightarrow 9.28 \leq e \leq 10.45$$

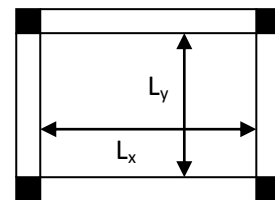


Figure II.2 : Dalle sur quatre appuis

Dalle reposant sur deux appuis

$$L_x = 200 \text{ cm}$$

$$\text{On aura donc : } \frac{200}{35} \leq e \leq \frac{200}{30} \Rightarrow 5.71 \leq e \leq 6.67$$

Donc : On prend **e = 10cm**

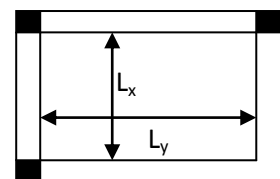


Figure II.3 : Dalle sur deux appuis

Dalle reposant sur trois appuis

$L_x = 150 \text{ cm}$

On aura donc : $\frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30} \Rightarrow 4.28 \leq e \leq 5$

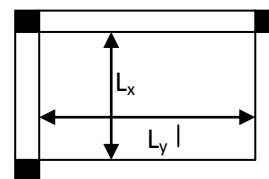


Figure II.3 : Dalle sur trois appuis

Nous retenons donc comme épaisseur des dalles pleines $e = 15 \text{ cm}$ sous réserve de vérifier la condition de flèche. Cette vérification se fait selon la condition du CBA93 (B.6.5.3).

▪ Evaluation des charges des dalles pleines du RDC :

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
02	Mortier de pose	2	20	0.40
03	Lit de sable	2	18	0.36
04	Dalle pleine	15	25	3.75
05	Enduit de plâtre	2	10	0.2
06	Cloison de séparation	10	9	0.90
Charge permanente totale				G = 6.01
Surcharge d'exploitation				Q = 2.5

Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher dalle pleine

➤ Les Balcons

Ce sont des dalles pleines pouvant reposer sur un, deux ou trois appuis. Les balcons sont considérés secondaires dans le contreventement de la structure.

Nous évaluons dans ce qui suit les différentes charges revenant aux balcons :

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
02	Mortier de pose	2	20	0.40
03	Lit de sable	2	18	0.36

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

04	Dalle pleine	15	25	3.75
05	Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale				G = 5.11
Surcharge d'exploitation				Q = 3.5

Tableau II.5 : Evaluation des charges du balcon

II.1.2 Les murs extérieurs :

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment. Ils sont caractérisés par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

▪ Evaluations des charges

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Enduit extérieur en ciment	2	20	0.40
02	Brique creuse	15	9	1.35
03.	Lame d'aire	05	/	/
04	Brique creuse	10	9	0.9
05	Enduit intérieur en plâtre	2	14	0.28
Charge permanente totale				G = 2.93

Tableau II.6: Evaluation des charges des cloisons extérieures.

II.1.3 Acrotère

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde corps pour les terrasses accessibles

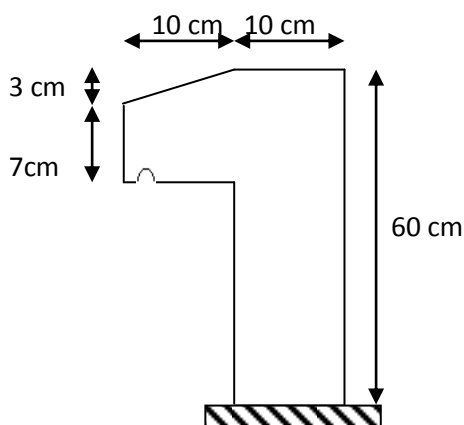


Figure II. 5 : Schémas de l'acrotère

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans ce qui suit :

▪ **Charge vertical**

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)
60	10	0.0685	1.712	0.4	2.112

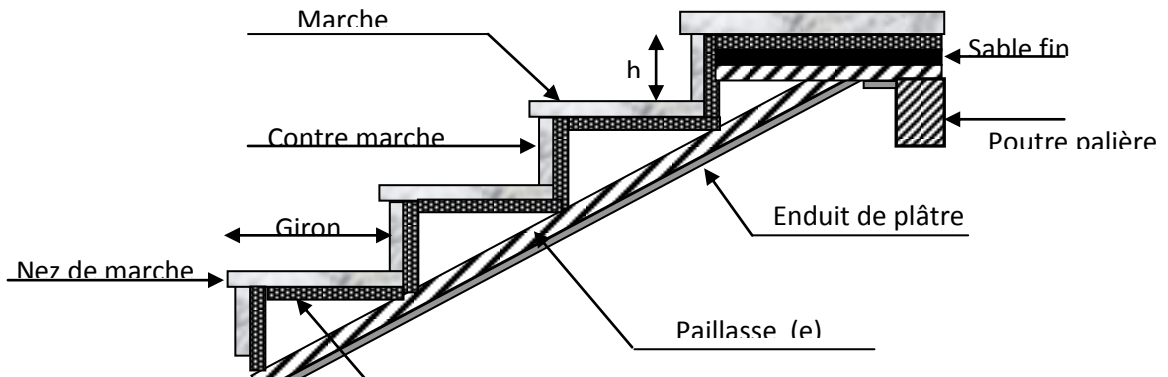
Tableau II. 8 : Charge permanente revenant à l'acrotère

La charge totale estimée est : $G = 2.112$ KN/ml.

La charge d'exploitation est : $Q = 1,00$ KN/ml DTR B.C.2.2.

II.1.4 Les escaliers

L'escalier est un élément en béton armé conçu sur place. Il est constitué d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.



Le calcul d'escalier est assimilé à une poutre simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de **BLONDEL**

Figure II.6 : Détail d'un escalier

$$59 < 2h+g < 64$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \frac{H}{n} \dots\dots\dots(1) \\ g = \frac{L}{n-1} \dots\dots\dots(2) \end{array} \right.$$

n : nombre de contre marche.
H : hauteur de la volée.
L : longueur de la volée
g: le giron.

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Soit : $g+2h=64\text{cm}$

On remplace (01) dans (02) on obtient l'équation : $64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$

En fonction du nombre de volées ; nous avons définis un type d'escalier a deux volées.

1^{er} Type : Escalier du Sous Sol au RDC :

$H = 2.575 \text{ m.}$

$L_0 = 3.92 \text{ m}$

h : hauteur de la contremarche

n : nombre de marches

Relation de BLONDEL : $64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$

$$h = \frac{H}{n}$$

$$g = \frac{L_0}{n-1}$$

$$64 n^2 - (64 + 275.5 \times 2 + 392) n + 2 \times 275.5 = 0$$

$$64 n^2 - 971 n + 515 = 0$$

$$n = 15$$

$$n - 1 = 14$$

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$g = 28 \text{ cm}$$

Épaisseur de la paillasse :

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{392^2 + 257.5^2} = 469 \text{ cm}$$

$$L = L_p + L_v + L_p' = 105 + 469 + 151 = 725 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq e_1 \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 24.17 \leq e \leq 36.25 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

L'inclinaison de la paillasse :

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

$$\alpha = \operatorname{tg}^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \operatorname{tg}^{-1}\left(\frac{257.5}{392}\right) \Rightarrow \alpha = 33.3^\circ$$

Poids de la paille :

$$G = \frac{e\gamma_b}{\cos \alpha} = \frac{0.25 \times 25}{\cos 33.2} = 7.48 \text{ KN/m}$$

2^{ème} Type : Escalier du RDC au 4^{ème} étage

étages	Volé <i>e</i>	$H_{\text{volé}}$ (m)	L_0 (m)	α (degré)	L (cm)	n	$(n-1)$	Giron (cm)	$h_{\text{contremarche}}$ <i>e</i> (m)	L_v (cm)	e_{paille} <i>e</i> (cm)	G KN/ m
RDC au 1 ^{ère}	01	2.04	3.08	33.52	579.4	12	11	28	17	369.4	22	6.6
	02	2.04	3.08	33.52	579.4	12	11	28	17	369.4	22	6.6
1 ^{er} au 4 ^{ème}	01	1.87	3.08	31.26	570.3	12	11	28	16	360.3	22	6.43
	02	1.87	3.08	31.26	570.3	12	11	28	16	360.3	22	6.43

3^{ème} Type : Escalier du RDC au 5^{ème}

étages	Volé <i>e</i>	$H_{\text{volé}}$ (m)	L_0 (m)	α (degré)	L (cm)	n	$(n-1)$	Giron (cm)	$h_{\text{contremarche}}$ <i>e</i> (m)	L_v (cm)	e_{paille} <i>e</i> (cm)	G KN/ m
RDC au 1 ^{ère}	01	2.04	3.23	32.28	652.0	12	11	30	17	382.0	22	6.51
	02	2.04	3.23	32.28	652.0	12	11	30	17	382.0	22	6.51
1 ^{er} au 5 ^{ème}	01	1.87	3.23	30.06	642.2	12	11	30	16	373.2	22	6.35
	02	1.87	3.23	30.06	642.2	12	11	30	16	373.2	22	6.35

▪ Evaluation des charges et surcharges sur les escaliers :

Escalier Type 1 : $e = 25\text{cm}$

1. La volée :

$$\text{Paillasse} \rightarrow G_p = \frac{e \times \gamma_b}{\cos \alpha} = \frac{0.25 \times 25}{\cos 33.3} = 7.48 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Marche} \rightarrow G_m = \frac{h \times \gamma_b}{2} = \frac{0.17 \times 22}{2} = 1.87 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Mortier} \rightarrow G = \gamma_m \times e = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Carrelage H} \rightarrow G_h = \gamma_c \times e = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Carrelage V} \rightarrow G_v = \gamma_c \times \frac{h}{g} \times e = 20 \times \frac{0.17}{0.28} \times 0.02 = 0.24 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Enduit de plâtre} \rightarrow G = \gamma \times \frac{e}{\cos \alpha} = 10 \times \frac{0.015}{\cos 33.3} = 0.18 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\mathbf{G_T = 10.57 \text{ KN/m}}$$

$$\mathbf{Q = 2.5 \text{ KN/m}}$$

2. Palier :

$$\text{Palier} \rightarrow G = \gamma_b \times e = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Mortier de pose} \rightarrow G = \gamma_m \times e = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Revêtement de carrelage} \rightarrow G = \gamma_b \times e = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Enduit de plâtre} \rightarrow G = \gamma_{end} \times e = 10 \times 0.02 = 0.2 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\mathbf{G = 4.75 \text{ KN/m}}$$

$$\mathbf{Q = 2.5 \text{ K}}$$

II.2.PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX :

Ce sont les éléments qui assurent le contreventement de la structure.

II.2.1 Les voiles :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé qui reprennent les efforts sismiques et les efforts verticaux.

Leur pré dimensionnement doit satisfaire les conditions du RPA99 suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm}$ (1).
- $e \geq h_e / 20$ (2).
- $L \geq 4 e$ (3).

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

Nature d'étage	Hauteur libre d'étage (m)	Epaisseur du voile $e \geq h_e / 20$
Sous sol	4.65	0.247
RDC	3.63	0.181
Etage bureaux	3.29	0.164
Etage habitation	2.95	0.147

Tableau II.16 : pré dimensionnement des voiles

Nous optons pour une épaisseur des voiles :

Pour le sous sol : $e = 25$ cm

Pour les autres étages : $e = 20$ cm

II.2.2 Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types ; poutres principales et poutres secondaires.

1. Les poutres principales (P.P) :

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis.

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$L_{\max} = 497 - 30 = 467 \text{ cm} \Rightarrow 31.13 \leq h \leq 46.7 \text{ cm}$$

Soit :

- $h = 45$ cm (hauteur de la poutre)
- $b = 30$ cm

Vérification des conditions du RPA :

$$\left\{ \begin{array}{lll} b \geq 20cm & \text{On a } b = 30cm. & \longrightarrow \text{ vérifiée} \\ h \geq 30cm & \text{On a } h = 45 cm. & \longrightarrow \text{ vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4cm & \text{On a } h / b = 45 / 30 = 1.5 & \longrightarrow \text{ vérifiée} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions du *RPA* sont vérifiées donc on opte pour les dimensions suivantes :

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

$$\mathbf{b = 30cm}$$

2. Les poutres secondaires (P.S) :

Ce sont les poutres disposées parallèlement aux poutrelles. Elles sont prés dimensionnés selon :

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

$$L_{\max} = 427 - 30 = 397 \text{ cm} \Rightarrow 26.47 \leq h \leq 39.7cm$$

Soit :

- h = 40 cm
- b = 30 cm

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du *RPA99 version2003* (Art : 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{lll} b \geq 20cm & \text{On a } b = 30cm & \longrightarrow \text{ Vérifiée} \\ h \geq 30cm & \text{On a } h = 40cm & \longrightarrow \text{ Vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4cm & \text{On a } h / b = 40 / 30 = 1.33 & \longrightarrow \text{ Vérifiée} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions du *RPA* sont vérifiées donc on opte pour les dimensions suivantes :

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

$$\mathbf{b = 30cm}$$

3. Poutre 5 :

$$L_{\max} = 572 - 30 = 542 \text{ cm} \Rightarrow 36.13 \leq h \leq 54.2 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } h = 50 \text{ cm}$$

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

4. Poutre A' :

$$L_{\max} = 448 - 30 = 418 \text{ cm} \Rightarrow 27.87 \leq h \leq 41.8 \text{ cm}$$

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

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

Conditions du RPA vérifiées

II.2.3 Les poteaux

Sont des éléments porteurs en béton armé qui participent à reprendre les efforts sismiques et les efforts verticaux. Ils servent aussi aux chaînages verticaux.

Leur pré dimensionnement se fait à l'ELS et en compression simple selon l'article (b8.4.1) du CBA tout en vérifiant les exigences du RPA à savoir :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$.
- $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$.

Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, en se référant : à la surface afférente, l'aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d'escalier. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau (P)

▪ La descente de charge pour le poteau (P) :

1. Terrasse inaccessible :

$$S_{\text{aff}} = (1.45 + 2.04) \times 1.575 = 5.5 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{plancher}} = 6.49 \times 5.5 = 35.7 \text{ KN}$$

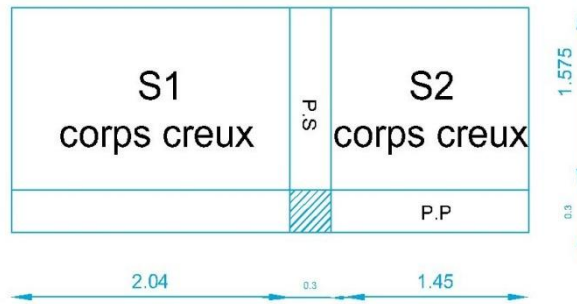
$$S_{\text{pp}} = 0.3 \times (1.45 + 2.04) = 1.05 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{ps}} = 0.3 \times 1.575 = 0.47 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{p}} = 25 \times (1.05 \times 0.45 + 0.47 \times 0.4) = 16.51 \text{ KN}$$

$$G_{\text{acr}} = 1.71 \times (2.04 + 1.45) = 5.97 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{T.inacc}} = 1 \times (5.5 + 1.05 + 0.47) = 7.02 \text{ KN}$$



2. Terrasse accessible :

$$S_{\text{aff}} = [(1.45 + 2.04) \times 1.575] + [(2.04 + 1.45) \times 1.985] = 12.42 \text{m}^2$$

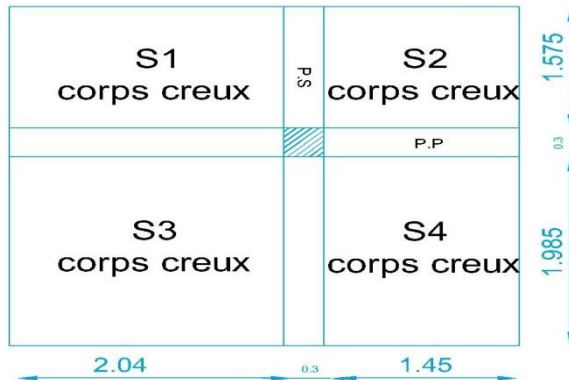
$$G_{\text{plancher}} = 4.83 \times 12.42 = 59.99 \text{KN}$$

$$S_{\text{pp}} = 0.3 \times (1.45 + 2.04) = 1.05 \text{m}^2$$

$$S_{\text{ps}} = 0.3 \times (1.985 + 1.575) = 1.07 \text{m}^2$$

$$G_{\text{p}} = 25 \times (1.05 \times 0.45 + 1.07 \times 0.4) = 22.51 \text{KN}$$

$$Q_{\text{T. acc}} = 1.5 \times (12.42 + 1.05 + 1.07) = 21.81 \text{KN}$$



3. Etage courant et administratifs:

$$S_{\text{aff}} = 12.42 \text{m}^2$$

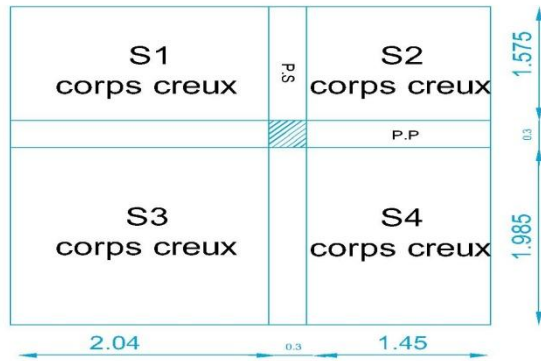
$$S_{\text{pp}} = 1.05 \text{m}^2$$

$$S_{\text{ps}} = 1.07 \text{m}^2$$

$$G_{\text{pl}} = 5.11 \times 12.42 = 63.47 \text{KN}$$

$$Q_{\text{hab}} = 21.81 \text{KN}$$

$$Q_{\text{admin}} = 2.5 \times (12.42 + 1.05 + 1.07) = 36.35 \text{KN}$$



4. R.D.C:

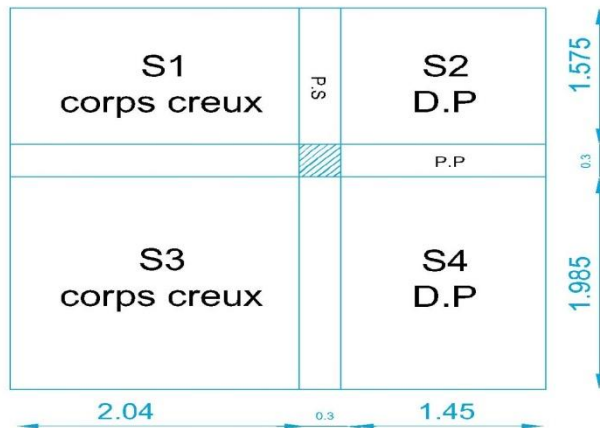
$$S_{dp} = 1.45 \times (1.575 + 1.985) = 5.16 \text{ m}^2$$

$$S_{cc} = 2.04 \times (1.575 + 1.985) = 7.26 \text{ m}^2$$

$$G_{pl} = (6.01 \times 5.16) + (5.11 \times 7.26) = 68.11 \text{ KN}$$

$$G_p = 22.51 \text{ KN}$$

$$Q_{RDC} = 36.35 \text{ KN}$$



On fixe les sections comme suit :

Niveau	Section (cm ²)	h (m)	Poids propre (KN)
7	35x40	3.40	11.90
6	35x40	3.40	11.90
5	35x40	3.40	11.90
4	40x45	3.74	16.83

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

3	40x45	3.74	16.83
2	45x45	3.74	18.93
1	45x45	3.74	18.93
RDC	50x50	4.08	25.5
Sous sol	50x50	5.15	32.19

➤ La loi de dégression

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

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

- La loi de dégression : Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2.....n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : Q_0+Q_1

Sous étage immédiatement inférieur : $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur : $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$

Sous étage n quelconque : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

$N_0 : Q_0=7.02\text{KN}$

$N_1 : Q_0 + Q_1=7.02+21.81=28.83\text{KN}$

$N_2 : Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)=7.02+0.95 (21.81 \times 2)=48.46\text{KN}$

$N_3 : Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3) =7.02+0.9 (21.81 \times 3)=65.91\text{KN}$

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

$$N_4: Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 7.02 + 0.85 (3 \times 21.81 + 36.35) = 108.8 \text{ KN}$$

$$N_5: Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_5) = 7.02 + 0.8 (3 \times 21.81 + 2 \times 36.35) = 117.52 \text{ KN}$$

$$N_6: Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_6) = 7.02 + 0.75 (3 \times 21.81 + 3 \times 36.35) = 137.88 \text{ KN}$$

$$N_7: Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_7) = 7.02 + 0.714 (3 \times 21.81 + 4 \times 36.35) = 157.55 \text{ KN}$$

$$N_8: Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_8) = 7.02 + 0.687 (3 \times 21.81 + 5 \times 36.35) = 176.83 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (P) sont représentés dans le tableau suivant :

Etages	Niveau	Eléments	G(KN)	N _G (KN)	N _Q (KN)	N _U (KN)	N _U [*] (KN)
7	N ₀	Plancher terrasse inaccessible	35.7				
		Poutres	16.51	70.08	7.02	105.14	115.65
		Poteaux (35x40)	11.9				
		Acrotère	5.97				
6	N ₁	Venant de 7	70.08				
		Plancher terrasse accessible	59.99	164.48	28.83	265.30	291.83
		Poutres	22.51				
		Poteaux (35x40)	11.90				
5	N ₂	Venant de 6	164.48				
		Plancher	63.47	262.36	48.46	426.88	469.57
		Poutres	22.51				
		Poteaux (35x40)	11.90				
4	N ₃	Venant de 5	262.36				
		Plancher	63.47	365.17	65.91	591.84	651.02

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

		Poutres	22.51				
		Poteaux (40x45)	16.83				
3	N ₄	Venant de 4	365.17				
		Plancher	63.47	467.98	108.8	794.97	874.47
		Poutres	22.51				
		Poteaux (40x45)	16.83				
2	N ₅	Venant de 3	467.98				
		Plancher	63.47	572.89	117.52	949.68	1044.65
		Poutres	22.51				
		Poteaux (45x45)	18.93				
1	N ₆	Venant de 2	572.89				
		Plancher	63.47	677.8	137.88	1121.85	1234.04
		Poutres	22.51				
		Poteaux (45x45)	18.93				
RDC	N ₇	Venant de 1	677.8				
		Plancher	63.47	795.97	157.55	1310.88	1441.97
		Poutres	22.51				
		Poteaux (50x50)	32.19				
Sous sol	N ₈	Venant du RDC	795.97				
		Plancher RDC	68.11	918.78	178.83	1508.60	1659.46
		Poutres	22.51				
		Poteaux (50x50)	32.19				

Récapitulatif du tableau :

N_G=918.78 KN N_Q= 178.83KN

N_U=1508.60KN N_U^{*} = N_U x1.1=1659.46 KN

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Une fois l'effort normal ultime revenant au poteau le plus sollicité est déterminé, on doit vérifier ce dernier à la compression simple et au flambement.

Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton.}$$

Exemple de calcul : poteau du sous sol (50x50) cm² ⇒ B=0.25m²

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.15} = 14.2 \text{MPa} \Rightarrow B \geq \frac{1659.46 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.12 \text{m}^2$$

On a $B = 0.25 \text{m}^2$.

$B = 0.25 \geq 0.12 \text{cm}^2$. Condition vérifiée.

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau (P) :

Niveaux	N _U [*]	sections	Condition B > B calculé		Observation
			B	B calculé	
Sous sol	1659.46	50x50	0.25	0.12	Vérifiée
RDC	1441.97	50x50	0.25	0.10	Vérifiée
1 ^{er} étage	1234.04	45x45	0.20	0.087	Vérifiée
2 ^{eme} étage	1044.65	45x45	0.20	0.074	Vérifiée
3 ^{eme} étage	874.47	40x45	0.18	0.062	Vérifiée
4 ^{eme} étage	651.02	40x45	0.18	0.046	Vérifiée
5 ^{eme} étage	469.57	35x40	0.14	0.03	Vérifiée
6 ^{eme} étage	291.83	35x40	0.14	0.02	Vérifiée
7 ^{eme} étage	115.65	35x40	0.14	0.008	Vérifiée

Tableau. II.18 : Vérification des poteaux à la compression simple.

Vérification au flambement

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

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

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

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

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

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

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

Vérification du poteau du sous sol :

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.7 = 3.29m.$$

$$B = 0.50 \times 0.50 = 0.25m^2.$$

$$I = \frac{0.50 \times 0.50^3}{12} = 5.21 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{5.21 \times 10^{-3}}{0.25}} = 0.144m$$

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

$$\lambda = \frac{3.29}{0.144} = 22.85 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{22.85}{35}\right)^2} = 0.783$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

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

$$B_r \geq \frac{1659.46 \times 10^{-3}}{0.783 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.096 m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (0.5 - 0.02)^2 = 0.230 m^2$$

$$0.230 > 0.096$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Ce tableau résume les vérifications au flambement du poteau (P) à tous les niveaux :

Niveaux	Nu* (KN)	sections(cm ²)	i(m)	Λ		Condition Br > Br calcule		observation
						Br(m ²)	Br calculée(m ²)	
7	115.65	35x40	0.115	17.95	0.808	0.1254	0.006	vérifiée
6	291.83	35x40	0.115	17.95	0.808	0.1254	0.016	vérifiée
5	469.59	35x40	0.115	17.95	0.808	0.1254	0.026	vérifiée
4	651.02	40x45	0.130	17.72	0.809	0.1634	0.036	vérifiée
3	874.47	40x45	0.130	17.72	0.809	0.1634	0.050	vérifiée
2	1044.65	45x45	0.130	17.72	0.809	0.1634	0.060	vérifiée
1	1234.04	45x45	0.130	17.72	0.809	0.1845	0.070	vérifiée
RDC	1441.97	50x50	0.144	17.65	0.809	0.2500	0.080	vérifiée
Sous sol	1659.46	50x50	0.144	22.85	0.783	0.2500	0.096	vérifiée

Vérification des conditions du RPA :

Pour la Zone II a :

- $\text{Min}(bxh) = 40\text{cm} > 25\text{cm} \rightarrow \text{vérifiée}$
- $\text{Min}(bxh) = 0.14 \geq 0.16 \rightarrow \text{vérifiée}$
- $\frac{1}{4} \left\langle \frac{b}{h} = 1 \right\langle 4 \rightarrow \text{vérifiée}$

IV. Conclusion

Le pré dimensionnement est fait en guise d'un avant projet en répondant aux différentes exigences de pré dimensionnement données *RPA99 version 2003*, *BAEL91* et *CBA93*, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des sections des différents éléments à adopter.

L'épaisseur des planchers corps creux a été estimé à (16+4) cm ; l'épaisseur des dalles pleines à 15cm pour les planchers, les balcons et les paliers, et 25cm pour les volées d'escaliers

Une fois les éléments non structuraux pré dimensionnés, nous avons procédé au pré dimensionnement des éléments structuraux. Les voiles ont été ainsi dimensionné à 25cm d'épaisseur pour le sous sol et 20cm pour les autres étages, les sections des poutres ont été estimé à (30×45) cm pour les principales et (30×40) cm pour les poutres secondaires.

Les poteaux ont été étudiés à la compression et au flambement. Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, en se référant : à la surface afférente, l'aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d'escalier. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau (P). Les sections des poteaux ainsi adoptés sont :

Sous sol et RDC : $50 \times 50\text{cm}^2$

1^{er} et 2^{ème} étage: $45 \times 45\text{cm}^2$

3^{ème} et 4^{ème} étage: $40 \times 45\text{cm}^2$

5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} étage : $35 \times 40\text{cm}^2$.

INTRODUCTION :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments principaux qui contribuent aux contreventements directs.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

L'objet de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires à savoir : les planchers, l'acrotère et les escaliers ainsi que l'ascenseur.

III.1 ETUDES DES PLANCHERS :

Nous rappelons que nous avons deux types de planchers, planchers corps creux et planchers dalles pleines

III.1.1 Planchers corps creux :

III.1.1.1 Les poutrelles :

Le sens de disposition adopté donne naissance à différents types de poutrelles. Ces derniers sont résumés sur le tableau suivant :

Etage	Type	Schéma statique
Terrasse inaccessible	1	
Terrasse accessible	1	
	2	
	3	
	4	

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

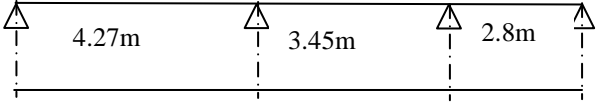

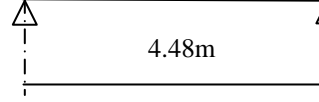
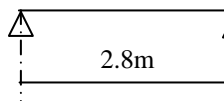
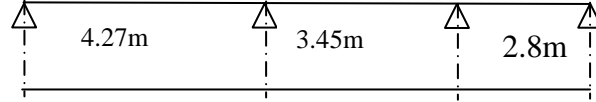
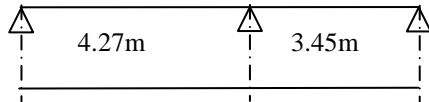
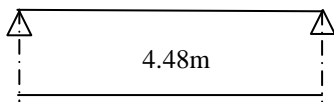
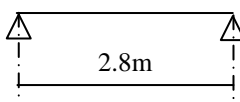
Habitations	1	
	2	
	3	
	4	
Bureaux	1	
	2	
	3	
	4	

Tableau III.1 : Les différents Types de poutrelles

➤ **Calcul des sollicitations :**

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot.

A. Méthode forfaitaire :

Elle est applicable si les conditions suivantes sont satisfaites.

- Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \text{Min}(2G;5) \text{KN} / \text{m}^2$.

- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.
- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- Fissuration peu nuisible.

Exposé de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à un chargement q

Soit $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$ (coefficient d'importance)

▪ **Moment sur appuis :**

a. Appui de rive :

Les moments sur les appuis de rives sont nuls. Cependant ; nous tenons compte d'un moment fictif ayant une valeur de $(-0.15M_0)$.

b. Appuis intermédiaires :

Les moments sont de l'ordre :

- $(-0.6M_0)$: pour une poutre sur trois (03) appuis.
- $(-0.5M_0)$: pour les appuis voisins de rive, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois (03) appuis.
- $(-0.4M_0)$: pour les appuis intermédiaires, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois (03) appuis.

M_0 : étant le maximum des deux moments isostatiques encadrant l'appui considéré.

▪ **Moments en travées :**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux expressions suivantes :

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

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

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

M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

▪ Evaluation des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont évalués forfaitairement, soit par les méthodes classique de résistance des matériaux tout en supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive) ou l'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

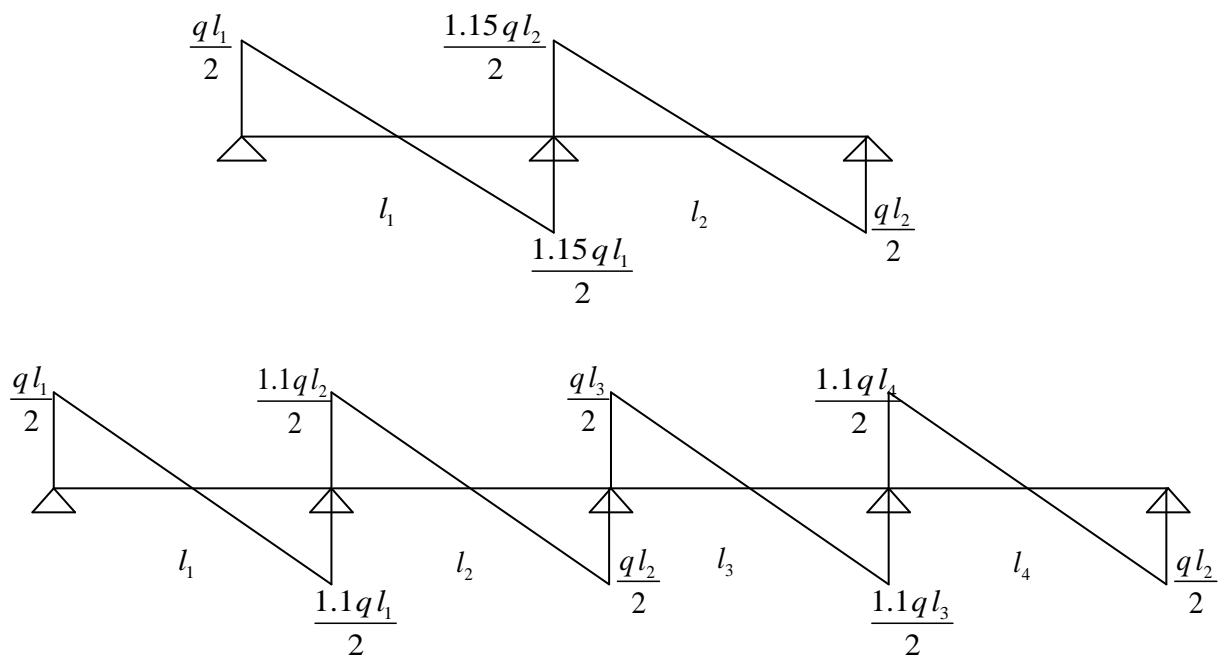


Figure III.1 : Evaluation des efforts tranchants.

B. Méthode de CAQUOT :

Elle est applicable si l'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

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

▪ **Moment sur appuis :**

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

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

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

▪ **Moment en travée :**

Ils sont déterminés par la méthode de résistance des matériaux.

