

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Djilali Bounaama Khemis Miliana
Faculté des Sciences et de la Technologie



جامعة جيلالي بونعامه خميس مليانة
كلية العلوم و التكنولوجيا



Université de khemis miliana

Faculté des Sciences et de la technologie

Département de Génie Civil



Mémoire Présenté

Pour l'obtention de diplôme

Master

En

« Génie civil »

Option :

« Conception et calcul des constructions »

Titre :

Etude d'un bâtiment (R+10)

en béton armé à usage d'habitation et commerciale

✚ Présenté Devant les membres des jurys :

Président : Mr. Noura.H

Examineur : Mr.Chahat

✚ Encadré par :

Mr. Azzaz.R.A

❖ Réalisés par :

Abdesslam Mohamed

Afkir Abdelkader

PROMOTION
2014/2015

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

المخلص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية لبناية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة، تتألف من طابق أرضي مخصص للتجارة وعشرة طوابق مخصصة للسكن. و الواقعة في تيسمسيلت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم-IIa- من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية هي وفقا للمعايير المقاومة للزلازل الجزائرية **RPA 99 modifier 2003**

أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر **CBA93** بتطبيق **BAEL91**

RESUME

Le présent mémoire, étudie un bâtiment (R+10) contreventée par voiles à usage multiple (habitation, commerce).

La structure est implantée à TISSEMSILT, zone de sismicité moyenne (zone IIa) selon le Règlement Parasismique Algériennes 99 modifiées en 2003. L'analyse dynamique de cette structure a été faite par logiciel de calcul **SAP2000**.

Dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

SUMMARY

This project consists mainly in dynamic analysis of a structure (R+10) for multi purpose (housing, trade) with shear walls.

The structure is located in TISSEMSILT which is characterized by a medium seismic activity (zone IIa). The study is carried out regarding the Algerian seismic code (RPA99 modified in 2003).

The structural elements dimension and their reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91).

dédicace

Je remercie dieu de m'avoir donnée santé, courage tout au long de mes études. Avec beaucoup de bonheur et d'amour je dédie ce modeste travail, fruits de mes longues années d'études :

A la plus chère au monde :

Ma mère, celle qui est la plus chère au monde, la joie de ma vie, qui a été toujours là pour moi, qui donne un sens à mon existence, à la lumière de mes yeux en témoignage de son affection et son soutien pendant tous les durs moments que j'ai traversé, j'espère que j'ai pu réaliser son rêve

À mon très cher père :

Qui est le meilleur père dans ce monde, grâce à son encouragement, sa confiance et son soutien moral et matériel

Que dieu garde mes parents et les protège.

À ma chère Sœur et sa mari Djamel et leur fils Mohamed Moaadhe .

À mes amies surtout : Smail , Youcef , Abderzak , mon binôm Abdelkader , Sid Ahmed, Abd Rahmen , Bilel et Hameza.

Qui je les aime beaucoup

A tous mes enseignants qui durant mon parcours d'études m'ont donné le savoir et m'ont éclairée de leurs conseils.

Mohamed

dédicace

*Louange à Allah le puissant, prière et salut sur le prophète
Mohamed que le salut sur lui.*

Je remercie Allah et grâce à lui que je vous arrivée à ce niveau.

*Je dédie mon travail à mes chères parents qu'ils ont sacrifié de
votre vie pour nous complétons notre étude*

*Comme je la dédie à mes frères : Mohamed, Mahfoud, Hicham, et à
mes deux chères sœurs.*

*Même je dédie cette mémoire aussi à toute la famille Afkir
exception ma grand-mère, mes oncles et mes tantes, aussi qu'à la
famille de ma mère ben hannour.*

*Et à tous mes amis : Fateh, Yousef, Ismail, Abderezak, Nabil,
Zakaria, Mohamed, Nasser, et bien sur mon binôme Mohamed et sa
famille.*

Et à tout la promotion 2015 CCC d'université Khemis Miliana

*à tous ceux qui me connaissant et à tous ceux qui en ont aider de
près ou de loin à réaliser ce travail exception : Mr.Abdessamed*

✻ Abdelkader ✻



SOMMAIRE

Introduction générale	1
Chapitre I: présentation de l'ouvrage	
I.1. caractéristiques géométriques.....	2
I.2. situation de l'ouvrage.....	2
I.3. l'ossature.....	2
I.4. description de l'ouvrage.....	2
I.5. Caractéristiques physiques mécaniques des matériaux.....	4
I.6. sollicitation de calcul	9
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
II.1. Introduction.....	11
II.2. Pré dimensionnement des dalles.....	11
II.3. Evaluation des charges et surcharges.....	13
II.4. Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	15
II.4.1 Pré dimensionnement des poutres	15
II.4.2 Pré dimensionnement des poteaux	17
II.5 Pré dimensionnement des voiles	33
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
III.1. Acrotère.....	34
III.2. étude des planchers.....	41
III.3. Escaliers.....	56
III.4. balcon	81
Chapitre VI: Etude dynamique en zone sismique	92
VI.1. Introduction.....	92
VI.2. Étude sismique.....	93
VI.3. choix de la méthode de calcul.....	94
VI.3.1. La méthode statique équivalente	94
VI.3.2. La méthode modale spectrale	102
VI.4. Interprétation des résultats de l'analyse sismique.....	112
VI.5. Vérification l'effet p- Δ (les effets du second ordre).....	
Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants	
V.1. Introduction.....	114
V.2. Hypothèse.....	114
V.3. Section minimales et maximales.....	114
V.4. Ferrailage des poteaux.....	115
V.5. Ferrailage des poutres.....	126
V.6. Ferrailage des voiles	143

Chapitre VI : Etude des fondations

VI.1.Introduction.....	158
VI.2. Etude préliminaire de choix de types de semelles.....	158
VI.3. choix de types de fondation.....	160
VI.3.1Semelles filantes.....	161
VI.3.2. Radier général	162
VI.4. Étude du voile périphérique.....	178
Conclusion générale	184
Bibliographie	
Annexe	185

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I :

Tableau.I.1. Nuance et limite d'élasticité des aciers.....	8
---	---

CHAPITRE II :

Tableau.II.1. L'épaisseur des dalles.....	12
Tableau II.2. Les charges permanentes de plancher terrasse.....	13
Tableau.II.3. Les charges permanentes de plancher courant.....	14
Tableau.II.4. Les charges permanentes de mur extérieur.....	14
Tableau.II.5. Les charge d'exploitation.....	15
Tableau II.6. Les charges permanentes de niveau 1.....	18
Tableau II.7. Les charges permanentes de niveau 2.....	19
Tableau II.8. Les charges permanentes de niveau 3.....	19
Tableau II.9. Les charges permanentes de niveau 4.....	19
Tableau II.10. Les charges permanentes de niveau 5.....	20
Tableau II.11. Les charges permanentes de niveau 6.....	20
Tableau II.12. Les charges permanentes de niveau 7.....	20
Tableau II.13. Les charges permanentes de niveau 8.....	21
Tableau II.14. Les charges permanentes de niveau 9.....	21
Tableau II.15. Les charges permanentes de niveau 10.....	21
Tableau II.16. Les charges permanentes de niveau 11.....	22
Tableau II.17. Les charges permanentes de niveau 12.....	22
Tableau II.18. Les charges permanentes de niveau 13.....	22
Tableau II.19. Les charges permanentes de niveau 14.....	23
Tableau II.20. Les charges permanentes de niveau 15.....	23
Tableau II.21. Les charges permanentes de niveau 16.....	23
Tableau II.22. Les charges permanentes de niveau 17.....	24
Tableau II.23. Les charges permanentes de niveau 18.....	24
Tableau II.24. Les charges permanentes de niveau 19.....	24
Tableau II.25. Les charges permanentes de niveau 20.....	25
Tableau II.26. Les charges permanentes de niveau 21.....	25

Tableau II.27. Les charges permanentes de niveau 22.....	25
Tableau.II.28. résultat de pré dimensionnement des poteaux.....	27
Tableau.II.29. pré dimensionnement des voiles.....	33

CHAPITRE III :

Tableau.III.1. charge et surcharge des planchers.....	43
Tableau.III.2. les différents cas de chargement.....	45
Tableau III.3. Résultat des calculs de 1 ^{er} cas.....	45
Tableau III.4. Résultat des calculs de 2 ^{eme} cas.....	46
Tableau III.5. Résultat des calculs de 3 ^{eme} cas.....	46
Tableau. III .6. Vérification des flèches.....	54
Tableau.III.7. charge permanente de paillasse.....	59
Tableau.III.8. charge permanente de palier.....	60
Tableau.III.9. charge permanente de paillasse.....	70
Tableau.III.10. charge permanente de palier.....	71
Tableau.III.11. Epaisseur de la dalle.....	82
Tableau.III.12. charge permanent de balcon.....	82
Tableau.III.13. charge concentrique de Gard corps.....	83

CHAPITRE IV :

Tableau .IV.1. Facteur de qualité.....	100
Tableau .IV.2. Paramètre sismique.....	101
Tableau .IV.3. Période et facteur de participation massique du modèle initial.....	103
Tableau .IV.4. Vérification des déplacements inter étage du modèle initial.....	105
Tableau .IV.5. Période et facteur de participation massique du modèle I.....	106
Tableau .IV.6. Vérification des déplacements inter étage du modèle I.....	108
Tableau .IV.7. Période et facteur de participation massique du modèle final.....	109
Tableau .IV.8. Vérification des déplacements inter étage du modèle final.....	111
Tableau .IV.9. Vérification de l'effet P- Δ inter étage du modèle final.....	113

CHAPITRE V:

Tableau .V.1. Section minimales et maximales.....	114
Tableau .V.2. Caractéristique de béton et de l'acier.....	115
Tableau .V.3. Ferrailage des poteaux situation accidentelle (N_{max}, M_{corr}).....	117
Tableau .V.4. Ferrailage des poteaux situation accidentelle (M_{max}, N_{corr}).....	117
Tableau .V.5. Ferrailage des poteaux situation durable (N_{max}, M_{corr}).....	118
Tableau .V.6. Ferrailage des poteaux situation durable (M_{max}, N_{corr}).....	118
Tableau .V.7. Ferrailage des poteaux situation accidentelle (N_{max}, M_{corr}).....	119
Tableau .V.8. Ferrailage des poteaux situation accidentelle (M_{max}, N_{corr}).....	119
Tableau .V.9. Choix des armatures.....	119
Tableau .V.10. Vérification des contraintes pour les poteaux (N_{max}, M_{corr}).....	120
Tableau .V.11. Vérification des contraintes pour les poteaux (M_{max}, N_{corr}).....	121
Tableau .V.12. Vérification des contraintes de cisaillement pour les poteaux.....	122
Tableau .V.13. Espacement maximal selon RPA99.....	124
Tableau .V.14. Choix des armatures des transversale pour les poteaux.	124
Tableau .V.15. Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).....	127
Tableau .V.16. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	128
Tableau .V.17. Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable).....	128
Tableau .V.18. Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....	129
Tableau .V.19. Choix des armatures pour les poutres principales.....	130
Tableau .V.20. Choix des armatures pour les poutres secondaire.....	130
Tableau .V.21. Vérification de la condition de non fragilité.	131
Tableau .V.22. Vérification des poutres principales.....	131
Tableau .V.23. Vérification des poutres secondaires a l'ELS.....	132
Tableau .V.24. Vérification des contraintes de cisaillement.....	133
Tableau .V.25. Calcul des armatures transversales.....	134
Tableau .V.26. Récapitulatif du calcul de la flèche.....	137
Tableau .V.27. Vérification de la flèche.....	138
Tableau .V.28. Les efforts internes du Voile 1.....	152
Tableau .V.29. Les efforts internes du Voile 2.....	152
Tableau .V.29. Les efforts internes du Voile 3.....	153
Tableau .V.30. Les efforts internes du Voile 4.....	153
Tableau .V.31. Les efforts internes du Voile 5.....	154
Tableau .V.32. Ferrailage de Voile 1.....	154

Tableau .V.33. Ferrailage de Voile 2.....	155
Tableau .V.34. Ferrailage de Voile 3.....	155
Tableau .V.35. Ferrailage de Voile 4.....	156
Tableau .V.36. Ferrailage de Voile 5.....	156

CHAPITRE VI :

Tableau .VI.1. Effort normal appliquée sur la fondation.....	159
Tableau .VI.2. Section des semelles filantes.....	161
Tableau .VI.3. Contrainte sous radier l'ELU.....	168
Tableau .VI.4. Contrainte sous radier l'ELS.....	168
Tableau .VI.5. Calcul des moments a l'ELU.....	170
Tableau .VI.6. Calcul des moments a l'ELS.....	170
Tableau .VI.7. Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.....	171
Tableau .VI.8. Vérification des contraintes.....	172
Tableau .VI.9. Ferrailage de nervure selon X-X.....	173
Tableau .VI.10. Ferrailage de nervure selon Y-Y.....	173
Tableau .VI.11. Vérification des contraintes.....	174
Tableau .VI.12. Espacement des armatures transversales.....	175
Tableau .VI.13. Choix des armatures transversales.....	175
Tableau .VI.14. Ferrailage de la dalle pleine.....	180
Tableau .VI.15. Vérification des contraintes a l'ELS.....	182

Annexe :

Tableau .VII.1. Résultats du sondage carotté.....	186
Tableau .VII.2. Classification du sol selon L.C.P.C.....	188
Tableau .VII.3. Résultats de la résistance au cisaillement des sols du site.....	189
Tableau .VII.4. Résultats de la compressibilité des sols du site étudié.....	190
Tableau .VII.5. Portance du sol calculée à partir des essais de laboratoire.....	192

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I :

Figure.I.1. Plans de structure.....	3
Figure.I.2. Diagramme contrainte déformation de béton a l'ELU.	6

CHAPITRE II :

Figure.II.1. Dalle en corps creux.....	11
Figure.II.2. Plancher terrasse (inaccessible).....	13
Figure.II.3. La surface du plancher revenant au poteau.....	17
Figure .II.4. Poteau le plus sollicité	18
Figure.II.5. Bâtiment avec surcharges différentes.....	26
Figure.II.6. Prédimensionnement des voiles.....	33

CHAPITRE III :

Figure.III.1. LES Dimensions de l'acrotère et le schéma statique.....	34
Figure.III.2. Section de l'acrotère.....	35
Figure.III.3. Schema de ferrailage de l'acrotère.....	40
Figure.III.4. Dimensionnement des poutrelles.....	41
Figure.III.5. les dimensions des poutrelles.....	42
Figure.III.6. Schéma de ferrailage des poutrelles.....	54
Figure.III.7. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	55
Figure.III.8. Schéma d'escalier.....	56
Figure.III.9. Dimension des escaliers.....	57
Figure.III.10. Schéma statique des escaliers.....	57
Figure.III.11. Schéma statique a ELU.....	61
Figure.III.12. Diagramme de M et T a ELU.....	61
Figure.III.13. Diagramme de M et T a ELS.....	66
Figure.III.14. Schéma de ferrailage de l'escalier type 1.....	68
Figure.III.15. Schéma statique de type2.....	69
Figure.III.16. Diagramme de M et T a ELU.....	72
Figure.III.17. Diagramme de M et T a ELS.....	76

Figure III.19. Schéma de ferrailages d'escaliers types 1	79
Figure III.20. Schéma de ferrailages d'escaliers types 2	80
Figure III.21. Schéma statique de balcon type 1.....	81
Figure.III.22. Dimension de balcon type 1.....	81
Figure.III.23. Schéma de ferrailage de balcon type 1.....	87
Figure.III.24. balcon type 2.....	87
Figure.III.25. Dimension de balcon type 2.....	88
Figure.III.26 Schéma statique de balcon type 2.....	91

CHAPITRE IV :

Figure.IV.1. Spectre de réponse.....	96
Figure.IV.2. Modèle initial.....	102
Figure.IV.3. Modèle 1.....	106
Figure.IV.4. Modèle final.....	109
Figure.IV.5. Evaluation des effets du second ordre.....	111

CHAPITRE V:

Figure.V.1. Ferrailage des poteaux	126
Figure.V.2. Arrêt des barres.....	135
Figure.V.3. Ferrailage des poutres porteuses.....	140
Figure.V.4. Ferrailage des poutres non porteuses.....	142
Figure V.5. 1^{er} cas $(\sigma_1, \sigma_2) > 0$	144
Figure.V.6. 2^{eme} cas $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$	144
Figure V.7. 3^{eme} cas $(\sigma_1 * \sigma_2) < 0$	145
Figure V.8. Voile 1.....	146
Figure V.9. Schéma statique de voile 1.....	146
Figure V.9. Ferrailage voile 1.....	150
Figure V.10. Disposition des voiles.....	151
Figure V.12. Ferrailage voile2.....	157
Figure V.13. Ferrailage voile3.....	157
Figure V.14. Ferrailage voile4.....	157

Figure V.15. Ferrailage voile5.....	157
--	-----

CHAPITR VI :

Figure.VI.1. disposition des poteaux	160
Figure.VI.2. disposition des nerveures par rapport au radier et aux poteaux.....	162
Figure.VI.3. présentation de la zone d'impacte de la charge concentrée.....	165
Figure.VI.4. cotraintes sous le radier.....	167
Figure.VI.5. Ferrailage des nerveures.....	177
Figure.VI.6. Evaluation des charges.....	178
Figure.VI.7. Ferrailage du voile périphérique (sens x-x).....	183
Figure.VI.8. Ferrailage du voile périphérique (sens y-y).....	183

LISTE DES SYMBOLES

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.