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

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

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

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

▪ **Evaluation des efforts tranchants :**

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

➤ **Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :**

À l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.60 \times q_u$

À l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.60 \times q_s$

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.49	1	10.26	6.16	7.49	4.49
Terrasse accessible	4.83	1.5	8.77	5.26	6.33	3.80
Etages courants (Habitation)	5.11	1.5	9.15	5.49	6.61	3.97
Etages administratifs	5.11	2.5	10.65	6.39	7.61	4.57

Tableau III.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

III .1.1.2 Exemple de calcul :

➤ Calcul des sollicitations :

Nous présentons dans ce qui suit un exemple de calcul des sollicitations dans les poutrelles en utilisant la méthode forfaitaire.

Poutrelles de type 1 du plancher étage bureaux :

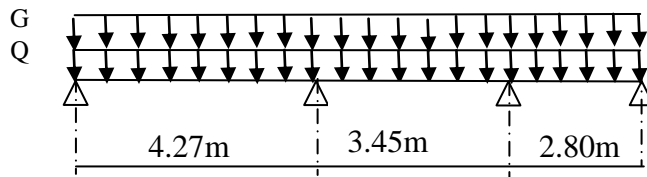


Figure III.2 : schéma statique d'une poutrelle type 1 (étage bureau)

➤ Choix de la méthode de calcul :

- Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \text{Min}(2G;5) \text{KN} / \text{m}^2 \longrightarrow$ Condition vérifiée
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.
 $0.8 \leq \frac{4.27}{3.45} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 1.237 \leq 1.25 \longrightarrow$ Condition vérifiée
- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- Fissuration peu nuisible.
- On appliquera la méthode forfaitaire

▪ Moment en appuis :

Calcul des moments aux appuis :

Appuis de rives :

$M_A = M_D = 0$ mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équivalente à : $M = -0.15M_0$

$$M_0 = \max (M_0^1 ; M_0^3)$$

A l'ELU :

$$M_0^1 = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{6.39 \times 4.27^2}{8} = 14.56 \text{KN.m}$$

$$M_0^2 = \frac{q_u \times l_2^2}{8} = \frac{6.39 \times 3.45^2}{8} = 9.51 \text{KN.m}$$

$$M_0^3 = \frac{q_u \times l_2^2}{8} = \frac{6.39 \times 2.80^2}{8} = 6.26 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_0^1 = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{4.57 \times 4.27^2}{8} = 10.42 \text{ KN.m}$$

$$M_0^2 = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{4.57 \times 3.45^2}{8} = 6.80 \text{ KN.m}$$

$$M_0^3 = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{4.57 \times 2.80^2}{8} = 4.48 \text{ KN.m}$$

$$M_A^u = M_D^u = -0.15 M_0^u = -0.15 \times 14.56 = -2.18 \text{ KN.m}$$

$$M_A^s = M_D^s = -0.15 M_0^s = -0.15 \times 10.42 = -1.56 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaire :

$$M_B = -0.5 M_0^1 = -0.5 \times 14.56 = -7.28 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 M_0^2 = -0.5 \times 9.51 = -4.75 \text{ KN.m}$$

$$M_B^s = -0.5 M_0^1 = -0.5 \times 10.42 = -5.21 \text{ KN.m}$$

$$M_C^s = -0.5 M_0^2 = -0.5 \times 6.80 = -3.40 \text{ KN.m}$$

Tel que M_0 : est le maximum des deux moments isostatiques encadrant l'appui considéré

▪ **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.5}{5.11+2.5} = 0.33$$

$$1+0.3\alpha=1.1 \quad \text{Appuis de rive}$$

$$1.2+0.3\alpha=1.3 \quad \text{Appuis intermédiaires}$$

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

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.R \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.I \end{cases}$$

Travée AB

A ELU :

$$M_t^{AB} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.1M_0^1$$

$$M_t^{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq 1.1M_0^1$$

$$M_t^{AB} \geq 1.1M_0^1 - \frac{M_B}{2} = 1.1 \times 14.56 - \frac{7.28}{2} = 12.38 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.3}{2} M_0^1 = \frac{1.3}{2} \times 14.56 = 9.46 \text{ KN.m}$$

A ELS :

$$M_t^{AB} \geq 1.1M_0^1 - \frac{M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 1.1 \times 10.42 - \frac{5.21}{2} = 8.86 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} = 12.38 \text{ KN.m}$$

Travée BC

A L'ELU :

$$M_t^{BC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq 1.1M_0^2$$

$$M_t^{BC} \geq 1.1M_0^2 - \frac{M_B + M_C}{2} = 1.1 \times 9.51 - \frac{(7.28 + 4.75)}{2} = 4.45 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.1}{2} M_0^2 = \frac{1.1}{2} \times 9.51 = 5.23 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = 5.23 \text{ KN.m}$$

A L'ELS :

$$M_t^{BC} \geq \frac{1.1}{2} M_0^2 = \frac{1.1}{2} \times 6.8 = 3.74 \text{ KN.m}$$

Travée CD

A L'ELU :

$$M_t^{CD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq 1.1M_0^3$$

$$M_t^{CD} \geq 1.1M_0^3 - \frac{M_C + M_D}{2} = 1.1 \times 6.26 - \frac{4.75}{2} = 4.51 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1.3}{2} M_0^3 = \frac{1.1}{2} \times 6.26 = 4.07 \text{ KN.m}$$

A ELS :

$$M_t^{CD} \geq 1.1M_0^3 - \frac{M_C}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq 1.1 \times 4.48 - \frac{3.4}{2} = 3.23 \text{ KN.m}$$

Evaluation de l'effort tranchant :

$$AB \left\{ \begin{array}{l} V_A = V_0 = \frac{ql_1}{2} = \frac{6.39 \times 4.27}{2} = 13.64 \text{ KN} \\ V_B = -1.1 \frac{ql_1}{2} = -1.1 \frac{6.39 \times 4.27}{2} = -15.01 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$BC \left\{ \begin{array}{l} V_B = 1.1 \frac{ql_2}{2} = 1.1 \frac{6.39 \times 3.45}{2} = 12.12 \text{ KN} \\ V_C = -1.1 \frac{ql_2}{2} = -1.1 \frac{6.39 \times 3.45}{2} = -12.12 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$CD \left\{ \begin{array}{l} V_C = 1.1 \frac{ql_3}{2} = 1.1 \frac{6.39 \times 2.80}{2} = 9.84 \text{ KN} \\ V_D = V_0 = \frac{ql_3}{2} = \frac{6.39 \times 2.80}{2} = 8.95 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Récapitulation des résultats des sollicitations sur les différents types de poutrelle :

Types	Etats limites						
	ELU				ELS		
	M _{App.inter.}	M _{travée}	M _{rive}	V _{max}	M _{App.inter.}	M _{travée}	M _{rive}
1	Terrasse inaccessible						
	-5.95	7.44	-1.49	11.59	-4.35	5.43	-1.09
	Terrasse accessible						
1	-6.50	10.67	-1.95	13.39	-4.69	7.70	-1.41
2	-7.80	10.02	-1.95	12.17	-5.63	7.23	-1.41
3	-2.15	15.32	/	12.77	-1.55	11.06	/
4	-0.84	5.98	/	7.98	-0.60	4.32	/
	Etages habitations						

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

1	-6.78	11.09	-2.03	13.97	-4.90	8.01	-1.47
2	-8.13	10.41	-2.03	12.7	-5.88	7.52	-1.47
3	-2.24	15.93	/	13.32	-1.62	11.51	/
4	-0.87	6.22	/	8.33	-0.63	4.5	/
Étages bureaux							
1	-7.28	12.38	-2.18	15.01	-5.21	8.86	-1.56
2	-9.46	12.60	-2.37	14.78	-6.76	9.00	-1.56
3	-2.6	19.08	/	15.50	-1.86	13.63	/
4	-1.02	7.45	/	9.69	-0.73	5.33	/

Tableau III.3 : Les sollicitations dans les différents types de poutrelles

Exemple de calcul : poutrelles de type 1 étage bureaux :

III .1.1.3. Ferrailage des poutrelles :

Exemple de calcul : poutrelles de type 1 étage bureaux :

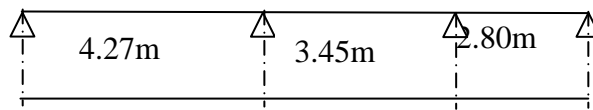


Figure III.3 : poutrelle de type 1 étage bureau

$$M_{Travée}^{Max} = 12.38 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELU : } M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2.18 \text{ KN.m (rive)} \\ -7.28 \text{ KN.m (int er.)} \end{cases}$$

$$V^{Max} = 15.01 \text{ KN}$$

$$M_{Travée}^{Max} = 8.86 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS : } M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.56 \text{ KN.m (Rive)} \\ -5.21 \text{ KN.m (int er.)} \end{cases}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

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

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$h = 16 \text{ cm}$$

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

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

$$d = 18 \text{ cm}$$

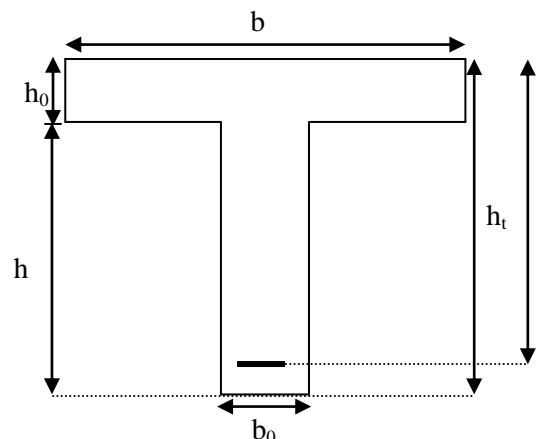


Figure III.4 : coupe transversale d'une poutrelle

Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple.

1) Calcul à l'ELU :

A. Armatures longitudinales :

a. En travée :

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_{tu} = 0.60 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 54.53 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 12.38 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_t$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{12.38 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.045$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.393 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas

nécessaires ($A' = 0$).

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045}}{0.8} = 0.057$$

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

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.057) = 0.176 \text{ m}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{M^{\text{travée}}}{z f_{st}}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{12.38 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 2.02 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 2HA12 + 1HA10 = 3.05 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.60 \times 0.18 \times 2.1}{400} \times 10^4 = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.05 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

b. En appuis :

Appuis de rives :

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.12 \times 0.24) \text{ m}$.

$$M_{Rive}^a = -2.18 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.18 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.047$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.393 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A » } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \text{ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires}$$

(A'=0).

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.047}}{0.8} = 0.060$$

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

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.060) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z f_{st}}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{2.18 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 1 \text{ HA10} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

Appuis intermédiaires :

$$M_{Interne}^a = -7.28 \text{ KN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.20) \text{ m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{7.28 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.158$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.158}}{0.8} = 0.216$$

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

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.216) = 0.164 \text{ m}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{Rive}}{z f_{st}}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{7.28 \times 10^{-3}}{0.164 \times 348} = 1.27 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 15.01 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{15.01 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.83 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 3.05 + 0.79 = 3.84 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.84 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 15.01 \times 10^{-3}}{400} = 0.43 \text{ cm}^2 \quad \text{Est vérifiée}$$

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[15.01 - \frac{7.28}{0.9 \times 0.18} \right] \times 10^{-3} = -0.86 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l \geq -0.86 \text{ cm}^2 \quad \text{aucune vérification à faire}$$

N.B :

Les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

Vérification de la bielle :

On doit vérifier $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

Soit : $a = \min[0.9d; \text{largueur de l'appui} - 4 \text{ cm}]$ avec : $a \leq 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

$$V_u = 15.01 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.10 \times 25 = 108.13 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification du cisaillement à la jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{v_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{15.01 \times 10^{-3} \times 0.25}{0.9 \times 0.18 \times 0.60 \times 0.04} = 0.96 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement a la jonction table-nervure.

B. Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \text{Min} \left[\frac{h}{35}; \phi_{L\text{Min}}; \frac{b_0}{10} \right] \Rightarrow \phi_t \geq 0.57 \text{cm}^2$$

On choisit un étrier de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{cm}^2$

Espacements :

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_c \cdot A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28})} \dots\dots\dots(2)$$

K=1 : Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90$ (Les armatures sont perpendiculaires)

D'où

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 0.57}{10 \times (0.96 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 55.27 \text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \Rightarrow \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm} \dots\dots\dots(3)$$

D'ou $S_t=15\text{cm}$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix de section
	Terrasse inaccessible								

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

01	Travée	0.0270	0.034	0.177	1.20	2HA10+1HA12=2.70	1.30	0.57	Etrier HA6
	App.rive	0.032	0.041	0.177	0.24	1HA10=0.79	0.217		
	App. int	0.129	0.174	0.167	1.02	2HA10=1.57	0.217		
Terrasse accessible									
01	Travée	0.038	0.05	0.176	1.74	2HA10+1HA12=2.70	1.30		
	App.rive	0.042	0.054	0.176	0.32	1HA10=0.79	0.217		
	App. Int.	0.141	0.191	0.166	1.12	1HA10=1.57	0.32		
03	Travée	0.055	0.07	0.175	2.52	2HA12+1HA10=3.05	1.3		
	Appuis	0.046	0.059	0.176	0.35	1HA10=0.79	0.217		
Habitation									
01	Travée	0.040	0.051	0.176	1.8	2HA12+1HA10=2.70	1.30		
	App. rive	0.044	0.056	0.176	0.33	1HA10=0.79	0.217		
	App. Int.	0.147	0.200	0.165	1.17	2HA10=1.57	0.217		
Habitation									
03	Travée	0.057	0.074	0.175	2.62	2HA12+1HA10=3.05	1.30		
	Appuis	0.049	0.02	0.176	0.37	1HA10=0.79	0.79		
Bureaux									
01	Travée	0.048	0.061	0.175	2.20	2HA12+1HA10=3.05	1.30		
	App.Rive	0.051	0.065	0.175	0.39	1HA10=0.79	0.217		
	App. Int.	0.171	0.236	0.163	1.39	2HA10=1.57	0.217		
Bureaux									
03	Travée	0.069	0.089	0.173	3.16	2HA12+1HA14=3.80	1.30		
	Appuis	0.056	0.072	0.175	0.42	1HA10=0.79	0.217		

Tableau III.4 : Ferrailage des poutrelles.

Vérification des contraintes a l'ELU :

Types & étages	Bielle	Cisaillement	Armatures longitudinales		Jonction table-nervure	observation
			Rive	Intermédiaire		
	$V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ $V_u \leq 108.13KN$	$\frac{V_{max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$ $\bar{\tau}_u = 3.33MPa$	$A_l \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e}$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$	$\frac{b_l V_u}{0.9d \cdot b \cdot h_0} \leq \bar{\tau}_u$	
Terrasse	11.59	0.643	3.49 > 0.33	4.27 > -0.723	0.447	vérifiée

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

inaccessible						
Terrasse accessible 1	13.39	0.744	3.49>0.38	4.27 > -0.768	0.860	vérifiée
Terrasse accessible 3	12.77	0.709	3.84>0.37	/	0.821	vérifiée
Habitation1	13.97	0.776	3.49>0.40	4.27 > -0.802	0.898	vérifiée
Habitation3	15.95	0.886	3.84>0.45	/	1.025	vérifiée
Bureaux 1	15.01	0.830	3.84>0.43	4.62 > -0.932	0.960	vérifiée
Bureaux 3	15.50	0.861	4.59>0.45	/	0.996	vérifiée

Tableau III.5 : vérification des contraintes

2) Vérification à l'ELS :

- **État limite de compression du béton :**

$$M_{Travée}^{Max} = 8.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.56 \text{ KN.m (Rive)} \\ -5.21 \text{ KN.m (int erne)} \end{cases}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

En travée :

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.60 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$\Rightarrow H = -1.60 \times 10^{-4} < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure donc le calcul se fera pour une section en T

Calcul de y :

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

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 3.05 + (60 - 10) \times 4) y - 15 \times 3.05 \times 18 - (60 - 10) \times \frac{4^2}{2} = 0 \Rightarrow y = 4.55 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{60 \times 4.55^3}{3} - (60 - 10) \times \frac{(4.55 - 4)^3}{3} + 15 \times 3.05 \times (18 - 4.55)^2 \Rightarrow I = 10157.45 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{8.86 \times 4.55 \times 10^3}{10157.45} = 3.97 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

En appuis :

Appuis intermédiaires ::

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 1.57) \times y - 15 \times 1.57 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 7.15 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{10 \times 7.15^3}{3} + 15 \times 1.57 \times (18 - 7.15)^2 \Rightarrow I = 3990.78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{5.21 \times 7.15 \times 10^3}{3990.78} = 9.33 \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{Est vérifiée}$$

Appuis de rive :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 0.79) \times y - 15 \times 0.79 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 5.45 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{10 \times 5.45^3}{3} + 15 \times 0.79 \times (18 - 5.45)^2 \Rightarrow I = 2406 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1.56 \times 5.45 \times 10^3}{2406} = 3.53 \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{Est vérifiée}$$

Les vérifications à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles sont résumées dans le tableau suivant :

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Etage	Type	Position	$M_{service}$ Kn.m	A_s cm ²	y cm	I cm ⁴	σ_b Mpa	$\bar{\sigma}_b$ Mpa	Observation
Terrasse inaccessible	01	Travée	5.43	2.70	4.30	7417.46	3.15	15	vérifiée
		App inter	-4.35	1.57	7.15	3990.78	7.79	15	vérifiée
		App rive	-1.09	0.79	5.45	2406.00	2.47	15	vérifiée
Terrasse accessible	01	Travée	7.70	2.70	4.30	7417.46	4.46	15	vérifiée
		App inter	-4.69	1.57	7.15	3990.78	8.40	15	vérifiée
		App rive	-1.41	0.79	5.45	2406.00	3.19	15	vérifiée
	03	travée	11.06	3.05	4.55	10157.44	4.95	15	vérifiée
		Appuis	-1.55	0.79	5.45	2406.00	3.51	15	vérifiée
Habitations	01	Travée	8.01	2.70	4.30	7417.46	4.46	15	vérifiée
		App inter	-4.90	1.57	7.15	3990.78	8.78	15	vérifiée
		App rive	-1.47	0.79	5.45	2406.00	3.32	15	vérifiée
	03	travée	11.51	3.05	4.55	10157.44	5.15	15	vérifiée
		Appuis	-1.62	0.79	5.54	2406.00	3.67	15	vérifiée
Bureaux	01	Travée	8.86	3.05	4.55	10157.44	3.97	15	vérifiée
		App inter	-5.21	1.57	7.15	3990.78	9.33	15	vérifiée
		App rive	-1.56	0.79	5.45	2406.00	3.53	15	vérifiée
	03	Travée	13.63	3.80	5.05	12115.5	5.68	15	vérifiée
		App rive	-1.86	0.79	5.45	2406.00	4.21	15	vérifiée

Tableau III.6 : Vérification des contraintes dans le béton

▪ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{427} = 0.0468$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.0468 \Rightarrow \text{La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.}$$

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

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

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5cm$

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500}$

Dans notre exemple $f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{427}{500} = 0.854cm$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19MPa$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4MPa$$

$$y = 4.55cm$$

$$I = 10157.45cm^4$$

$$A_t = 3.05cm^2$$

• **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.60 \times G' \rightarrow$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.60 \times G \rightarrow$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.60 \times (G + Q) \rightarrow$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.60 \times (2.85 + 0.9) = 2.25KN / m$$

$$q_{gser} = 0.60 \times 5.11 = 3.06KN / m$$

$$q_{pser} = 0.60 \times (5.11 + 2.5) = 4.56KN / m$$

$$M_{gser} = \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = \frac{3.06 \times 4.27^2}{8} = 6.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = \frac{2.25 \times 4.27^2}{8} = 5.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = \frac{4.56 \times 4.27^2}{8} = 10.41 \text{ KN.m}$$

Moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I_0 = \frac{60 \times 7.23^3}{3} + \frac{10(20 - 7.23)^3}{3} + \frac{(60 - 10) \times (7.23 - 4)^3}{3} + 15 \times 3.05 \times (18 - 7.23)^2 = 19245.17 \text{ cm}^4$$

• **Contraintes (σ_s)**

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I_0} ; \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I_0} ; \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I_0}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{5.13 \times (0.18 - 0.0455) \times 10}{1.924} \Rightarrow \sigma_{js} = 53.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{6.99 \times (0.18 - 0.0455) \times 10}{1.924} \Rightarrow \sigma_{gs} = 73.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{10.41 \times (0.18 - 0.0455) \times 10}{1.924} \Rightarrow \sigma_{ps} = 109.38 \text{ MPa}$$

Position du centre de gravité de la section homogène:

$$y_G = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_t \times d + A' \times d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A + A')}$$

$$y_G = \frac{\frac{10 \times 20}{2} + (60 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times (3.05 \times 18)}{(10 \times 20) + (60 - 10) \times 4 + 15 \times (3.05)} = 7.23 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3.05}{10 \times 18} = 0.0169$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{c28}}{(2 + \frac{3 \times b_0}{b}) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 10}{60}) \times 0.0169} = 2.48$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0.992$$

Calcul de μ : $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$ Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0169 \times 53.90 + 2.1} = 0.36$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0169 \times 73.45 + 2.1} = 0.47$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0169 \times 109.38 + 2.1} = 0.61$$

Calcul des inerties fictives (I_f)

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 19245.17}{1 + 2.48 \times 0.36} = 11184.32 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 19245.17}{1 + 2.48 \times 0.47} = 9775.44 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 19245.17}{1 + 2.48 \times 0.61} = 8424.74 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 19245.17}{1 + 0.992 \times 0.47} = 14438.08 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{5.13 \times 4.27^2}{10 \times 32164.2 \times 11184.32} \times 10^7 = 0.260 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{6.99 \times 4.27^2}{10 \times 32164.2 \times 9775.44} \times 10^7 = 0.405 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{10.41 \times 4.27^2}{10 \times 32164.2 \times 8424.74} \times 10^7 = 0.700 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{6.99 \times 4.27^2}{10 \times 10721.4 \times 14438.08} \times 10^7 = 0.823 \text{ cm}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.823 + 0.700 - 0.405 - 0.260 = \text{cm} > f_{adm} = \frac{427}{500} = 0.858 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche n'est pas vérifiée \Rightarrow on augmente la section de l'acier

Evaluation de la flèche au niveau de la terrasse inaccessible					
q_{jser} (KN/ml)	M_{jser} (KN.ml)	I_{fij} (cm^4)	σ_{sj} (MPa)	μ_j	f_{ij} (cm)
1.71	2.54	19002.26	28.02	0.028	0.049
q_{gser} (KN/ml)	M_{gser} (KN.ml)	I_{fig} (cm^4)	σ_{sg} (MPa)	μ_g	f_{ig} (cm)
2.90	4.31	11897.38	47.54	0.258	0.134
q_{pser} (KN/ml)	M_{pser} (KN.ml)	I_{fip} (cm^4)	σ_{sp} (MPa)	μ_p	f_{ip} (cm)
3.50	5.21	10543.34	57.47	0.337	0.183
q_{gser} (KN/ml)	M_{gser} (KN.ml)	I_{fvg} (cm^4)	σ_{sg} (MPa)	μ_g	f_{vg} (cm)

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

2.90	4.31	15898.12	47.54	0.258	0.300
$\Delta f = 0.300 \text{ cm}$			$f_{adm}=0.690\text{cm}$	La flèche est vérifiée	

Evaluation de la flèche au niveau de la terrasse accessible et au niveau habitation (type 1)					
$q_j \text{ ser}$ (KN/ml)	$M_j \text{ ser}$ (KN.ml)	$I_{f_{ij}}$ (cm ⁴)	σ_{sj} (MPa)	μ_j	f_{ij} (cm)
2.25	5.13	10635.27	56.59	0.331	0.273
$q_g \text{ ser}$ (KN/ml)	$M_g \text{ ser}$ (KN.ml)	$I_{f_{ig}}$ (cm ⁴)	σ_{sg} (MPa)	μ_g	f_{ig} (cm)
3.06	6.99	9033.70	77.11	0.453	0.438
$q_p \text{ ser}$ (KN/ml)	$M_p \text{ ser}$ (KN.ml)	$I_{f_{ip}}$ (cm ⁴)	σ_{sp} (MPa)	μ_p	f_{ip} (cm)
3.96	9.04	8112.45	99.72	0.545	0.631
$q_g \text{ ser}$ (KN/ml)	$M_g \text{ ser}$ (KN.ml)	$I_{f_{vg}}$ (cm ⁴)	σ_{sg} (MPa)	μ_g	f_{vg} (cm)
3.06	6.99	13594.66	77.11	0.453	0.874
$\Delta f = 0.794 \text{ cm}$			$f_{adm}=0.854\text{cm}$	La flèche est vérifiée	

Evaluation de la flèche au niveau de la terrasse accessible et au niveau habitation (type 3)					
$q_j \text{ ser}$ (KN/ml)	$M_j \text{ ser}$ (KN.ml)	$I_{f_{ij}}$ (cm ⁴)	σ_{sj} (MPa)	μ_j	f_{ij} (cm)
2.25	5.64	10667.19	59.14	0.397	0.330
$q_g \text{ ser}$ (KN/ml)	$M_g \text{ ser}$ (KN.ml)	$I_{f_{ig}}$ (cm ⁴)	σ_{sg} (MPa)	μ_g	f_{ig} (cm)
3.06	7.69	9316.66	80.64	0.513	0.515
$q_p \text{ ser}$ (KN/ml)	$M_p \text{ ser}$ (KN.ml)	$I_{f_{ip}}$ (cm ⁴)	σ_{sp} (MPa)	μ_p	f_{ip} (cm)
3.96	9.95	8525.71	104.33	0.598	0.728
$q_g \text{ ser}$ (KN/ml)	$M_g \text{ ser}$ (KN.ml)	$I_{f_{vg}}$ (cm ⁴)	σ_{sg} (MPa)	μ_g	f_{vj} (cm)
3.06	7.69	14020.38	80.64	0.513	1.260
$\Delta f = 1.143 \text{ cm}$			$f_{adm}=0.896\text{cm}$	La flèche n'est pas vérifiée	

Remarque : dans ce type de poutrelle la flèche n'est pas vérifiée nous devons augmenter la section de l'acier. $A_T = 2HA12 + 1HA14 = 3.80\text{cm}$

Evaluation de la flèche au niveau bureau (type 1)					
$q_j \text{ ser}$ (KN/ml)	$M_j \text{ ser}$ (KN.ml)	$I_{f_{ij}}$ (cm ⁴)	σ_{sj} (MPa)	μ_j	f_{ij} (cm)
2.25	5.13	11184.32	53.79	0.360	0.260
$q_g \text{ ser}$ (KN/ml)	$M_g \text{ ser}$ (KN.ml)	$I_{f_{ig}}$ (cm ⁴)	σ_{sg} (MPa)	μ_g	f_{ig} (cm)
3.06	6.99	9664.76	73.30	0.480	0.410
$q_p \text{ ser}$ (KN/ml)	$M_p \text{ ser}$ (KN.ml)	$I_{f_{ip}}$ (cm ⁴)	σ_{sp} (MPa)	μ_p	f_{ip} (cm)
4.56	10.41	8408.14	109.16	0.612	0.702
$q_g \text{ ser}$ (KN/ml)	$M_g \text{ ser}$ (KN.ml)	$I_{f_{vg}}$ (cm ⁴)	σ_{sg} (MPa)	μ_g	f_{vj} (cm)
3.06	6.99	14331.73	73.30	0.480	0.829

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

	$\Delta f = 0.861 \text{ cm}$	$f_{adm} = 0.854 \text{ cm}$	La flèche n'est pas vérifiée
--	-------------------------------	------------------------------	------------------------------

Remarque : dans ce type de poutrelle la flèche n'est pas vérifiée nous devons augmenter la section de l'acier. $A_T = 2HA12 + 1HA14 = 3.80 \text{ cm}^2$.

Evaluation de la flèche au niveau bureau (type 3)					
$q_{j \text{ ser}}$ (KN/ml)	$M_{j \text{ ser}}$ (KN.m)	$I_{f_{ij}}$ (cm^4)	σ_{sj} (MPa)	μ_j	f_{ij} (cm)
2.25	5.64	11804.05	55.46	0.456	0.298
$q_{g \text{ ser}}$ (KN/ml)	$M_{g \text{ ser}}$ (KN.m)	$I_{f_{ig}}$ (cm^4)	σ_{sg} (MPa)	μ_g	f_{ig} (cm)
3.06	7.69	10595.94	75.62	0.565	0.453
$q_{p \text{ ser}}$ (KN/ml)	$M_{p \text{ ser}}$ (KN.m)	$I_{f_{ip}}$ (cm^4)	σ_{sp} (MPa)	μ_p	f_{ip} (cm)
4.56	11.45	9547.10	112.59	0.682	0.748
$q_{g \text{ ser}}$ (KN/ml)	$M_{g \text{ ser}}$ (KN.m)	$I_{f_{vg}}$ (cm^4)	σ_{sg} (MPa)	μ_g	f_{vj} (cm)
3.06	7.69	15543.63	75.62	0.565	0.926
$\Delta f = 0.923 \text{ cm}$			$f_{adm} = 0.896 \text{ cm}$	La flèche n'est pas vérifiée	

Tableau III.7 : Vérification de la flèche

Les schémas des ferrillages

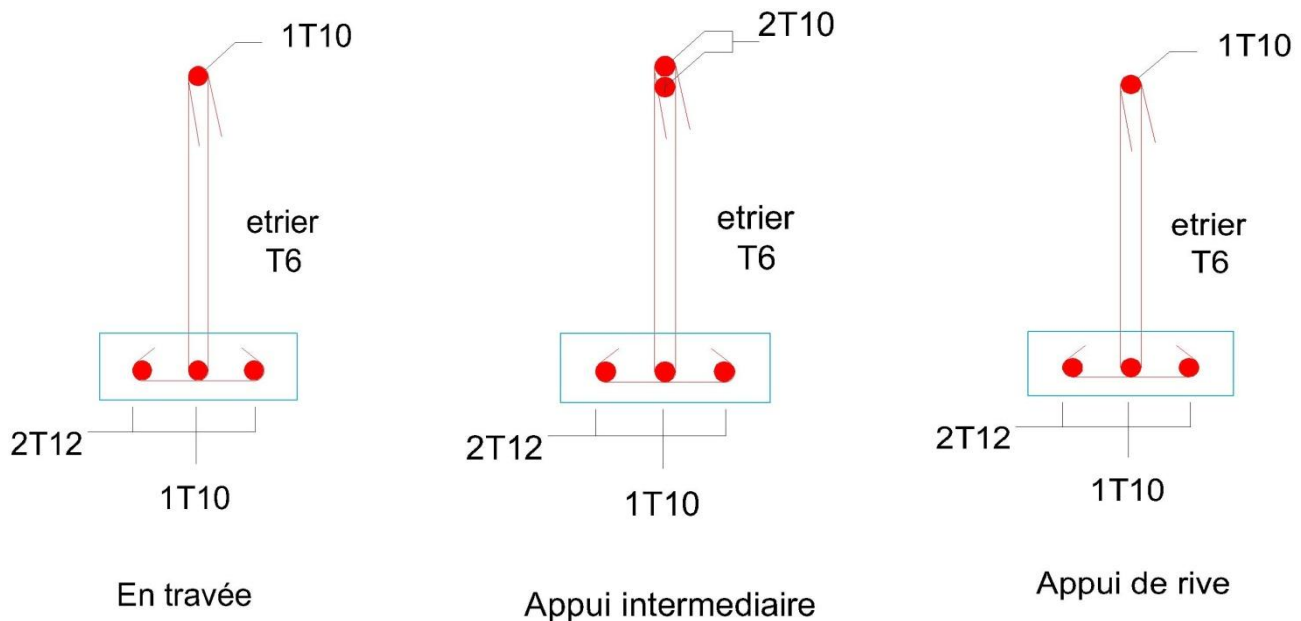


Figure III.5 : Schéma de ferrillage des poutrelles type1 de l'étage bureau

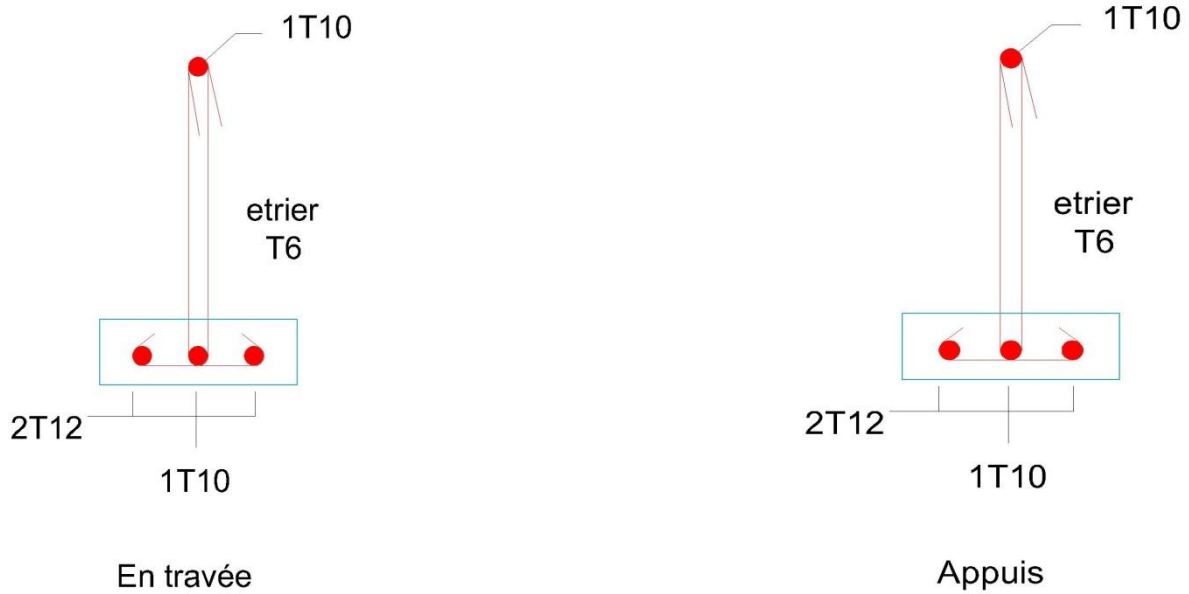


Figure III.6 : Schéma de ferrailage des poutrelles type 3 de l'étage habitation et terrasse accessible

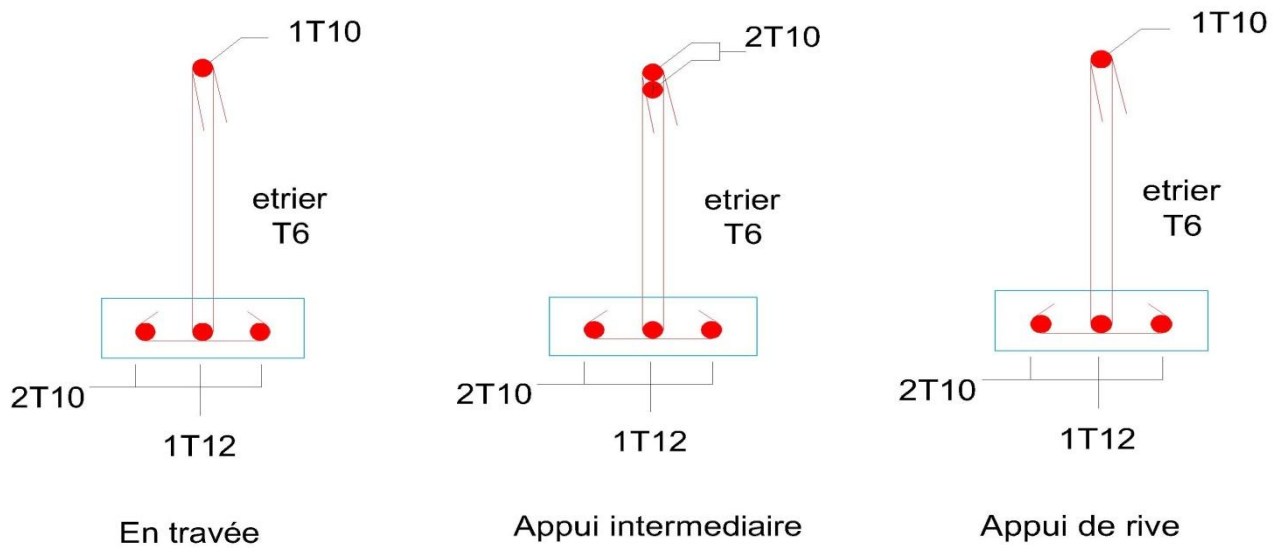


Figure III.7 : Schéma de ferrailage des poutrelles type 1 de la terrasse inaccessible, terrasse accessible et de l'étage habitation

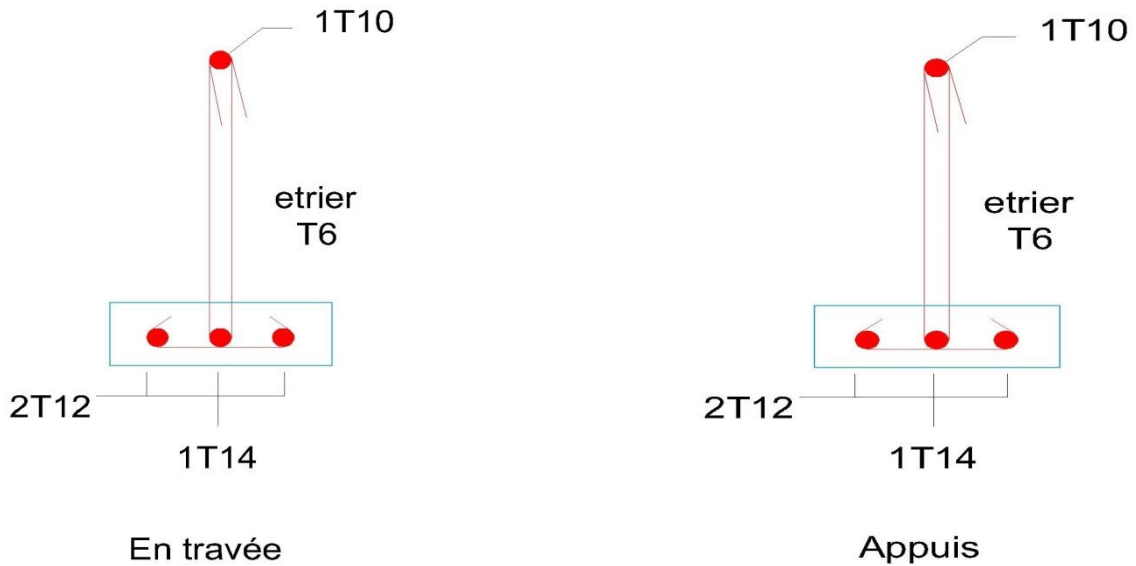


Figure III.8 : Schéma de ferrailage des poutrelles type 3 de l'étage bureau

III.1.1.4. Ferrailage de la dalle de compression

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} = 0.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :

5 HA 6/ml = 1.41 cm² \perp aux poutrelles $\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ vérifiée
 3 HA 6/ml = 0.85 cm² // aux poutrelles $\Rightarrow S_t = 33.33 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ vérifiée

Schéma de ferrailage

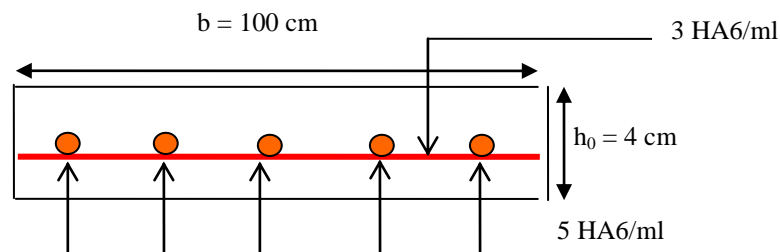


Figure III.9 : Schéma du ferrailage de la dalle de compression

III.1.2. Planchers dalles pleines

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

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

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{I_x}{I_y}$$

Si : $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant I_x).

Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens.

III.1.2.1. Dalle sur quatre appuis

On étudie le panneau le plus sollicité

Evaluation des charges :

$$G = 6.01 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

On aura donc :

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.86 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 8.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.18}{5.42} = 0.77 \Rightarrow \rho > 0.4$$

La dalle travaille selon deux sens I_x et I_y .

Calcul à l'ELU

$$\nu = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.77$$

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y correspondante à ($\nu = 0, \rho = 0.77$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.5440 \end{cases}$$

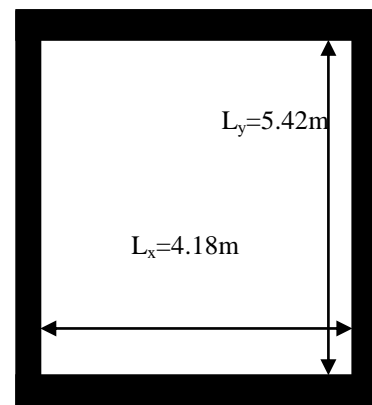


Figure III.10: Schéma d'une dalle sur quatre appuis

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 12.35 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 6.72 \text{KN.m} \end{cases}$$

Panneau de rive dans le sens x-x et intermédiaire dans le sens y-y

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 12.35 = 10.5 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 6.72 = 5.04 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.3 \times M_{ox} = -3.71 \text{KN.m} \\ -0.5 \times M_{ox} = -3.36 \text{KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant $\rho > 0.4$

$$V_x = \frac{q_u l_x}{2} \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 18.31 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{q_u l_y}{2} \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 8.4 \text{KN}$$

$$V_{\max} = 18.31 \text{KN}$$

Ferrailage :

FPN : c = 2 cm

Le diamètre des barres utilisées doit être

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{15}{10} = 1.5 \text{cm} \rightarrow \phi_x = 1.2 \text{cm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + c\right) \Rightarrow d_x = 15 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 12.40 \text{cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi_y}{2} + \phi_x + c\right) \Rightarrow d_y = 15 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2\right) = 11.20 \text{cm}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times e) \text{m}^2$.

Selon L_x

En travée

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.5 \times 10^{-3}}{1 \times (0.124)^2 \times 14.2} = 0.048 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.061 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{10.5 \times 10}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.048) \times 0.124} = 2.49 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Soit $A_x^t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

En appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.71 \times 10^{-3}}{1 \times (0.124)^2 \times 14.2} = 0.017 \\ \alpha = 0.021 \\ \Rightarrow A_x^a = 0.86 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Soit $A_x^a = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$

Espacement (S_t)

$$S_t \leq \min(3 \times e; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 15; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification des valeurs minimales

$$e = 15 \text{ cm}$$

$$A_x \geq \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times e}{2}$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x \geq \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0.77) \times 1 \times 0.15}{2}$$

$$A_x \geq 1.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A^t = 3.15 > A_{\min} \\ A^a = 1.51 > A_{\min} \end{cases}$$

Selon L_y

En travée

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.028 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.035 \\ \Rightarrow A_y^t = 1.32\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } A_y^t = 3\text{HA}10 = 2.36\text{cm}^2$$

En appuis

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.019 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.024 \\ z = 0.11 \\ \Rightarrow A_y^a = 0.88\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } A_y^a = 3\text{HA}10 = 2.36\text{cm}^2$$

Espacement (S_t)

$$S_t \leq \text{Min}(4 \times e; 45\text{cm}) = \text{Min}(4 \times 15; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t \leq 45\text{cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 25\text{cm}$$

Vérification des valeurs minimales

$$e = 15\text{cm}$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

$$\text{avec: } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2\text{cm}^2$$

$$\begin{cases} A_y^t = 2.01\text{cm}^2 > 1.2\text{cm}^2 \\ A_y^a = 1.51\text{cm}^2 > 1.2\text{cm}^2 \end{cases}$$

Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.124} = 1.19\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.235\text{MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ²)/ml	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	10.5	2.49	4HA10=3.14 cm ²
	En appuis	-3.71	0.86	3HA10=2.36 cm ²
Sens y-y	En travée	5.04	1.32	3HA10=2.36 cm ²
	En appuis	-3.36	0.88	3HA10=2.36 cm ²

Tableau III.8 : ferrailage de la dalle sur quatre appuis

Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$ $\rho = 0.77$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0661 \\ \mu_y = 0.6710 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_{ox} = 0.0661 \times 8.51 \times 4.18^2 = 9.83 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 0.6710 \times 9.83 = 6.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 9.83 = 8.36 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 6.6 = 4.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.3 \times M_{ox} = -2.95 \text{ KN.m} \\ -0.5 \times M_{oy} = -2.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Etat limite de compression du béton

Vérification des contraintes

La dalle se situe à l'abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable. On vérifie uniquement donc les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc};$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Remarque
Selon x-x	8.36	2.9	5063.74	4.79	15	Vérifiée
Selon y-y	4.95	2.4	3202.18	3.71	15	Vérifiée
appui	-2.95	2.2	2711.44	2.39	15	Vérifiée

Tableau III.9: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis

Vérification de la contrainte d'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = 240MPa \quad FPN$$

Le sens	Mser (KN.m)	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	remarque
Selon x-x	8.36	235.43	240	Vérifiée
Selon y-y	4.95	204.19	240	Vérifiée
appui	-2.95	166.55	240	Vérifiée

Tableau III.10 : Vérification des contraintes dans l'acier de la dalle sur quatre appuis

Etat limite de déformation

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{418} = 0.035$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.035$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire
La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

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

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} cm$

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{418}{500} = 0.836 cm$$

$$y = 2.9 cm$$

$$E_I = 32164.2 MPa$$

$$E_V = 10721.4 MPa$$

Evaluation des moments en travée

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 3.75 * 4.18 = 15.67 KN / m$$

$$q_{gser} = 6.01 * 4.18 = 25.12 KN / m$$

$$q_{pser} = 8.51 * 4.18 = 35.57 KN / m$$

$$\begin{cases} M_{ox}^j = 0.0661 \times 15.67 \times 4.18^2 = 18.09 KN.m \\ M_{ox}^g = 0.0661 \times 25.12 \times 4.18^2 = 29.01 KN.m \\ M_{ox}^p = 0.0661 \times 35.57 \times 4.18^2 = 41.08 KN.m \end{cases}$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{ox}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 18.09 = 15.38 KN.m$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{ox}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 29.01 = 24.66 KN.m$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{ox}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 41.08 = 34.92 KN.m$$

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i} = \frac{4.18 * 0.15 * 0.075 + 15 * 3.14 * 10^{-4} * 0.13}{4.18 * 0.15 + 15 * 3.14 * 10^{-4}} = 0.0754 m$$

$$I_0 = \frac{4.18 * (0.15)^3}{12} + 4.18 * 0.15 * \left(\frac{0.15}{2} - 0.0754 \right)^2 = 1.17 * 10^{-3} m^4$$

$$\rho_x = \frac{A t_x}{b d_x} = 0.0025$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{5 \rho_x} = 8.4$$

$$\lambda_v = \lambda_i \frac{2}{5} = 3.36$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_j(d_x - y)}{I_0} = \frac{15 * 15.38(0.124 - 0.029)}{1.17} = 18.73 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15 * 24.66(0.124 - 0.029)}{1.17} = 30.03 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15 * 34.92(0.124 - 0.029)}{1.17} = 42.53 \text{Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0025 \times 18.73 + 2.1} = -0.61$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0025 \times 30.03 + 2.1} = -0.53$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0025 \times 42.53 + 2.1} = -0.45$$

$$\mu_j = \mu_g = \mu_p = 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 1.17 * 10^{-3}}{1 + 8.4 \times 0} = 1.28 * 10^{-3} \text{m}^4$$

$$I_{f_{ip}} = I_{f_{ij}} = I_{f_{vg}} = 1.28 * 10^{-3} \text{m}^4$$

$$f_{ji} = \frac{15.38 \times 10^{-3} \times 4.18^2}{10 \times 32164.2 \times 1.28 \times 10^{-3}} = 0.00065 \text{m}$$

$$f_{gi} = \frac{24.66 \times 10^{-3} \times 4.18^2}{10 \times 32164.2 \times 1.28 \times 10^{-3}} = 0.0010 \text{m}$$

$$f_{pi} = \frac{34.92 \times 10^{-3} \times 4.18^2}{10 \times 32164.2 \times 1.28 \times 10^{-3}} = 0.0015 \text{m}$$

$$f_{vg} = \frac{24.66 \times 10^{-3} \times 4.18^2}{10 \times 10721.4 \times 1.28 \times 10^{-3}} = 0.0031 \text{m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0031 - 0.00065 + 0.0015 - 0.0010 = 0.0029 \text{m}$$

$$\Delta f = 0.29 \text{cm} \leq f_{adm} = 0.836 \text{cm}$$

Sens y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{542} = 0.027$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.027$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

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

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 5cm \Rightarrow$

$$f_{adm} = \frac{542}{1000} + 0.5 = 1.04cm$$

$$y = 2.4 \text{ cm}$$

$$E_I = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

• Evaluation des moments en travée

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 3.75 * 5.42 = 20.32 \text{ KN} / m$$

$$q_{gser} = 6.01 * 5.42 = 32.57 \text{ KN} / m$$

$$q_{pser} = 8.51 * 5.42 = 46.12 \text{ KN} / m$$

$$\begin{cases} M_{oy}^j = 0.6710 \times 20.32 = 13.63 \text{ KN.m} \\ M_{oy}^g = 0.6710 \times 32.57 = 21.85 \text{ KN.m} \\ M_{oy}^p = 0.6710 \times 46.17 = 30.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times M_{oy}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times 13.63 = 10.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times M_{oy}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times 21.85 = 16.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times M_{oy}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times 30.98 = 23.24 \text{ KN.m}$$

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i} = \frac{5.42 \times 0.15 \times 0.075 + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times 0.13}{5.42 \times 0.15 + 15 \times 2.36 \times 10^{-4}} = 0.0751 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{5.42 \times (0.15)^3}{12} + 5.42 \times 0.15 \times \left(\frac{0.15}{2} - 0.0751 \right)^2 = 1.44 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\rho_x = \frac{At_y}{bd_y} = 0.0021$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_j(d_x - y)}{I_0} = \frac{15 \times 10.22(0.112 - 0.024)}{1.44} = 9.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15 \times 16.39(0.112 - 0.024)}{1.44} = 15.02 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15 \times 23.24(0.112 - 0.024)}{1.44} = 21.30 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0021 \times 9.36 + 2.1} = -0.45$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0021 \times 15.02 + 2.1} = -0.65$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0021 \times 21.30 + 2.1} = -0.61$$

$$\mu_j = \mu_g = \mu_p = 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 1.44 \times 10^{-3}}{1 + 8.4 \times 0} = 1.58 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{f_{ip}} = I_{f_{ij}} = I_{f_{vg}} = 1.58 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$f_{ji} = \frac{10.22 \times 10^{-3} \times 5.42^2}{10 \times 32164.2 \times 1.58 \times 10^{-3}} = 0.0006 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{16.39 \times 10^{-3} \times 5.42^2}{10 \times 32164.2 \times 1.58 \times 10^{-3}} = 0.0009 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{23.24 \times 10^{-3} \times 5.42^2}{10 \times 32164.2 \times 1.58 \times 10^{-3}} = 0.0013 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{16.39 \times 10^{-3} \times 5.42^2}{10 \times 10721.4 \times 1.58 \times 10^{-3}} = 0.0028 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0028 - 0.0006 + 0.0013 - 0.0009 = 0.0026 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.26\text{cm} \leq f_{adm} = 1.04\text{cm}$$

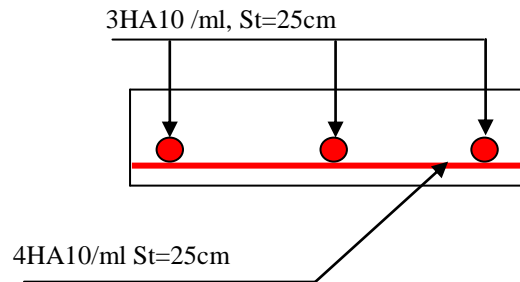


Figure III.11 : Schéma de ferrailage d'une dalle sur quatre appuis

III.1.2.2. Dalle sur deux appuis perpendiculaires

On étudie le panneau le plus sollicité

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 1.5\text{m} \\ L_y = 2\text{m} \end{array} \right\}$$

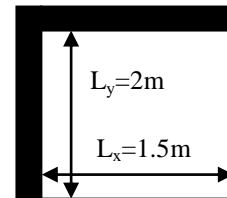


Figure III.12 : Schéma d'une dalle sur deux appuis

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.75 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille sur les deux sens.}$$

$$G = 5.11\text{KN/m}^2$$

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

Charges et surcharges

$$\text{A l'ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 12.15\text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = G + Q = 8.61\text{KN/m}^2$$

$$\text{Calcul à l'ELU} \quad \nu = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.75$$

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y correspondante à $(\nu = 0, \rho = 0.75)$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5105 \end{array} \right.$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_u = 1.70\text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 0.87\text{KN.m} \end{array} \right.$$

Moments en travées

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 1.70 = 1.45 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 0.87 = 0.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en appuis

$$M_x^a = M_y^a = -0.4 \times M_{om} = -0.68 \text{ KN.m}$$

Ferraillage

Le ferraillage est calculé à la flexion simple pour une bande de 1m (b = 1m).

Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{18}{10} = 1.8 \text{ cm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + c\right) \Rightarrow d_x = 15 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 12.40 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi_y}{2} + \phi_x + c\right) \Rightarrow d_y = 15 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2\right) = 11.20 \text{ cm}$$

En travée

Sens X-X

En travée :

$$M_x^t = 1.45 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times d \times f_{bu}} = 0.007 < 186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.007 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Les armatures comprimées sont pas nécessaires.}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0.09; z = 0.119 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = 0.35 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$M_a^x = -0.68 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.003$$

$$\alpha = 0.004; z = 0.123$$

$$A_a^x = 0.16 \text{ cm}^2$$

Vérification des valeurs minimales

$$e = 15\text{cm}$$

$$A_{\min}^x \geq \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times e}{2}$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_{\min}^x \geq \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0.75) \times 1 \times 0.15}{2}$$

$$A_{\min}^x \geq 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A_s < A_{\min} \\ A_a^x < A_{\min} \end{cases}$$

$$\text{On ferraille avec : } A_{\min} \rightarrow A_s = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On ferraille avec : } A_{\min} \rightarrow A_a^x = 3HA10 = 2.36\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Sens X-X

Espacement (S_t)

En travée

$$S_t \leq \min(3 \times e; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t \leq 33\text{cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 25\text{cm}$$

En appuis

$$S_t \leq \min(3 \times e; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t \leq 33\text{cm}$$

$$S_t = 33 \text{ cm}$$

Sens Y-Y

$$M_y^t = 0.74\text{KN.m}$$

vu que les sollicitations sont faibles, donc on ferraille avec A_{\min}

$$M_a^y = -0.68\text{KN.m}$$

$$A_{\min}^y = \rho_0 \cdot b \cdot e = 8 \times 1 \times 0.15 = 1.2\text{cm}^2$$

$$A_t^y = 3HA10 = 2.36\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Espacement (S_t)

$$S_t \leq \text{Min}(4 \times e; 45\text{cm}) = \text{Min}(4 \times 15; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t \leq 45\text{cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 33\text{cm}$$

En appuis

$$\text{Soit : } A = 3HA10 = 2.36\text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t = 33\text{cm}$$

Vérification au cisaillement

$$V_u^x = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{12.5 \times 1.5}{2} \times \frac{2^4}{2^4 \times 1.5^4} = 6.92 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{P_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{12.15 \times 2}{2} \times \frac{1.5^4}{1.5^4 \times 2^4} = 2.92 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 6.92 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} = \frac{6.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.124} = 0.056 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ²)/ml	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	1.45	0.35	4HA8=2.01 cm ²
	En appuis	-0.68	0.16	3HA10=2.36 cm ²
Sens y-y	En travée	0.74	1.20	3HA10=2.36 cm ²
	En appuis	-0.68	1.20	3HA10=2.36 cm ²

Tableau III.11 : Ferrailage de la dalle sur deux appuis

Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$ $\rho = 0.75$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.6447 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_{ox} = 1.32 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 0.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 1.32 = 1.12 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 0.85 = 0.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0.4 \times M_{ox} = -0.53 \text{ KN.m}$$

Etat limite de compression du béton

Vérification des contraintes

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc};$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	remarque
Selon x-x	1.12	2.40	3475.80	0.77	15	Vérifiée
Selon y-y	0.72	2.10	2184.35	0.69	15	Vérifiée
Appui	-0.53	2.40	3475.80	0.36	15	Vérifiée

Tableau III.12: contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis

Acier :

Position	Le sens	M (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	remarque
En travée	Selon x-x	1.12	48.33	240	Vérifiée
	Selon y-y	0.72	2.99	240	Vérifiée
En appuis	Appui	-0.53	1.52	240	Vérifiée

Tableau III.13 : Vérification des contraintes dans l'acier de la dalle sur deux appuis

Etat limite de déformation

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L_x} = \frac{0.15}{1.50} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{h}{L_x} = 0.1 > \frac{M_{tserv}^x}{10 \times M_{0serv}} = \frac{1.12}{10 \times 1.32} = 0.085$$

Les trois conditions sont satisfaites ⇒ donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire selon x

$$\frac{A_t^x}{b.d_x} = \frac{3.14}{100 \times 12.40} = 0.002 < 0.006$$

Sens y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L_y} = \frac{0.15}{2} = 0.075 > \frac{1}{16} = 0.062$$

$0.075 > \frac{M_{tsrv}^y}{10.M_{0srv}^y} = 0.08 \Rightarrow$ La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

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

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} cm$

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{200}{500} = 0.4cm$$

$$y = 0.021m$$

$$I = 2184.35cm^4$$

$$E_I = 32164.2 MPa$$

$$E_v = 10721.4 MPa$$

$$A_s = 2.36cm^2$$

Evaluation des moments en travée

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 7.50KN/m^2$$

$$q_{gser} = 10.22 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{pser} = 17.22 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{oy}^j = \frac{7.5 \times 2^2}{8} = 3.75 \text{ KN.m} \\ M_{oy}^g = \frac{10.22 \times 2^2}{8} = 5.11 \text{ KN.m} \\ M_{oy}^p = \frac{17.22 \times 2^2}{8} = 8.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{oy}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 3.75 = 3.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{oy}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 5.11 = 4.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{oy}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 8.61 = 7.32 \text{ KN.m}$$

$$Y_G = \frac{2 \times 0.15 \times 0.075 + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times 0.13}{2 \times 0.15 + 15 \times 1.51 \times 10^{-4}} = 0.0754 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{2 \times 0.15^3}{12} + 2 \times 0.15 \times \left(\frac{0.15}{2} - 0.0754 \right)^2 = 56254.80 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_j = \frac{15 \times 3.19 \times (0.112 - 0.021) \times 10^5}{56254.80} = 7.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_g = \frac{15 \times 4.34 \times (0.112 - 0.021) \times 10^5}{56254.80} = 10.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = \frac{15 \times 7.32 \times (0.112 - 0.021) \times 10^5}{56254.80} = 17.76 \text{ MPa}$$

$$\rho_y = \frac{A_y^y}{b.d_y} = \frac{1.51}{100 \times 11.2} = 0.0013$$

$$\mu_j = 1 - \left(\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0013 \times 7.74 + 2.1} \right) = -0.71$$

$$\mu_g = 1 - \left(\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0013 \times 10.53 + 2.1} \right) = -0.70$$

$$\mu_p = 1 - \left(\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0013 \times 17.76 + 2.1} \right) = -0.67$$

$$\mu_j = \mu_g = \mu_p = 0$$

$$I_{ji} = I_{gi} = I_{pi} = I_{gv} = 1.1 \times I_0 = 1.1 \times 56251.2 = 61876.32 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{4.34 \times 10^5 \times 2^2}{10 \times 10721.4 \times 61876.32} = 2.6 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_{ji} = \frac{3.19 \times 10^5 \times 2^2}{10 \times 32164.20 \times 61876.32} = 0.64 \times 10^{-4} m$$

$$f_{pi} = \frac{7.32 \times 10^5 \times 2^2}{10 \times 32164.20 \times 61876.32} = 1.47 \times 10^{-4} m$$

$$f_{gi} = \frac{4.34 \times 10^5 \times 2^2}{10 \times 32164.20 \times 61876.32} = 0.87 \times 10^{-4} m$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 2.6 \times 10^{-4} + 1.47 \times 10^{-4} - 0.87 \times 10^{-4} - 0.64 \times 10^{-4} = 2.56 \times 10^{-4} m = 0.025 cm$$

$\Delta f < f_{adm} = 0.4 cm \Rightarrow$ Condition vérifiée

Schéma de ferrailage

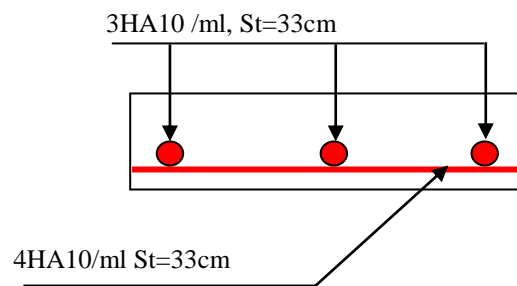


Figure III.13 : Schéma de ferrailage d'une dalle sur deux appuis

III.1.2.3 Dalle sur trois appuis

Evaluation des charges :

$$G = 5.11 KN / m^2$$

$$Q = 3.50 KN / m^2$$

On aura donc

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 12.15 KN / m^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 8.61 KN / m^2$$

On a $\frac{L_y}{2} = 2.71m > L_x = 1.5m$ alors

$$\begin{cases} M_{ox} = \frac{P \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times P \times L_x^3}{3} \\ M_{oy} = \frac{P \times L_x^3}{6} \end{cases}$$

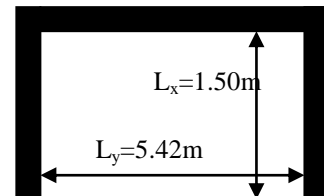


Figure III.14 : Schéma d'une dalle sur trois appuis

Calcul à l'ELU

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\begin{cases} M_{ox} = 46.74 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 6.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 46.74 = 39.73 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.75 \times 6.83 = 5.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.3 \times M_{ox} = -14.02 \text{ KN.m} \\ -0.5 \times M_{ox} = -3.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 9.06 \text{ KN}$$

Ferraillage

Le diamètre des barres utilisées doit être

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm} \rightarrow \phi = 12 \text{ mm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + c \right) \Rightarrow d_x = 15 - \left(\frac{1.2}{2} + 2 \right) = 12.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi_y}{2} + \phi_x + c \right) \Rightarrow d_y = 15 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2 \right) = 11.2 \text{ cm}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \text{ m}) \times (1 \text{ m})$.

Selon L_x

En travée

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{39.73 \times 10^{-3}}{1 \times (0.124)^2 \times 14.2} = 0.182 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.253 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{32.47 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.253) \times 0.124} = 10.28 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit $A_x^t = 10 \text{ HA}12 = 11.31 \text{ cm}^2$

Espacement (S_t)

$$S_t \leq \min(3 \times e; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 15; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

Soit $S_t=10\text{cm}$

Vérification des valeurs minimales

$$e = 15\text{cm} > 12\text{cm}$$

$$A_x \geq \rho_0 \times b \times e$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x \geq 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 15$$

$$A_x \geq 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A_x^t = 11.31 > A_{Min}$$

Selon L_y

En travée

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.028 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.035 \\ \Rightarrow A_y^t = 1.34\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } A_y^t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$$

En appuis

$$\text{Selon x} \begin{cases} \mu_{bu} = 0.064 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.083 \\ z = 0.120 \\ \Rightarrow A_x^a = 3.36\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } A_x^a = 5HA10 = 3.93\text{cm}^2$$

$$\text{Selon y} \begin{cases} \mu_{bu} = 0.019 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.024 \\ z = 0.111 \\ \Rightarrow A_y^a = 0.88\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } A^a = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$$

Espacement (S_t)

$$S_t \leq \text{Min}(4 \times e; 45\text{cm}) = \text{Min}(4 \times 18; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t \leq 45\text{cm}$$

Soit $S_t=25\text{cm}$

Vérification des valeurs minimales

$$e = 15\text{cm}$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_y^t \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2\text{cm}^2$$

$$3.14 > 1.2\text{cm}^2$$

$$2.01 > 1.2\text{cm}^2$$

Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.124} = 0.07\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.07\text{MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ²)/ml	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	39.73	10.28	10HA12=11.31cm ²
	En appuis	-14.02	3.36	5HA10=3.93 cm ²
Sens y-y	En travée	5.12	1.34	4HA10=3.14 cm ²
	En appuis	-3.42	0.88	4HA10=3.14 cm ²

Tableau III.14 : Ferrailage de la dalle sur trois appuis

Vérification à l'ELS

$$\begin{cases} M_{ox} = 33.13\text{KN.m} \\ M_{oy} = 4.84\text{KN.m} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_x^t = 28.16\text{KN.m} \\ M_y^t = 3.63\text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = -0.3M_{ox} = -9.94\text{KN.m}$$

$$M_y^a = -0.5 \times M_{ox} = -2.42\text{KN.m}$$

Etat limite de compression du béton

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc};$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

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

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	remarque
Selon x-x	28.16	5.5	13622.87	11.37	15	Vérifiée

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Selon y-y	3.63	3.33	4148.09	2.91	15	Vérifiée
appui	-9.94	3.88	6226.24	6.19	15	Vérifiée

Tableau III.15: contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis

Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

Le sens	M (KN.m)	σ_{st} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (Mpa)	remarque
Selon x-x	28.16	213.95	240	Vérifiée
Selon y-y	3.63	103.31	240	Vérifiée
Appui	-9.94	204.03	240	Vérifiée

Tableau III.16 : Vérification des contraintes dans l'acier de la dalle sur trois appuis

Etat limite de déformation

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\text{Sens x-x} \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = 0.1$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 < \frac{h}{L} = 0.1$$

$$\frac{M'_{ox}}{10 \times M_0} = 0.085$$

$$\frac{M'_{ox}}{10 \times M_0} = 0.085 < \frac{h}{L} = 0.1$$

$$\frac{A'_x}{b \times d} = 0.009 < \frac{4.2}{400} = 0.01$$

Toutes les conditions de BAEL91 sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\text{Sens y-y} \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = 0.027$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.027$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

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

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5cm$

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{542}{1000} + 0.5 = 1.04cm$$

$$y = 3.33 \text{ cm}$$

$$E_I = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

Evaluation des moments en travée

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 3.75KN / m^2$$

$$q_{gser} = 5.11KN / m^2$$

$$q_{pser} = 8.61KN / m^2$$

$$\begin{cases} M_{oy}^j = \frac{3.75 \times 5.42^2}{8} = 13.77 \text{ KN.m} \\ M_{oy}^g = \frac{5.11 \times 5.42^2}{8} = 18.76 \text{ KN.m} \\ M_{oy}^p = \frac{8.61 \times 5.42^2}{8} = 32.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times M_{oy}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times 13.77 = 10.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times M_{oy}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times 18.76 = 14.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times M_{oy}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times 31.62 = 23.72 \text{ KN.m}$$

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i} = \frac{4.18 * 0.15 * 0.075 + 15 * 3.14 * 10^{-4} * 0.13}{4.18 * 0.15 + 15 * 3.14 * 10^{-4}} = 0.0754 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{5.42 * (0.15)^3}{12} + 5.42 * 0.15 * \left(\frac{0.15}{2} - 0.0753 \right)^2 = 1.52 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\rho_y = \frac{A t_y}{b d_y} = 0.0028$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{5 \rho_y} = 7.5$$

$$\lambda_v = \lambda_i \frac{2}{5} = 3$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15 M_j (d_y - y)}{I_0} = \frac{15 * 10.32 (0.1112 - 0.033)}{1.52} = 8.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15 * 14.07 (0.112 - 0.033)}{1.52} = 10.97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15 * 23.72 (0.112 - 0.033)}{1.52} = 18.50 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0028 \times 8.04 + 2.1} = -0.67$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0028 \times 10.97 + 2.1} = -0.65$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0028 \times 18.50 + 2.1} = -0.59$$

$$\mu_j = \mu_g = \mu_p = 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 1.52 \times 10^{-3}}{1 + 7.5 \times 0} = 1.67 \times 10^{-3} m^4$$

$$I_{f_{ip}} = I_{f_{ij}} = I_{f_{vg}} = 1.67 \times 10^{-3} m^4$$

$$f_{ji} = \frac{10.32 \times 10^{-3} \times 5.42^2}{10 \times 32164.2 \times 1.67 \times 10^{-3}} = 0.00057 m$$

$$f_{gi} = \frac{14.07 \times 10^{-3} \times 5.42^2}{10 \times 32164.2 \times 1.67 \times 10^{-3}} = 0.00077 m$$

$$f_{pi} = \frac{23.72 \times 10^{-3} \times 5.42^2}{10 \times 32164.2 \times 1.67 \times 10^{-3}} = 0.0013 m$$

$$f_{vg} = \frac{14.07 \times 10^{-3} \times 5.42^2}{10 \times 10721.4 \times 1.67 \times 10^{-3}} = 0.0023 m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0023 - 0.00057 + 0.0013 - 0.00077 = 0.00226 m$$

$$\Delta f = 0.226 cm \leq f_{adm} = 1.04 cm$$

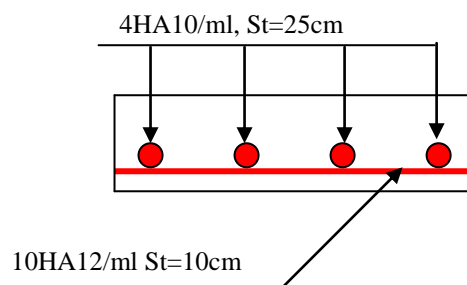


Figure III.15 : Schéma de ferrailage d'une dalle sur trois appuis

III.2 ETUDE DE L'ACROTÈRE :

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

III.2.1. Hypothèses de calcul :

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

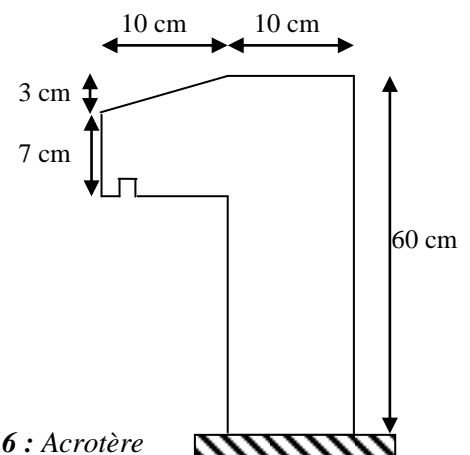


Figure III.16 : Acrotère

III.2.2. Évaluation des charges et surcharges :

➤ **Verticales :**

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment KN/ml	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.0685	1.712	0.02* 20 = 0.4	2.112	1

Tableau III.17 : Charges et surcharges de l'acrotère.