φ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

\bar{q} : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

σ_c : Contrainte de consolidation.

$q_{réf}$: Pression dynamique de référence.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V_0 : Effort tranchant a la base.

$E.L.U$: Etat limite ultime.

$E.L.S$: Etat limite service.

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

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

S_t : Espacement.

λ : Elancement.

e : Epaisseur, Indice des vides.

N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.

D : Fiche d'ancrage.

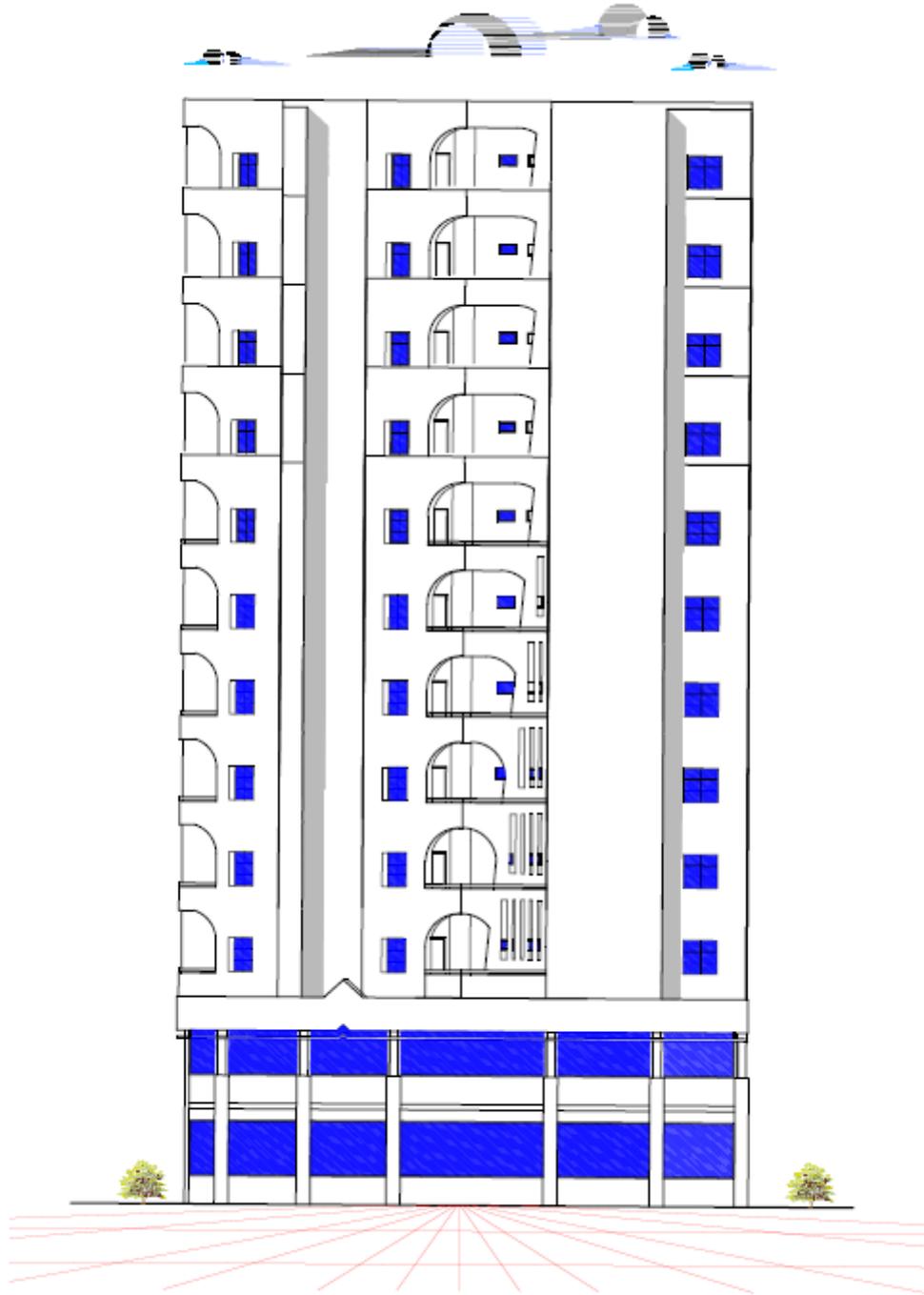
L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.
 I_p : Indice de plasticité.
 I_c : Indice de consistance.
 W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
 S_r : Degré de saturation.
 γ_d : Poids volumique sèche.
 γ_h : Poids volumique humide.
 γ_{sat} : Poids volumique saturé.
 W_{sat} : Teneur en eau saturé.
 W_L : Limite de liquidité.
 W_p : Limite de plasticité.
 d : Hauteur utile.
 F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 M_u : Moment à l'état limite ultime.
 M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
 M_t : Moment en travée.
 M_a : Moment sur appuis.
 M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
 I : Moment d'inertie.
 f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 M : Moment, Masse.
 E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
 E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier..
 f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
 f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
 F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
 K : Coefficient de raideur de sol.
 Y : Position de l'axe neutre.
 I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

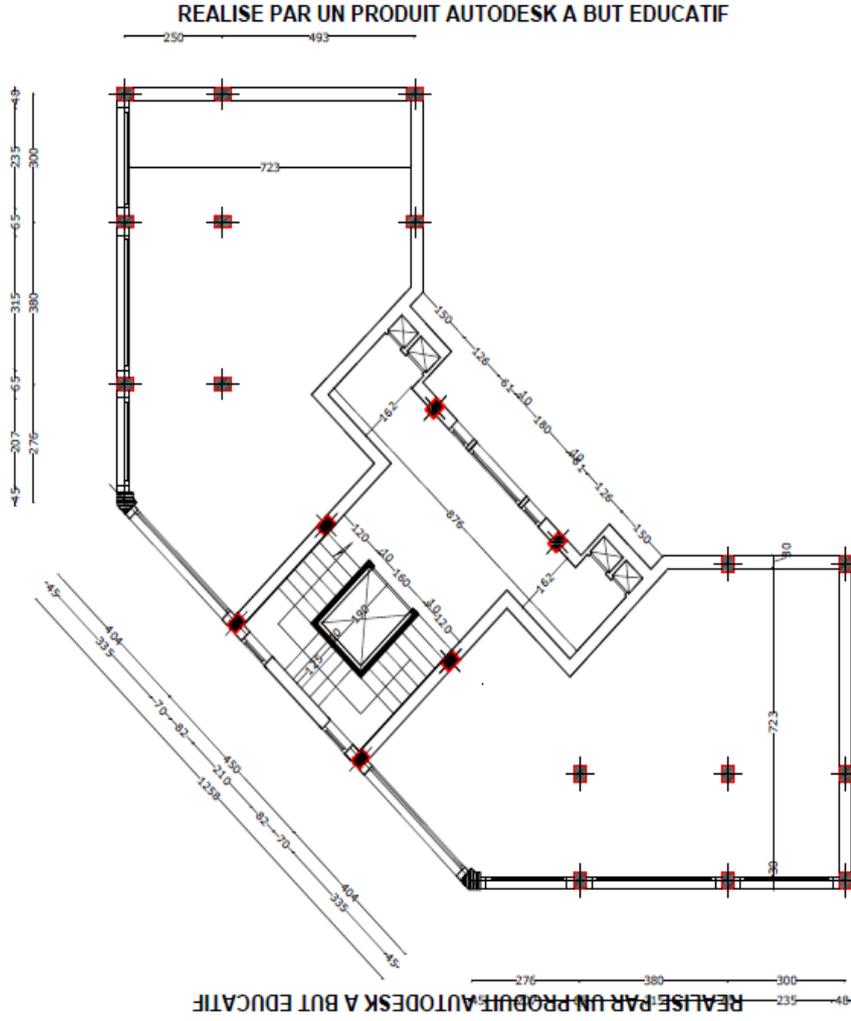
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



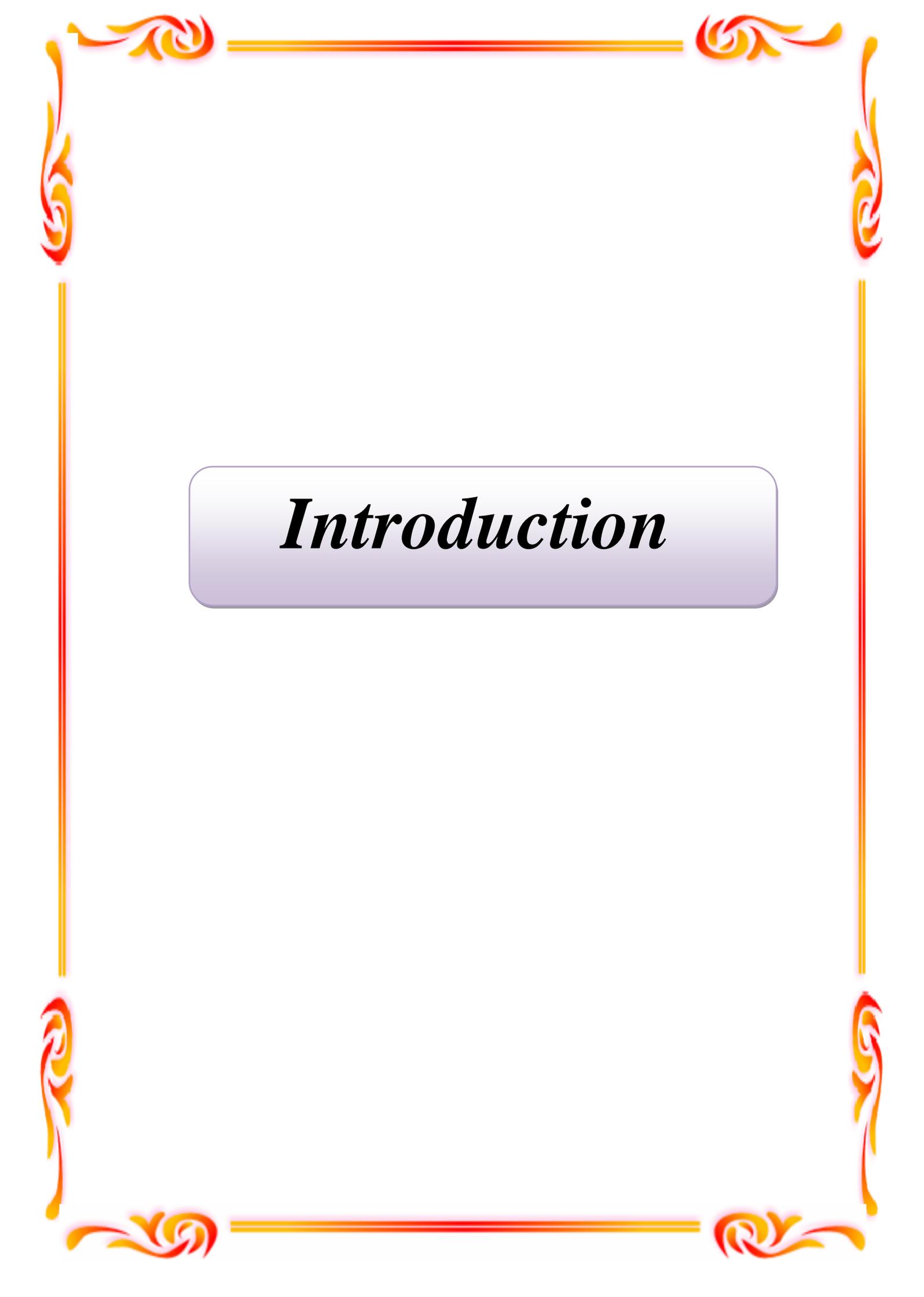
FACADE PRINCIPALE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF
PLAN 1er ETAGE
COMMERCE



Introduction

Introduction

Introduction générale :

Notre travail de fin d'étude vise à mettre en application des méthodes approchées de calcul sismique des structures.

Ces méthodes ont pour but, la détermination des sollicitations et des déplacements dans les portiques et les voiles sous l'effet des forces horizontales, tel que les forces sismiques.

A cet effet, on a choisi un bâtiment de configuration simple et régulier, à usage multiple (habitation et commerce) comportant 11 niveaux (R+10), situé en zone de moyenne sismicité (II a).

Et afin de prouver la validité de ces méthodes, et après avoir pré dimensionné notre structure et calculé les efforts sismiques qu'elle subit, on les applique sur deux types de contreventement différents.