➤ **Horizontales :** (dues au séisme).

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

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une

force horizontale due au séisme

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

Pour notre cas :

- Groupe d'usage 2.
- Zone II_a (Bejaia).

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2,112 \text{ KN / ml.} \end{array} \right.$$

Donc :

$$F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 2,112 \Rightarrow F_p = 1.014 \text{ KN}$$

NB : La section de calcul en flexion composée sera de (100*10) cm², car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III.3.3. Calcul des sollicitations :

A. Calcul du centre de pression :

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

A.N :

$$x_c = \frac{0,6 * 0,1 * (0,1/2) + 0,07 * 0,1 * (0,1 + 0,1/2) + 0,5 * 0,1 * 0,03 * (0,1 + 0,1/3)}{0,0685}$$

$$x_c = 0,062 \text{ m}$$

$$y_c = 0,33 \text{ m}$$

B. Moment engendré par les efforts normaux :

$$N_G = 2,112 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_G = 0.$$

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

$$F_P = 1,014 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_P} = F_P * y_C = 1,014 * 0,33$$

$$\Rightarrow M_{F_P} = 0,335 \text{ KN.m.}$$

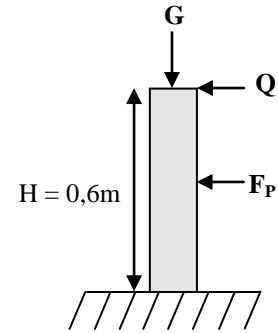


Figure III.17 : Les Sollicitations sur l'acrotère

Sollicitation	RPA 99/2003	ELU	ELS
		G + Q + F _p	1,35*G + 1,5*Q
N (KN)	2.112	2,851	2,112
M (KN)	0.935	0,9	0,6

Tableau III.18: Différentes combinaisons à utiliser.

III.2.4. Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,935}{2,112} = 0,44m \\ \frac{H}{6} &= 0,1m \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$e_2 = e_1 + e_a \quad ; \text{ Tel que}$$

e_a : Excentricité additionnelle.

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

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

$$d'où : e_2 = 0,44 + 0,02 = 0,46m$$

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

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

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

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 * (2 * 0.6)^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0.6} = 0.00144m.$$

$$d' où : e_t = e_2 + e_3 = 0.44 + 0.02 + 0.00144 = 0.461m.$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 2.112 \text{ KN et } M_U = N_U * e_t = 2.112 * 0.461 = 0,974 \text{ KN.}$$

III.2.5. Ferrailage :

A. ELU :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ cm}$$

$$h_0 = 10 \text{ cm}$$

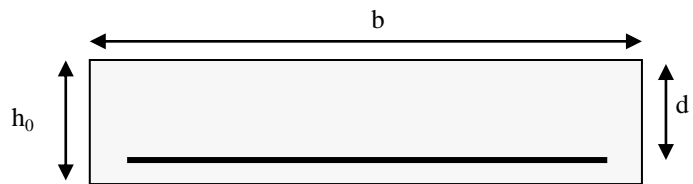


Figure III.18 : Section à ferrailer.

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fait par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_f = M_u + N_u * (d - \frac{h_0}{2})$

✓ M_u et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

✓ M_f : moment de flexion évalué au niveau de l'armature

$$\Rightarrow M_f = 0.974 + 2.112 * (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 1.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1.04 * 10^{-3}}{1 * 0.08^2 * 14.2} = 0.011 < \mu_t = 0.392 \rightarrow (F_e E 400)$$

d' où : $A' = 0$.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu^{bu}}}{0.8} = 0.014$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.0795 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_f}{z * f_{st}} = \frac{1.04 * 10^{-3}}{0.0795 * 348} = 0.37 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,08 * \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 4\text{HA6} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 1.13 / 4 = 0,28 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ HA5 (0.79 cm}^2/\text{ml)}.$$

• **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$ **on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.**
2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/4 = 15 \text{ cm} \rightarrow$ **on adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.**

• **Vérification au cisaillement :**

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

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0.1 * f_{c28}, 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2.5; 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2.5 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{2.114 * 10^{-3}}{1 * 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.026 \text{ Mpa.}$$

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

• **Vérification de l'adhérence :**

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

$$\sum \mu_i = n * \pi * \phi = 4 * \pi * 0.6 = 7.36 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2114}{0.9 * 0.08 * 7.536 * 10^{-2}} = 0.39 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 * \psi_s^2 * f_{c28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

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

B. ELS : (vérification des contraintes).

$$N_{ser} = 2.112 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$$

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

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

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$e_g = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.112} = 0.28 \text{ m} \quad e_y = h_0 / 2 = 0.05 \text{ m}$$

$$\Rightarrow c = e_g - \frac{h_0}{2} = 0.05 - 0.28 = -0.23 \text{ m} \quad \rightarrow \text{C à l'extérieur de la section.}$$

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

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

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

Tel que :

$$p = -3 * (-0.23)^2 + 90 \frac{1.13 * 10^{-4}}{1} \cdot (0.08 + 0.23) = -0.155$$

$$q = -2 * (-0.23)^3 - 90 * \frac{1.13}{100} \cdot (0.08 + 0.23)^2 = 0.023$$

$$\Delta = \frac{4p^3}{27} + q^2 = -2.27 * 10^{-5} < 0$$

L'équation admet 3 solutions :

$$y_{c1} = a \cos \frac{\phi}{3}$$

$$y_{c2} = a \cos \left(\frac{\phi}{3} + 120 \right)$$

$$y_{c3} = a \cos \left(\frac{\phi}{3} + 240 \right)$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{0.155}{3}} = 0.454$$

$$\cos \phi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 * 0.023}{2 * (-0.155)} \sqrt{\frac{-3}{-0.155}} = -0.979 \rightarrow \phi = 168.3^\circ$$

$$y_{c1} = 0.25m$$

$$y_{c2} = -0.45m$$

$$y_{c3} = 0.19m$$

$$-c \leq y_c \leq h_0 - c \rightarrow 0.23 \leq y_c \leq 0.33 \rightarrow y_c = 0.25$$

$$y_{ser} = y_c + c = 0.25 - 0.23 = 0.02m$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 9.83 \times 10^{-5} m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = 0.122 MPa \langle \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{ser}}{\mu_t} \times (d - y) = 0.43 MPa \langle \bar{\sigma}_s = 201.63 MPa, \quad FN \end{array} \right.$$

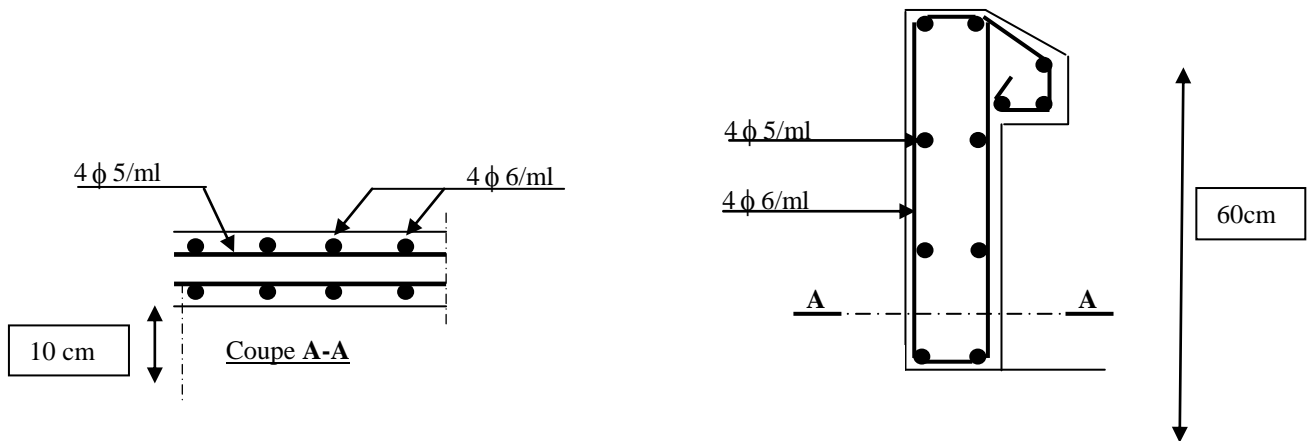


Figure III.19 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.
(Terrasse inaccessible)

III.3. ETUDE DES ESCALIERS

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux ou forfaitaire en prenant en considération le nombre de points d'appuis.

III.3.1. Escalier type 1 : reliant le Sous Sol au RDC :

$e = 25cm \Rightarrow$ Comme la longueur de la volée est importante on a obtenu une grande épaisseur, de plus on aura une flèche importante pour cela nous avons créé une poutre brisée qui épousera la forme de la paillasse et du palier et la volée sera calculée comme une poutre sur trois appuis.

$$\begin{cases} L_x = 1.25m \\ L_y = 6.48m \end{cases} \Rightarrow \rho = 0.19 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens}$$

$$\frac{125}{35} \leq e \leq \frac{125}{30} \Rightarrow 3.57 \leq e \leq 4.17$$

Critère de coupe-feu : $e \geq 12cm \rightarrow$ on prend $e=15cm$

Nous avons $\alpha=33.3^\circ$

La volée : $\begin{cases} G_{tot} = 7.57 KN/m^2 \\ Q = 2.5 KN/m^2 \end{cases}$

Le palier : $\begin{cases} G_p = 4.75 KN/m^2 \\ Q_p = 2.50 KN/m^2 \end{cases}$

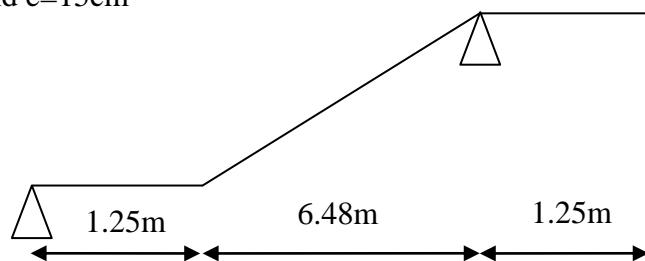


Figure III.20 : Schéma statique des escaliers type 1

La paillasse : $G_{pai} = \frac{e \times \gamma_b}{\cos \alpha} = \frac{0.15 \times 25}{\cos 33.3} = 4.48 KN/m^2$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Marches : $G_m = \frac{\gamma_b \times h}{2} = \frac{22 \times 0.17}{2} = 1.87 \text{ KN/m}^2$

Mortier : $G_m = \gamma_m \cdot e = 20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/m}^2$

Carrelage horizontal : $G_h = \gamma_c \times e = 20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/m}^2$

Carrelage vertical : $G_m = \frac{\gamma_c \times e \times h}{g} = \frac{20 \times 0.02 \times 0.17}{0.28} = 0.24 \text{ KN/m}^2$

Enduit de plâtre : $G = \frac{\gamma \times e}{\cos \alpha} = \frac{10 \times 0.015}{\cos 33.3} = 0.18 \text{ KN/m}^2$

Calcul du chargement :

Pour le calcul des sollicitations on prend q de la volée car c'est la plus défavorable.

- **A l'ELU**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35 \times 7.57 + 1.5 \times 2.5) = 13.97 \text{ KN/m}^2$$

- **A l'ELS**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = (7.57 + 2.5) = 10.07 \text{ KN/m}^2$$

$\rho = 0.19 \rightarrow$ La dalle se comporte comme une console

$$M_{0u}^x = \frac{q_u \times l_x^2}{2} = \frac{13.97 \times 1.25^2}{2} = 10.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{0s}^x = \frac{q_s \times l_x^2}{2} = \frac{10.07 \times 1.25^2}{2} = 7.87 \text{ KN.m}$$

Ferrailage :

Position	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculé}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adopt}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	0.045	0.057	0.127	2.48	1.2	4HA10=3.14

Tableau III.3.1: Ferrailage.

Vérifications à l'ELU :

- **Espacements :**

$$S_t \leq \min(3.e; 33\text{cm}) = 33 > 25\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Effort tranchant :**

Position	$V_u = q.l_x$ (KN)	$\tau = \frac{V_u}{b.d}$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Travée	17.46	0.134	1.25	Vérifiée

Tableau III.3.2: vérification de l'effort tranchant.

- **Vérifications à l'ELS :**

Position	M_{ser} (KN.m)	y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	obser
Travée	7.87	0.00303	5609.05	4.25	15	209.83	240	vérifiée

Tableau III.3.3: vérification des contraintes de compression dans le béton.

- **Etat limite de déformation :**

$$1) \frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{125} = 0.12 > 0.06 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{h_t}{l_x} = 0.12 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{10.91}{10 \times 10.91} = 0.1 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$3) \frac{A_t}{b.d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 < 0.0105 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

III.3.2. Escalier type 2 : Reliant le RDC au 4^{ème} étage :

Nous allons prendre en considération le cas le plus défavorable $e=22$ cm

$$\alpha = 33.52^\circ$$

La volée : $\begin{cases} G_{tot} = 9.69 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

Le palier : $\begin{cases} G_p = 4.75 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

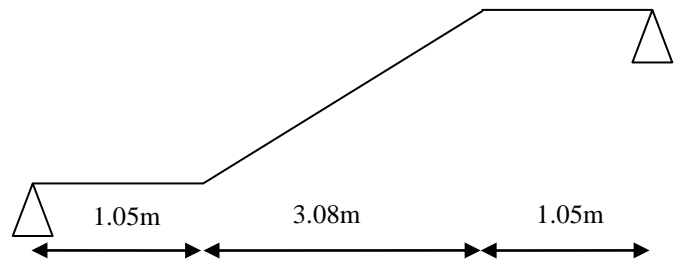


Figure III.21 : Schéma statique des escaliers type 2

La pailasse : $G_{pai} = \frac{e \times \gamma_b}{\cos \alpha} = \frac{0.22 \times 25}{\cos 33.52} = 6.60 \text{ KN/m}^2$

Marches : $G_m = \frac{\gamma_b \times h}{2} = \frac{22 \times 0.17}{2} = 1.87 \text{ KN/m}^2$

Mortier : $G_m = \gamma_b \cdot e = 20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/m}^2$

Carrelage horizontal : $G_h = \gamma_c \times e = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/m}^2$

Carrelage vertical : $G_m = \frac{\gamma_c \times e \times h}{g} = \frac{20 \times 0.02 \times 0.17}{0.28} = 0.24 \text{ KN/m}^2$

Enduit de plâtre : $G = \frac{\gamma \times e}{\cos \alpha} = \frac{10 \times 0.015}{\cos 33.52} = 0.18 \text{ KN/m}^2$

Calcul du chargement

- A l'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_{vu} = (1.35 \times 9.69 + 1.5 \times 2.5) = 16.83 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{pu} = (1.35 \times 4.75 + 1.5 \times 2.5) = 10.16 \text{ KN/m}^2$$

▪ **A P'ELS**

$$q_s = G + Q$$

$$q_{vs} = (9.69 + 2.5) = 12.19 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ps} = (4.75 + 2.5) = 7.25 \text{ KN/m}^2$$

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0$$

$$\Rightarrow R_A = R_B = 36.58 \text{ KN}.$$

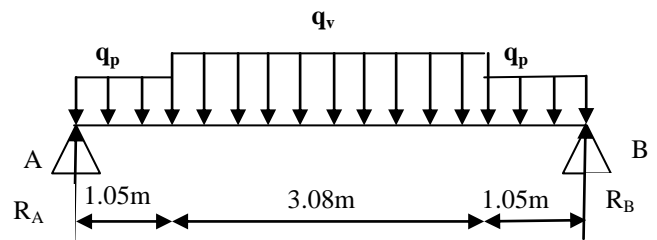


Figure III.22 : Schéma de chargement des escaliers type 2

Calcul des sollicitations

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents

- $0 \leq x \leq 1.05\text{m}$

$$M(x) = -5.08x^2 + 36.58x$$

$x_0 = 3.6 \notin [0; 1.05]$ → Le moment maximum n'est pas dans la première section

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -10.16x + 36.58$$

$$\begin{cases} T(0) = 36.58 \text{ KN} \\ T(1.05) = 25.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- $1.05 \leq x \leq 4.13\text{m}$

$$M(x) = -8.42x^2 + 43.57x - 3.66$$

$x_0 = 2.58\text{m} \rightarrow M_{\max} = M(2.58) = 52.70 \text{ KN.m}$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -16.83x + 43.57$$

$$\begin{cases} T(1.05) = 25.90 \text{ KN} \\ T(4.13) = -25.93 \text{ KN} \end{cases}$$

. Le Ferrailage

$$M_0 = M^{\max} = 52.70 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 52.70 = 39.53 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -0.5 \times 52.70 = -26.35 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large avec :

$$e = 22 \text{ cm}$$

$$d = 22 - 2 = 20 \text{ cm}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)
En travée	39.58	0.069	0.089	0.192	5.92	2.41	4HA14 = 6.16
En appui	-26.35	0.046	0.059	0.195	3.88	2.41	4HA12 = 4.52

Tableau III.3.4 : Résultat de ferrailage de l'escalier type 2

Armatures de répartition :

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

$$\text{En appuis : } A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \rightarrow 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{En travée : } A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2 \rightarrow 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Vérifications à l'ELU

▪ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 2.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A^t = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.41 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{En appuis : } A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.41 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

▪ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{36.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0.2} = 0.183 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau} = 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.183 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

▪ Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

$$A_l = A_{\text{sup}} + A_{\text{inf}} = 4.52 + 6.16 = 10.68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_l = 5.15 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 36.58 \times 10^{-3} \times 10^4}{400} = 1.05 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

▪ Influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui : (BAL91 A.5.1.313)

$$V_u \leq 0.267(0.9.d)b.f_{c28} \Rightarrow 0.267 \times 0.9 \times 0.2 \times 1 \times 25 = 1.2 \text{ MN}$$

$$1.2 > 36.58 \times 10^{-3} \text{ MN} \rightarrow \text{vérifiée}$$

▪ Espacement des armatures

Les règles d'espacement des barres données aux BAEL91 donnent :

$$S_{t,\text{trav}} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$S_{t,\text{app}} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 \text{ h}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_{t,\text{repr}} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 \text{ h}, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS

▪ État limite de compression du béton

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

$$M_0^{\text{ser}} = 35.17 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\text{ser}} = 28.63 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{ser}} = -19.08 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Position	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travées	28.63	24927.72	5.17	5.93	15	Vérifiée
Appuis	-19.08	19324.70	4.62	4.56	15	Vérifiée

Tableau III.3.5 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

▪ **Contrainte dans l'acier :**

Position	Mser (KN.m)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	28.63	255.49	240	N'est pas vérifiée
Appuis	-19.08	228.67	240	Vérifiée

Tableau III.3.6 : Vérification des contraintes dans l'acier

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ Nous devons recalculer à l'ELS :

$$B = \frac{M_{ser}}{b.d.\sigma_{st}} = \frac{28.63 \times 10^{-3}}{1 \times 0.2^2 \times 240} = 0.0029$$

$$\alpha = 0.264$$

$$A_t = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} = \frac{28.63 \times 10^{-3} \times 10^4}{1 \times \left(1 - \frac{0.264}{3}\right) \times 240} = 6.54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisi $A_t = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$S_t = 16 \text{ cm}$$

Re vérification en travée :

Position	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obser
Travées	28.63	27451.13	6.30	6.57	15	Vérifiée

Tableau III.3.7 : Re Vérification des contraintes en travée.

▪ **État limite de déformation**

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{22}{518} = 0.0420 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

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

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée supérieure à 5m, la flèche

$$\text{admissible : } f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5, \text{ ce qui donne pour notre cas : } f_{adm} = 1.018 \text{ cm}$$

Données de calcul

$$y = 6.30 \text{ cm}$$

$$I = 27451.13 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = \frac{(5.18 \times 0.22) \times 0.11 + 15 \times 6.79 \times 10^{-4} \times 0.2}{(5.18 \times 0.22) + 15 \times 6.79 \times 10^{-4}} = 0.111 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{5.18 \times 0.22^3}{12} + 5.18 \times 0.22 \times \left(\frac{0.22}{2} - 0.111 \right)^2 = 4.59 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{6.79}{100 \times 20} = 0.0034$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{5\rho} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0034 \times 5} = 6.17$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.47$$

- Charge avec revêtement

$$q_v = 9.69 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 4.75 \text{ KN/m}$$

$$M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 0.75 \times 29.79 = 22.34 \text{ KN.m}$$

- Charges sans revêtement

$$q_v = 6.60 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 3.75 \text{ KN/m}$$

$$M_{serj} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 0.75 \times 20.56 = 15.42 \text{ KN.m}$$

- Charge permanents et charges d'exploitations

$$q_v = G + Q = 12.19 \text{ KN/m}$$

$$q_p = G + Q = 7.25 \text{ KN/m}$$

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 0.75 \times 38.17 = 28.63 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } \sigma_s : \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I_0}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I_0} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{22.34 \times (0.2 - 0.063)}{4.59} = 10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I_0} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{15.42 \times (0.2 - 0.063)}{4.59} = 6.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I_0} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{28.63 \times (0.2 - 0.063)}{4.59} = 12.81 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } \mu : \mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0034 \times 10 + 2.1} = -0.64$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0034 \times 6.9 + 2.1} = -0.67$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0034 \times 12.81 + 2.1} = 0.61$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = 0.00506 \text{ m}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 0.00506 \text{ m}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 0.00506 \text{ m}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = 0.00506 \text{ m}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ij}}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{15.42 \times 5.18^2 \times 10^{-3}}{10 \times 32164.2 \times 0.00506} = 0.00025 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ig}}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{22.34 \times 10^{-3} \times 3.07^2}{10 \times 32164.2 \times 0.00506} = 0.00037 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_{vj}}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{22.34 \times 10^{-3} \times 5.18^2}{10 \times 10721.4 \times 0.00506} = 0.0011 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ip}}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{25.64 \times 10^{-3} \times 5.18^2}{10 \times 32164.2 \times 0.00506} = 0.00042 \text{ m}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.0011 + 0.00042 - 0.00037 - 0.00025 = 9.10^{-4} \text{ m}$$

$$= 0.09 \text{ cm} < f_{adm} = 1.018 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée

III.3.3. Escalier type 3: Reliant le RDC au 5^{ème} étage

$$G_v = 9.49 \text{ KN/m}^2$$

$$G_p = 4.75 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{mur} = 2.93 \times 2.04 = 5.98 \text{ KN/ML}$$

$$\text{À l'ELU : } q = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$\text{À l'ELS : } q = G + Q$$

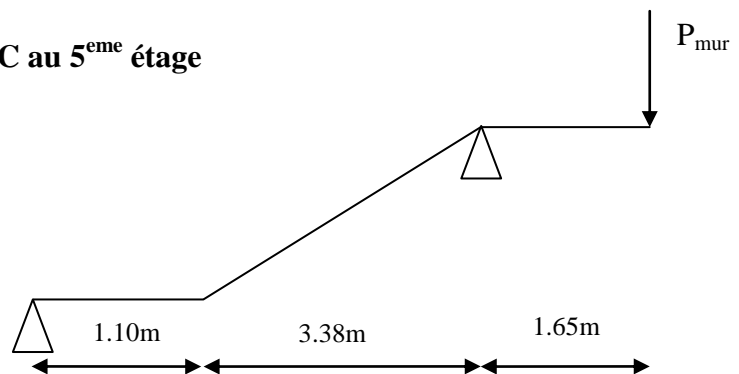


Figure III.23 : Schéma statique des escaliers type 3

	$P_{mur}(\text{KN/m})$	$q_{volée}(\text{KN/m})$	$q_{palier}(\text{KN/m})$
l'ELU	8.07	16.56	10.16
l'ELS	5.98	11.99	7.25

Tableau III.3.8 : Charges revenantes à l'escalier type 3

- Les réactions :

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A + R_B = 91.98 \text{ KN.}$$

$$R_A = 24.85 \text{ KN, } R_B = 67.13 \text{ KN.}$$

1^{er} tronçon: $0 \leq x \leq 1.1 \text{ m}$

$$M_{x1} = -5.08x^2 + 24.85x$$

$$dM_x/dx = 0$$

$$\text{Donc } x_0 = 2.45 \text{ m} \notin [0; 1.1] \text{ m}$$

Le moment max n'est pas dans le premier tronçon.

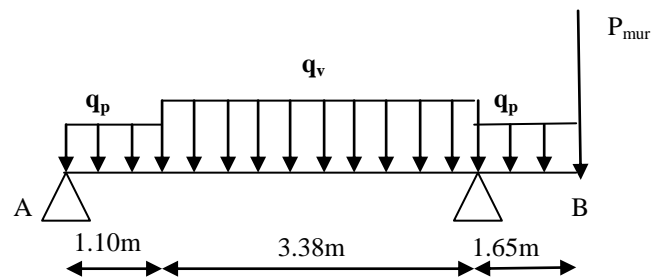


Figure III.24 : Schéma de chargement des escaliers type 3

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

$$V_1(x) = -10.16 + 24.85x$$

$$V_1(0) = 24.85 \text{ KN}$$

$$V_1(1.1) = 13.67 \text{ KN}$$

2^{ème} tronçon : $1.1 \leq x \leq 4.48 \text{ m}$

$$M_{x2} = -8.28x^2 + 31.90x - 3.88$$

$$X_0 = 1.93 \text{ m}$$

$$M_2^{\max} = 26.84 \text{ KN.m}$$

$$V_2(x) = -16.56x + 31.90$$

$$V_2(1.1) = 13.67 \text{ KN}$$

$$V_2(4.48) = -42.28 \text{ KN}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.65 \text{ m}$

$$M_3(x) = -5.08x^2 - 8.07x$$

$$X_0 = 0.79 \text{ m} \longrightarrow M_3^{\max} = -12.71 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^{\max} = 26.84 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.75 M_0 = 20.13 \text{ KN.m} \\ M_a = -0.5 M_0 = -13.42 \text{ KN.m} \\ V^{\max} = 42.28 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m.

-Tableau récapitulatif des résultats de ferrailages :

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée	20.13	0.035	0.044	0.197	2.93	5T10 = 3.93
En appui	-13.42	0.024	0.030	0.198	1.94	4T10 = 3.14

Tableau III.3.9 : ferrailage

- Les armatures de répartition :

-En appuis : $A_r^a = \frac{A^a}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$

- En travée : $A_r^t = \frac{A^t}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$

Soit $A_r^a = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$

$$A_r^t = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$$

- Vérifications à l'Etat Limite Ultime :

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.42 \text{ cm}^2$ vérifiée

En appuis : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.42 \text{ cm}^2$ vérifiée

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{42.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.20} = 0.211 \text{ MPa}$$

- Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$\tau_{bu} = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

- Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant:

$$A_t \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_t = 3.93 + 3.14 = 7.07 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{1.15 \times 4.28 \times 10}{400} = 1.21 \text{ cm}^2 \text{vérifiée}$$

- Espacement des armatures :

- Armatures longitudinales :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- Armatures transversales:

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

-Vérification à l'ELS :

- État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa FPN}$$

$$M_0^{ser} = 19.36 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans les tableaux suivants :

Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	14.52	4.3	17180.82	3.63	15
Travées	-9.68	3.89	14186.09	2.65	15

Tableau III.3.10 : Vérification des contraintes de compression dans le béton

Contrainte d'acier :

Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
Appuis	14.52	4.3	17180.82	199.02	240
Travées	-9.68	3.89	14186.09	164.89	240

Tableau III.3.11: Vérification des contraintes dans l'acier

- État limite de déformation :

- Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{22}{448} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{448}{500} = 0.9 \text{ cm}$

$y = 4.43 \text{ cm}$

$I = 17180.82 \text{ cm}^4$

$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$

$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$

$A_s = 3.93 \text{ cm}^2$

-Calcul de I_0 : $I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow \text{cm}^2 \longrightarrow B + b \times h + 15 \times A_s = 100 \times 22 + 15 \times 3.93 = 2258.95 \text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{2258.95} \left(\frac{100 \times 22^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 20 \right) = 11.93 \text{ cm}$$

$$V_2 = 22 - 11.93 \Rightarrow V_2 = 10.77 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (11.23^3 + 10.77^3) + 15 \times 3.93 (10.77 + 2)^2 \quad I_0 = 98462.86 \text{ cm}^4$$

$$\rho_x = \frac{A_s}{bd} = \frac{3.93}{100 \times 20} = 0.002$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{5\rho} = 10.5 \longrightarrow \lambda_v = \lambda_i \frac{2}{5} = 4.2$$

-Calcul de M_{serj} ; M_{serg} ; M_{serp} :

- M_{serj} : correspond aux charges permanentes avant la mise en place des revêtements.
- M_{serg} : correspond aux charges permanentes après la mise en place des revêtements.
- M_{serp} : correspond aux charges permanentes plus les charges d'exploitation.