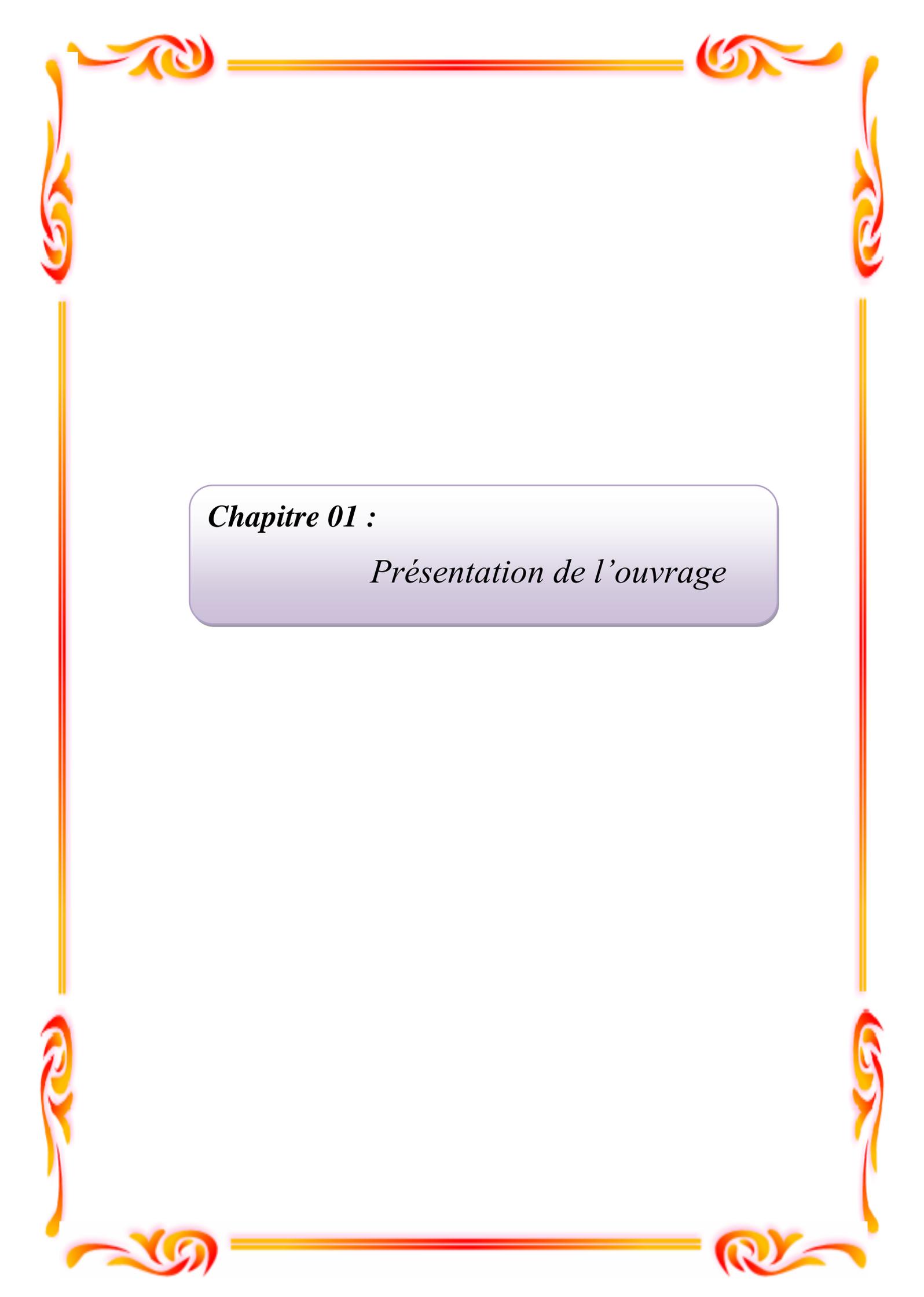
➤ Cas des portiques :

On détermine les moments fléchissant et les déplacements dans les portiques sous l'effet des forces sismiques sans voiles.

➤ Cas des voiles :

Après ça on propose des différentes positions des voiles, Ensuite, on fait l'analyse en utilisant la méthode des éléments finis à l'aide de logiciel « SAP2000 ».

Enfin, on interprète les résultats obtenus en les comparant.



Chapitre 01 :

Présentation de l'ouvrage

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1. Caractéristiques géométriques:

Dans le but de faire valoir et d'actualiser nos connaissances théoriques obtenues tout ou long des études faites durant notre formation dans le domaine du Génie Civil, notre travail de fin d'étude va s'intéresser à l'étude d'un bâtiment (**R+10**) (rez-de-chaussée plus dix étages) en béton armée à usage d'habitation avec le rez-de-chaussée et 1^{er} étage réservé aux activités commerciales.

I.2. Situation de l'ouvrage:

Cette réalisation sera implantée dans la Wilaya de **Tissemsilt** qui est classée selon les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 version 2003) en zone **II-a**.

I.3. L'ossature :

Les éléments constructifs de la dite structure sont constitués de :

- Voiles déposés ou positionnés en fonction des deux directions du bâtiment en assurant le contreventement.
- Portiques supportant les charges verticales.
- Partie infrastructure est réalisée par voiles périphériques.

I.4. Description de l'ouvrage :

Le bâtiment, en forme d'angle, comporte un RDC et 10 étages.

• Dimensions en élévation:

- Hauteur du RDC et première étage : 3,40 m
- Hauteur de l'étage : 3,06 m
- Hauteur totale du bâtiment : 34,34 m

• Dimensions en plan:

- La largeur totale du bâtiment est de : 18,80 m
- La longueur totale du bâtiment est de : 18,80 m

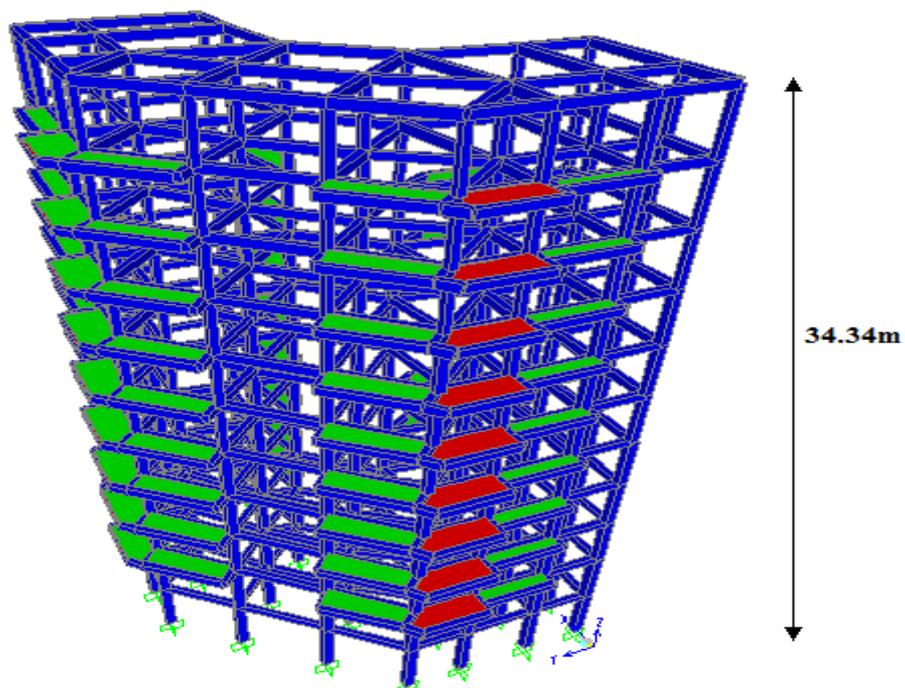
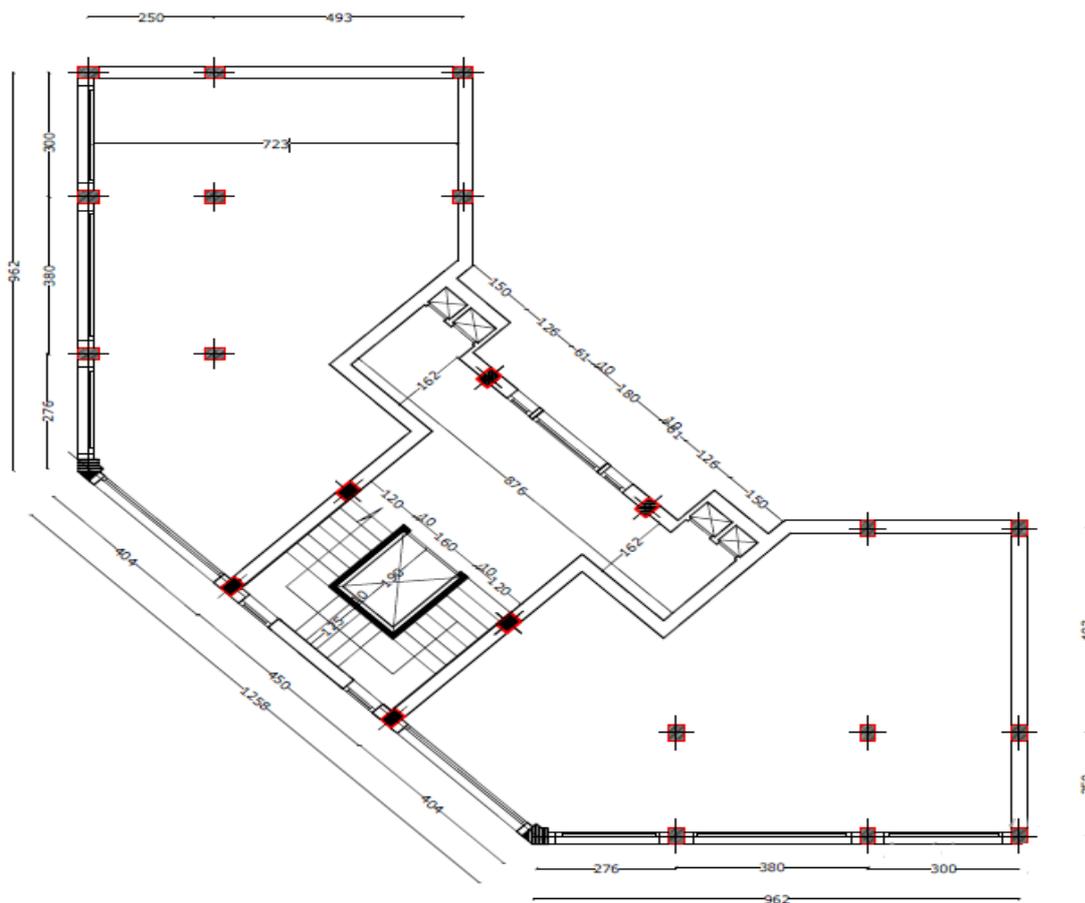


Figure.I.1.Plans de structure

- Les planches :

- Il existe deux types de plancher:
 - *Plancher à corps creux
 - * Plancher à dalle pleine
- **Cage d'escalier :**

L'escalier est composé de trois volées et deux paliers de repos.
- **Voiles :**

Ils sont réalisés en béton armé avec une épaisseur de 20 cm.
- **Maçonnerie :**

Elles sont réalisées en brique creuse selon deux types:

 - **Murs extérieurs :**
 - Brique creuse de 15 cm.
 - L'âme d'air de 5 cm.
 - Brique creuse de 10 cm.
 - **Murs intérieurs:**
 - Brique creuse de 10 cm
- **Revêtement :**
 - Céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau.
 - Carrelage de 2 cm pour différents planchers et escalier.
 - Enduit de plâtre de 2 cm pour les cloisons et plafonds.
 - Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

I.5. Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux :

- **Béton :**

Le béton est un mélange composé de ciment, de gravier, de sable et d'eau, en proportions déterminées, il peut être utilisé en grand masse, mais il est le plus souvent associé à l'acier donnant ce qu'on appelle « béton armé », car en général, le béton seul résiste mal à la traction et se fissure dans les zones tendues par les sollicitations résultantes du poids propre et de l'application des charges d'exploitation.

a) Ciment: Le CEM est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux

b) Granulats : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 8$) mm
- Gravier de dimension ($8 \leq D_g \leq 25$) mm

c) Eau de gâchage: elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

d) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:

Résistance du béton :

• **Résistance du béton à la compression :**

La résistance à la compression d'un béton à un âge de «j» jours est mesurée en écrasant par compression axiale des révolutions de 200 cm^2 de section et une hauteur $h = 32 \text{ cm}$.

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge, et définit suivant le dosage du ciment (Kg/m^3) elle est notée : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{c_j} = \frac{j \times f_{c_{28}}}{4,76 + 0,83 \times j} \quad \text{pour: } f_{c_{28}} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{c_j} = \frac{j \times f_{c_{28}}}{1,4 + 0,95 \times j} \quad \text{pour: } f_{c_{28}} \geq 40 \text{ MPa}$$

[1]

Résistance à la traction :

Elle est représentée par f_{t28} , elle peut être déterminée par plusieurs essais:

- Traction directe.
- Traction par flexion.

La résistance à la traction du béton a «j» jour est définie conventionnellement par la relation:

$$f_{t_j} = 0,6 + 0,06 \times f_{c_j} \quad (\text{MPa}). \quad [1]$$

$$\text{Donc, on a : } f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad f_{t_{28}} = 2,1 \text{ MPa}$$

Les contraintes limites :

En limitant les contraintes à γ_b (résistance de compression ultime), et en tenant compte des coefficients de sécurité sur les matériaux, on a :

• **Etat limite ultime:**

La contrainte ultime du béton en compression:

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c_{28}}}{\theta \times \gamma_b} \quad [1]$$

$$\text{Avec : } \gamma_b = 1,5 \quad \text{Sollicitations durables} \quad \Rightarrow \quad \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

$\gamma_b = 1,15$ Sollicitations accidentelles $\Rightarrow \sigma_b = 18,47MPa$

$\Theta = 1$ la durée > 24 h

$\Theta = 0,9$ la durée est comprise entre 1h et 24h

$\Theta = 0,85$ la durée < 1h

La masse volumique du béton est de : $\rho = 2500Kg / cm^3$

Le coefficient de minoration 0,85 : pour couvrir l'erreur faite en négligeant le Fluage du béton.

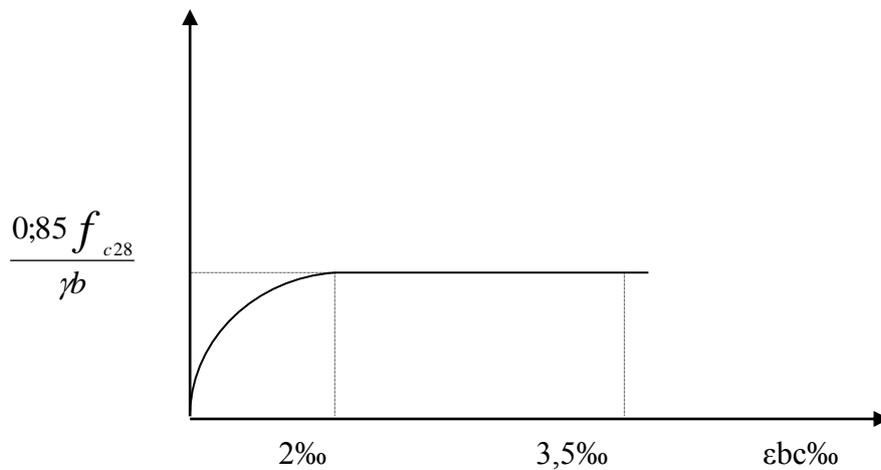


Figure I. 1. Diagramme contraintes – déformations de béton à l'ELU

- **Etat limite de service:**

La contrainte limite de service est:

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par la formule suivante

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \quad [1]$$

Avec : V_u = l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailé.

b_0 =largeur de la section.

d =hauteur utile de la poutre

On vérifier par suite que:

- Si la fissuration est peu nuisible

$$\tau_u \leq \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right) = 3,33MPa$$

➤ Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable

$$\tau_u \leq \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$$

Module de déformation longitudinale :

Il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou d'une courte durée.

- **Module de déformation longitudinale instantanée :**

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

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c_j}} \quad [1]$$

- **Module de déformation longitudinale différée :**

Pour des charges de longue durée d'application:

$$E_{vj} = \frac{11000}{3} \times \sqrt[3]{f_{c_j}} \quad [1]$$

Pour : $f_{c28} = 25Mpa$ on a :

$$\begin{cases} E_{ij} = 32164,19MPa \\ E_{vj} = 10721,40MPa \end{cases}$$

Coefficient de poisson:

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$\mu = 0$ aux états limites ultimes (béton fissuré).

$\mu = 0,2$ aux états limites de services (béton non fissuré).

Retrait :

Le béton subit des variations dimensionnelles spontanées tout le long de son durcissement, la diminution des dimensions initiales est dite **Retrait**.

Fluage:

Le fluage est un phénomène de déformation, sous charge indéfiniment appliquée.

- **Acier :**

Les caractéristiques de l'acier utilisé sont :

- Module d'élasticité : $E = 2 \times 10^5$ MPA.
- Limite d'élasticité selon le type.