➤ Charges sans revêtements :

$$q_v = 6.42 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 3.75 \text{ KN/m}$$

$$p_{mur} = 5.98 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = 8.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 0.75 \times 8.49 = 6.36 \text{ KN.m}$$

➤ Charges avec revêtements

$$q_v = 9.49 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 4.75 \text{ KN/m}$$

$$p_{mur} = 5.98 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = 15.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{serj} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 0.75 \times 15.80 = 11.85 \text{ KN.m}$$

➤ Charges permanentes et charges d'exploitation :

$$q_v = 11.99 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 7.25 \text{ KN/m}$$

$$p_{mur} = 5.98 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = 19.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 0.75 \times 19.36 = 14.52 \text{ KN.m}$$

-Calcul de σ_s :
$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_g = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{11.85 \times 10^5 (0.2 - 0.043)}{98462.86} = 28.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_j = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{6.36 \times 10^5 (0.2 - 0.043)}{98462.86} = 15.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{14.52 \times 10^5 (0.2 - 0.043)}{98462.86} = 34.73 \text{ MPa}$$

-Calcul de μ :
$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.002 \times 28.34 + 2.1} = -0.65$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.002 \times 15.21 + 2.1} = -0.58$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.002 \times 34.73 + 2.1} = -0.54$$

$$\mu_g = \mu_j = \mu_p = 0$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{ji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 1.1 \times 98462.86 = 108309.15 \text{ cm}^4$$

$$I_{ji} = I_{gi} = I_{pi} = I_{gv} = 108309.15 \text{ MPa}$$

$$f_{ji} = \frac{6.36 \times 4.48^2 \times 10^5}{10 \times 32164.2 \times 108309.15} = 0.00036 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{11.85 \times 4.48^2 \times 10^5}{10 \times 32164.2 \times 108309.15} = 0.00068 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{14.54 \times 4.48^2 \times 10^5}{10 \times 32164.2 \times 108309.15} = 0.00083 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{11.85 \times 4.48^2 \times 10^5}{10 \times 10721.4 \times 108309.15} = 0.0020m$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.002 + 0.00083 - 0.00068 - 0.00036 = 0.00179m = 0.179cm \quad \Rightarrow$$

$$f_{adm} = \frac{448}{500} = 0.9cm$$

Donc la flèche est vérifiée

III.3.4. Etude de la poutre brisée : (du 1^{er} type d'escalier).

La poutre repose sur trois appuis, donc le calcul se fait par la méthode appliquée aux poutres continues.

Elle est soumise à son poids propre et aux charges transmises par la volée, et au poids de la maçonnerie, comme indiquée sur la figure suivante :

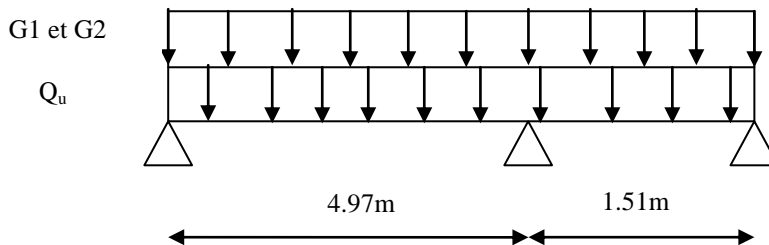


Figure III.25 : Schéma statique de la poutre brisée (escalier type 1)

G₁ : poids propre de la poutre horizontale.

G₂ : poids propre de la poutre inclinée.

Q_u : charge transmise par la volée.

- **Pré dimensionnement**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow 33.3 \leq h \leq 49.7cm$$

On prend : $\begin{cases} h = 40cm \\ b = 30cm \end{cases}$

- **Vérification des conditions du RPA**

Selon les recommandations du RPA99 addenda 2003, on doit satisfaire les conditions suivantes :

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

Les trois conditions sont satisfaites.

- **Calcul à la flexion simple**

La poutre est soumise à son :

$$\text{Poids propre : } g_0 = \gamma \times S = 25 \times 0.3 \times 0.4 = 3 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids de la paillasse inclinée : } g_1 = 0.3 \times 0.4 \times \frac{25}{\cos 33.3^\circ} = 3.59 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La charge transmise de l'escalier : } Q_u = 13.97 \times 1.25 = 17.46 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = 10.07 \times 1.25 = 12.59 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids du mur : } G_{\text{mur}} = 2.93 \times 2.575 = 7.54 \text{ KN}$$

Comme le poids propre de la partie inclinée est proche de celui de la partie horizontales, alors on prend celui de la partie inclinée : $G = 3.59 \text{ KN/ml}$

- **L'ELU**

- **Calcul des sollicitations**

$$Q_i = Q_u + 1.35(G_2 + G_{\text{mur}}) = 17.46 + 1.35(3.59 + 7.54) = 32.48 \text{ KN}$$

La 2^{ème} condition de l'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée:

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = 3.29 > 1.25$$

Donc on applique la méthode de Caquot minorée :

Moments isostatiques :

ELU :

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u L_{AB}^2}{8} = 32.48 \frac{4.97^2}{8} = 100.28 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u L_{BC}^2}{8} = 32.48 \frac{1.51^2}{8} = 9.26 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_0^{AB} = 73.24 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = 6.76 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis:

ELU :

$$M_B = -\frac{q_g L_g'^3 + q_d L_d'^3}{8.5(L_g' + L_d')}$$

$$G_{esc}' = \frac{2}{3}G = \frac{2}{3}7.57 = 5.05 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q_u' = 1.35(5.04) + 1.5(2.5) = 10.55 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$P_u = 10.55 \times 1.25 = 13.21 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$Q_{tot}' = 13.21 + 1.35(3.59 + 7.54) \times \frac{2}{3} = 23.23 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$q_g = q_d = Q_{tot}'$$

$$L_g' = L_g; L_d' = L_d \quad \text{Travée de rive}$$

$$M_B = \frac{23.23(4.97^3 + 1.51^3)}{8.5(4.97 + 1.51)} = -53.23 \text{ KN.m}$$

$$M^A = M_C = -0.15 \times 32.48 = -4.87 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$Q_s = (5.05 + 2.5) \times 1.25 = 9.44 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$Q_s^T = 9.44 + (3.59 + 7.54) \times \frac{2}{3} = 16.86 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$M_B^s = -38.63 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées:

AL'ELU:

AB:

$$Q_T^U = 32.48 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$M(x) = \frac{qx}{2}(l_1 - x) + M_B \left(\frac{x}{l_1} \right)$$

$$M(x) = -16.24x^2 + 70x$$

$$x_0 = 2.15 \text{ m} \rightarrow M_{AB} = 75.43 \text{ KN.m}$$

BC:

$$M(x) = \frac{qx}{2}(l_2 - x) + M_B \left(1 - \frac{x}{l_2} \right)$$

$$M(x) = -16.24x^2 + 59.77x - 53.23 \rightarrow x_0 = 1.84 \text{ m}$$

$$M_{BC} = 1.76 \text{ KN.m}$$

AL'ELS:

$$M_{AB} = 55.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = 1.24 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant:

$$V_A = \frac{ql_1}{2} - \frac{M_A}{l_1} = \frac{32.48 \times 4.97}{2} - \frac{53.23}{4.97} = 70 \text{ KN}$$

$$V_A = -\frac{ql_1}{2} - \frac{M_A}{l_1} = -\frac{32.48 \times 4.97}{2} - \frac{53.23}{4.97} = -91.42 \text{ KN}$$

$$V_B = \frac{ql_2}{2} - \frac{M_B}{l_2} = \frac{32.48 \times 1.51}{2} + \frac{23.23}{1.51} = 59.77 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{ql_2}{2} - \frac{M_B}{l_2} = -\frac{32.48 \times 1.51}{2} + \frac{53.23}{1.51} = 10.72 \text{ KN}$$

$$V_{MAX} = 91.42 \text{ KN}$$

Ferraillage à la flexion simple: d=0.38m

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	75.43	0.123	0.164	0.355	6.10	1.37
Appuis	-53.23	0.086	0.112	0.362	4.22	1.37

Tableau III.3.12 : ferraillage a la flexion simple

Espacement :

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.80 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa; F.P.N} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Calcul à la torsion :** la poutre brisée est soumise à un moment de torsion provoqué par la partie A'C' de l'escalier. Ce moment de torsion est celui à l'appui.

$$M_{tor} = \frac{M_a l^{\max}}{2} = \frac{10.91 \times 4.97}{2} = 27.11 \text{ KN.m}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) \rightarrow e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5)(40 - 5) = 875 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot e} = \frac{27.11 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0875 \times 0.05} = 3.09 \text{ MPa}$$

$$\tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_t^2} = \sqrt{0.8^2 + 3.09^2} = 3.19 \leq 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Ferraillage a la torsion :

$$A_t = \frac{M_{tor} \cdot \mu \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} \rightarrow \mu = (30 - 5) + (20 - 5) = 120 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{27.11 \times 10^{-3} \times 1.2 \times 1.15}{2 \times 0.0875 \times 400} \times 10^4 = 5.34 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{tor} \cdot S_t \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} = \frac{18.07 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} \times 10^4 = \begin{cases} \text{en travée : } 0.71 \text{ cm}^2 \\ \text{en appui : } 0.89 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Ferraillage final de la poutre brisée :

-Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{flex} + A_t^{tor} = 0.71 + 0.89 = 1.60 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

-Armatures longitudinales :

➤ **En appuis :**

$$A_t^a = A_t^{flex} + \frac{1}{2} A_t^{tor} = 6.10 + \frac{6.23}{2} = 9.21 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t^a = 4HA12 + 4HA14 = 10.68 \text{ cm}^2$

➤ **En travée :**

$$A_t^t = A_t^{flex} + \frac{1}{2} A_t^{tor} = 4.222 + \frac{6.23}{2} = 7.33 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t^t = 7HA12 = 7.92 \text{ cm}^2$

▪ **Vérifications à L'ELS**

• **Etats limite de compression de béton**

Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Travées	55.19	15.33	120000	7.05	15	vérifiée
Appuis	-38.63	13.71	90000	5.88	15	vérifiée

Tableau III.3.13 : Vérification des contraintes de compression dans le béton

• **État limite de déformation**

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas

$$\text{satisfaites : } \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$$\frac{h}{L_{\max}} = \frac{40}{497} = 0.08 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.08 < \frac{55.19}{10 \times 55.19} = 0.1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{10.68 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.38} = 0.009 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

III.3.5. Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

- **Pré dimensionnement**

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 18 \leq h \leq 28$$

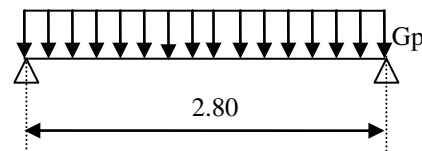


Figure III.26 : Schéma de statique de la poutre palière

- **Vérification**

D après le RPA99 addenda 2003, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ 1/4 \leq h \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On opte pour une section de } (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

- **Calcul à la flexion simple**

Les charges revenant à la poutre palière sont :

Poids propre : $G = 25 \times 0.30 \times 0.30 \Rightarrow G = 2.25 \text{ KN / ml}$

Charge transmise par l'escalier : c'est la réaction au point B

À L'ELU : $R_b = 64.03 \text{ KN/ml}$.

À L'ELS : $R_b = 46.35 \text{ KN/ml}$.

Calcul des sollicitations :

A I ELU

$$q_u = 1.35 \times 2.25 + 64.03 = 67.07 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{67.07 \times 2.80^2}{8} = 65.73 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85M_0 = 55.87 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.4M_0 = -26.29 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 67.07 \times \frac{2.80}{2} = 93.89 \text{ KN}$$

A I ELS

$$q_s = 2.25 + 46.35 = 48.60 \text{ KN/ml}$$

$$M_t = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{48.60 \times 2.80^2}{8} = 47.63 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_0 = 40.48 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } M_a = -0.4 \times M_0 = -19.05 \text{ KN.m}$$

▪ Ferrailage à la flexion simple :

Les résultats du ferrailage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant : d=0.28cm

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$
Travée	55.87	0.050	0.064	0.273	5.88	1.01
Appuis	-26.29	0.024	0.030	0.277	2.73	1.01

Tableau III.3.14 : Résultat du ferrailage de la poutre palière

▪ Vérifications

Vérifications à L'ELU

Contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{93.89 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 1.12 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } \tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1.12 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

Influence se l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$V_{max} \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b \cdot f_{c28} \Rightarrow \alpha = 0.9d$$

$$93.89 \leq 0.267 \times 0.9 \times 0.28 \times 0.3 \times 25 \times 10^{-3} = 504.63 \text{ KN}$$

- **Calcul à la torsion :** le moment de torsion M_t est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée à l'appui.

$$M_{tor} = \frac{M_a l}{2} = \frac{12.91 \times 2.80}{2} = 18.07 \text{ KN.m}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) \rightarrow e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5)^2 = 625 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot e} = \frac{18.07 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 2.89 \text{ MPa}$$

$$\tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_t^2} = \sqrt{1.12^2 + 2.89^2} = 3.09 \leq 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Ferraillage à la torsion :

Ferraillage longitudinale :

$$A_l = \frac{M_{tor} \cdot \mu \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} \rightarrow \mu = 4(30 - 5) = 100 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{18.07 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} \times 10^4 = 4.16 \text{ cm}^2$$

Ferraillage transversale :

$$A_t = \frac{M_{tor} \cdot S_t \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} = \frac{18.07 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} \times 10^4 = 4.16 \text{ cm}^2$$

Ferraillage final de la poutre palière :

-Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{flex} + A_t^{tor} = 0.62 + 0.68 = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

-Armatures longitudinales :

➤ En appuis :

$$A_l^a = A_l^{flex} + \frac{1}{2} A_l^{tor} = 2.73 + \frac{4.16}{2} = 4.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l^a = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

➤ En travée :

$$A_l^t = A_l^{flex} + \frac{1}{2} A_l^{tor} = 2.73 + \frac{4.16}{2} = 7.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l^t = 3HA12 + 3HA14 = 8.01 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérifications à L'ELS**

• **Etats limite de compression de béton**

Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Travées	40.48	11.33	47932.55	9.57	15	vérifiée
Appuis	-19.05	4.17	48852.01	1.62	15	vérifiée

Tableau III.3.15 : Vérification des contraintes de compression dans le béton

• **État limite de déformation**

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas

$$\text{satisfaites : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{280} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.107 < \frac{40.48}{10 \times 47.63} = 0.08 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{8.01 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.28} = 0.009 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

III.4. Etude des poutres de chaînage :

Sont des poutres horizontales ou verticales, jouant un rôle porteur des poutrelles ou du corps creux. Dans notre cas on aura besoin des poutres de chaînage horizontales.

Dimensionnement :

Les dimensions de la poutre de chaînage sont :

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{418}{15} \leq h \leq \frac{418}{10} \Rightarrow 27.87 \text{ cm} \leq h \leq 41.8 \text{ cm}$$

Conditions RPA :

$$h \geq 15 \text{ cm}$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times h \quad \text{RPA99 (Article 9.3.3)}$$

Soit :

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

$$h = 35\text{cm}$$

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

Calcul des sollicitations : on travaille avec celle de la portée la plus grande. (la poutre de chaînage du balcon).

La poutre de chaînage reprend une charge répartie qui est son poids propre et la charge du mur extérieur. (Garde du corps)

Poids propre de la poutre :

$$g_0 = b * h * \gamma_b = 0.30 * 0.35 * 25 = 2.625\text{KN} / \text{ml}$$

Poids propre du garde du corps : (une seule cloison)

$$Gg = 2.03 * 4.18 = 8.48\text{KN} / \text{ml}$$

$$\rightarrow G = 2.625 + 8.48 = 11.10\text{KN} / \text{ml}$$

$$\text{Donc } Qu = 1.35 \times 11.10 = 14.98\text{KN} / \text{ml}$$

$$Qs = 11.10\text{KN} / \text{ml}$$

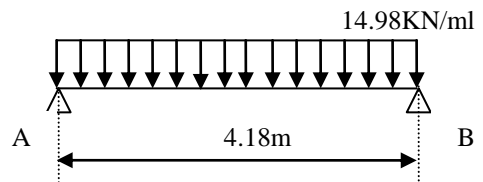


Figure III.27 : Schéma de statique de la poutre de chaînage

On considère que les poutres de chaînage sont simplement appuyées,

A l'ELU

$$M_0^u = Qu \times \frac{l^2}{8} = 32.72\text{KN.m}$$

$$M_t^u = 0.85 * 32.72 = 27.81\text{KN.m}$$

$$M_a^u = -0.15 * 32.72 = -16.36\text{KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_0^s = 24.24\text{KN.m}$$

$$M_t^s = 20.60\text{KN.m}$$

$$M_a^s = -12.12\text{KN.m}$$

. Ferrailage : d=33 cm

a) Armatures longitudinales :

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

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_s calculé (cm ²)	A_s adopté (cm ²)
En travée	27.81	0.018	0.023	0.327	2.44	3T12=3.39
En appui	-16.36	0.012	0.013	0.328	1.43	3T10=2.36

Tableau III.4.1 Résumé des résultats de ferrailage.

b) Armatures transversales :

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 12.8mm$$

BAEL91 (Article III.3.b page 112)

Soit un cadre $\phi 8 \Rightarrow A_t = 2 \times \phi 8 = 1.01cm^2$

c) Les espacements :

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 33cm$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = 1.13m$$

CBA 93 (Article A.5.1.2.2)

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

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

On adopte $S_t = 20cm$.

Vérifications :

a) À l'ELU :

➤ *Condition de non fragilité :*

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.19cm^2 < A_s.$$

➤ *Effort tranchant :*

$$V_u = Q_u \times \frac{l}{2} = 31.31KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.316MPa. \quad \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33MPa; F.P.N$$

b) À l'ELS :

➤ *Vérification de la contrainte dans le béton :*

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

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	remarque
En travée	20.60	8.9	36583.88	5.01	15	Vérifiée
appui	-12.12	7.8	27225.94	3.47	15	Vérifiée

Tableau III.4.2 : Vérification des contraintes de compression dans le béton

➤ *Vérification de la flèche :*

$$1) \frac{h}{l} = \frac{35}{418} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.06$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.08 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{27.81}{10 \times 32.72}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.33} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

III.5 ÉTUDE DE L'ASCENSEUR

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment. Il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre bâtiment on adopte un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes : (Annexe II)

$$L_x = 1.95 \text{ m}$$

$$L_y = 1.98 \text{ m}$$

DM : La charge due à l'ascenseur = 82 KN

PM : La charge due à la machine = 15 KN

FC : Poids de la cuvette = 102 KN

La vitesse = 1 m/s

$$P_{\text{personne}} = 6.30 \text{ KN}$$

III.5.1. Étude de la dalle pleine du local des machines

Évaluation des charges et surcharges

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur $e = 20 \text{ cm}$

$$P = PM + DM + P_{\text{personne}} = 15 + 82 + 6.3 = 103.30 \text{ KN}$$

$$S = 1.95 \times 1.98 = 3.861 \text{ m}^2$$

Poids propre de la dalle et des revêtements

On a un revêtement en béton d'épaisseur ($e = 5 \text{ cm}$)

$$G' = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.05 = 6.1 \text{ KN}$$

$$G = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{3.861} = 26.42 \text{ KN/m}^2$$

$$G_t = 32.52 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 32.52 + 1.5 \times 1 = 45.40 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 32.52 + 1 = 33.52 \text{ KN/m}^2$$

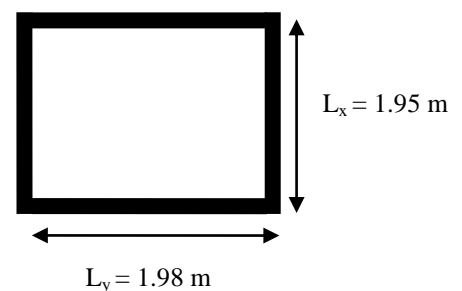


Figure III. 28 : Dalle sur quatre appuis (locale machine)

a) Charges uniformément réparties

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \alpha = \frac{1.95}{1.98} = 0.98 \approx 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

Les sollicitations

À l'ELU : ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0368 \times 45.40 \times 1.95^2 = 6.35 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 1 \times 6.35 = 6.35 \text{ KN.m}$$

Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 6.35 = 5.40 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 6.35 = 5.40 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a^x = -0.3 M_x = -0.5 \times 6.35 = -2.70 \text{ KN.m}$$

Ferraillage

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

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

On prend des barres de $\phi = 14 \text{ mm}$ pour le ferraillage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 20 - \left(\frac{1.4}{2} + 2\right) = 17.3 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 20 - \left(\frac{1.4}{2} + 1.4 + 2\right) = 15.9 \text{ cm}$$

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{ad} (cm ²)	S_t (cm)
travée	xx	5.40	0.0127	0.0160	0.172	0.90	1.62	4HA10=3.14	25
	yy	5.40	0.0150	0.0189	0.158	1.02	1.60	4HA10=3.14	25
appuis	xx	-2.70	0.0063	0.00796	0.172	0.45	1.62	4HA10=3.14	25

Tableau III.5.1 : Tableau de ferraillage de la dalle du locale des machines

Vérification de condition de non fragilité

Pour $e > 12$ cm et $\rho \geq 0.4$:

En travée : Sens xx : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) be$

$$A_x = 2.36 \text{ cm}^2 > \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) be = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.98}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1.62 \text{ cm}^2$$

Sens yy : $A_y \geq \rho_0 be$

$$A_y = 2.36 \text{ cm}^2 > \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

En appui : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) be$

$$A_x = 2.36 \text{ cm}^2 > \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) be = 1.62 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures

Armatures // L_x : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{ux} = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} = \frac{45.40 \times 1.95}{2} \times \frac{1.98^4}{1.98^4 + 1.95^4} = 22.81 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4} = \frac{45.40 \times 1.98}{2} \times \frac{1.95^4}{1.98^4 + 1.95^4} = 21.79 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{22.81 \times 10^{-3}}{1 \times 0.173} = 0.132 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Vérification à l'ELS

État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

$$q_s = G + Q = 33.52 \text{ KN/m}$$

À l'ELS : ($\nu = 0.2$)

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0441 \times 33.52 \times 1.95^2 = 5.62 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 1 \times 5.62 = 5.62 \text{ KN.m}$$

Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 5.62 = 4.77 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 5.62 = 4.77 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -0.5 \times 4.77 = -2.81 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes :

Dans le béton :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes dans le béton sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M _{ser} (kN.m)	Y (cm)	I (m ⁴)	A(cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	obs
travée	Sens xx	4.77	0.029	7.06x10 ⁻⁵	2.01	1.96	15	vérifiée
	Sens yy	4.77	0.028	5.90x10 ⁻⁵	2.01	2.26	15	vérifiée
appui		-2.81	0.029	7.06x10 ⁻⁵	2.01	1.15	15	vérifiée

Tableau III.5.2 : Vérification des contraintes dans le béton

Dans l'acier :

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

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{st} &= 15 \times \frac{4.55 \times 10^{-3}}{7.06 \times 10^{-5}} \times (0.173 - 0.029) = 145.94 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} &= \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = 201.63 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{195} = 0.102 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.102 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{4.77}{10 \times 5.62} = 0.085$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.01}{100 \times 17.3} = 0.00116 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

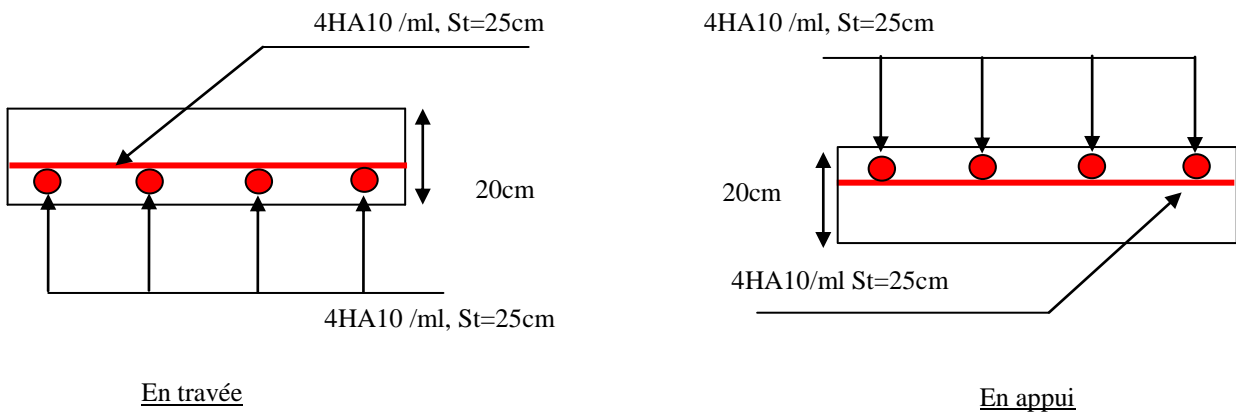


Figure III.29 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machine
Sous charges uniformément réparties

b) Cas de charges concentrées :

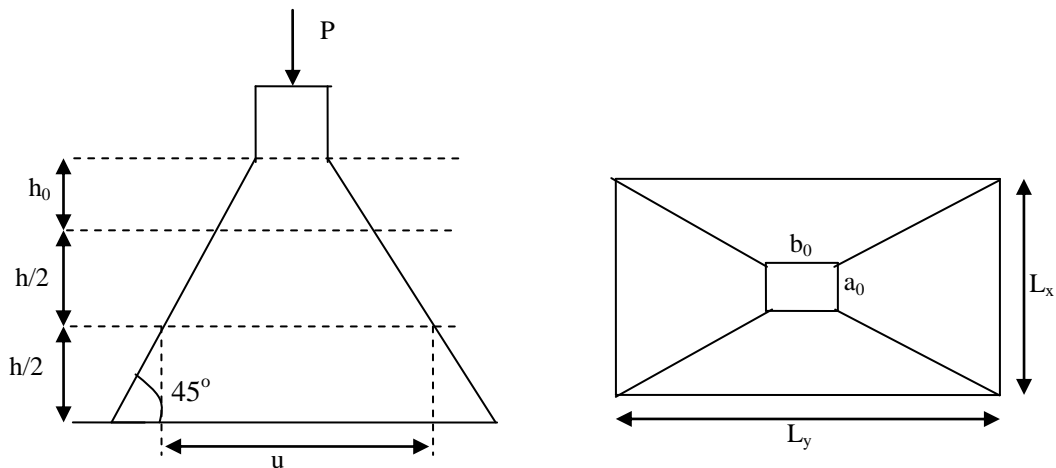


Figure III.30 : Schéma de la dalle et sa surface d'impact

La charge P qui s'applique sur la dalle est une surcharge d'impacte ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire (u.v).

On calcule le rectangle d'impact (u.v).

$$u = a_0 + h_0 + 2\xi h$$

$$v = b_0 + h_0 + 2\xi h$$

Avec : a_0 et u : dimension // à L_x

b_0 et v : : dimension // à L_y

$(a_0 \times b_0)$ surface du chargement de la charge concentrée

h : Epaisseur du revêtement

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi=1$)

$$(a_0 \times b_0) = (80 \times 80) \text{ cm}^2$$

$$u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm}$$

Calcul les moments selon le BAEL 91

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)q$$

ν : coefficient de poisson

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

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD** (Annexe III)

Â ELU

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.95}{1.98} = 0.98 \approx 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{110}{195} = 0.56$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{110}{198} = 0.55$$

$$M_1 = M_2 = 0.083 \text{ KN.M (Annexe)}$$

$$q_u = 1.35 P = 139.455 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 0.083 \times 139.46 = 11.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 11.57 \text{ KN.m}$$

Moment dû aux poids propre de la dalle

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

Le poids de la dalle y compris le revêtement

$$G = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.05 = 6.1 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = 0.0368 \times 9.73 \times 1.95^2 = 1.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1 \times 1.36 = 1.36 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 1.36 + 11.57 = 12.93 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 1.35 + 11.57 = 12.93 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité et $e=20\text{cm}$

Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 11 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 11 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -6.46 \text{ KN.m}$$

Les résultats de ferrillages sont résumés dans le tableau suivant :

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{ad} (cm^2)	S_t (cm)
travée	Xx	11	0.026	0.033	0.170	1.86	1.62	5HA10=3.93	20
	Yy	11	0.031	0.039	0.165	2.03	1.62	5HA10=3.93	20
appuis	Xx	-6.46	0.0152	0.019	0.172	1.08	1.62	5HA10=3.93	20

Tableau III.5.3 : Tableau de ferrillage de la dalle du local des machines

Vérification de condition de non fragilité

Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\alpha \geq 0.4$:

En travée : Sens xx : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b e$

$$A_x = 3.93 \text{ cm}^2 > \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b e = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.98}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.62 \text{ cm}^2$$

Sens yy : $A_y \geq \rho_0 b e$

$$A_y = 3.93 \text{ cm}^2 > \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

En appui : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b e$

$$A_x = 3.93 \text{ cm}^2 > \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b e = 1.62 \text{ cm}^2$$

Vérification au non poinçonnement

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

h : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(U \times V) = 2(1.1 + 1.1) = 4.40 \text{ m}$$

$$Q_u = 139.455 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 4.4 \times 0.20 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 660 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{q_u}{3u} = \frac{139.455}{3 \times 1.1} = 42.26 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{q_u}{2v + u} = \frac{q_u}{3v} = \frac{139.455}{3 \times 1.1} = 42.26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{42.26 \times 10^{-3}}{1 \times 0.173} = 0.244 < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas d'armatures transversales}$$

Diamètre maximum des barres :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 15 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$$

Espacement des armatures

Sens xx : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Sens yy : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

À l'ELS : ($\nu = 0.2$)

1. Les moments engendrés par le système de levage

$$q_{\text{ser}} = G = 6.10 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2)P = 10.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2} = (M_2 + \nu \times M_1)P = 10.29 \text{ KN.m}$$

2. Les moments dus aux poids propre de la dalle

$$q_{ser} = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0441 \times 7.1 \times 1.95^2 = 1.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 1 \times 1.19 = 1.19 \text{ KN.m}$$

3. La superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_{x1} + M_{x2} = M_{y1} + M_{y2} = 11.48 \text{ KN.m}$$

Vérification de contrainte

Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 11.48 = 9.76 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 11.48 = 9.76 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 11.48 = -5.74 \text{ KN.m}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		$M_{ser}(\text{kN.m})$	Y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obser
travée	Sens xx	9.76	0.032	8.57x10 ⁻⁵	3.64	15	vérifiée
	Sens yy	9.76	0.031	7.16x10 ⁻⁵	4.22	15	vérifiée
appui		-5.74	0.032	8.57x10 ⁻⁵	2.14	15	vérifiée

Tableau III.5.4 : Vérification des contraintes

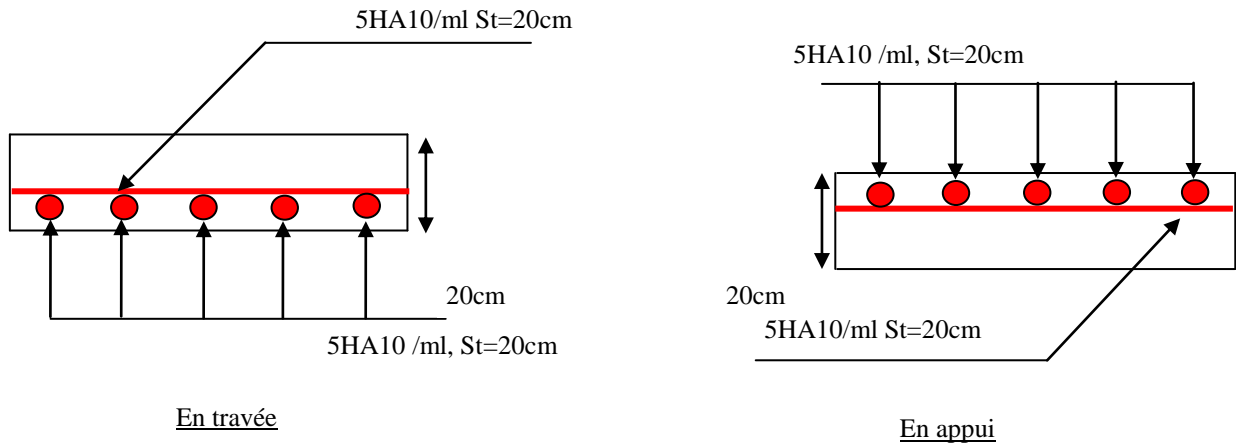


Figure III.31 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machine
Sous charges concentrées

INTRODUCTION

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation. En présence du phénomène séismique, le bâtiment sera considéré comme un système à plusieurs degrés de liberté.

Etant donnée que notre structure est implantée à Bejaia, zone IIa selon le classement du RPA99 addenda 2003, l'étude au séisme s'avère un passage obligatoire.

A cause de l'énormité des pertes causées par les séismes, l'étude du comportement de la construction sous action dynamique ainsi que la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue du point de vue socio-économique.

La détermination d'un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique fait l'objet de ce chapitre.

IV.1 METHODES DE CALCUL

Les règles parasismiques (*RPA99 version2003*) offrent trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.1.1 La méthode statique équivalente :

L'analyse statique équivalente du contreventement des bâtiments peut être effectuée, soit en modèle discontinu, soit en modèle continu. Le premier est plus conforme à la réalité mais nécessite l'emploi d'un ordinateur ; le deuxième est moins conforme à la réalité mais permet la résolution approximative du problème avec des moyens de calcul plus modestes. Le calcul par analyse statique équivalente est utilisé pour les structures de bâtiments considérés comme réguliers.

Les codes parasismiques modernes autorisent de conduire l'analyse de ces ouvrages sous les actions sismiques par des méthodes simplifiées ne prenant en compte que le mode fondamental de vibration

dans deux directions perpendiculaires successives. La forme de ces modes fondamentaux peut être soit spécifiée forfaitairement dans les codes, soit calculée de manière approchée. L'analyse statique équivalente permet d'avoir des résultats conservatifs (pour les efforts, les contraintes ou les déplacements) par le fait que la masse totale en vibration est intégrée dans le mode fondamental.

On appelle mode fondamental de la structure (ou premier mode) le mode correspondant à la fréquence la plus basse.

- **Calcul de la force sismique totale à la base**

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{Article 4.2.3 (RPA99 version 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen du site, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement.