Les aciers utilisés en béton se distinguent d'après leurs nuances selon le (BAEL 91 R 99)

Tableau.I.1 : Nuance et limite d'élasticité des aciers

Type d'aciers	Désignation (nuance)	Limite d'élasticité f_{er} (MPa)
Ronds lisses	FeE 235	235
Barres à haute adhérence	FeE 400/500	400/500

Les aciers qu'on utilise sont :

- Ronds lisses FeE235 pour les armatures transversales.
- Aciers à haute adhérence « H.A » pour les armatures longitudinales.
- Treilles soudés ($150 \times 150 \text{ mm}^2$) avec $\phi \leq 6 \text{ mm}$.

Les Contraintes limites :

- **Etat limite ultime:**

La contrainte de l'acier: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Le coefficient de sécurité de l'acier est :

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,15$ Situation durable.

- **Etat limite de service:**

Fissuration peu nuisible: pas de vérification à faire.

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 0,8 \xi$

Avec : η Coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers à HR.

I.6.Sollicitation de calcul :• **Généralité :**

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci, que les sollicitations de calcul définies dans les sous articles qui suivent ne provoquent pas le phénomène que l'on veut éviter.

Dans ce qui suit on désigne par :

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

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

Q_1 : une action variable dite de base ;

Q_i : les autres actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$).

Les coefficients ψ_1, ψ_2, ψ_3 sont fixés par les textes en vigueur ou par les documents particulières du marché.

• **Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes de résistance :**

Les sollicitations à considérer résultent des combinaisons d'actions ci-après dont on retient les plus défavorables.

➤ **Combinaisons fondamentales :**

Lors des situations durables ou transitoires il y a lieu de considérer :

$$S_D = 1.35 \times G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q_1} \times Q_1 + \sum 1.3 \times \psi_{Q_i} \times Q_i$$

Avec : G_{\max} : L'ensemble des actions permanente défavorables.

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

Q_1 : Une action variable dite de base.

Q_i : Autres actions variables dites d'accompagnement.

$\gamma_{Q_i} = 1,5$ dans le cas général.

$\psi_{Q_i} = 0,3 \div 0,6$

➤ **Combinaisons accidentelles :**

Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} Q_1 + \sum \Psi_{2i} Q_i$$

Avec:

F_A : valeur nominale de l'action accidentelle.

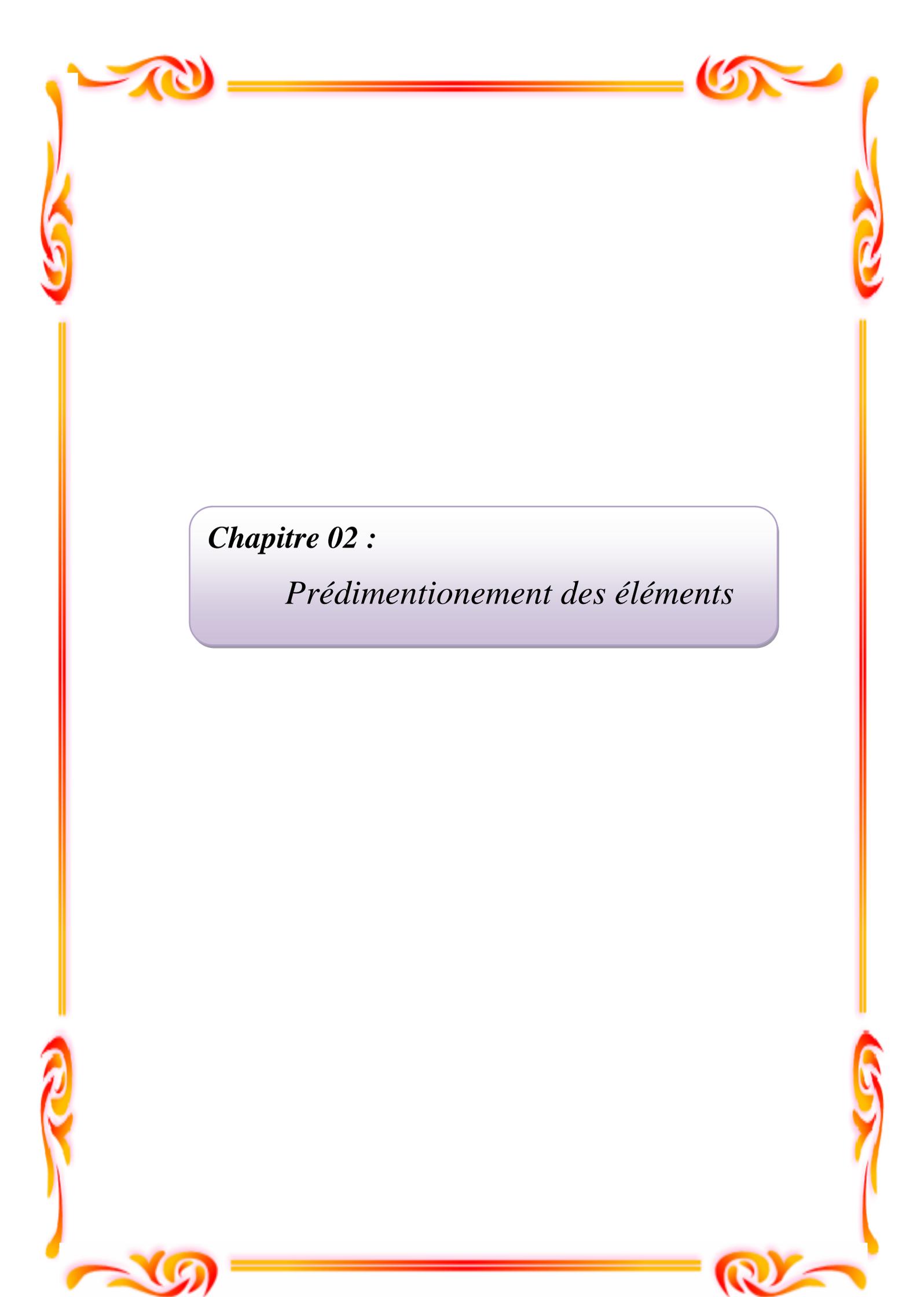
$\Psi_{11} Q_1$: valeur fréquente d'une action variable.

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

- **Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service :**

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après, dites combinaisons rares :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \Sigma \Psi_{oi} Q_i$$



Chapitre 02 :

Prédimensionnement des éléments

Prédimensionnement des éléments

II.1. Introduction :

Le but du Prédimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

II.2. Prédimensionnement des dalles :

Les dalles déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Leur épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations et par conséquent déterminée selon les conditions ci-dessous :

II.2.1. Dalle en corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

Pour le Prédimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

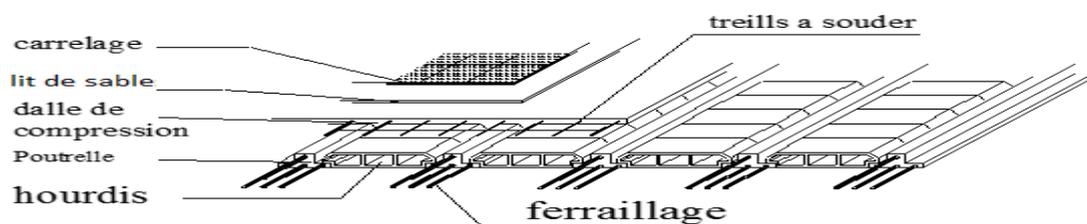


Figure II.1. Dalle en corps creux.

Le dimensionnement se fait en vérifiant la condition de déformation donné par :

$$h_t \geq \frac{L_{MAX}}{22.5} \quad [3]$$

L_{MAX} : La portée entre nus d'appuis des poutres principales.

On a deux parties, partie A et partie B.

$$L_{MAX} = 3.50m.$$

h_t : épaisseur du plancher.

$$h_t \geq \frac{350}{22.5} = 15.55cm .$$

On adopte un plancher de 20cm.

- Hauteur de corps creux = 16cm.
- Hauteur de la dalle de compression = 4cm.

-Résistance au feu :

- $e = 07cm$: pour une (01) heure de coup de feu.
- $e = 11cm$: pour deux (02) heures de coup de feu.
- $e = 15cm$: pour quatre (03) heures de coup de feu.

-Isolation phonique :

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de **16 cm** ($e \geq 16 cm$)

Choix final :

Tableau II.1. L'épaisseur des dalles

	Epaisseur de plancher (cm)
Plancher (terrasse +habitations)	16+4

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1. Les charges permanentes

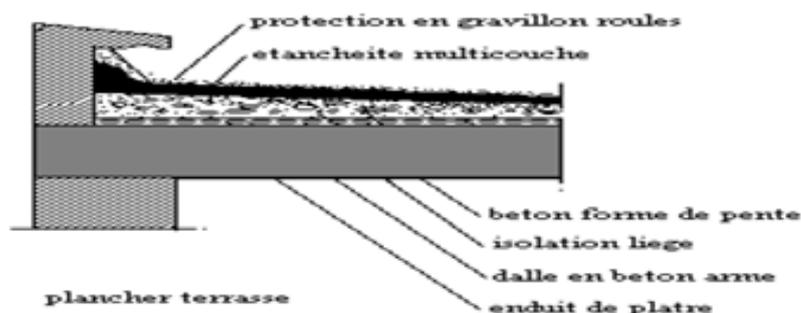


Figure.II.2.Plancher terrasse (inaccessible)

* Plancher terrasse (inaccessible) :

Tableau II.2. Les charges permanentes de plancher *terrasse*

Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids superficiels (KN/m ²)
Protection gravillon	5	17	0,85
Etanchéité multicouche	3	6	0,18
Forme de pente	12	22	2,64
Isolation thermique	4	4	0,16
Corps creux +table de compression	16 + 4	/	2,8
Enduit en plâtre	2	10	0,2
Total			G_T = 6,83

* Plancher courant :

Tableau II.3. Les charges permanentes de plancher courant

Élément	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	3	20	0,60
Corps creux +table de compression	16+4	/	2,8
Cloison de distribution	10	/	1
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Total			G_C =5,04

*Mur extérieur :

Tableau II.4. Les charges permanentes de mur extérieur

Élément	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ²)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en ciment	2	18	0,36
Brique creuse	15	9	1,35
Brique creuse	10	9	0,9
Enduit en plâtre	2	10	0,2
Total			G_T = 2, 81

II.3.2. Charge d'exploitation :

Tableau II.5. Les charges d'exploitations

Elément	Charges d'exploitation (KN/m ²)
Plancher terrasse	1,0
Plancher courant	1,5
Plancher RDC (commerce)	5,0
Escalier	2,5
balcon	3,5

II.4. Prédimensionnement des éléments structuraux :

II.4.1. Prédimensionnement des poutres :

Une poutre est un élément horizontal en béton armé, qui transmet les charges aux poteaux elle est largement utilisée dans les ouvrages de Génie Civil.

Elle a des sections rectangulaire, en T ou en, I déterminées en fonction de la charge qu'elle supporte sur un portée « L » prise entre nus d'appuis.

Le dimensionnement des sections vis-à-vis de moment de flexion s'effectuera en considérant l'état limites de résistance.

Le Prédimensionnement des poutres a été fait selon les règlements BAEL 91 tout en respectant les recommandations du Règlement Parasismique Algérienne RPA 99.

***Selon les règles BAEL 91 :**

La section de la poutre est déterminée par les formules :

La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$

▪ La largeur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

A. Poutre principales

$$L = 518 \text{ cm}$$

$$\frac{518}{15} \leq h \leq \frac{518}{10}$$

$$34.53 \leq h \leq 51.8 \quad \text{on prend } h = 45 \text{ cm}$$

$$\text{La largeur } b \text{ de la poutre doit être : } \quad 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$13.5 \leq b \leq 31.5$$

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

Les dimensions des poutres selon RPA 99 sont les suivant :

$$* b \geq 20 \text{ cm} \implies B = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad (\text{CV})$$

$$* h \geq 30 \text{ cm} \implies h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad (\text{CV})$$

$$* h/b \leq 4 \implies h/b = 45/30 = 1,5 \leq 4 \quad (\text{CV})$$

On choisit $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

B. Poutre secondaires

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

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10}$$

$$28 \leq h \leq 42 \quad \text{on prend } h = 40 \text{ cm}$$

$$\text{La largeur } b \text{ de la poutre doit être : } \quad 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$12 \leq b \leq 28$$

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

Les dimensions des poutres selon RPA 99 sont les suivant :

$$* b \geq 20 \text{ cm} \implies B = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad (\text{CV})$$

$$* h \geq 30 \text{ cm} \implies h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad (\text{CV})$$

$$* h/b \leq 4 \implies h/b = 40/30 = 1,33 \leq 4 \quad (\text{CV})$$

On choisit $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

Conclusion :

- Poutre principales : $(bxh) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $(bxh) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

III.4.2. Prédimensionnement des poteaux :

Le Prédimensionnement s'effectue d'après le B.A.E.L91, selon la condition de stabilité de forme et en même temps on vérifie les exigences données par le règlement RPA.2003.

D'après le plan architectural on prend le poteau le plus chargé non lié aux voiles Pour chaque poteau on considère :

- Son poids propre.
- La charge du plancher qu'il supporte.
- Le poids propre des poutres qu'il supporte.

On procède une descente de charge pour le poteau et on détermine

l'effort N_u qui doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq \overline{N}_u$$

N_u : L'effort normal ultime

\overline{N}_u : Capacité de résistance ultime

La surface du plancher revenant aux poteaux de différents étages :

La surface du plancher revenant au poteau

$$S = 14.49\text{m}^2$$

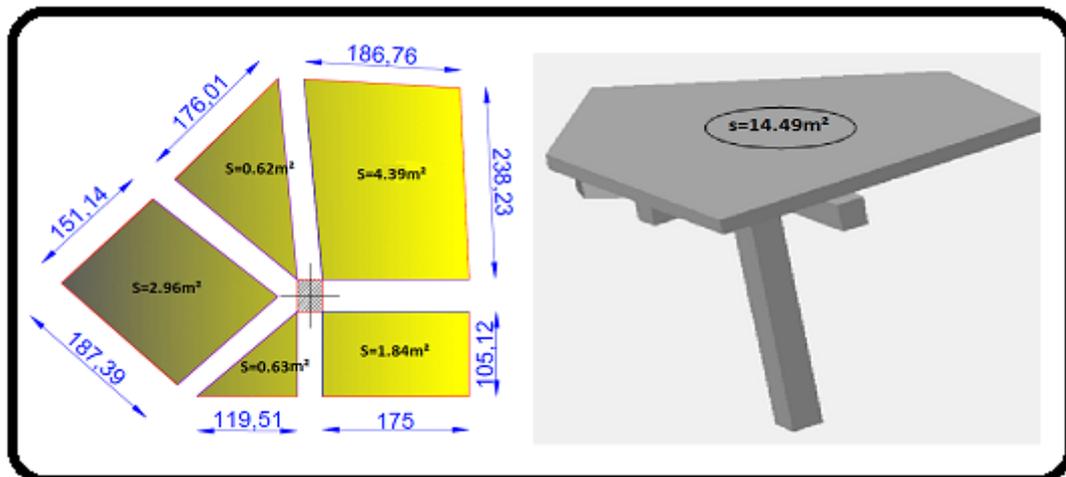


Figure II.3. La surface du plancher revenant au poteau

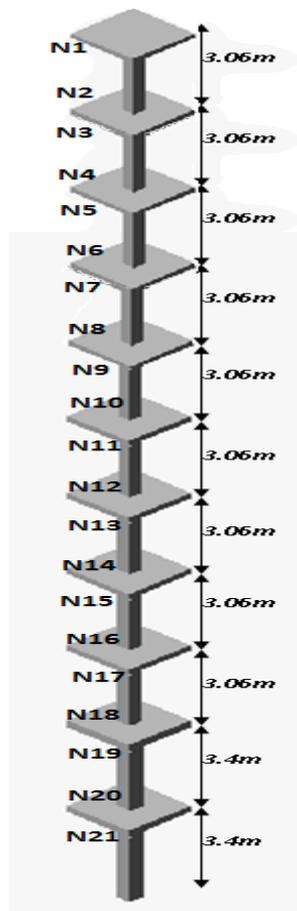


Figure .II.4. Poteau le plus sollicité

Prédimensionnement des poteaux de l'étage 10, 9 et 8:

On suppose une section (bxh) = (35x35) cm²

- Charge permanente :

Niveau 1 :

Tableau II.6. Les charges permanentes de niveau 1

Niveau 1 :	Calcul de charge	Charge permanente (KN)
Plancher terrasse	6,83 x 14,49	98.97
Poutre principale	0,3 x 0,45 x (1,05+2,38+1,87+1,51) x 25	22.98
Poutre secondaire	0,3 x 0,4 x 1,75 x 25	5.25
Σn1		127.2

Niveau 2:

Tableau II.7. Les charges permanentes de niveau 2

Niveau 2 :	Calcul de charge	Charge permanente (KN)
Venant de n1		127.2
Poids propre du poteau	$0,35 \times 0,35 \times (3,06-0,45) \times 25$	7.99
$\Sigma n2$		135.19

Niveau 3:

Tableau II.8. Les charges permanentes de niveau 3

Niveau 3 :	Calcul de charge	Charge permanente (KN)
Venant de n2		135.19
Plancher courant	$5,04 \times 14,49$	73.03
Poutre principale	$0,3 \times 0,45 \times (1,05+2,38+1,87+1,51) \times 25$	22.98
Poutre secondaire	$0,3 \times 0,4 \times 1,75 \times 25$	5.25
$\Sigma n3$		263.45

Niveau 4:

Tableau II.9. Les charges permanentes de niveau 4

Niveau 4 :	Calcul de charge	Charge permanente (KN)
Venant de n3		263.45
Poids propre du poteau	$0,35 \times 0,35 \times (3,06-0,45) \times 25$	7.99
$\Sigma n4$		271.44

Niveau 5:

Tableau II.10. Les charges permanentes de niveau 5

Niveau 5 :	Calcul de charge	Charge permanente (KN)
Venant de n4		271.44
Plancher courant	5,04 x 14,49	73.03
Poutre principale	0,3 x 0,45 x (1,05+2,38+1,87+1,51) x 25	22.98
Poutre secondaire	0,3 x 0,4 x 1,75 x 25	5.25
$\Sigma n5$		372.7

Niveau 6:

Tableau II.11. Les charges permanentes de niveau 6

Niveau 6 :	Calcul de charge	Charge permanente (KN)
Venant de n5		372.7
Poids propre du poteau	0,35 x 0,35 x (3,06-0,45) x 25	7.99
$\Sigma n6$		380.69

Prédimensionnement des poteaux de l'étage 7, 6 et 5 :

On suppose une section (bxh) = (40x40) cm²

Niveau 7:

Tableau II.12. Les charges permanentes de niveau 7

Niveau 7 :	Calcul de charge	Charge permanente (KN)
Venant de n6		380.69
Plancher courant	5,04 x 14,49	73.03
Poutre principale	0,3 x 0,45 x (1,05+2,38+1,87+1,51) x 25	22.98
Poutre secondaire	0,3 x 0,4 x 1,75 x 25	5.25
$\Sigma n7$		481.95

Niveau 8:

Tableau II.13. Les charges permanentes de niveau 8

Niveau 8 :	Calcul de charge	Charge permanente (KN)
Venant de n7		481.95
Poids propre du poteau	$0,4 \times 0,4 \times (3,06-0,45) \times 25$	10.44
$\Sigma n8$		492.39

Niveau 9:

Tableau II.14. Les charges permanentes de niveau 9

Niveau 9 :	Calcul de charge	Charge permanente (KN)
Venant de n8		492.39
Plancher courant	$5,04 \times 14,49$	73.03
Poutre principale	$0,3 \times 0,45 \times (1,05+2,38+1,87+1,51) \times 25$	22.98
Poutre secondaire	$0,3 \times 0,4 \times 1,75 \times 25$	5.25
$\Sigma n9$		593.65

Niveau 10:

Tableau II.15. Les charges permanentes de niveau 10

Niveau 10:	Calcul de charge	Charge permanente (KN)
Venant de n9		593.65
Poids propre du poteau	$0,4 \times 0,4 \times (3,06-0,45) \times 25$	10.44
$\Sigma n10$		604.09

Niveau 11:

Tableau II.16. Les charges permanentes de niveau 11

Niveau 11:	Calcul de charge	Charge permanente (KN)
Venant de n10		604.09
Plancher courant	5,04 x 14,49	73.03
Poutre principale	0,3 x 0,45 x (1,05+2,38+1,87+1,51) x 25	22.98
Poutre secondaire	0,3 x 0,4 x 1,75 x 25	5.25
$\Sigma n11$		705.35

Niveau 12:

Tableau II.17. Les charges permanentes de niveau 12

Niveau 12:	Calcul de charge	Charge permanente (KN)
Venant de n11		705.35
Poids propre du poteau	0,4 x 0,4 x (3,06-0,45) x 25	10.44
$\Sigma n12$		715.79

Prédimensionnement des poteaux de l'étage 4, 3 et 2 :

On suppose une section (bxh) = (45x45) cm²

Niveau 13:

Tableau II.18. Les charges permanentes de niveau 13

Niveau 13:	Calcul de charge	Charge permanente (KN)
Venant de n12		715.79
Plancher courant	5,04 x 14,49	73.03
Poutre principale	0,3 x 0,45 x (1,05+2,38+1,87+1,51) x 25	22.98
Poutre secondaire	0,3 x 0,4 x 1,75 x 25	5.25
$\Sigma n13$		817.05

Niveau 14:

Tableau II.19. Les charges permanentes de niveau 14

Niveau 14:	Calcul de charge	Charge permanente (KN)
Venant de n13		817.05
Poids propre du poteau	$0,45 \times 0,45 \times (3,06-0,45) \times 25$	13.21
$\Sigma n14$		830.26

Niveau 15:

Tableau II.20. Les charges permanentes de niveau 15

Niveau 15:	Calcul de charge	Charge permanente (KN)
Venant de n14		830.26
Plancher courant	$5,04 \times 14,49$	73.03
Poutre principale	$0,3 \times 0,45 \times (1,05+2,38+1,87+1,51) \times 25$	22.98
Poutre secondaire	$0,3 \times 0,4 \times 1,75 \times 25$	5.25
$\Sigma n15$		931.52

Niveau 16:

Tableau II.21. Les charges permanentes de niveau 16

Niveau 16:	Calcul de charge	Charge permanente (KN)
Venant de n15		931.52
Poids propre du poteau	$0,45 \times 0,45 \times (3,06-0,45) \times 25$	13.21
$\Sigma n16$		944.73

Niveau 17:

Tableau II.22. Les charges permanentes de niveau 17

Niveau 17:	Calcul de charge	Charge permanente (KN)
Venant de n16		944.73
Plancher courant	5,04 x 14,49	73.03
Poutre principale	0,3 x 0,45 x (1,05+2,38+1,87+1,51) x 25	22.98
Poutre secondaire	0,3 x 0,4 x 1,75 x 25	5.25
$\Sigma n17$		1045.99

Niveau 18:

Tableau II.23. Les charges permanentes de niveau 18

Niveau 18:	Calcul de charge	Charge permanente (KN)
Venant de n17		1045.99
Poids propre du poteau	0,45 x 0,45 x (3,06-0,45) x 25	13.21
$\Sigma n18$		1059.2

Prédimensionnement des poteaux de RDC et 1^{er} étage :

On suppose une section (bxh) = (50x50)

Niveau 19:

Tableau II.24. Les charges permanentes de niveau 19

Niveau 19:	Calcul de charge	Charge permanente (KN)
Venant de n18		1059.2
Plancher courant	5,04 x 14,49	73.03
Poutre principale	0,3 x 0,45 x (1,05+2,38+1,87+1,51) x 25	22.98
Poutre secondaire	0,3 x 0,4 x 1,75 x 25	5.25
$\Sigma n19$		1160.46

Niveau 20:

Tableau II.25. Les charges permanentes de niveau 20

Niveau 20:	Calcul de charge	Charge permanente (KN)
Venant de n19		1160.46
Poids propre du poteau	$0,5 \times 0,5 \times (3,06-0,45) \times 25$	16.31
$\Sigma n20$		1176.77

Niveau 21:

Tableau II.26. Les charges permanentes de niveau 21

Niveau 21:	Calcul de charge	Charge permanente (KN)
Venant de n20		1176.77
Plancher courant	$5,04 \times 14,49$	73.03
Poutre principale	$0,3 \times 0,45 \times (1,05+2,38+1,87+1,51) \times 25$	22.98
Poutre secondaire	$0,3 \times 0,4 \times 1,75 \times 25$	5.25
$\Sigma n21$		1278.03

Niveau 22:

Tableau II.27. Les charges permanentes de niveau 22

Niveau 22:	Calcul de charge	Charge permanente (KN)
Venant de n21		1278.03
Poids propre du poteau	$0,5 \times 0,5 \times (3,06-0,45) \times 25$	16.31
$\Sigma n22$		1294.34

• Charges d'exploitations:

Loi de dégression des surcharges :

On a : $S = 14,49 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} \sum 0 &= s_0 \\ \sum 1 &= s_0 + s_1 \\ \sum 2 &= s_0 + 0,95(s_1 + s_2) \\ \sum 3 &= s_0 + 0,90(s_1 + s_2 + s_3) \\ \sum 4 &= s_0 + 0,85(s_1 + s_2 + s_3 + s_4) \\ &\vdots \\ &\vdots \\ \sum n &= s_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n s_i \end{aligned}$$

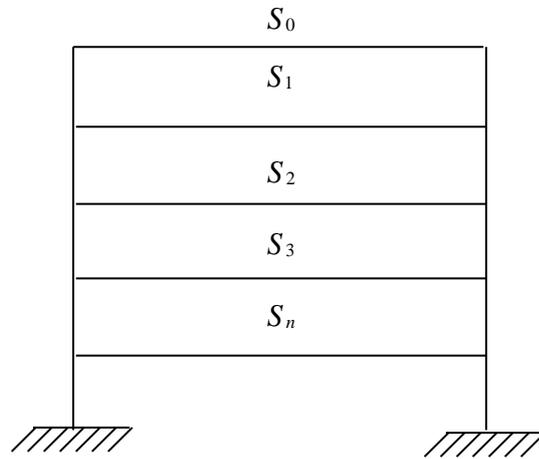


Figure. II.5. Bâtiment avec surcharges différentes

A-Etages 10-9-8 poteau (35×35) cm²:

$$Q_1 = \sum 3 = s_0 + 0,9(s_1 + s_2 + s_3)$$

$$Q_1 = \sum 3 = 14,49[1 + 0,9(1,5 + 1,5 + 1,5)] = 73,17 \text{ Kn}$$

B-Etages 7-6-5 poteau (40×40) cm²:

$$Q_2 = \sum 6 = 14,49 \left[1 + \frac{3+6}{2 \times 6} (1,5 \times 6) \right] = 112,3 \text{ Kn}$$

C-Etages 4-3-2 poteau (45×45) cm²:

$$Q_3 = \sum 9 = 14,49 \left[1 + \frac{3+9}{2 \times 9} (1,5 \times 9) \right] = 144,9 \text{ Kn}$$

D-1^{er} Etages et RDC poteau (50×50) cm²:

$$Q_4 = \sum 11 = 14,49 \left[1 + \frac{3+11}{2 \times 11} (1,5 \times 10) + 5 \right] = 225,25 \text{ Kn}$$

Tableau II.28. Résultat de Pré dimensionnement des Poteaux

	Charge permanent « G »	Charge d'exploitation « Q »	Section des poteaux « cm ² »
Etage 10, 9,8	353,36 KN	73,17 KN	« 35×35 »
Etage 7, 6,5	688,7 KN	112,3 KN	« 40×40 »
Etage 4, 3,2	1032,11 KN	144,9 KN	« 45×45 »
1^{er} Etages et RDC	1250,94 KN	225,25 KN	« 50 ×50 »

NB : Théoriquement l'effort tranchant aux extrémités des poutres dépendent des moments, mais pratiquement les opérations de la descente de charge précède le calcul des poutres, donc on major l'effort normal de 15%.

Vérification :

• **Vérification à l'E.L.U.R :**

➤ **Section (35x35) cm²:**

$$N'_{U1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1 = 1,35(353,36) + 1,5(73,17) = 586,79KN$$

$$N_{U1} = 1,15 \times N'_{U1} = 1,15 \times 586,79 = 674,80KN$$

$$A_1 = 35 \times 35 = 1225cm^2$$

$$A_1 \geq \frac{N_{U1}}{\gamma_b} = \frac{674,81}{1,5} = 449,9cm^2$$

➤ **Section (40x40) cm²:**

$$N'_{U2} = 1,35G_2 + 1,5Q_2 = 1,35(688,7) + 1,5(112,3) = 1098,2KN$$

$$N_{U2} = 1,15 \times N'_{U2} = 1,15 \times 1098,2 = 1262,92KN$$

$$A_2 = 40 \times 40 = 1600cm^2$$

$$A_2 \geq \frac{N_{U2}}{\gamma_b} = \frac{1262,92}{1,5} = 841,95cm^2$$

➤ **Section (45x45) cm²:**

$$N'_{U2} = 1,35G_2 + 1,5Q_2 = 1,35(1032,11) + 1,5(225,25) = 1731,22KN$$

$$N_{U2} = 1,15 \times N'_{U2} = 1,15 \times 1731,22 = 1990,90KN$$

$$A_2 = 45 \times 45 = 2025cm^2$$

$$A_2 \geq \frac{N_{U2}}{\gamma_b} = \frac{1990,90}{1,5} = 1327,27cm^2$$



➤ **Section (50x50) cm²:**

$$N'_{U2} = 1,35G_2 + 1,5Q_2 = 1,35(1250,94) + 1,5(225,94) = 2027,68KN$$

$$N_{U2} = 1,15 \times N'_{U2} = 1,15 \times 2027,68 = 2331,83KN$$

$$A_2 = 50 \times 50 = 2500cm^2$$

$$A_2 \geq \frac{N_{U2}}{\gamma_b} = \frac{2331,83}{1,5} = 1554,55cm^2$$

• **Vérification à l'état limite de stabilité de forme :**

N_u doit vérifier la formule suivant:

$$N_U \leq \overline{N_U}$$

$$N_U \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1,35} + \frac{A \times f_e}{1,15} \right] \text{ Avec :}$$

$$f_{c28} = 25Mpa$$

$$f_e = 400Mpa$$

$$\gamma_b = 1,5 \quad \text{-----} \rightarrow \text{Coefficient de sécurité du béton}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{-----} \rightarrow \text{Coefficient de sécurité du l'acier}$$

$$B_r = (b - 2) \times (h - 2) \quad \text{---} \rightarrow \text{Section réduite du béton}$$

$$\alpha \quad \text{-----} \rightarrow \text{Coefficient destiné à tenir compte a la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle}$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{h}{35} \right)} \right] \rightarrow \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \rightarrow 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$L_f = 0,7 \times i$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{1}{B}}} = 3,464 \times \frac{L_f}{h}$$

L_f : Longueur du flambement du poteau.

i : Rayon de giration de la section du béton seul.