W : poids total de la structure.

- **Détermination des coefficients**

- **Le coefficient A**

Notre ouvrage est implanté à Bejaia, zone classé IIa selon le RPA99 version 2003, cet ouvrage est courant et d'importance moyenne (bâtiment à usage d'habitation et bureaux), il est de ce fait classé dans le groupe d'usage (2).

Le coefficient A vaut donc : $A=0.15$ selon le *tableau 4.1 (RPA99 version 2003)*.

- **Le facteur D**

Le facteur d'amplification dynamique D, est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 *RPA99 version 2003*).

Construction auto stable $\rightarrow \xi = 7\%$

Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10\%$

Donc pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \xi = 8.5\%$.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.81 \geq 0.7 \text{ vérifiée.}$$

T_1 et T_2 : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de sol, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S3.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$ (*RPA99 version 2003*).

▪ **Estimation de la période fondamentale de la structure T :**

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du *RPA99 version 2003* suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 25.25m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du *RPA99 version 2003*.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0.05$.

$$T = 0.05 \times 25.25^{\frac{3}{4}} = 0.563s$$

Chapitre IV : étude au séisme

$L_x=15.93\text{m}$; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$L_y= 10.52\text{m}$; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 25.25}{\sqrt{15.93}} = 0.569s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 25.25}{\sqrt{10.52}} = 0.700s$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.563s$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.563s$$

$$0.5 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.563}\right)^2 = 1.871$$

▪ Le facteur de qualité Q

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Avec P_q : pénalité correspondante au critère q (tableau 4.4 du RPA99 version 2003)

Critère Q	Valeurs de $P_q(x)$		Valeurs de $P_q(y)$	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
Condition minimale des files porteuses		0.05		0.05
Redondance en plan		0.05		0.05
Régularité en plan	0		0	
Régularité en élévation	0			0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0		0	
Contrôle de la qualité de la construction		0.1		0.1

Tableau IV.1 : Valeur de Q

$$Q_x = 1.2$$

$$Q_y = 1.25$$

▪ Coefficient R

Système de contreventement de notre structure étant mixte voiles portique avec interaction, $R=5$ (Tableau 4.3 RPA99 version 2003)

▪ Poids total de la structure

Calcul du poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.2 & \text{pour les étages à usage bureaux.} \end{cases} \quad \text{Tableau 4.5 du RPA99 version 2003}$$

$$\Rightarrow W = 15335.50 \text{KN}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.871 \times 1.20}{5} \times 15335.50 = 1032.94 \text{KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.871 \times 1.25}{5} \times 15335.5 = 1075.98 \text{KN}$$

IV.1.2. Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établi grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Le spectre correspondant est :

A c c é é r a
2 . o

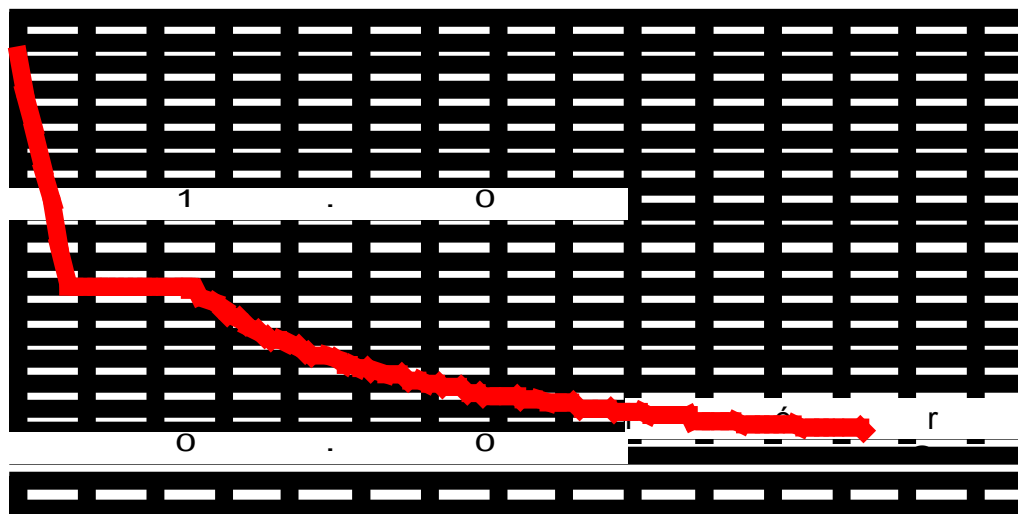


Figure IV.1 : Spectre de réponse

Notre structure sera modélisée grâce au logiciel **Robot Structural Analysis Professional 2012**.

Ce logiciel permet l'analyse dynamique de la structure par simple introduction de certaines caractéristiques et données liées à la structure (géométrie, matériaux et chargement).

Une fois ces différents paramètres déterminés, on procède à la disposition des voiles de telle sorte à avoir un bon comportement de la structure, tout en vérifiant les différentes exigences du RPA99

Addenda 2003 (période de vibration, interaction, taux de participation massique, effet P- Δ , effort normal réduit)

IV.1.3 Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.2 VERIFICATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :

IV.2.1 Disposition des voiles de contreventement :

Le choix d'une disposition qui répond aux exigences du RPA est un vrai défi vu les contraintes architecturales.

Après plusieurs essais on a retenu la disposition représentée ci-dessous .Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier et deuxième mode, ainsi que de répondre favorablement aux conditions du RPA99 version 2003.

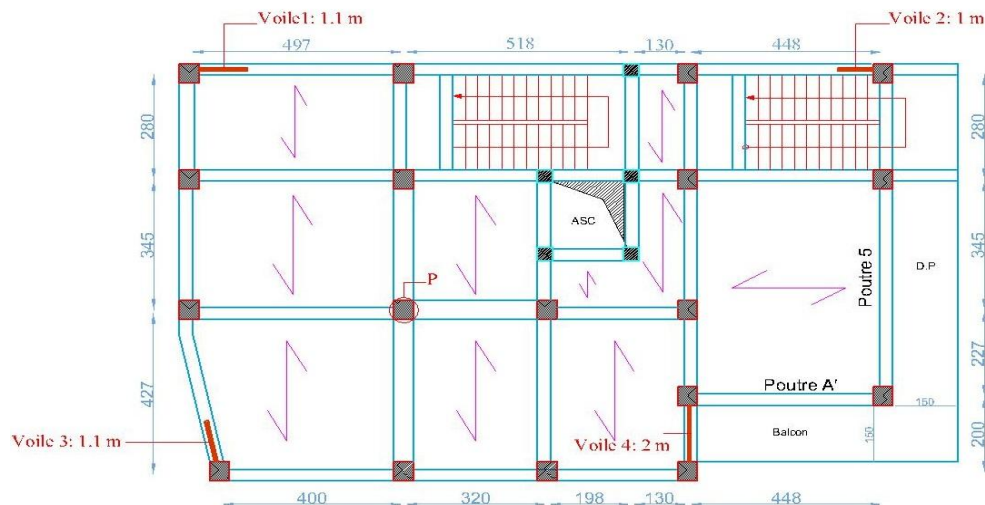


Figure IV.2 : Disposition des voiles.

IV.2.2 Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à

Chapitre IV : étude au séisme

80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , nous avons :

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	1032,94	826.35	1059.49	Vérifiée
Sens yy	1075,98	860.78	972.39	Vérifiée

Tableau IV.2 : Vérification de l'effort tranchant à la base

Remarque : pour le V dynamique nous l'avons extrais du logiciel ROBOT.

IV.2.3 Modes, Périodes de vibration et taux de participation massique

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% de la masse total du bâtiment.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Mode	Période T	Masse cumulée (%)		Masse modale (%)		Masse totale (KN)
		UX	UY	UX	UY	
1	0.49	68.56	2.06	68.59	2.06	15637.90
2	0.42	76.66	57.04	8.10	54.98	15637.90
3	0.34	80.36	78.22	3.70	21.18	15637.90
4	0.17	91.09	78.36	10.74	0.14	15637.90
5	0.14	91.59	87.93	0.50	9.57	15637.90
6	0.12	91.74	90.96	0.15	3.02	15637.90
7	0.10	93.92	91.38	2.18	0.42	15637.90
8	0.09	94.14	94.05	0.22	2.67	15637.90
9	0.09	95.46	94.13	1.33	0.08	15637.90
10	0.08	95.54	94.13	0.08	0.00	15637.90

Tableau IV.3 : Période de vibration et taux de participation massique.

NB : d'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe x atteint les 90% au bout du 4eme mode, et selon l'axe y au bout du 6eme mode.

IV.2.4 Justification de l'interaction voiles portiques

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

L'article (3.4.A.4.a) du RPA99/version2003 stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

- **Sous charges verticales**

-Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques :
$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

-Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles :
$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés sur le tableau suivant :

Etage	Fz (KN)	Poteaux (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	17313.44	14179.01	3134.43	81.89	18.10
1	14826.50	12150.58	2675.92	81.95	18.04
2	12371.71	10002.56	2369.15	80.85	19.15
3	9933.82	8005.99	1927.83	80.59	19.41
4	7603.53	6085.32	1518.21	80.03	19.97
5	5096.75	4015.55	1081.20	78.79	21.21
6	3061.32	2357.42	703.90	77.00	22.99
7	778.55	712.75	65.80	91.55	8.45

Tableau IV.4 : Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée, sauf dans 2 niveaux mais elle ne l'est que de très peu.

Sous charges horizontales:

-Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés sur les tableaux suivants :

- **Sens X :**

Etage	Fz (KN)	Poteaux (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	1068.41	558.84	509.57	52.30	47.69
1	1014.57	585.31	429.27	57.69	42.31
2	930.53	505.78	424.76	54.35	45.65
3	816.32	444.31	372.01	54.43	45.57
4	680.02	393.72	286.30	57.90	42.10
5	498.66	274.13	224.52	54.97	45.02
6	317.14	142.39	174.76	44.90	55.10
7	91.68	46.41	45.27	50.62	49.38

Tableau IV.5 : Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans le sens X.

- **Sens Y :**

Etage	Fz (KN)	Poteaux (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
1	983.19	318.77	664.42	32.42	67.57
2	939.50	331.39	608.11	35.27	64.72
3	864.98	259.97	605.00	30.05	69.94
4	765.65	232.37	533.28	30.35	69.65

Chapitre IV : étude au séisme

5	644.37	191.68	452.69	29.75	70.25
6	479.02	144.28	334.74	30.11	69.88
7	315.62	87.79	227.83	27.81	72.18
8	110.93	108.52	2.41	97.83	2.17

Tableau IV.6 : Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans le sens Y.

IV.2.5 Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad \text{RPA99 addenda 2003 (Art : 7.1.3.3)}$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c_j} : Est la résistance caractéristique du béton

Cette vérification donne les résultats suivants pour notre cas :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	N (KN)	Nd	Observation
RDC	45×50	985.75	0.17	vérifiée
1	45×50	826.95	0.15	vérifiée
2	45×45	665.90	0.13	vérifiée
3	45×45	516.47	0.10	vérifiée
4	45×45	408.34	0.08	vérifiée
5	40×45	275.57	0.06	vérifiée
6	40×45	193.16	0.04	vérifiée
7	35×45	111.96	0.03	vérifiée

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normale réduit

Chapitre IV : étude au séisme

Il est à noter que les sections des différents poteaux ont été revues pour que l'interaction soit vérifiée.

IV.2.6 Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 version 2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ RPA99 version 2003 (Article 5.10)

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveaux	Sens xx						Observation
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k/h_k (%)	
RDC	0.0016	0.008	0.00	0.008	4.08	0.196	Vérifiée
Etage 1	0.0030	0.015	0.008	0.007	3.74	0.187	Vérifiée
Etage 2	0.0042	0.021	0.015	0.006	3.74	0.160	Vérifiée
Etage 3	0.0054	0.027	0.021	0.006	3.74	0.160	Vérifiée
Etage 4	0.0066	0.033	0.027	0.006	3.74	0.160	Vérifiée
Etage 5	0.0074	0.037	0.033	0.004	3.40	0.117	Vérifiée
Etage 6	0.0078	0.039	0.037	0.002	3.40	0.058	Vérifiée
Etage 7	0.0070	0.035	0.039	-0.004	3.40	-0.117	Vérifiée

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements dans le sens x.

Niveaux	Sens yy						Observation
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k/h_k (%)	
RDC	0.0012	0.006	0.00	0.006	4.08	0.147	Vérifiée
Etage 1	0.0022	0.011	0.006	0.005	3.74	0.133	Vérifiée
Etage 2	0.0032	0.016	0.011	0.005	3.74	0.133	Vérifiée
Etage 3	0.0042	0.021	0.016	0.005	3.74	0.133	Vérifiée
Etage 4	0.0050	0.025	0.021	0.004	3.74	0.107	Vérifiée
Etage 5	0.0056	0.028	0.025	0.003	3.40	0.088	Vérifiée
Etage 6	0.0060	0.030	0.028	0.002	3.40	0.059	Vérifiée
Etage 7	0.0066	0.033	0.030	0.003	3.40	0.088	Vérifiée

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements dans le sens y.

D'après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k \max} = 0.80 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 4.08 \text{ cm} .$$

▪ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 \quad \text{RPA99 version 2003 (Article 5.9)}$$

Tel que :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ;

avec :
$$P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Chapitre IV : étude au séisme

Niveaux	h_k (m)	P_k (t)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (m)	V_k (t)	θ_k	Δ_k (m)	V_k (t)	θ_k
RDC	4.08	1731,34	0,008	106,84	0,03177447	0,006	98,32	0,02589593
Etage 1	3.74	1482,65	0,007	101,45	0,02735351	0,005	93,95	0,02109795
Etage 2	3.74	1237,17	0,006	93,05	0,02133009	0,005	86,5	0,01912105
Etage 3	3.74	993,38	0,006	81,63	0,01952294	0,005	76,56	0,0173465
Etage 4	3.74	760,35	0,006	68,00	0,01793842	0,004	64,44	0,01261962
Etage 5	3.40	509,67	0,004	49,86	0,01202591	0,003	49,9	0,0090122
Etage 6	3.40	306,13	0,002	31,71	0,00567885	0,002	31,56	0,00570585
Etage 7	3.40	77,85	-0,004	9,17	-0,00998781	0,003	11,09	0,00619397

Tableau IV.10 : Vérification a L'effet P- Δ .

On remarque que les valeurs de θ_k inférieur à 0.1 donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure.

CONCLUSION

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme. La structure doit être le plus possible symétrique. Cette symétrie devrait être respectée en plan, de même qu'en élévation.

Pour notre ouvrage, après plusieurs dispositions nous avons retenue celle qui vérifie tous les exigences du RPA99 version 2003 (période de vibration, interaction, taux de participation massique, effet P- Δ , effort normal réduit).

INTRODUCTION

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

V.1 ETUDE DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferraillements se font à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- 1) $1.35G+1.5Q$
 - 2) $G+Q$
 - 3) $G+Q+Ex$
 - 4) $G+Q-Ex$
 - 5) $G+Q+Ey$
 - 6) $0.8G+Ex$
 - 7) $0.8G-Ex$
 - 8) $0.8G+Ey$
 - 9) $0.8G-Ey$
- RPA99 version 2003 (Article 5.2)*

V.1.1 Recommandations du RPA99

a) Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone II
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % de la section du poteau en zone courante.
 - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone II.

Chapitre V : calcul des éléments principaux

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1 :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau

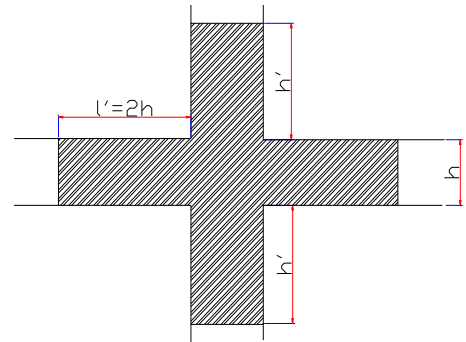


Figure V.1 : zone nodale

Les valeurs numériques relatives à notre projet conformément aux prescriptions du *RPA99 addenda 2003* sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm ²)	Amax RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous sol ,RDC, 1 ^{er} étage	45x50	18	90	135
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage 4 ^{ème} étage.	45x45	16.2	81	121.1
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	40x45	14.4	72	108
7 ^{ème} étage	35x45	12.6	63	94.5
Poteaux 40x50	40x50	16	80	120
Poteaux 35x40	35x40	11.2	56	84

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA.

b) Armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA99 version 2003(Art : 7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

- $A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement 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, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Chapitre V : calcul des éléments principaux

V.1.2 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Robot qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Poteaux 45x50	1379.37	-15.90	83.34	997.86	-18.98	-31.82
Poteaux 45x45	693.51	-0.90	55.99	371.69	145.11	-23.14
Poteaux 40x50	643.17	0.92	45.28	474.63	41.83	-15.49
Poteaux 40x45	335.70	-0.36	30.99	219.74	65.22	-14.26
Poteaux 35x45	123.59	-0.09	13.60	69.61	21.09	12.95
Poteaux 35x40	931.76	-34.41	32.81	931.76	-83.12	17.95

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux

V.1.3 Ferrailage des poteaux

a. Armatures longitudinales

Les résultats des ferrillages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section cm^2	A_{min} (RPA) cm^2	A_{cal} cm^2	$A_{adoptée}$ cm^2
Sous-sol ,RDC , 1 ^{er} Etage	45x50	18	3.80	12HA14=18.47
2 ^{ème} .3 ^{ème} et 4 ^{ème} Etage	45x45	16.2	3.60	8HA14+4HA12=16.84
5 ^{ème} et 6 ^{ème} Etage	40x45	14.4	3.40	4HA14+8HA12=15.21
7 ^{ème} Etage	35x45	12.6	3.20	12HA12=13.57
45x50	40x50	16	3.60	12HA14=18.47
35x40	35x40	11.2	3.00	10HA12=11.31

Tableau V.3 : Armatures longitudinales dans les poteaux

b. Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

	Section (cm ²)	ϕ_t^{\min} (cm)	l_f (cm)	Δg	ρ_a	Vu (KN)	l_r	S_i 1 (cm)	S_i 2 (cm)	A_t (cm ²)	A_t^{\min} (cm ²)	A_t adopté (cm ²)
Sous Sol,RDC ,1 ^{er} étage	45x50	1.6	329	6.58	2.5	43.20	6.4	10	15	6.24	4.65	8HA10=6.28
2 ^{eme} 3 ^{eme} 4 ^{eme} étage	45x45	1.4	234	5.2	2.5	29.99	5.6	10	15	6.24	5.03	8HA10=6.28
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	40x45	1.6	210	4.66	3.75	18.10	6.4	10	15	6.24	4.5	8HA10=6.28
7 ^{eme} étage	35x45	1.4	210	4.66	3.75	7.94	5.6	10	15	4.10	4.12	6HA10=4.41
40x50	40x50	1.6	234	4.68	3.75	40.78	6.4	10	15	4.68	3.75	6HA10=4.41
35x40	35x40	1.6	329	8.22	3.75	61.38	6.4	10	15	4.39	3.37	6HA10=4.41

Tableau V.4 : Armatures transversales dans les poteaux

V. 1.4. Vérifications :

a) Vérification au flambement (effort normal ultime)

Selon le BAEL91 (Article 4. 4. 1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre) et le poteau le plus élancé (au niveau du Sous-sol).

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$

Chapitre V : calcul des éléments principaux

- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

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

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.
L'élanement mécanique est donné par :

$\lambda = 3.46 \times l_f / b$ pour les sections rectangulaires.

$\lambda = 4 \times l_f / f$ pour les sections circulaires.

$L_f = l_0$ longueur de flambement.

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _u (KN)	N _d (KN)
Sous Sol, RDC ,1 ^{er} étage	45x50	4.70	3.29	25.29	0.77	20.11	2064	3694.27	1379.37
2 ^{eme} 3 ^{eme} 4 ^{eme} étage	45x45	3.34	2.34	27.02	0.76	18.47	1849	3177.13	693.51
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	40x45	3	2.10	18.16	0.80	15.83	1634	2920.21	643.17
7 ^{eme} étage	35x45	3	2.10	20.76	0.79	13.57	1419	2521.42	335.70
40x50	40x50	3.34	2.34	20.24	0.80	18.47	1824	3317.43	123.59
35x40	35x40	4.7	3.29	32.52	0.72	11.31	1254	1993.24	931.76

Tableau V.5 : Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.

On voit bien que $N_d < N_u$ pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ Et } d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

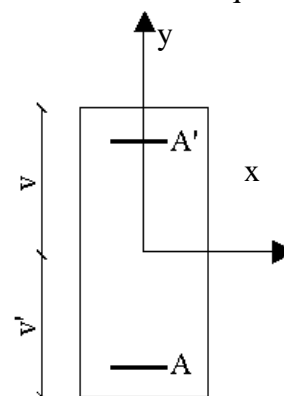


Figure V.2 : Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Sous Sol, RDC ,1 ^{er} étage	45x50	45	20.11	27.36	22.63	5.75x10 ⁻³	995.60	0.201	4.42	15
2 ^{eme} 3 ^{eme} 4 ^{eme} étage	45x45	40.5	18.47	24.66	20.33	4.21x10 ⁻³	502.16	0.0987	2.48	15
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	40x45	36	15.83	24.07	20.92	3.42x10 ⁻³	244.88	0.0194	1.36	15
7 ^{eme} étage	35x45	40.5	13.57	24.56	20.43	3.24x10 ⁻³	90.04	0.0010	0.57	15
	40x50	45	18.47	27.43	22.56	5.14x10 ⁻³	464.19	0.2137	2.32	15
	35x40	36	11.31	21.73	18.27	2.25x10 ⁻³	555.18	0.1429	3.96	15

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c).Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

Chapitre V : calcul des éléments principaux

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)
Sous Sol, RDC ,1 ^{er} étage	45x50	3.29	6.58	0.075	45	43.20	0.21	1.87
2 ^{eme} 3 ^{eme} 4 ^{eme} étage	45x45	2.34	5.2	0.075	40.5	29.99	0.16	1.87
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	40x45	2.10	4.66	0.040	36	18.10	0.12	1
7 ^{eme} étage	35x45	2.10	4.66	0.040	40.5	7.94	0.056	1
40x50	40x50	2.34	4.68	0.040	45	40.78	0.026	1
35x40	35x40	3.29	8.22	0.075	36	61.38	0.48	1.87

Tableau V.7 : Vérification aux sollicitations tangentes.

Du tableau ci-dessus on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

- **Détermination de la zone nodale :**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

Le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_M| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

Cependant, cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+ 2).

- **Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Chapitre V : calcul des éléments principaux

Le moment résistant « MR » d'une section de béton dépend essentiellement : - Des dimensions de la section du béton ; - De la quantité d'armatures dans la section du béton ; - De la contrainte limite élastique des aciers.

$$MR = Z \cdot A_s \cdot \sigma_s ; \text{ Avec : } Z = 0.85 \cdot h \text{ (h : hauteur totale de la section du béton).}$$

Niveau	Section(cm ²)	Z(m)	As (cm ²)	MR(KN.m)
Sous Sol, RDC ,1 ^{er} étage	45x50	0.425	20.11	297.42
2 ^{eme} 3 ^{eme} 4 ^{eme} Etage	45x45	0.382	18.47	245.53
5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	40x45	0.382	15.83	210.44
7 ^{eme} étage	35x45	0.382	13.57	180.39
40x50	40x50	0.425	18.47	273.17
35x40	35x40	0.340	11.31	133.82

Tableau V.7 : Moment résistant dans les poteaux.

- **Détermination des moments résistants dans les poutres :**

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales. On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	$M_W=M_E$	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
RDC	297.42	297.42	594.84	141.58	353.95	Vérifiée
1 ^{er} étage	297.42	297.42	594.84	88.13	220.32	Vérifiée
2 ^{eme} étage	245.53	245.53	491.06	88.13	220.32	Vérifiée
3 ^{eme} étage	245.53	245.53	491.06	88.13	220.32	Vérifiée
4 ^{eme} étage	245.53	245.53	491.06	88.13	220.32	Vérifiée
5 ^{eme} étage	210.44	210.44	420.88	160.32	400.8	Vérifiée
6 ^{eme} étage	210.44	210.44	420.88	90.26	225.65	Vérifiée
7 ^{eme} étage	133.82	133.82	267.64	80.16	200.4	Vérifiée

Tableau V.8 : Moment résistants dans les poutres.

Conclusion : La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

V.2 ETUDE 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 qui 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 addenda 2003* et celles données par le *BAEL91*.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99 addenda2003* suivantes :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q + E$$

RPA99 version 2003 (Article 5.2)

$$0.8 \times G + E$$

$$0.8 \times G - E$$

V.2.1 Recommandation du RPA99

a) Coffrage

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{RPA99 version 2003 (article 7.5.1)}$$

b) Ferrailage

▪ Les armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale des recouvrements est de :

40ϕ En zone IIa.

avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.8, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par noeuds.

▪ Les armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

$$\text{En dehors de la zone nodale : } S \leq \frac{h}{2} \quad \text{Avec : } h : \text{ La hauteur de la poutre}$$

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

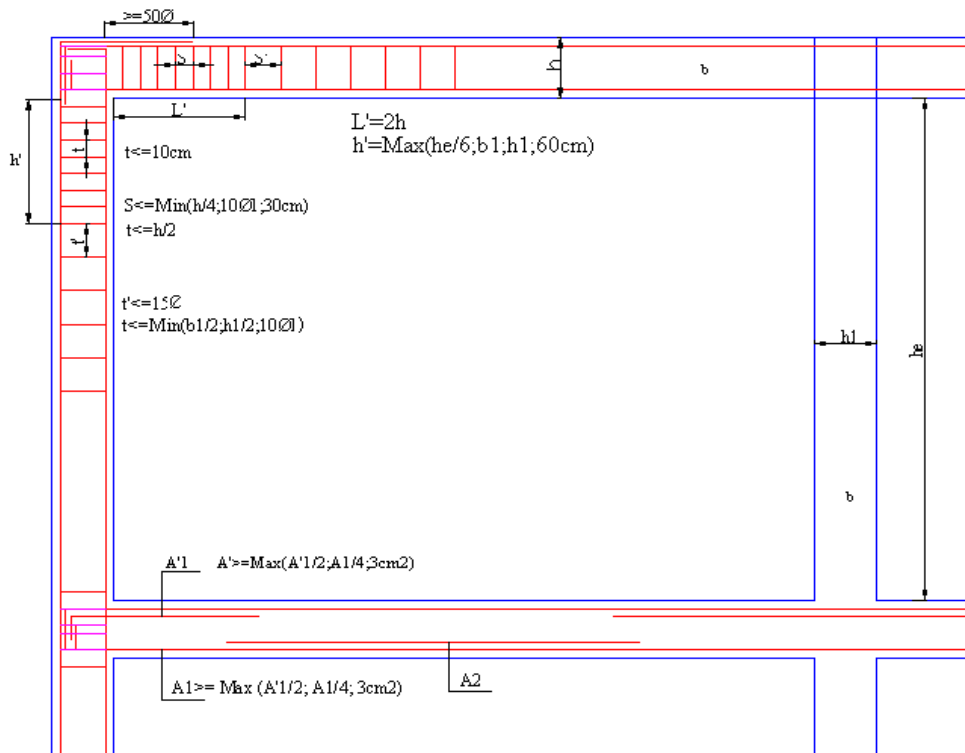


Figure V.3 : Dispositions constructives

V.2.3 Ferrailage des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

a) Armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du robot structural analysis. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min}) du RPA

Les Résultats de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit

Etage	Type de poutres	Section (cm ²)	Localisation	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
RDC	Principale	30x45	Appui	9.60	6.75	3HA14+3HA16=10.65
			Travée	5.70		6HA12=6.79
	Secondaire	30x40	Appui	6.46	6	6HA12=6.79
			Travée	3.79		6HA12=6.79
Etages bureaux	principale	30x45	Appui	6.48	6.75	2HA14+1HA16=6.63
			Travée	2.61		2HA12+1HA10=3.05
	Secondaire	30x40	Appui	1.49	6	2HA12+1HA10=3.05
			Travée	1.17		2HA12+1HA10=3.05

Chapitre V : calcul des éléments principaux

Etages courants	Principale	30x45	Appui	12.05	6.75	6HA16=12.06
			Travée	7.2		3HA12+3HA14=8.01
	Secondaire	30x40	Appui	5.09	6	2HA14+1HA16=6.63
			Travée	5.36		2HA14+1HA16=6.63
Terrasse accessible	Principale	30x45	Appui	5.13	6.75	6HA12=6.79
			Travée	9.92		4HA16+2HA12=10.30
	Secondaire	30x40	Appui	4.71	6	3HA14=4.62
			Travée	2.06		3HA10=2.36
Terrasse inaccessibles	Principale	30x45	Appui	4.64	6.75	6HA12=6.79
			Travée	9.58		4HA16+2HA12=10.30
	Secondaire	30x40	Appui	5.35	6	3HA16=6.03
			Travée	7.07		3HA16+2HA12=8.29

Tableau V.9: Ferrailage des poutres

b) Armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

BAEL91 (Article H.III.3)

$$\phi \leq \min\left(1; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1; 1.28; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier pour toutes les poutres)

Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA version 2003 :

- Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = \min(11.25; 12)$

Soit : $S_t = 10$ cm

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5$ cm

Soit : $S_t = 15$ cm

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2$$

$$A_t = 2.01cm^2 > A_t^{\min} = 1.35cm^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.2.4 Vérifications

a) Pourcentage des armatures selon le RPA 99 :

Poutres principales

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 45 = 60\text{cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 30 \times 45 = 90\text{cm}^2$

Les longueurs de recouvrement

La longueur minimale des recouvrements est :

$\phi = 12\text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$ Soit : $L_r = 50\text{cm}$

$\phi = 14\text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$ Soit : $L_r = 60\text{cm}$

$\phi = 16\text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$ Soit : $L_r = 65\text{cm}$

b) A ELU

1) Condition de non fragilité

$A > 0.003.St.b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 = \text{cm}^2$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2) Contrainte tangentielle maximale

Vérification de l'effort tranchant : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

Fissuration peu nuisible : $\tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$.

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	217.32	1.68	Vérifiée
Poutres secondaires	179.74	1.81	Vérifiée

Donc : Pas de risque de cisaillement

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

Poutres	$A_{l_{\max}}$	Vu	Ma(KN)	$A_{l_{rive}}$	$A_{l_{inter}}$	Observation
Poutres principales	10.3	217.32	1.68	6.24	-5.04	Vérifiée
Poutres secondaires	10.3	179.74	1.81	5.16	-5.80	Vérifiée

Tableau V.10 : Vérification de l'effort tranchant

c) À PEELS

1) L'Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

2) État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	-110.47	171223.47	17.52	11.3	15
	Travées	63.89	113095.62	14.02	7.92	15
Poutres secondaires	Appuis	-44.92	92339.16	14.81	7.06	15
	Travées	39.34	77304.62	13.44	6.84	15

Tableau V.11 : Vérification de la contrainte limite de béton

3) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Poutres principales :

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{572} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.08 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{61.44}{10 \times 155.93} = 0.039 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{9.42 \times 10^{-4}}{0.4 \times 0.42} = 0.0056 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Poutres secondaires

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{448} = 0.089 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition}$$

vérifiée

$$\frac{h}{L} = 0.096 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{19.01}{10 \times 47.90} = 0.040 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8.29 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.32} = 0.008 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3 ETUDE DES VOILES

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encasté à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

$$\text{Voiles élancés : } \frac{h}{l} > 1.5$$

$$\text{Voiles courts : } \frac{h}{l} < 1.5$$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

- d'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

1) $1.35G+1.5Q$

2) $G+Q+Ex$

RPA99 version2003 (Article 5.2)

3) $G+Q-Ex$

4) $G+Q+Ey$

5) $0.8G-Ex$

6) $0.8G+Ey$

7) $0.8G-Ey$

V.3.1 Recommandation du RPA

a) Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

c) Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d) Armatures de coutures

Chapitre V : calcul des éléments principaux

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

e) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile

$A_{\min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante

$$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (Exception faite pour les zones d'about).}$$

- L'espacement : $s_t = \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliés avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposés vers l'extérieur.
- Longueurs de recouvrement :
 - 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.3.2 Le ferrailage

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant

$$d = 0.9 h ; \quad d' = 0.1 h$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.23 \times d \times e \times f_{c28} / f_e$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.0015 \times h \times e$$

$$A = \max(A^{\text{cal}}, A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

- **Armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

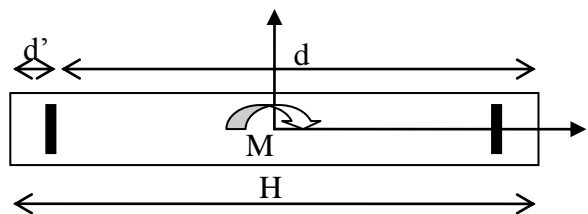


Fig. V.4 : Schéma d'un voile pleine

$K=0$ (pas reprise de bétonnage) ; $\alpha = 90^\circ$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30\text{cm})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St$$

- **La longueur de recouvrement :**

$$L_r = \begin{cases} 40\Phi & \dots\dots\dots\text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi & L_r \dots\dots\text{zone comprime sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

- **Règles communes :**

$$A_{\min} = \begin{cases} 0.15 \% & \dots\dots\text{voile complet.} \\ 0.10 \% & \dots\dots\text{zone courante.} \end{cases}$$

- **Diamètres des barres :**

$$\Phi < a/10 \dots\dots\text{zone courante.}$$

- **Espacement des barres horizontales et verticales :**

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

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

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{v\min}^{BAEL}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v\min}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.

Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.

S_t : Espacement.

A_H^{\min} /face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} /face : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.

Chapitre V : calcul des éléments principaux

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

Voile 1, 2 et 3 : (voir la figure IV.2 pour le repérage des voiles)

Niveau	Sous sol, RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
L (cm)	110	110	110	110
B (cm)	20	20	20	20
M (KN.m)	34.66	81.69	48.07	34.05
N (KN)	302.62	395.53	328.27	195.61
V(KN)	21.39	30.91	53.83	48.42
τ_u Mpa	0.14	0.20	0.35	0.32
Av cal /face (cm ²)	7.57	6.91	5.27	4.89
Av min/face (cm ²)	3.30	3.30	3.30	3.30
Av adop/face (cm ²)	7.92	7.92	5.50	5.50
N ^{barre} /face	7HA12	7HA12	7HA10	7HA10
S _i (cm)	15	15	15	15
Ah cal/face (cm ²)	1.98	1.98	1.37	1.37
Ah min/face (cm ²)	1.5	1.35	1.35	1.35
Ah adop/face (cm ²)	2.51	3.02	3.02	3.02
N ^{barre} /face	5HA8	6HA8	6HA8	6HA8
S _i (cm)	20	18	18	18

Tableau V.12 : Résultats du ferrailage du voile 1 ,2 et 3

Voile 4 :

Niveau	Sous sol, RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
L (cm)	200	200	200
B (cm)	20	20	20
M (KN.m)	1254.27	2.92	15.48
N (KN)	102.08	831.38	554.75
V (KN)	537.77	120.92	118.75
τ_U Mpa	1.90	0.43	0.42
A_v cal /face (cm ²)	15.57	10.43	7.13
A_v min/face (cm ²)	6.00	6.00	6.00
A_v adop/face (cm ²)	15.83	11.00	8.64
N^{barre} /face	14HA12	14HA10	11HA10
S_t (cm)	15	15	20
A_h cal/face (cm ²)	3.95	2.75	2.16
A_h min/face (cm ²)	1.125	1.35	1.50
A_h adop/face (cm ²)	4.02	3.02	2.51
N^{barre} /face	8HA8	6HA8	5HA8
S_t (cm)	15	18	20

Tableau V.13 : Résultats du ferrailage du voile .4

CONCLUSION

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est maximum donnée par le RPA. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui calculé pas le BAEL. Les poutres sont ferrillées à la flexion simple en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ROBOT/v12. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ROBOT/v12. Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL.

INTRODUCTION

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise. Elle reprend les charges de la structure et les transmet au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage. On distingue les fondations superficielles (semelles et radiers) et les fondations profondes (pieux et puits)

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

D'après le rapport de sol établi par le Laboratoire et engineering de la construction (LEC) de le terrain réservé à la réalisation de notre projet est constitué d'une argile marneuse sableuse et moyennement graveleuse, et le taux de travail admissible est de 1.25 bars.

Après avoir vérifié les semelles isolées et les semelles filantes nous avons opté pour un radier général.

VI.2. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisit selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

VI.2.1. Pré dimensionnement :

A. La condition de coffrage :

$$\checkmark \text{ Nervure: } h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{572}{10} = 57.2 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 60 \text{ cm} \dots\dots(a)$$

$$\checkmark \text{ Dalle : } h_r \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{572}{20} = 28.6 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 40 \text{ cm.}$$

- $L_{\max} = 5.72$ m: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.
- h_t : hauteur de la nervure.
- h_r : hauteur du radier.

B. La condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{\max}$$

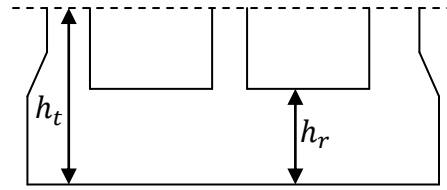


Figure VI.1: Dimensions du radier.

- L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

- E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.
- I : Inertie de la section du radier.
- K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$
- b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

On a : $I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} \Rightarrow h \geq 0.87 \text{ m} \dots \dots \dots (b)$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- ✓ La hauteur de la nervure $h_t = 70 \text{ cm}$.
- ✓ La hauteur du radier $h_r = 40 \text{ cm}$.

C. Calcul du Poids :

- N_{ser} : l'effort de service de la superstructure. $N_{ser} = 15248.58 \text{ KN}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 121.98 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment $S_{bat} = \frac{(16.46 + 17.45) \times 10.42}{2} = 176.67 \text{ m}^2$

Donc on prend $S_{radier} = 121.98 \text{ m}^2 < S_{bat} = 176.67 \text{ m}^2$

On n'a pas besoin de débord

VI.2.2. Les Vérifications nécessaires :

Vérification au poinçonnement :

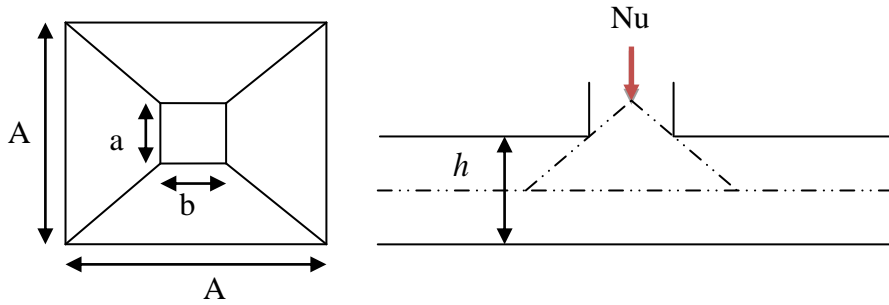


Figure VI.2: Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ BAEL91 (Art A.5.2 ,42)

- N_U : L'effort normal sur le poteau.
- U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} ; \text{ On } a=b \Rightarrow A=B=0.50+0.7=1.30\text{m}$$

On trouve $U_c = 4.8 \text{ m}$

$$N_u = 2487.7 < 0.045 \times 4.8 \times 0.7 \times \frac{25}{1.15} = 3286.95 \text{ KN (La condition est vérifiée.)}$$

\Rightarrow Pas risque au poinçonnement.

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CBA 93 (A.5.1.2.1.1).}$$

On considère une bande de $b = 1 \text{ m}$, de longueur $d = 0.9 * h_t = 0.63 \text{ m}$.

$$V_u = \frac{N_U * L_{\max}}{2 * S} = \frac{42460.78 * 5.72}{2 * 176.67} = 687.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{687.37 * 10^{-3}}{1 * 0.63} = 0.68 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Pas risque de rupture par cisaillement.

Vérification des contraintes dans le sol : DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 (a)).

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}} \text{ Avec } \sigma_{(\text{max},\text{min})} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$$

N: L'effort normal dû aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismiques à la base tiré du logiciel **Robot**, avec la combinaison G+Q+E.

A partir du programme SOCOTEC (calcul des formes) on trouve :

$$\begin{cases} X_G = 15.36 \text{ m} ; I_{xx} = 9410.23 \text{ m}^4 \\ Y_G = 7.73 \text{ m} ; I_{yy} = 34933.48 \text{ m}^4 \\ S = 176.67 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$N = 38571.84 \text{ KN}$$

√ **Dans le sens x-x** : $N = 38571.84 \text{ KN} ; M_Y = 13160.34 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_y} * Y_G = \frac{38571.84 * 10^{-3}}{176.67} + \frac{13160.3368 * 10^{-3} * 7.73}{9410.23} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_y} * Y_G = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.22 \text{ MPa} \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 1.5 * \sigma_{sol}$$

⇒ La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

√ **Dans le sens y-y** : $N = 38571.84 \text{ KN} ; M_X = 23721.81 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_x} * X_G = \frac{38571.84 * 10^{-3}}{176.67} + \frac{3169.2343 * 10^{-3} * 15.36}{3493.48} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_x} * X_G = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \langle \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.217 \text{ MPa} \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 1.5 * \sigma_{sol}$$

⇒ la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

Vérification de la stabilité au renversement :

Selon (**Article 10.1.5**) du **RPA99/2003**, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement:

$$\text{On doit vérifier que : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

√ **Dans le sens x-x** :

$$e = \frac{23721.81}{38571.84} = 0.61 \text{ m} \langle \frac{16.46}{4} = 4.11 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

√ **Dans le sens y-y** :

$$e = \frac{13160.34}{38571.84} = 0.34 \text{ m} \langle \frac{10.42}{4} = 2.6 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas risque au renversement dans les deux sens.

Vérification de la poussé hydrostatique :

Chapitre VI : étude des fondations

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$$

Avec :

$$N = 38571.84 \text{ KN}$$

$$H = 3.2 \text{ m, (la hauteur de la partie encrée du bâtiment).}$$

$$F_s = 1.5 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$S_{rad} = 176.67 \text{ m}^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

$$\text{On trouve : } N = 38571.84 \text{ KN} \geq 1.5 * 3.2 * 176.67 * 10 = 6501.45 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée.

⇒ Le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivée de l'eau.

VI.2.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable.

On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

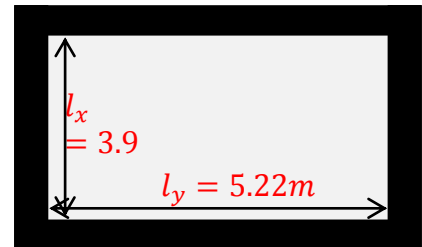


Figure VI.3 : Panneau de dalle

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,76 > 0,4 \Rightarrow \text{Alors, la dalle travaille dans les deux sens}$$

L'ELU :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\mu_x, \mu_y \begin{cases} \rho = 0.76 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0608. \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases}$$

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{17529.9}{17667} = 99.22 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0608 * 99.22 * (3.98)^2 = 95.56 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 50.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 81.22 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 42.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Chapitre VI : étude des fondations

En appui : $M_a^x = M_a^y = 0.5 M_0^x = -47. KN.m$

Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0.40)m^2$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

		M (KN.m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{choisie} (cm ² /ml)	S _t (cm)
En travée	Sens x-x	42.83	11.44	9HA14=13.85	15
	Sens y-y	85	7.88	9HA12=10.18	15
En appuis		-59.89	5.50	7HA12=7.92	15

Tableau VI.1 : Résumé des résultats du ferrailage du radier.

Nota : On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

Vérification de condition de non fragilité

En travée : $\left\{ \begin{array}{l} e \geq 12cm \\ \rho = 0,76 \end{array} \right\} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$ (Acier HA FeE400)

- Sens xx: $A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * h_r = 3.58 \text{ cm}^2/ml$
 $A_t^x = 13.85 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 3.58 \text{ cm}^2/ml$
- Sens yy: $A_{min} = \rho_0 * b * h_r = 2.8 \text{ cm}^2/ml$
 $A_t^y = 10.18 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 3.2 \text{ cm}^2/ml$

En appuis :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.58 \text{ cm}^2/ml$$

$$\Rightarrow A_a = 7.92 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 4.58 \text{ cm}^2/ml$$

Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\left. \begin{array}{l} V_u^x = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 223.68 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 97.74 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow V_{max} = 223.68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{223.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.38} \Rightarrow \tau_u = 0.588 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

L'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{array} \right.$$

$$\mu_x, \mu_y ? \left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.76 \\ v = 0.2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0672. \\ \mu_y = 0.6582 \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} M_0^x = 81.64 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 53.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 69.39 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 45.67 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -40.82 \text{ KN.m}$

Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

- ✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).
- ✓ $\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)
- ✓ $F.N: \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$, avec $\eta = 1,6$ acier HA
- ✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.
- ✓ y : position de l'axe neutre.
- ✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

Sens	Moments (KN.m)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_b (MPa)	Observation	σ_s (Mpa)	Observation
x-x	$M_t^x = 69.39$	5.00	230406.42	1.51	vérifié	149.07	vérifié
y-y	$M_t^y = 45.67$	8.50	153358.01	2.53		131.77	
Appuis	$M_a = -40.82$	7.80	124168.75	2.56		148.92	

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de radier.

Espacement des armatures :

Sens x-x: $S_t \leq \min[3h_r, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

Sens y-y: $S_t \leq \min[4h_r, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

3. Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

VI.3.1. Dimensionnement de la nervure :

$h_t = 0.7 \text{ m}, h_r = 0.40 \text{ m}, b_0 = 0.50 \text{ m}, d = 0.67 \text{ m}$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{522}{10}; \frac{398}{2}\right)$$

$b_1 \leq \min(52.2; 194)$

Soit : $b_1 = 40 \text{ cm}$

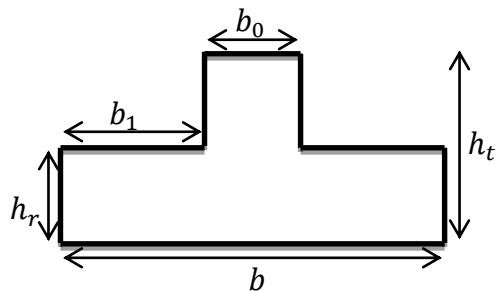


Figure VI.4 : Section de la nervure à ferrailer

Chapitre VI : étude des fondations

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 130\text{cm}$

Le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges

transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable.

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

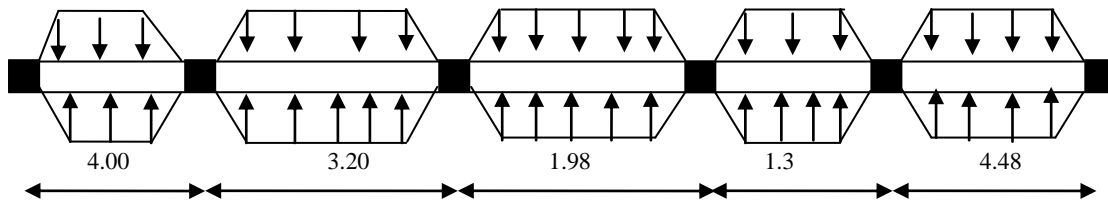
- ✓ P_m : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.
- ✓ P_v : charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right]$	$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$ <p><u>Remarque</u> : si la nervure est soumise à un chargement triangulaire à deux coté</p>

Avec :

$$\checkmark \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}, \quad \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

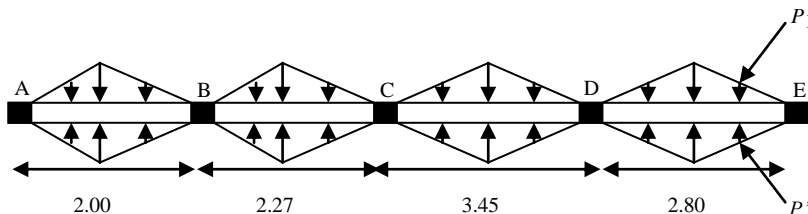
VI.3.2. sollicitations maximales: sens X-X :



Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	1131.31	-1138.59
Effort tranchant (KN)	880.705	

Tableau VI.3 : Sollicitations maximales (sens X-X)

Sens Y-Y :



Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	614.912	-673.027
Effort tranchant (KN)	769.035	

Tableau VI.4 : Sollicitations maximales (sens Y-Y)

VI.3.3. Ferrailage :

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Choix (cm ² / ml)
Sens X-X	Travée	1131.31	35.61	13.65	6HA20+4HA25=38.48
	Appui	1138.59	33.25	13.53	6HA25+4HA20=42.02
Sens Y-Y	Travée	614.912	19.00	13.65	8HA20+2HA16=28.67
	Appui	-673.027	19.93	13.53	6HA20+4HA25=38.48

Tableau VI.5 : Tableau De ferrailage des nervures

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1.71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4\text{MPa}] = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

Localisation		Moment (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Sens X-X	Travée	641.91	5.53	199.46	Vérifiée
	Appui	-689.231	5.66	198.99	Vérifiée
Sens Y-Y	Travée	484.95	4.58	199.35	Vérifiée
	Appui	-575.24	5.04	196.3	Vérifiée

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes dans les nervures

❖ **Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{max} \right] = 20 \text{ mm}, \text{ Alors, } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

$$\phi_t = 10\text{mm} = 4\phi10 + 3.14\text{cm}^2 \longrightarrow 2\text{cadres } \phi_t10 + \text{etrier}$$

Conclusion générale

Conclusion générale

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation et de bureaux, contreventé par (voiles + portiques).

On a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, débiter avec le logiciel ROBOT et d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus.

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs dispositions des voiles de contreventement ont été testées (avec introduction des escaliers dans la modélisation de la structure) dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction) tout en faisant face aux contraintes architecturales de la structure.

On a constaté au cours de notre étude que l'introduction des escaliers influe sur le comportement de la structure (ils engendrent des effets de torsion), donc il faut étudier le comportement (meilleure disposition des voiles) en tenant compte de ces derniers dans la structure modélisée.

L'étude dynamique, particulièrement la recherche du bon comportement dynamique nous a conduit à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La vérification des moments résistants en zones nodales évite le risque de formation de rotules plastiques dans les poteaux.
- La justification de l'interaction voiles-portiques quantifie l'effort tranchant repris par les voiles et ceux repris par les portiques. Elle permet de justifier le choix du système de contreventement mixte. Une bonne disposition peut s'avérer très économique.
- La vérification de la condition $P-\Delta$ (effets du second ordre) contribue à assurer la stabilité globale vis-à-vis des déplacements horizontaux.

Outre le critère de résistance, on doit lui associer celui de l'économie en jouant sur le choix de section du béton et d'armatures dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par les règlements en vigueur.

D'autre part notre étude nous a permis de savoir que la modélisation de la structure constitue une étape décisive qui nous renseigne sur son éventuel comportement en service.

Bibliographie

- Document technique réglementaire DTR BC 2 48 « Règles parasismiques Algériennes; RPA99 version 2003 ».
- BAEL91 « Béton armé aux états limites; édition Eyrolles troisième tirage 1997 ».
- CBA 93 « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».
- DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$a = \frac{l_2}{l_1}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817
0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,5940
0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,6580
0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,6710
0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7933
0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
1,00	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000

Caractéristiques générales

Type ascenseur	en simplex pour les dispositions en batterie, consulter la table T31	Multi-boîtes	collective (descente sélective, à analyse permanente de trafic, à ouverture manuelle trafic intense)
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN cuvette local des machines		
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
					In	Id	In	Id				
355 380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355 380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490	240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	160 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	30000	11000	1500
410 440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435 540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465 540	260	460	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
530	260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33500	14000	3000
400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400 440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	170 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	33500	12500	1500
410 440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460 540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470 540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540	260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	5000
590	260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16500	7000

Symbole attribué par le Comité National de Liaison pour la Réhabilitation des Handicapés (autarcisme) (article n° 001). Ces appareils sont conformes à la Norme NF P 81-201 et accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de citer des valeurs précises, par le caractère d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre Coordinateur Schneider national.

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de port	Dimensions de gare	Profondeur de cuvette (2)			
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG			
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140			
			Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140		
			ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140		
	1,60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160			
			ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160		
1000 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140			
			Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140		
			ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140		
			Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160		
			ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160		
	2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	190 220			
			TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220		
			4,00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320	
			1250 16 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160
						ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230
1,60	Dy S	18		50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160			
		ACVF		18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160		
2,50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220				
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220			
1600 21 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160			
			ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160		
	1,60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160			
			ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160		
2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220				
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220			
4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320				
6,30	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400				

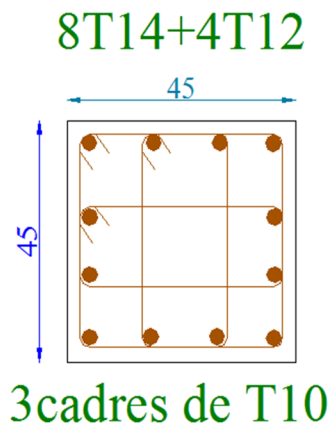
Notes: toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Entrainement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynamon 5 vitesse continue de vitesse. (2) Les profondeurs de cuvette en hauteur sont données sur le plan. (3) ACVF = ascenseur sans vis de fréquence. (4) Dy MV = Dynamon 5 vitesse continue de vitesse. (5) TD 2 = Transaxial. (6) La puissance est calculée suivant le norme C15-100 et C15-105.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

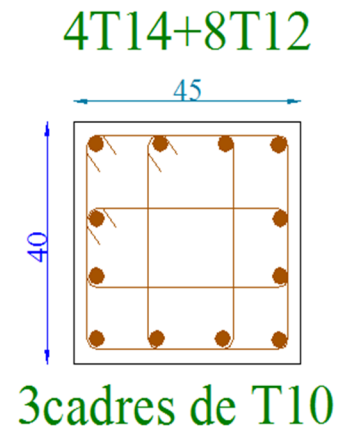
$\frac{l_y}{l_x}$ \ / \ $\frac{l_x}{l_y}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	—	0,224	0,169	0,140	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,300	0,210	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,160	0,135	0,116	0,102	0,090	0,081	0,073	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,100	0,090	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,160	0,140	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,040
1,0	0,110	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,050	0,047	0,041	0,030

Annexe IV
Tableau des Armatures
(en Cm²)

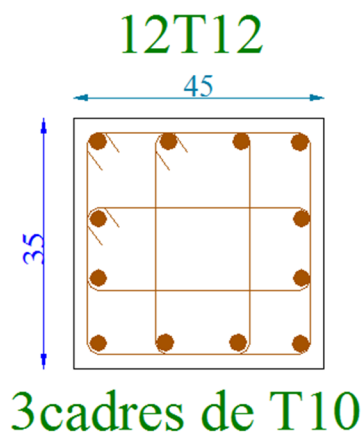
Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	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



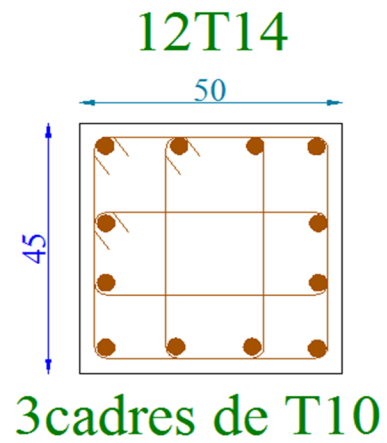
Poteaux (45x45)



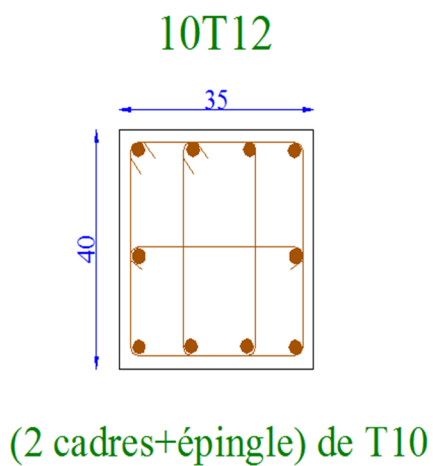
Poteaux (40x45)



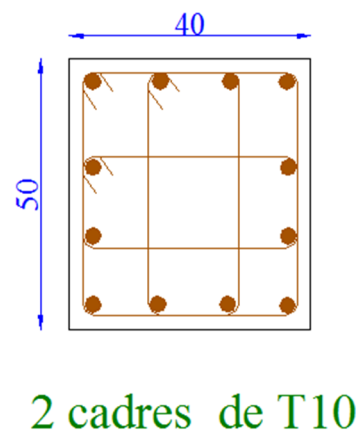
Poteaux (35x45)



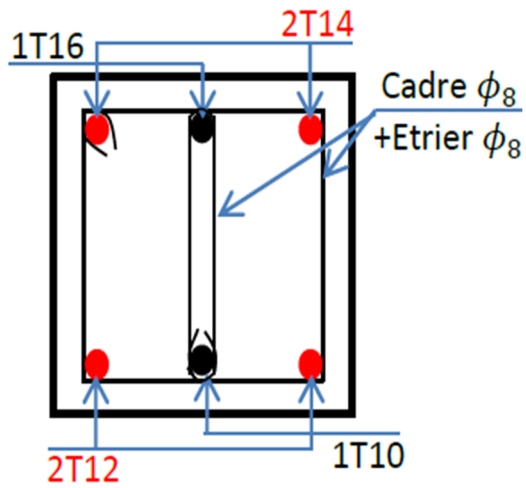
Poteaux (45x50)



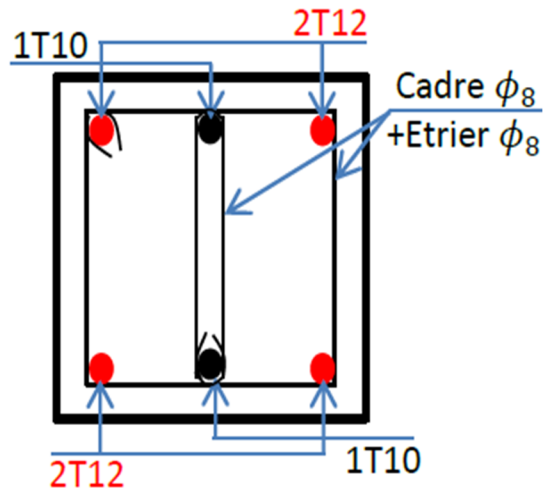
Poteaux (35x40)



Poteaux (40x50)



Poutres principales (30x45)



Poutres secondaires (30x40)

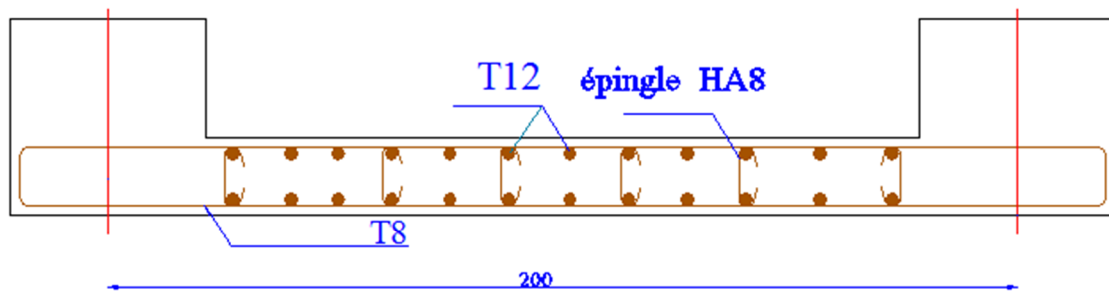


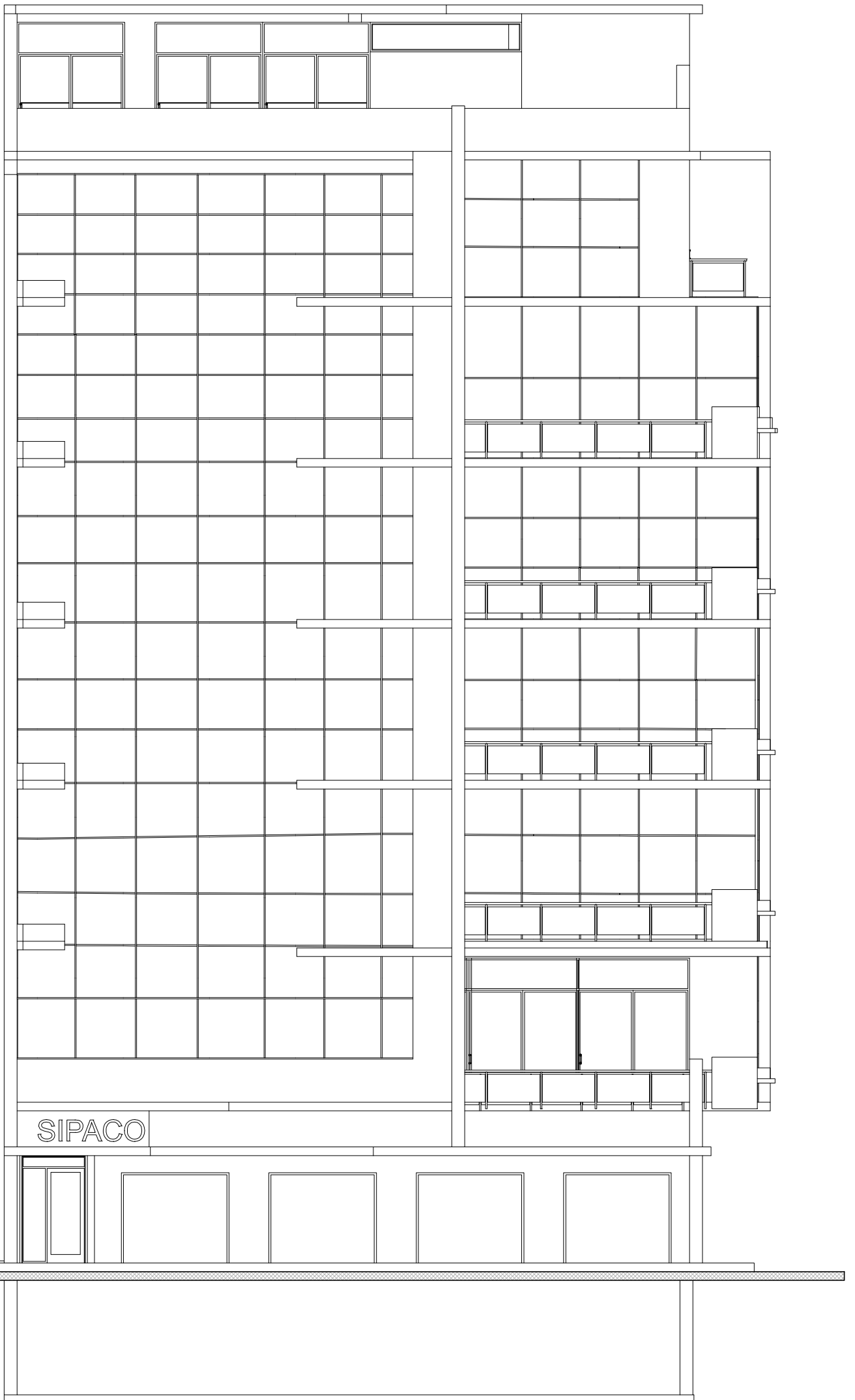
Schéma de ferrailage voile 4

Résultat :

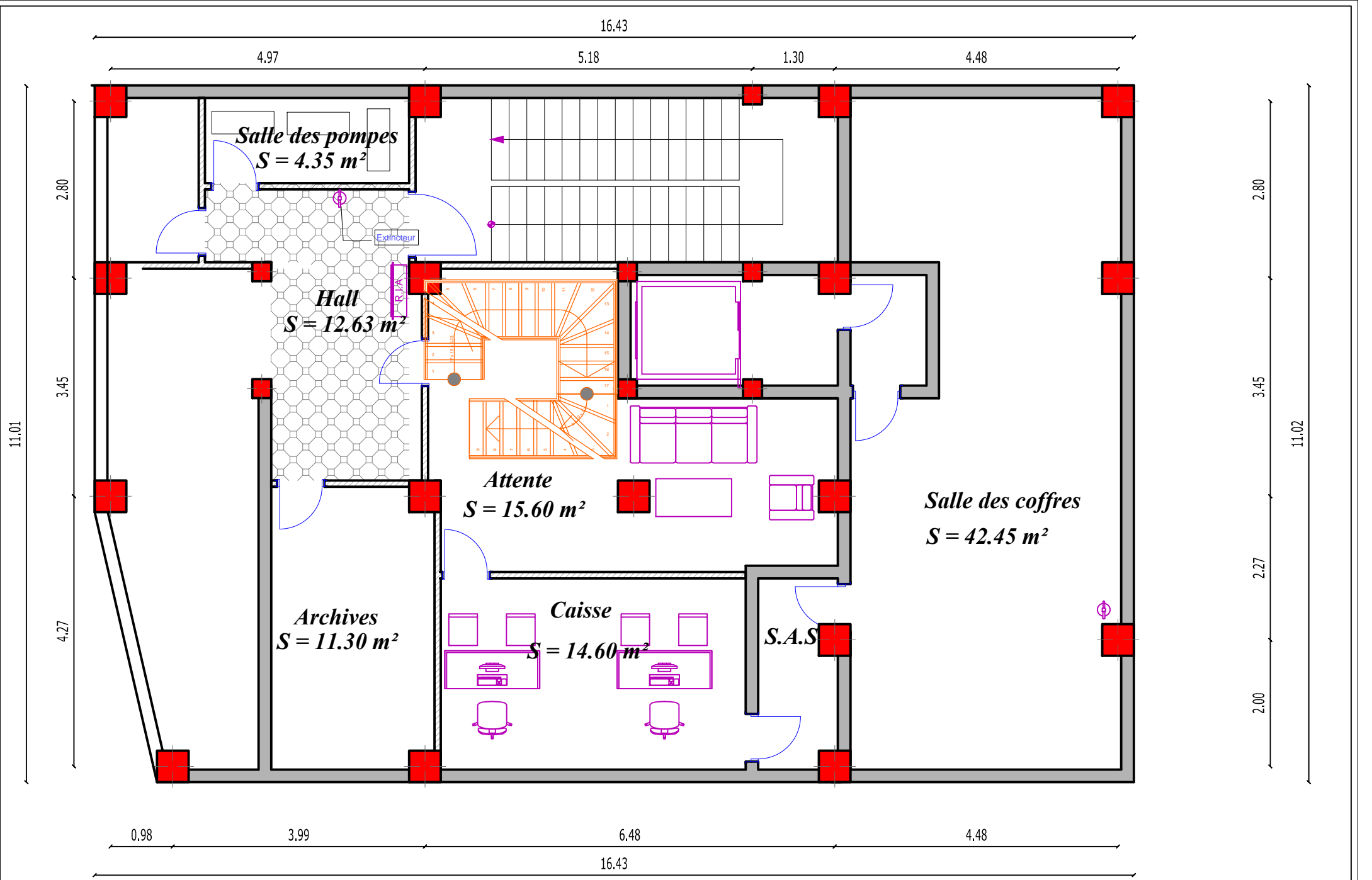
On aura en fin de compte, des tassements oscillant entre 5.83^{cm} pour un tassement min et 10.67^m pour une valeur max, et cela pour la contrainte admissible transmise de 1.25 bars.