➤ **Section (35x35) cm²**: N_u doit vérifier la formule suivant

$$N_{U1} \leq \overline{N_U}$$

$$N_{U1} \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1,35} + \frac{A \times f_e}{1,15} \right]$$

$$A = A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times b_1 \times h_1}{100}; \frac{8(b_1 + h_1)}{100} \right] \Rightarrow A = \max \left(\frac{0,2 \times 35 \times 35}{100}, \frac{8(35 + 35)}{100} \right)$$

$$A = \max(2,46; 5,6) \Rightarrow A = 5,6 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (35 - 2) \times (35 - 2) = 1089 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{35 \times 35^3}{12} = 12552,08 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{3,464} = \frac{35}{3,464} = 10,10 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 0,7(3,06 - 0,45) = 1,827 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{182,7}{10,10} = 18,09 \leq 50$$

Donc :

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{18,09}{35} \right)^2} \right] = 0,806$$

danc

$$N_{U1} \leq 0,806 \left[\frac{1089 \times 25}{1,35} + \frac{5,6 \times 400}{1,15} \right] \times 10^{-1} = 1782,43 \text{ KN}$$

$$N_{U1} = 674,80 \text{ KN} < 1782,43 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc la section (35x35) (cm²) est convenable

• **Vérification selon RPA99 :**

$$\min(b, h) \geq 25 \Rightarrow (35, 35) \geq 25$$

$$\min(b, h) \geq \frac{he}{20}$$

$$\min(35, 35) \geq \frac{261}{20} = 13,05 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} = 1 \leq 4 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

➤ **Section (40x40) cm²:**

$$N_{U2} \leq \overline{N_U}$$

$$N_{U2} \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1,35} + \frac{A \times f_e}{1,15} \right]$$

$$A = A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times b_1 \times h_1}{100}; \frac{8(b_1 + h_1)}{100} \right] \Rightarrow A = \max \left(\frac{0,2 \times 40 \times 40}{100}; \frac{8(40 + 40)}{100} \right)$$

$$A = \max(3,2;6,4) \Rightarrow A = 6,4 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (40 - 2) \times (40 - 2) = 1444 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 21333,333 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 11,54 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 0,7(3,06 - 0,45) = 1,827 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{182,7}{11,54} = 15,83 \leq 50$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{15,83}{35} \right)^2} \right] = 0,82$$

$$N_{U2} \leq 0,82 \left[\frac{1444 \times 25}{1,35} + \frac{6,4 \times 400}{1,15} \right] \times 10^{-1} = 2375,27 \text{ KN}$$

$$N_{U2} = 1262,92 \text{ KN} < 2375,27 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Vérification selon RPA99 :**

$$\min(b;h) \geq 25 \Rightarrow (40;40) \geq 25$$

$$\min(b;h) \geq \frac{he}{20}$$

$$\min(40;40) \geq \frac{261}{20} = 13,05 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{40}{40} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc la section (40x40) (cm²) est convenable.

➤ **Section (45x45) cm²:**

$$N_{U2} \leq \overline{N_U}$$

$$N_{U2} \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1,35} + \frac{A \times f_e}{1,15} \right]$$

$$A = A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times b_1 \times h_1}{100}; \frac{8(b_1 + h_1)}{100} \right] \Rightarrow A = \max \left(\frac{0,2 \times 45 \times 45}{100}; \frac{8(45 + 45)}{100} \right)$$

$$A = \max(4,05; 7,2) \Rightarrow A = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (45 - 2) \times (45 - 2) = 1849 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{45 \times 45^3}{12} = 341718,75 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 12,99 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 0,7(3,06 - 0,45) = 1,827 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{182,7}{12,99} = 14,06 \leq 50$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{14,06}{35} \right)^2} \right] = 0,73$$

$$N_{U3} \leq 0,73 \left[\frac{2025 \times 25}{1,35} + \frac{7,2 \times 400}{1,15} \right] \times 10^{-1} = 2920,32 \text{ KN}$$

$$N_{U3} = 1990 \text{ KN} < 2649,10 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc la section (45x45) (cm²) est convenable.

• **Vérification selon RPA99 :**

$$\min(b; h) \geq 25 \Rightarrow (45; 45) \geq 25$$

$$\min(b; h) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\min(45; 45) \geq \frac{261}{20} = 13,05 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{45}{45} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Section (50x50) cm²:**

$$N_{U2} \leq \overline{N_U}$$

$$N_{U2} \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1,35} + \frac{A \times f_e}{1,15} \right]$$

$$A = A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times b_1 \times h_1}{100}; \frac{8(b_1 + h_1)}{100} \right] \Rightarrow A = \max \left(\frac{0,2 \times 50 \times 50}{100}; \frac{8(50 + 50)}{100} \right)$$

$$A = \max(5;8) \Rightarrow A = 8 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) = 2304 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{50 \times 50^3}{12} = 52083333 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 14,43 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 0,7(3,4 - 0,45) = 2,95 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{295}{14,43} = 20,44 \leq 50$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{20,44}{35} \right)^2} \right] = 0,8$$

$$N_{U3} \leq 0,8 \left[\frac{2304 \times 25}{1,35} + \frac{8 \times 400}{1,15} \right] \times 10^{-1} = 3772,29 \text{ KN}$$

$$N_{U3} = 2331,83 \text{ KN} < 3772,29 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc la section (50x50) (cm²) est convenable.

• **Vérification selon RPA99 :**

$$\min(b;h) \geq 25 \Rightarrow (50;50) \geq 25$$

$$\min(b;h) \geq \frac{he}{20}$$

$$\min(50;50) \geq \frac{261}{20} = 13,05 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{50}{50} = 1 \leq 4 \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.3. Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales dues au vent et au séisme.

D'après RPA 2003

$$L \geq 4a$$

Avec : L : Longueur du voile

a : l'épaisseur minimale des voiles est de 15cm.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

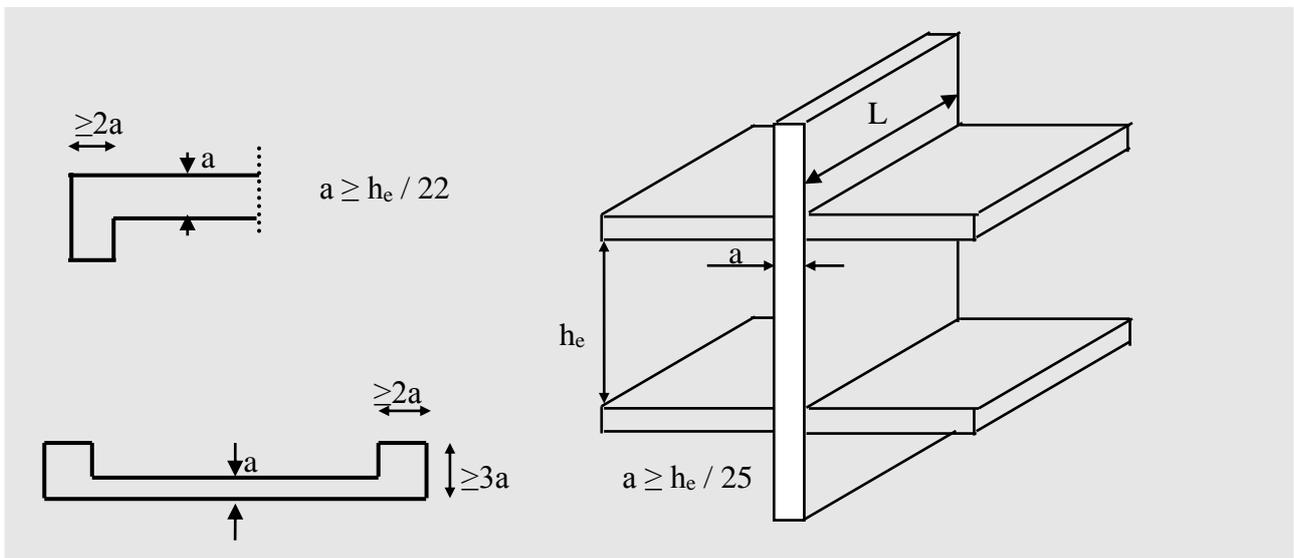
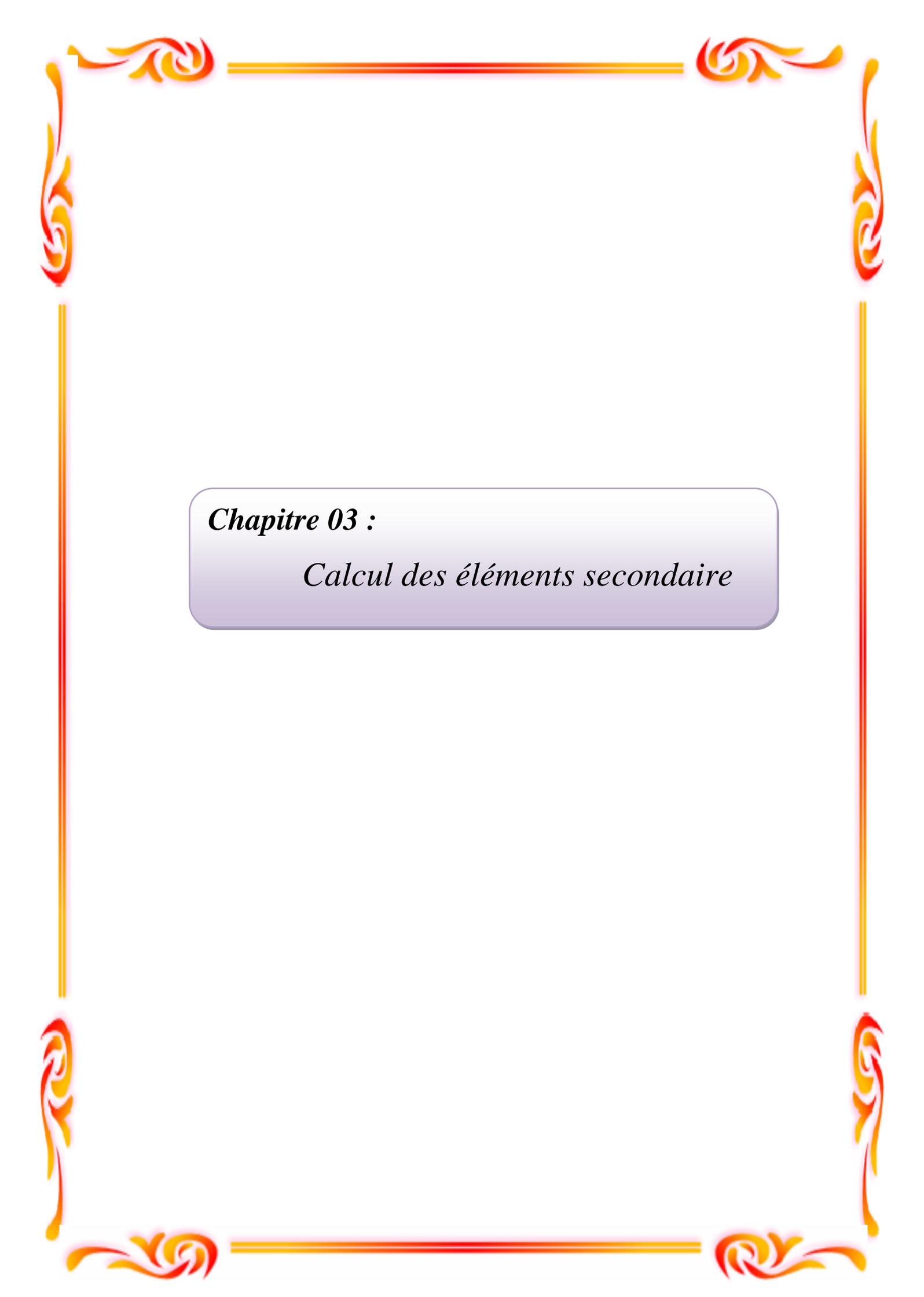


Fig.II.6. Prédimensionnement des voiles

Tableau II.29. Prédimensionnement des voiles

	he (cm)	$a \geq h_e/25$	$a \geq h_e/22$	adoptée
RDC	340	13,6	15,45	20
Etage courant	306	12,24	13,90	20



Chapitre 03 :

Calcul des éléments secondaire

Calcul des éléments secondaires

III.1.Acrotère :

III.1.1.Définition :

L'acrotère est un élément décoratif coulé sur place, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse ainsi que la protection de l'étanchéité.

Il est aussi un élément protecteur contre l'attaque des eaux pluviales par le biais de la forme en pente.

III.1.2.Méthode de calcul :

L'acrotère est assimilé à une console encastree dans la poutre du plancher terrasse cette dernière est sollicitée par deux efforts importants :

- Effort vertical dû à son poids propre.
- Effort horizontal dû à la main courante créant un moment fléchissant à l'encastrement.
- Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement, il se fera à la flexion composée par un mètre linéaire de l'acrotère.

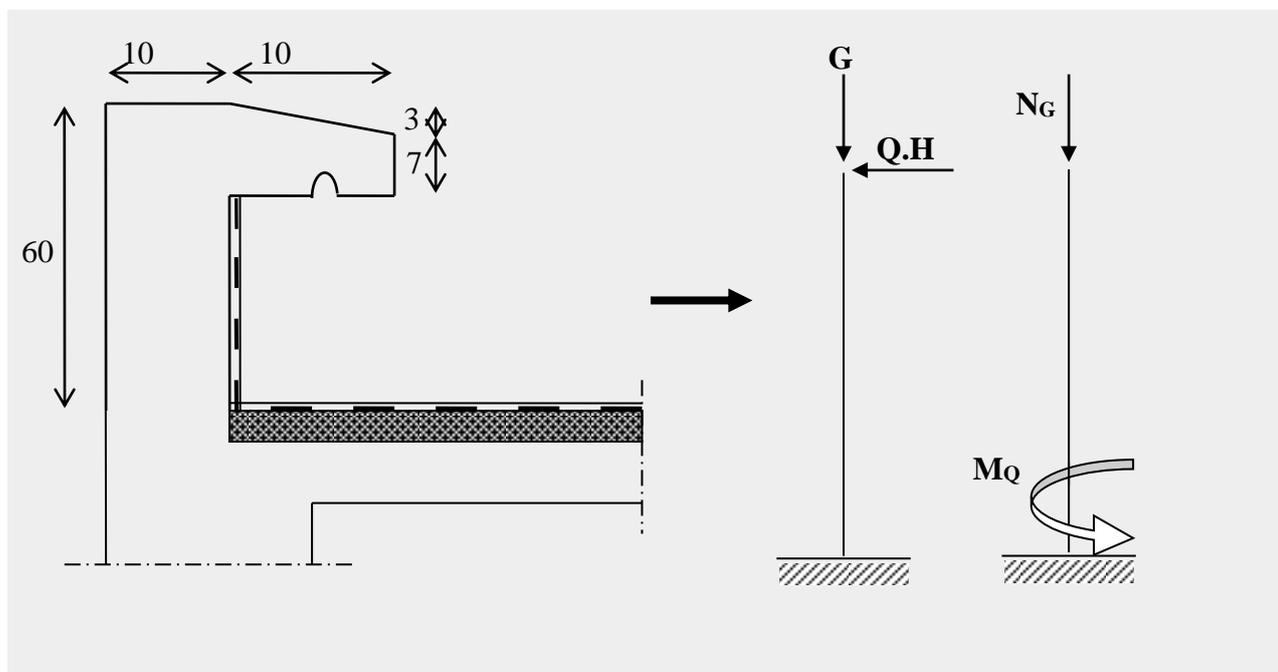


Figure III.1. Les dimensions de l'acrotère et le schéma statique

III.1.3. Evaluation des charges et Surcharges :

Poids propre de l'acrotère :

$$G = \left[(0,6 \times 0,1) + \left(\frac{0,1 \times 0,03}{2} \right) + 0,1 \times 0,07 \right] \times 25 = 1,712 \text{ KN / ml.}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{Effort de la main courante}$$

III.1.4. Les Sollicitations :

1) à l'état limite de résistance E.L.U.R :

- Effort Normal de compression : $N_u = 1,35G = 1,35 \times (1,712) = 2,311 \text{ KN/ml}$
- Moment fléchissant: $M_u = 1,5.Q.h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.ml}$
- Effort tranchant : $V_u = 1,5.Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml}$

2) à l'état limite de service E.L.S :

- Effort Normal de compression : $N_{ser} = G = 1,712 \text{ KN/ml}$
- Moment fléchissant: $M_{ser} = Q.h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.ml}$
- Effort tranchant : $V_{ser} = Q = 1 \text{ KN/ml}$

III.1.5. Calcul de la section d'armatures :

1) Ferrailage de l'acrotère (E.L.U.R) :

$$b = 100 \text{ cm} \quad C = 2 \text{ cm} \quad d = 8 \text{ cm} \quad h = 10 \text{ cm}$$

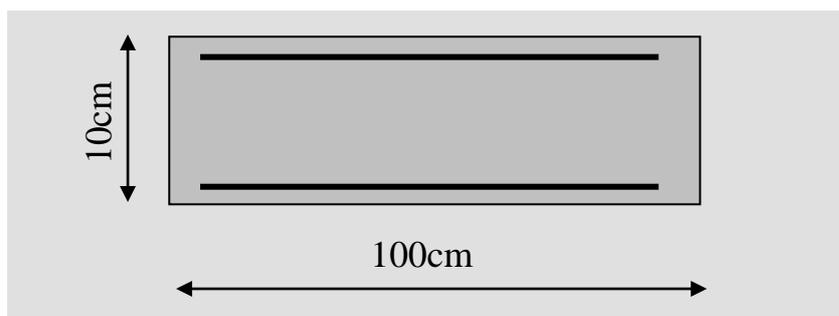


Figure III.2. Section de l'acrotère

L'élément est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable

Calcul de l'excentricité : $e = e_0 + e_1 + e_a$

e_0 : excentricité du 1er ordre $e_0 = M_u / N_u$

e_2 : excentricité du 2eme ordre due au flambement.

e_a : excentricité accidentelle.

N.B : pour les pièces courtes, on ne tient pas compte des excentricités e_2 et e_a .

$$\text{Donc : } e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9}{2,311} = 0,389m \Rightarrow e_0 = 38,94cm$$

$$\text{D'ou: } e_0 = 38,94 > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3cm$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la section partiellement comprimée, on calcul la section d'armatures en flexion simple sous l'effet du moment M_1 , puis on déduit la section d'armatures réelles en flexion composée.

$$M_1 = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = (e_0 + d - \frac{h}{2})$$

$$M_1 = 2,311 + 38,94 \left(8 - \frac{10}{2} \right) = 96,92KN.cm$$

$$M_1 = 0,9692KN.m$$

M_1 : moment par rapport aux armatures tendues

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,9692 \times 10^3}{11,33 \times 100 \times 8^2} = 0,013$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \longrightarrow \text{Armatures comprimées non nécessaires}$$

La section en flexion composée

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,013)}}{2} = 0,993$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{0,9692 \times 10^3}{348 \times 0,993 \times 8} = 0,35cm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_U}{100 \times \sigma_s} \Rightarrow A = 0,35 - \frac{2,311 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,283cm^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,966cm^2$$

$$A = 0,283 < A_{\min} = 0,966cm^2$$

On prend : $A = \max (A_{\min} ; A)$

Soit : $A = 0,966 \text{ cm}^2$

Soit : $A = 4T8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$

L'espace :

D'après B.A.E.L 91 $e = \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

$A_r = A / 4 = 2,01/4 = 0,502 \text{ cm}^2$

On prend : $A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

L'espace :

$e \leq \min(4.h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

2) Vérification de l'effort tranchant :

D'après B.A.E.L91 page108

$$\tau_U = \frac{V_U}{b.d} = \frac{1,5 \times 10}{100 \times 8} = 0,018 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_U} = \min\left(\frac{f_{c28}}{10}; 3 \text{ Mpa}\right) = \min(2,5 \text{ Mpa}, 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \overline{\tau_U} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_U = 0,018 \text{ Mpa} < \overline{\tau_U} = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (CV)$$

Armatures transversales :

Dans le cas des éléments minces on ne dispose pas des armatures transversales si la condition suivante est vérifiée:

$$\tau_U < 0,05 f_{c28} \Rightarrow 0,018 \text{ Mpa} < 1,25 \text{ Mpa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3) Vérification à l'E.L.S :

Excentricité

$$e_a = \frac{M_s}{N_s} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0,6}{1,712} + \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,3804 \text{ m}$$

$$e_a = 38,04 \text{ cm} > 8 \text{ cm}$$

Le centre de pression est trouve à l'extérieur de la section calculée

$$C = d - e_a = 8 - 38,04 = -30,04 \text{ cm}$$

$$Y_{ser} + Y_c = C$$

Y_c : distance de l'axe neutre ou centre de pression

C : distance de centre de pression à la fibre la plus comprimée

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section :

$$Y_c^3 + PY_c + q = 0$$

$$p = -3c^2 - (c-d)^2 \times \frac{6 \times \eta \times A_s'}{b} + (c-d) \times \frac{6 \times \eta \times A_s}{b}; A_s' = 0$$

$$p = -3(-30,04)^2 + (8 + 30,04) \times \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} = -2638,39 \text{ cm}^2$$

$$p = -2638,39 \text{ cm}^2$$

$$q = -2c^3 - (c-d')^2 \times \frac{6 \times A_s'}{b} - (c-d)^2 \times \frac{6 \times \eta \times A_s}{b}$$

$$q = -2(-30,04)^3 - (8 + 30,04)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} = 47235,76$$

$$q = 47235,76$$

$$Y_c^3 - 2638,39 Y_c + 47235,76 = 0$$

Résolution de l'équation :

On calcule Δ :

$$\Delta = q^2 + 4 \left(\frac{p^3}{27} \right) = (47235,76)^2 + 4 \left(\frac{(-2638,39)^3}{27} \right)$$

$$\Delta = -489686882 \Rightarrow \Delta < 0$$

donc :

$$\varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{-\frac{3}{p}} \right) = \text{Arc cos} \left(\frac{3 \times 47235,76}{2 \times (-2638,39)} \sqrt{\frac{-3}{-2638,39}} \right)$$

$$\varphi = 154,9^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{2638,39}{3}} = 59,31 \text{ cm}$$

Nous avons trois solutions :

$$Y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 59,31 \times \cos \left(\frac{154,9}{3} \right) = 36,81 \text{ cm}$$

$$Y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3} \right) = -58,68 \text{ cm}$$

$$Y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3} \right) = 21,87 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c=36$ cm

Car :

$$0 < y_{ser} = y_c + c < d$$

$$0 < y_{ser} = 36 - 30,04 = 5,96 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

Donc :

$$\begin{cases} y_{ser} = 6 \text{ cm} \\ y_c = 36 \text{ cm} \end{cases}$$

III.1.6. Calcul des contraintes :

Moment d'inertie :

On calcule Le moment d'inertie de la section homogène réduite est :

$$I = \frac{b \times Y_{ser}^3}{3} + 15 \left[A_s (d - Y_{ser})^2 + A'_s (Y_{ser} - d')^2 \right] A'_s = 0$$

$$I = \frac{b \times Y_{ser}^3}{3} + 15 \times A_s (d - Y_{ser})^2$$

$$I = \frac{100 \times (6)^3}{3} + 15 \times 2,01 (8 - 6)^2 = 7320,6 \text{ cm}^4$$

Le coefficient angulaire des contraintes :

$$K = \frac{N_{ser}}{I} Y_c = \frac{1,712}{7320,6} \times 36 = 0,0084 \text{ Kn} / \text{cm}^3$$

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = K Y_{ser} = 0,0084 \times 6 \times 10 = 0,504 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_b \dots \dots \dots CV$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = 15 K (d - Y_{ser}) = 15 \times 0,0084 (8 - 6) \times 10 = 2,52 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 2,52 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \right) \quad \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min (266,66 \text{ Mpa} ; \text{Max} (200 \text{ Mpa}, 201,63 \text{ Mpa}))$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 2,52 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots CV$$

Donc les armatures calculées à L' E.L.U.R sont convenables

III-1-7.Vérification au séisme :

Selon [R.P.A 99 version 2003] les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure, sont soumis à des forces horizontales données par la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p \quad [2]$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau

Pour la zone et le groupe d'usage appropriés :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe 2} \\ \text{Zone II a} \end{array} \right. \longrightarrow A = 0,15 \quad [2]$$

C_p : facteur de force horizontale pour l'élément secondaire obtenu dans le tableau $C_p = 0,8$

W_p : poids de l'élément pour une bande de 1,00m

$$W_p = 1,712 \text{KN/ml}$$

$$F_p = 4.(0,15).(0,8).(1,712) = 0,821 \text{KN/ml}$$

La condition pour que l'acrotère puisse résister à cette force est

$$F_p = 0,821 \text{KN/ml} < 1,5Q = 1,5 \text{KN/ml} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc : Le calcul sismique n'est pas nécessaire.

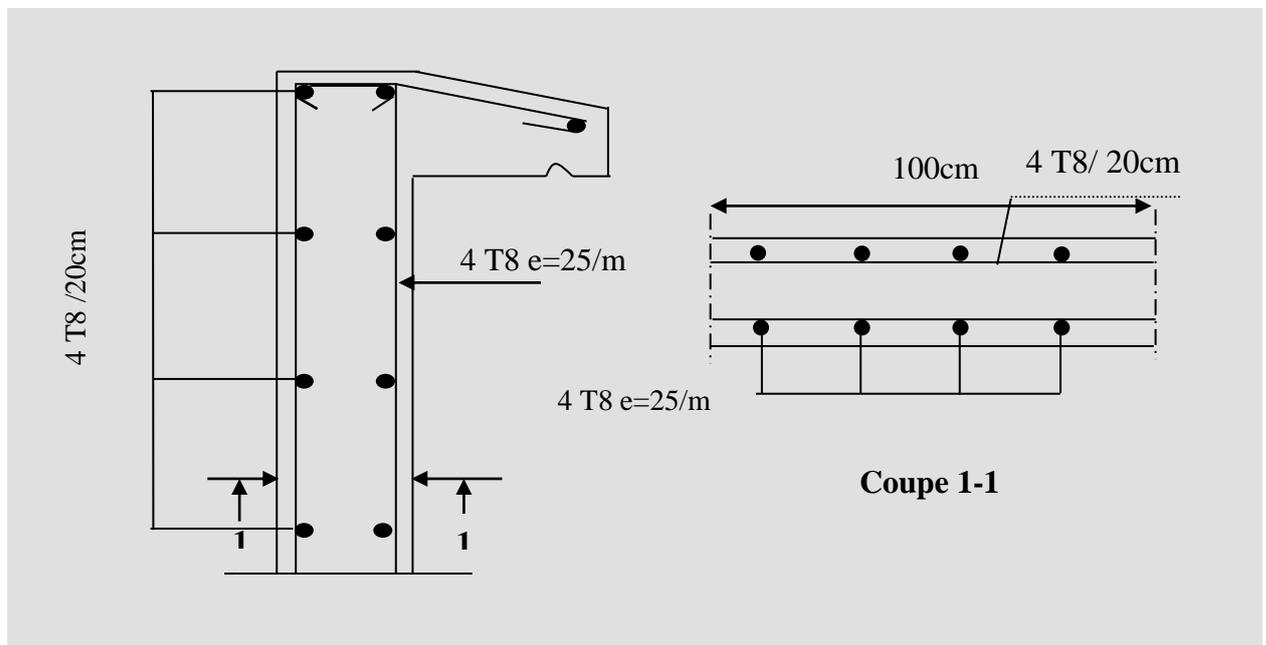


Figure III.3.Schéma de ferrailages de l'acrotère

N.B : puisque la force f_p peut changer de sens, donc l'acrotère a été ferrailé symétriquement.

III.2. Etude des planchers :

III.2.1. Introduction :

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane (horizontale) séparant deux niveaux, destinée à limiter les revêtements de sol et il assure les fonctions principales suivantes :

- Fonction de résistance mécanique où il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Fonction d'isolation thermique et phonique qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond ou revêtement de sol approprié.
- Transmet les charges verticales aux éléments porteurs et repartit les charges horizontales au système de contreventement qui assure la compatibilité des déplacements horizontaux (plancher infiniment rigide).

Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes :

- Facilité et rapidité d'exécution.
- Plus légère que la dalle pleine.
- Economie.
- Sur le plan sécuritaire, il offre une bonne résistance au feu.

III.2.2. plancher 16+4

Etude des poutrelles :

Dimensionnement des poutrelles :

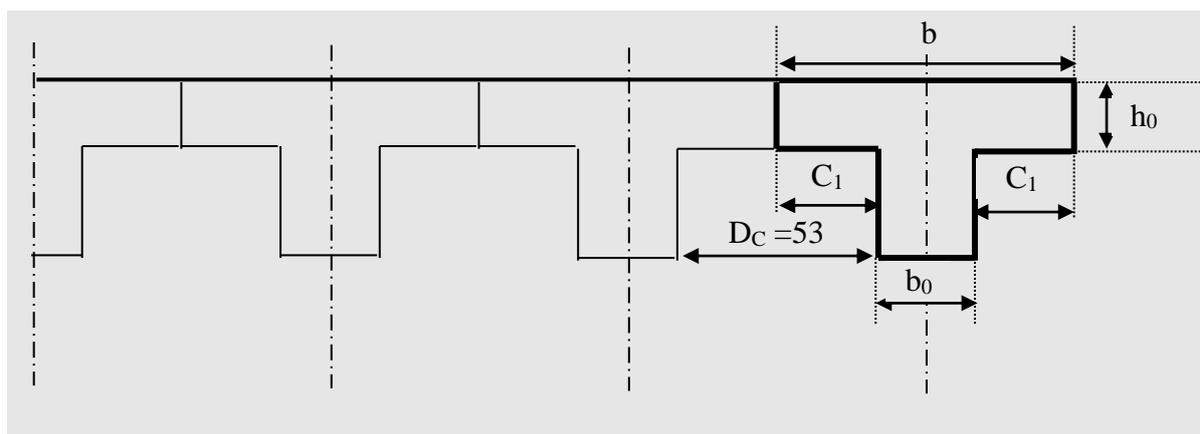


Figure III.4. Dimensionnement des poutrelles

Hauteur de la de la poutrelle :

D'après B.A.E.L 99 : La hauteur du plancher et déterminée par la formule suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{L}{25} = \frac{350}{25} = 14cm \leq h_t \leq \frac{L}{20} = \frac{350}{20} = 17,5cm$$

On prend : $h_t=20cm$

L'épaisseur du corps creux

$e = 16cm.$

Epaisseur de la dalle de compression :

$$e = h_t - e = 20-16= 4cm$$

La largeur de la poutrelle :

$$b = b_0 + 2 c_1 \quad \text{avec : } b_0 = 12 \text{ cm}$$

Le corps Creux utilisé pour ce plancher : $D_C = 53 \text{ cm}$

$$c_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{D_c}{2} = 26,5cm \\ \frac{L_{max}}{10} = \frac{350}{10} = 35cm \\ (6 ; 8).h_0 = 24 \text{ à } 32cm \end{array} \right.$$

On prend : $C_1 = 26,5 \text{ cm}$

D'où $b = 65 \text{ cm}$

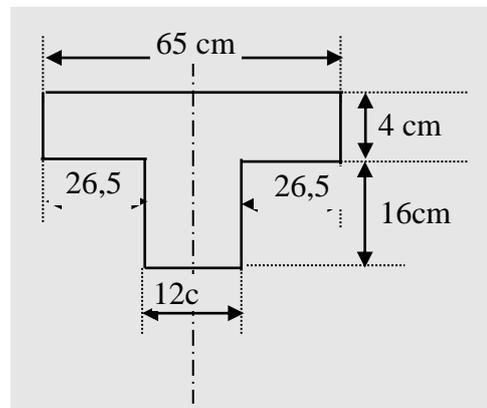


Figure III.5. Les démentions des poutrelles

N.B : pour le calcul de plancher on utilise le chargement le plus défavorable

III.2.3. Calcul des efforts dans la poutrelle :

Chargement qui arrive à la poutrelle :

Tableau III.1.Charge et surcharge des planchers

Type de plancher	G(KN/m ²)	Q (KN/m ²)	N _u =1,35G+1,5Q	N _s =G+Q
Plancher terrasse	6,83	1	10,72	7,83
Plancher étage courant	5,04	1,5	9,05	6,54

G = 6,83KN/m² Q = 1KN/m²

Méthode de calcul :

Pour le calcul de ce type de plancher, on utilise la méthode forfaitaire dans le cas où applicable.