- Le taux de travail a adopter alors, est estimé à $\sigma_{adm} = 1.25$ bars.
- Les caractéristiques mécaniques du sol sont : $\gamma = 19.01$ kN/m³ $\varphi = 20^\circ$ et $C = 0.41$ bar.

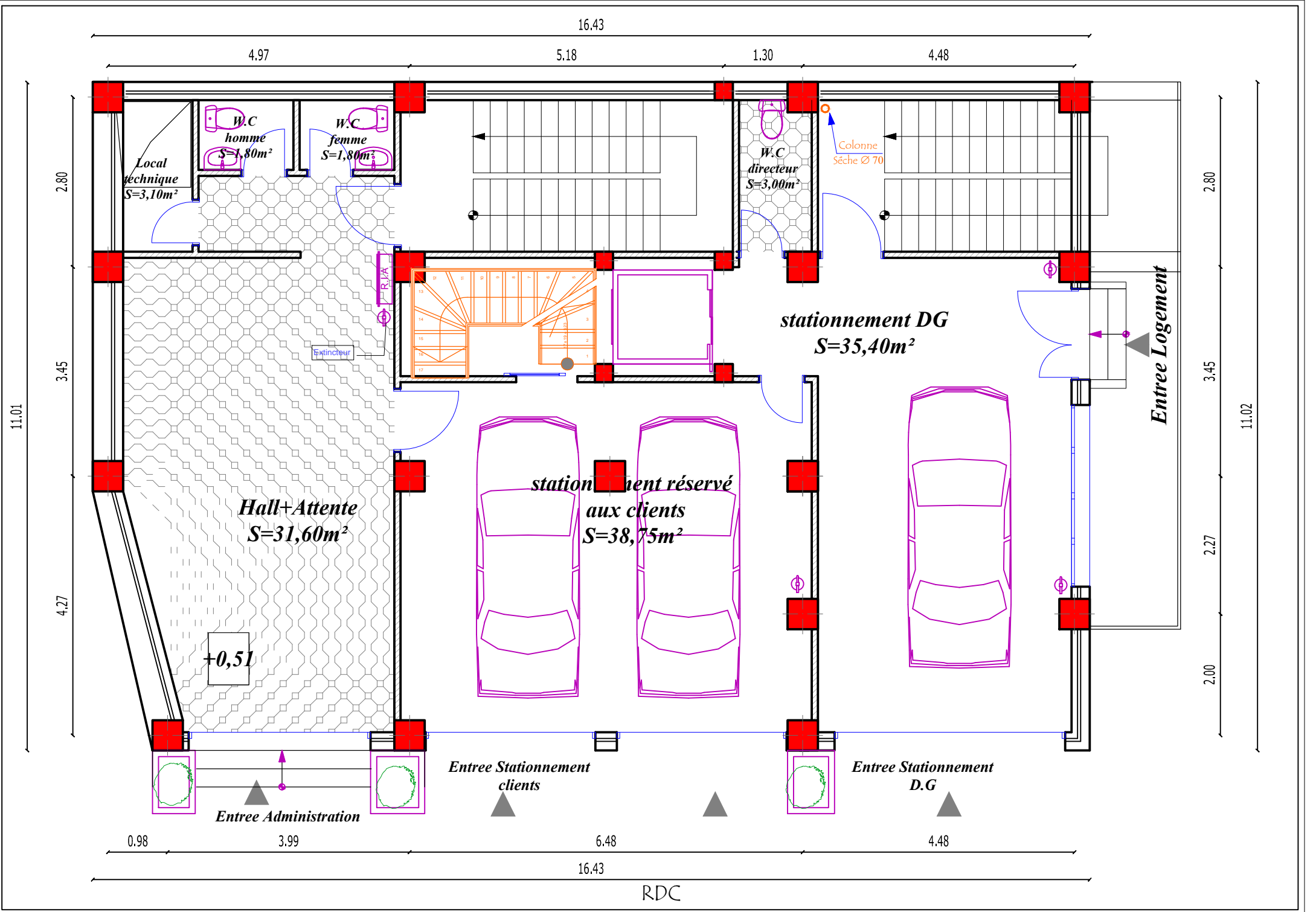
- Le site est classé en catégorie S3.



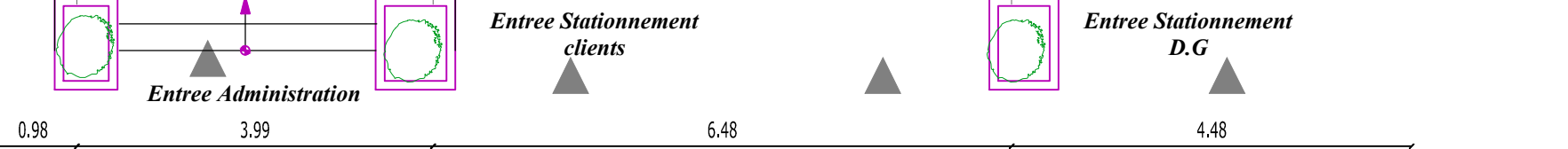
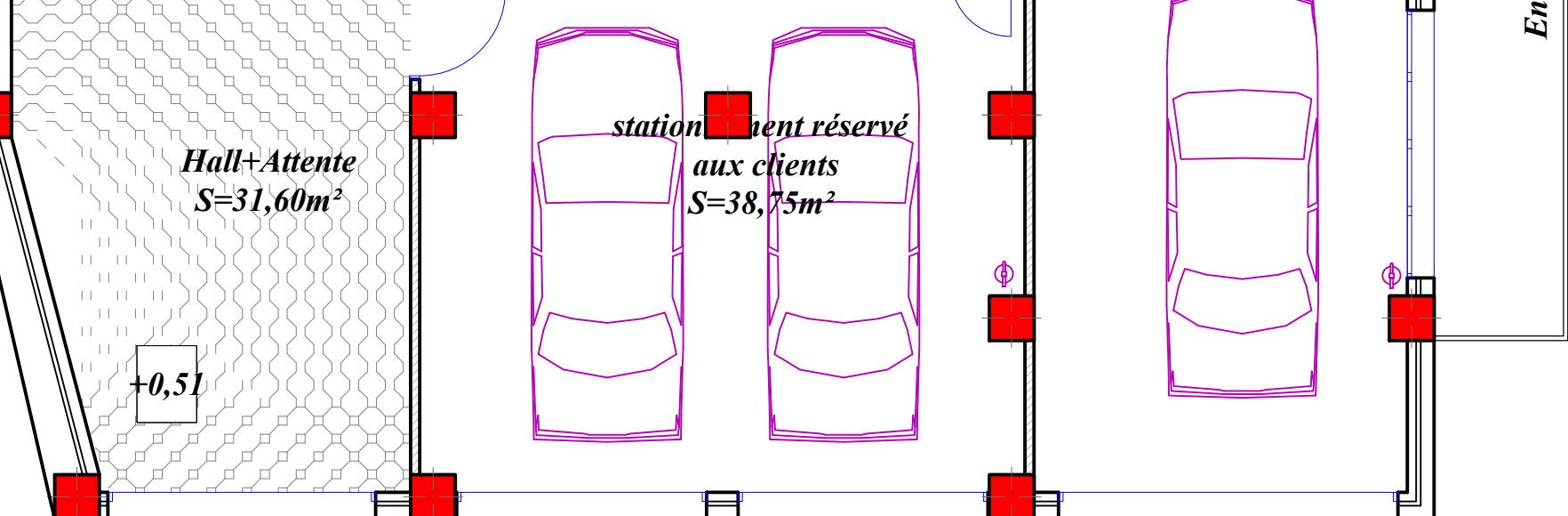
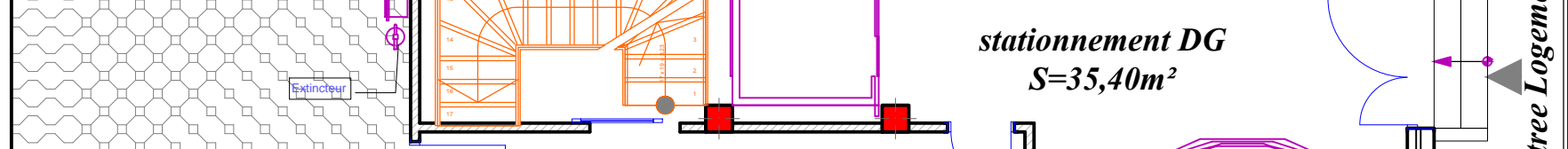
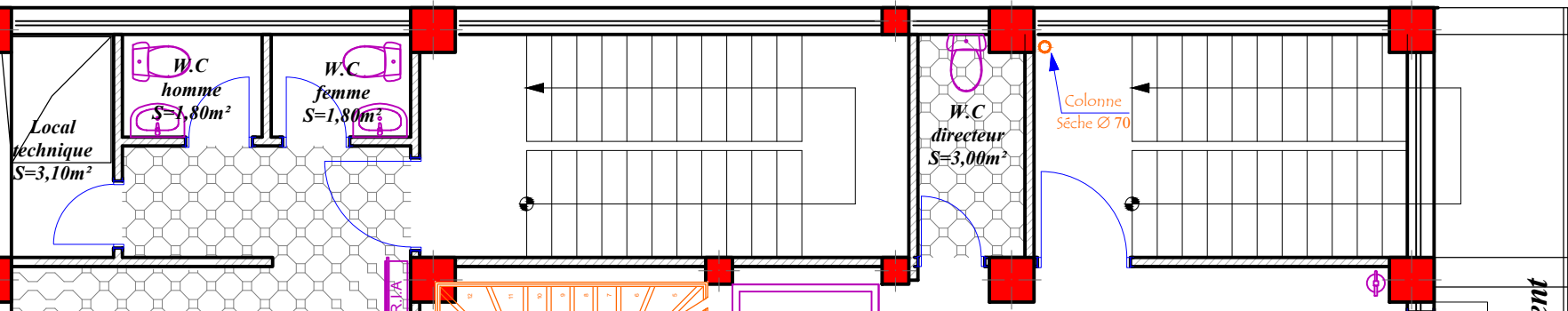
SIPACO



SOUS-SOL



16.43
4.97 5.18 1.30 4.48



11.01

16.43

RDC

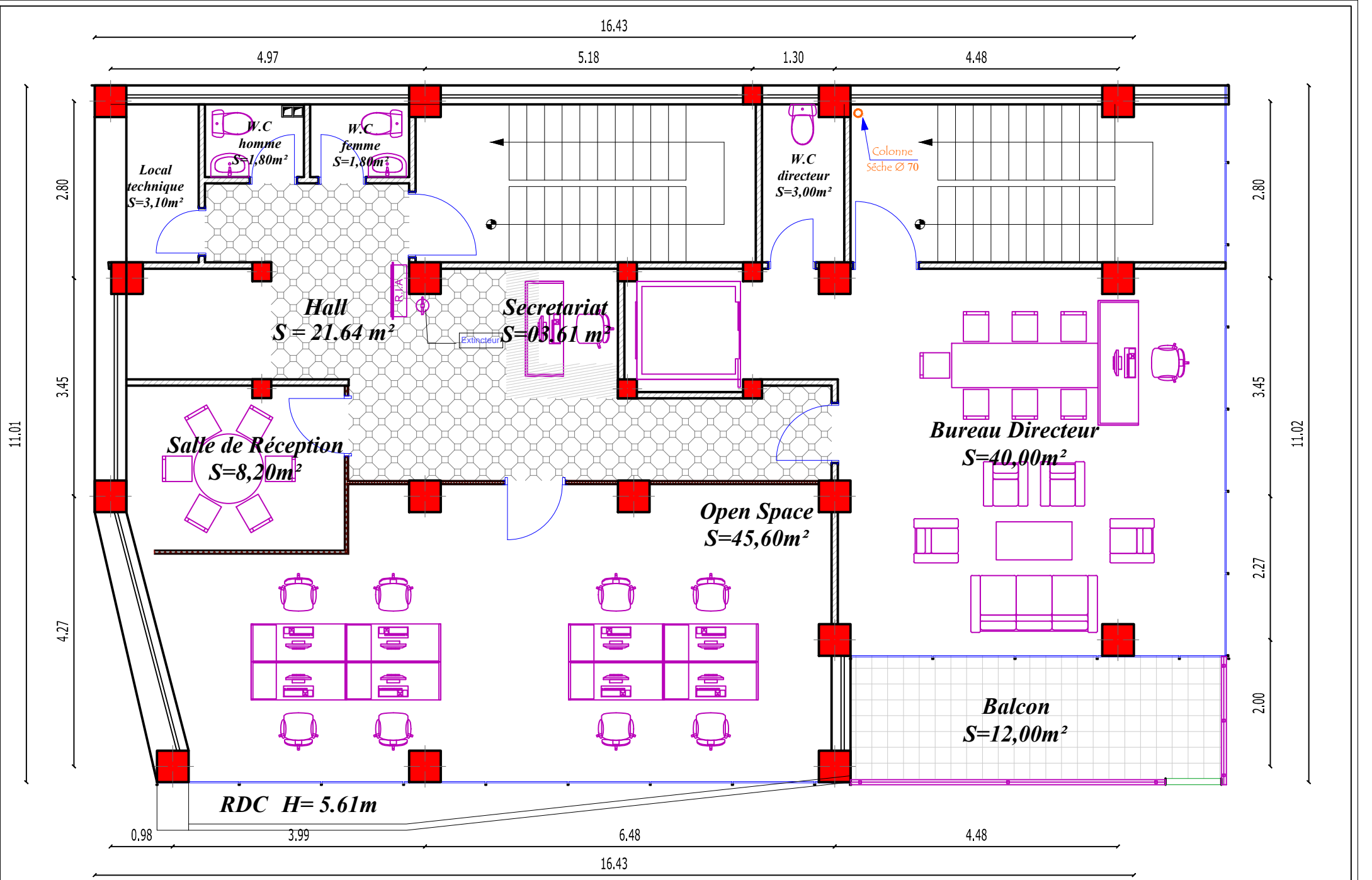
2.80

3.45

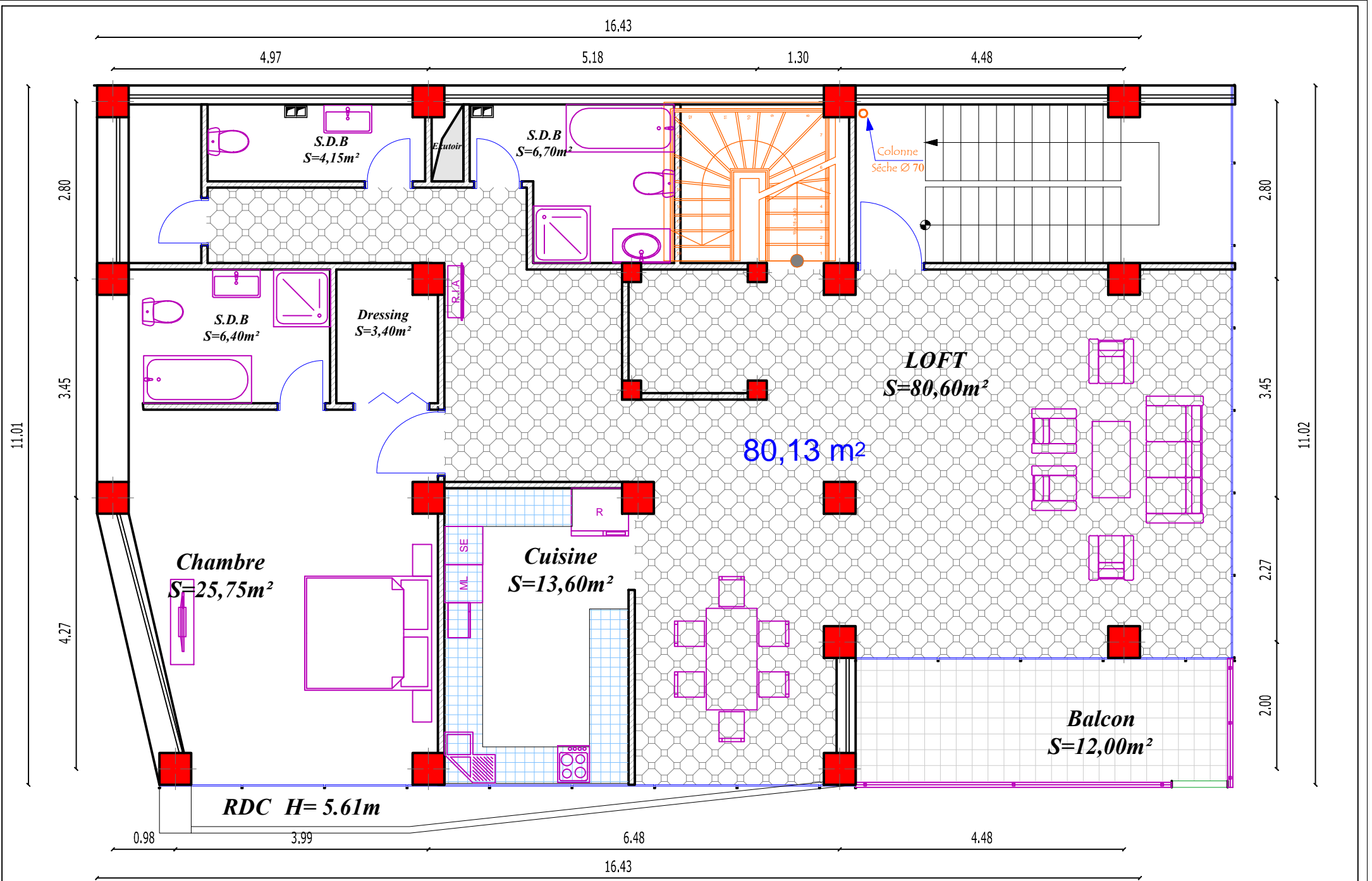
2.27

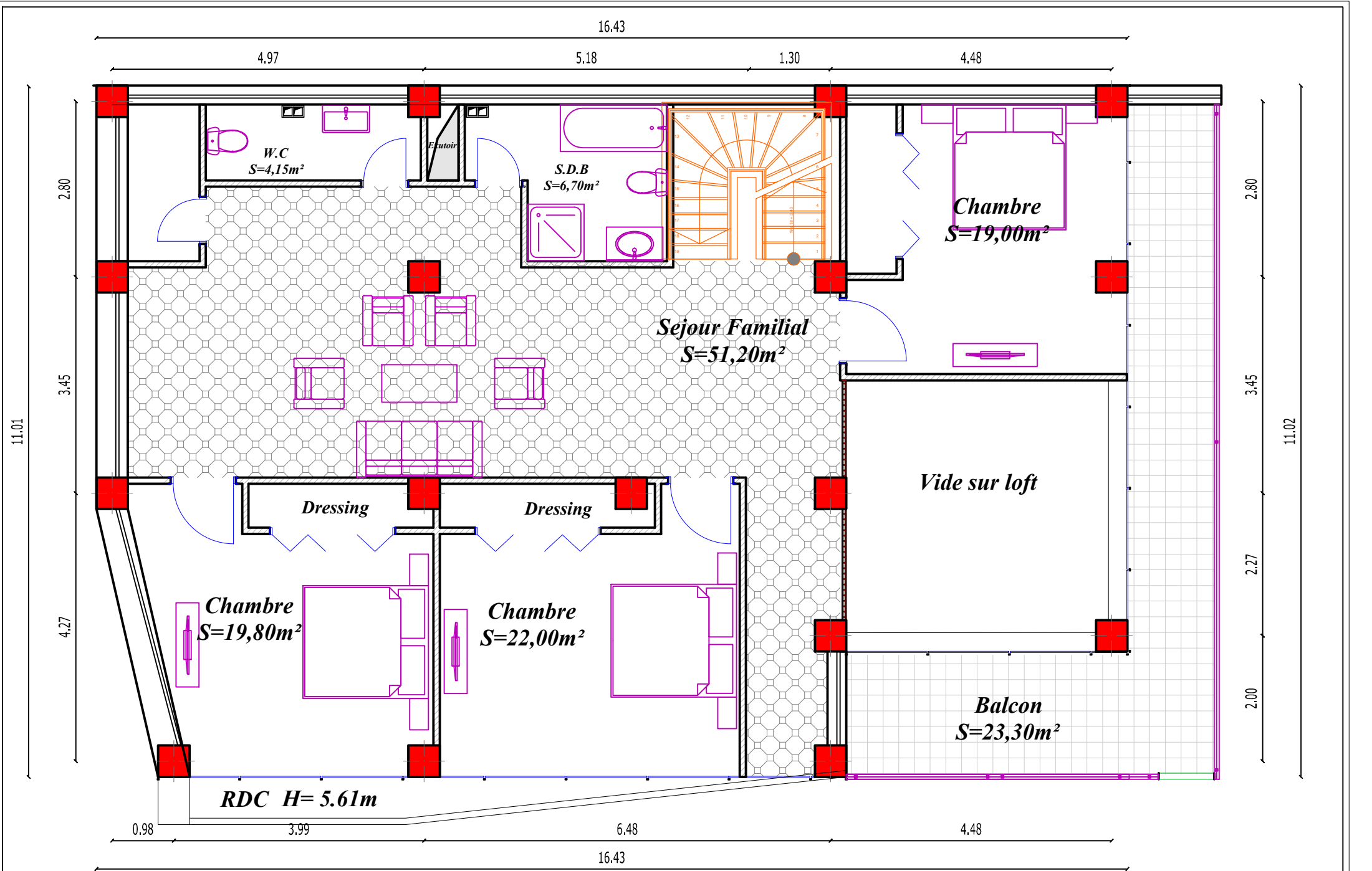
2.00

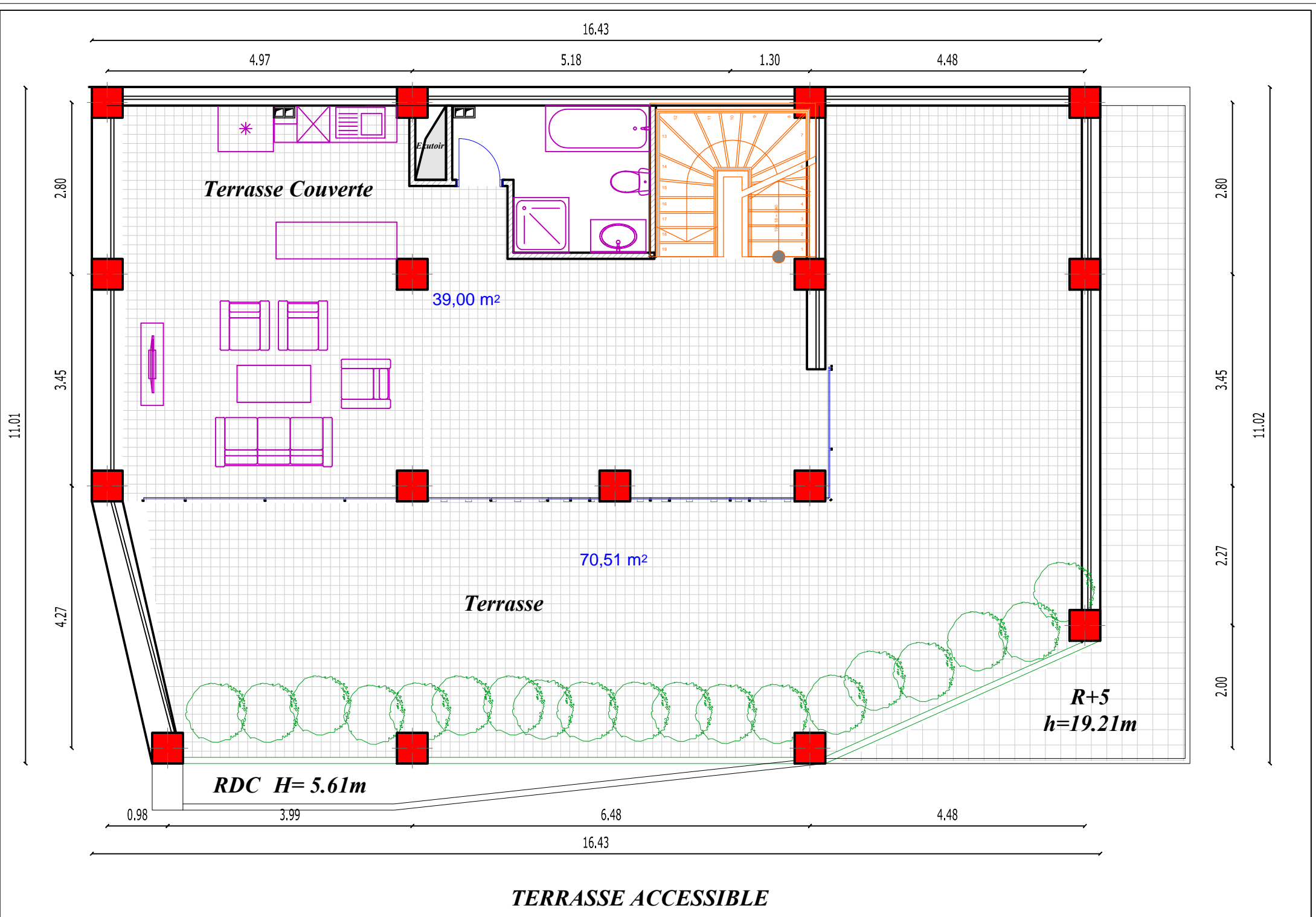
11.02



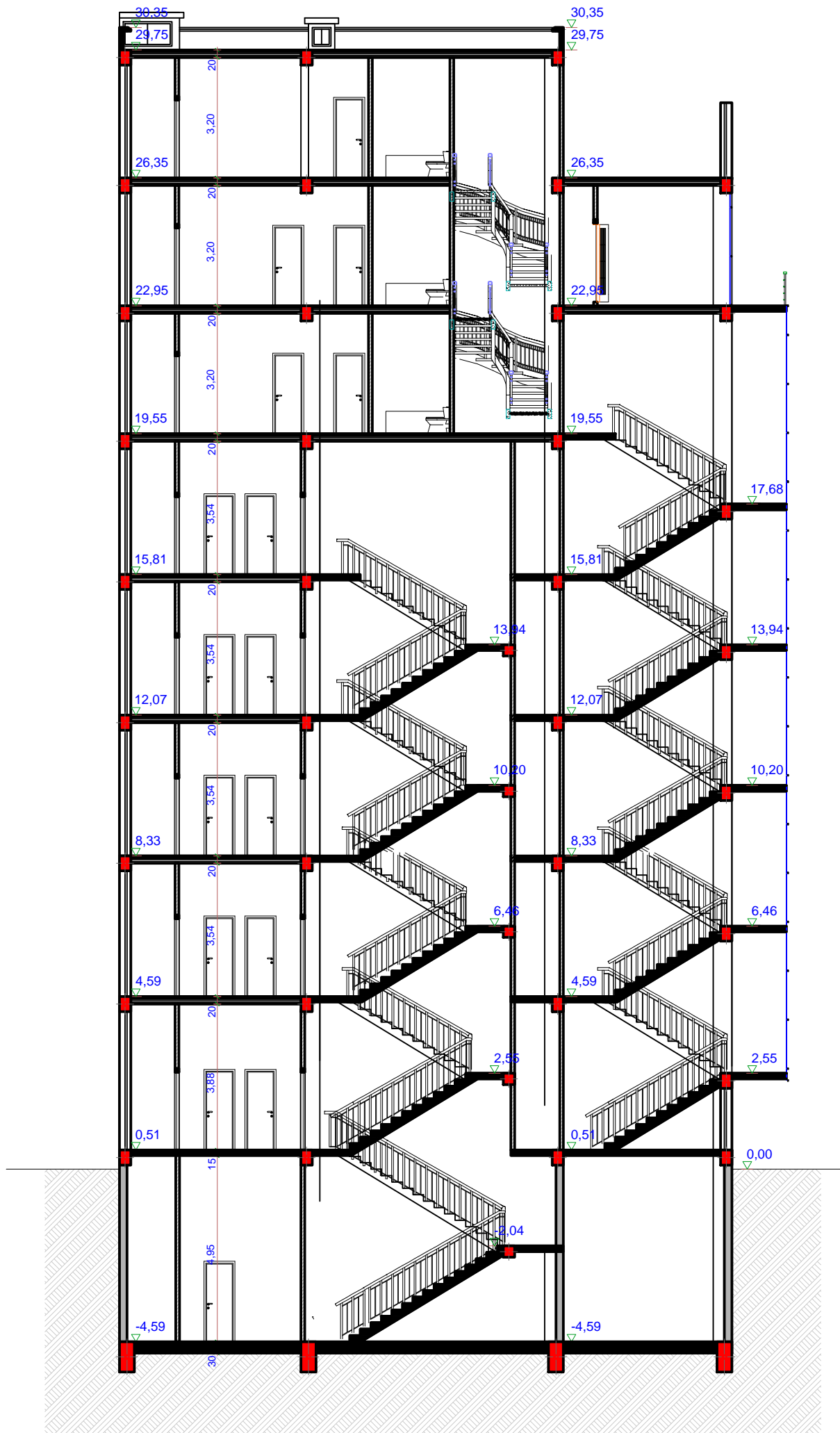
RDC H= 5.61m

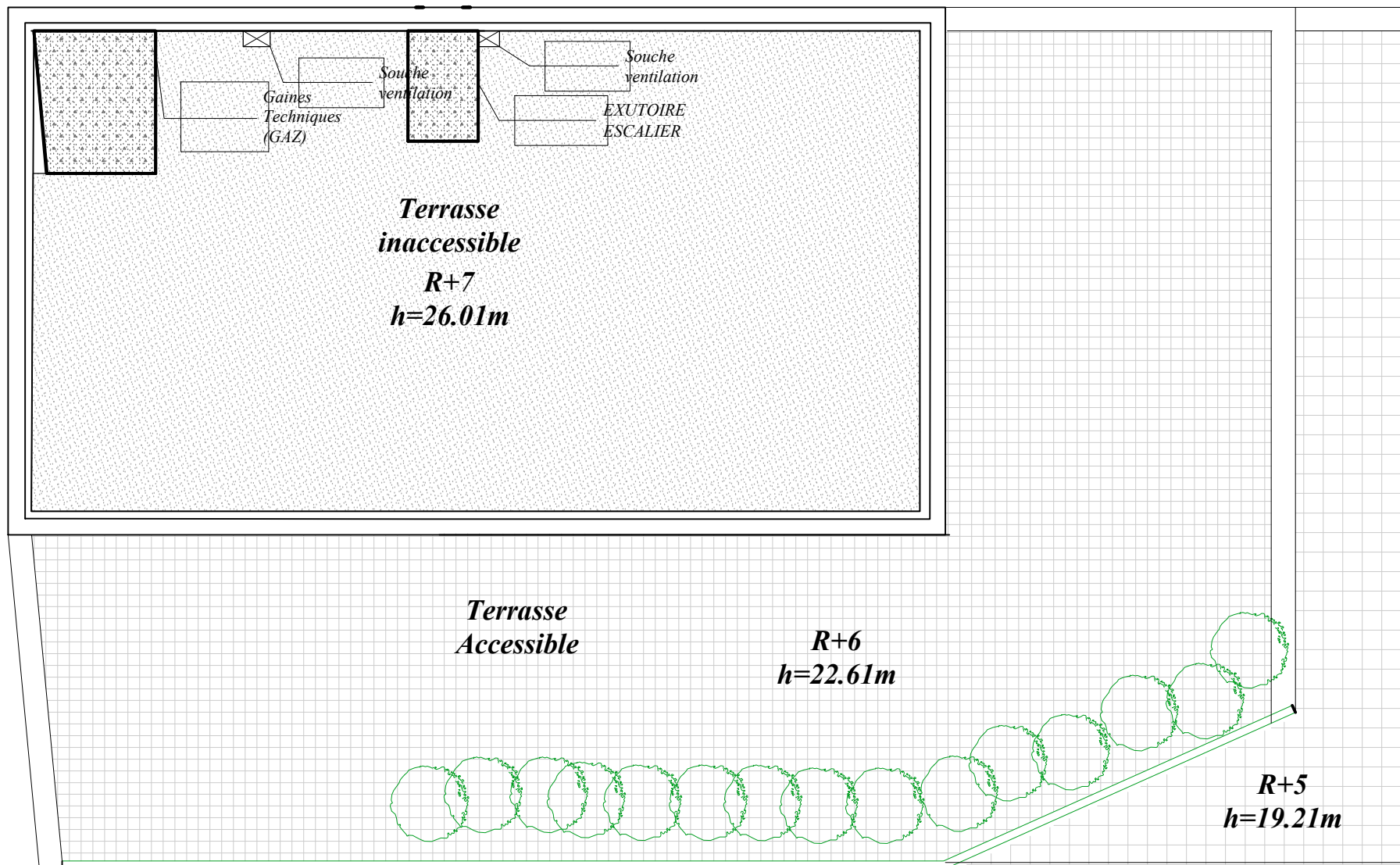






TERRASSE ACCESSIBLE





PLAN TOITURE