III.2.4.Condition d’application de la méthode forfaitaire :

1- La surcharge d’exploitation est inférieure ou égale à la valeur max entre deux fois la charge permanente ou 5KN/m².

Q = 5KN/m² < Max (2×6.83 =13,66KN/m²; 5KN/m²).....C.V.

2- Les moments d’inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées en continuité.....C.V.

3- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,85 et 1,25.

$\frac{2,76}{3,80} = 0,72 < 1,25$; $\frac{3,80}{3} = 1,26 > 1,25$ C.N.V.

4- Les fissurations est considérée comme peu nuisible..... C.V.

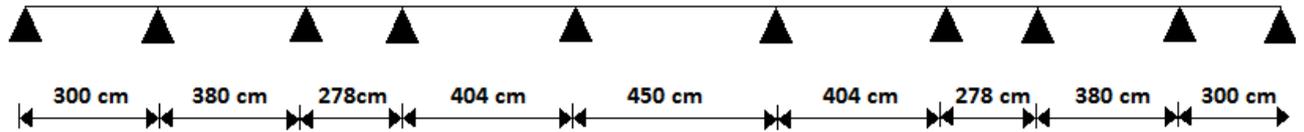
Une condition n’est pas applicable, on peut utiliser la méthode de calcul des plancher à charge d’exploitation relativement élevé dite méthode de « Caquot ».

III.2.5. Principe de la méthode :

Cette méthode due à « ALBERT CAQUOT », repose sur la méthode des « trois moments », le principe consiste à calculer les moments de flexion selon la démarche suivante :

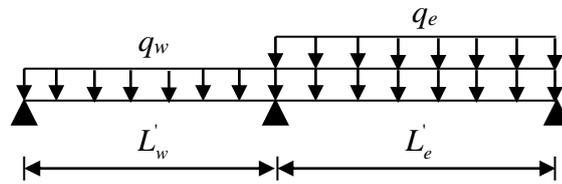
- Le moment de flexion sur un appui est fourni par une formule forfaitaire à partir des charges appliquées sur les deux travées qui l'encadrent, en supposant qu'il ne dépend que des charges appliquées sur ces deux travées.
- Le moment de flexion dans une travée dépend ensuite évidemment des charges appliquées sur cette travée et des moments aux deux appuis qui l'encadrent.

Application de la méthode :



1) Moment sur appuis :

$$M_i = \frac{q_w \cdot L_w'^3 + q_e \cdot L_e'^3}{8,5(L_w' + L_e')}$$



Avec :

$L' = L$ pour une travée de rive.

$L' = 0,8L$ pour une travée intermédiaire.

q_w : charge permanente à gauche de l'appui.

q_e : charge permanente à droite de l'appui.

2) Moment en travée :

$$M_{tm} = \frac{P \cdot X_{tm}^2}{2} + M_w$$

$$X_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL}$$

X_{tm} : abscisses de la valeur max du moment en travée.

3) Effort tranchant :

$$V_w = \frac{M_e - M_w}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$V_e = V_w - qL$$

Les moments sur les appuis de rive tel que M_A et M_E sont nul.

$$P_g = 1,35 \cdot G \cdot b = 1,35 \times 6,83 \times 0,65 = 5,99 \text{ KN / ml}$$

$$P_q = 1,5 \cdot Q \cdot b = 1,5 \times 1 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN / ml}$$

$$P = P_g + P_q = 6,96 \text{ KN/ml}$$

Les différents cas de chargement :

Tableau III.2. Les différents cas de chargement

Cas de chargement	Appui	Qw	Qe	L'w	L'e
	E	5.99	5.99	3.232	3.6
	F	5.99	5.99	3.6	3.232
	E	6.96	6.96	3.232	3.6
	F	6.96	6.96	3.6	3.232
	E	6.96	5.99	3.232	3.6
	F	5.99	5.99	3.6	3.232

Tableau III.3. Résultat des calculs de 1^{er} cas

Cas de charge	travée	L (Kn/m)	Qw (KN.m)	Qe (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Vw (KN)	Ve (KN)	Xtm (m)	Mt (KN.m)
1	AB	3	0	5,99	0	6,919648	11,29	-6,67	1,8	10,64
	BC	3,04	5,99	5,99	6,73875	3,703449	8,10	-10,1	1,35	-1,25
	CD	2,224	5,99	5,99	6,919648	8,26456	7,26	-6,05	1,21	-2,51
	DE	3,232	5,99	5,99	3,703449	9,7038	11,53	-7,82	1,92	7,40
	EF	3,6	5,99	5,99	7,821311	7,821311	10,78	-10,7	1,8	1,88
	FG	3,232	5,99	5,99	9,7038	3,703449	7,823 296	-11,5	1,30	-4,59
	GH	2,224	5,99	5,99	7,821311	6,919648	6,25	-7,06	1,044	-4,55
	HI	3,04	5,99	5,99	3,703449	6,73875	10,10	-8,10	1,68	4,81
	IJ	3	5,99	0	6,919648	0	-2,30	-2,30	0	0

Tableau III.4. Résultat des calculs de 2^{ème} cas

Cas de charge	travée	L (Kn/m)	Qw (KN.m)	Qe (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Vw (KN)	Ve (KN)	Xtm (m)	Mt (KN.m)
2	AB	3	0	6,96	0	8,04	13,12	-7,75	1,88	12,36
	BC	3,04	6,96	6,96	7,83	4,30	9,41	-	1,35	-1,45
	CD	2,224	6,96	6,96	8,040	9,60	8,44	-7,03	1,21	-2,92
	DE	3,232	6,96	6,96	4,30	11,27	13,40	-9,09	1,92	8,60
	EF	3,6	6,96	6,96	9,08	9,08	12,52	-	1,8	2,18
	FG	3,232	6,96	6,96	11,27	4,30	9,09	-	1,30	-5,33
	GH	2,224	6,96	6,96	9,08	8,04	7,26	-8,21	1,04	-5,29
	HI	3,04	6,96	6,96	4,30	7,83	11,73	-9,41	1,68	5,59
	IJ	3	6,96	0	8,040	0	-2,68	-2,68	0	0

Tableau III.5. Résultat des calculs de 3^{ème} cas

Cas de charge	travée	L (Kn/m)	Qw (KN.m)	Qe (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Vw (KN)	Ve (KN)	Xtm (m)	Mt (KN.m)
3	AB	3	0	6,96	0	8,04	13,12	-7,75	1,88	12,36
	BC	3,04	6,96	6,96	7,83	4,30	9,41	-	1,35	-1,45
	CD	2,224	6,96	6,96	8,04	9,60	8,44	-7,03	1,21	-2,92
	DE	3,232	6,96	6,96	4,30	11,21	13,40 4	-9,09	1,92	8,60
	EF	3,6	6,96	5,99	9,08	7,82	10,43	-	1,74	-0,007
	FG	3,232	5,99	5,99	9,70	3,70	7,82	-	1,30	-4,59
	GH	2,224	5,99	5,99	7,82	6,91	6,25	-7,06	1,044	-4,55
	HI	3,04	5,99	5,99	3,70	6,73	10,10	-8,10	1,68	4,81
	IJ	3	5,99	0	6,91	0	-2,30	-2,30	0	0

Les moments :

En travée : $M_{t \max} = 12.36 \text{ kn.m}$

Sur appuis : $M_{a \max} = 11.27 \text{ Kn.m}$

Effort tranchant : $T_{\max} = 13.4 \text{ KN}$

III.2.6. Ferrailage de la poutrelle à l'ELU:

1) En travée :

$$M_U = M_{t \max} = 12.36 \text{ N.m}$$

$$d = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

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

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{4}{18} = 0.22$$

$$0.167 \leq \alpha_0 \leq 0.259 \Rightarrow \mu_0 = 1.14\alpha_0 - 0.57\alpha_0^2 - 0.07$$

$$\mu_0 = 1.14(0.22) - 0.57(0.22)^2 - 0.07$$

$$\mu_0 = 0.153$$

$$M_t = \mu_0 b d^2 \sigma_b \Rightarrow M_t = 0.153 \times 65 \times 18^2 \times 14.17 \times 10^{-3}$$

$$M_t = 36.50 \text{ KN.m}$$

$$M_U < M_t$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression.

Le calcul se fera comme une section rectangulaire ($b_0 \times h = 20 \times 65 \text{ cm}^2$)

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{12.36 \times 10^3}{14.17 \times 65 \times 18^2} = 0.04$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0.5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0.025)}}{2} = 0.987$$

$$A_1 = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{12.36 \times 10^3}{348 \times 0.98 \times 18} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{1,8}{400} = 1,21 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\min}; A) = 2,01 \text{ cm}^2$$

Soit : $A=3T10=2,36 \text{ cm}^2$

2) Sur appui:

$$M_{a\max} = 11,27 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre et dans la nervure, le calcul comme une section rectangulaire

$$(b_0 \times h = 12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{11,27 \times 10^3}{14,17 \times 12 \times 18^2} = 0,2$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,2)}}{2} = 0,89$$

$$A_1 = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11,27 \times 10^3}{348 \times 0,89 \times 18} = 2,02 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\min}; A) = 2,02 \text{ cm}^2$$

Soit : $A=2T12=2,26 \text{ cm}^2$

Vérification a l'effort tranchant :

$$V = -13,47 \text{ KN}$$

La fissuration est peu nuisible

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{13,47 \times 10}{12 \times 18} = 0,62 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{Mpa}\right) = \min(3,33; 5 \text{Mpa}) = 3,33 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,62 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

Les armatures transversales:

le diamètre des armatures transversales donnée par:

$$\phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{l \min}\right\}$$

$$\phi \leq \min\left\{\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10\right\} = 5,71 \quad \text{On prend } \phi_t = 6 \text{mm}$$

L'espace des armatures transversales :

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b \geq 0,32 \text{Mpa}$$

$\tau_b = 0,3 \cdot f_{t28} \cdot K = 0,63 \text{Mpa}$ (K=1 pas de reprise de bétonnage et les fissuration n'est pas très préjudiciable)

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b = 0,62 - 0,63 = -0,01 \text{Mpa} < 0,32 \text{Mpa}$$

On prend : $\tau_t = 0,32 \text{Mpa}$

$$S_t \leq \min\left(\frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 \cdot \tau_t}; 0,9 \cdot d; 40 \text{cm}\right) \text{ Avec } f_e E235$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{0,8 \times 235 \times 0,57}{12 \times 0,32} = 27,96; 16,2 \text{cm}; 40 \text{cm}\right) = 16,2 \text{cm}$$

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

Condition de non fragilité :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{Mpa}\right)$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} = \frac{0,57 \times 235}{12 \times 15} = 0,744 \text{Mpa} \geq \text{Max}\left(\frac{0,62}{2} = 0,31 \text{Mpa}; 0,4 \text{Mpa}\right) = 0,40 \text{Mpa}$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 12 = 0,54 \text{cm}^2$$

$$A_t = 0,57 \text{cm}^2 > A_{t \min} = 0,54 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

$$V_u \leq 0,4 \cdot a \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$a = \min(a' ; 0,9 \cdot d) = \min(31\text{cm} ; 16,2\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

$$V_u \leq 0,4 \times 16,2 \times 12 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 129,60\text{KN}$$

$$V_u = 13,47\text{KN} \leq 103,68\text{KN} \dots\dots\dots\text{CV}$$

Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures :

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{1,15}{400} \left[13,4 + \frac{12,36 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right] = -0,093\text{cm}^2 < 0$$

Les armatures inférieures ne sont soumis à aucun effort de traction donc aucune vérification à faire.

Vérification de liaison de la table de compression à la nervure:

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{\tau \cdot b \cdot h_0}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5\text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{13,47 \times 26,5 \times 10}{16,2 \times 65 \times 4} = 0,847\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,847\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{Mpa} \right\} = 3,33\text{Mpa} \dots\dots\dots\text{C.V.}$$

Vérification des contraintes à E.L.S :

$$P_s = G + Q = (6,83 + 1) \times 0,65 = 5,089\text{KN}$$

Calcul les moments:

➤ **En travée:**

$$M_s = \frac{P_s}{P_u} \cdot M_u = \frac{5,089}{6,96} \cdot 12,36 = 9,037\text{KN.m}$$

$$M_s = 9,037\text{KN.m}$$

➤ **Sur appuis:**

$$M_{as} = \frac{P_s}{P_u} \cdot M_{au} = \frac{5,089}{6,96} \cdot (11.27) = 8.24KN.m$$

$$M_{as} = 8.24KN.m$$

Vérification:

➤ **En travée :**

$$H = \frac{b \cdot h^2}{2} - 15 \cdot A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2,36(18 - 4) = 24,4cm^2 > 0$$

$H > 0$ ➡ l'axe neutre passe par la table, donc on vérifie une section rectangulaire de section $(65 \times 20) cm^2$.

Position de l'axe neutre :

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

Avec :

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \cdot \frac{2,36}{65} = 0,544cm$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 0,544 \times 18 = 19,584cm^2$$

$$Y_1 = 3.91$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{65}{3} (3,91)^3 + 15 \times 2,36(18 - 3,91)^2 = 8323,05cm^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{9.037 \times 10^3}{8323,05} = 1.09Mpa/cm$$

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 1.09 \times 3,91 = 4,26Mpa$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 12Mpa$$

$$\sigma_b = 4.26Mpa < \overline{\sigma}_b = 12Mpa \dots\dots\dots C.V.$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

N.B : Les fissurations sont peut nuisible donc la vérification pour l'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire.

➤ **Sur appui:**

Position de l'axe neutre :

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

$$6y^2 + 247,4y - 1061,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 294,4$$

$$y = 3,9\text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \left(\frac{b - b_0}{12}\right) h_0^3 + (b - b_0) h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right) + 15A(d - y)^2$$

$$I = 6428,11\text{cm}^4$$

$$k = \frac{M_s}{I} = \frac{8.24 \times 10^3}{6428,11} = 0,91\text{Mpa/cm}$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = k \cdot y = 0,91 \times 3,9 = 278\text{Mpa}$$

$$\sigma_b = 3.57\text{Mpa} < \overline{\sigma}_b = 12\text{Mpa}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si les inégalités suivant sont vérifiées.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{380} = 0,052 > 0,044$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{20}{380} = 0,052 > \frac{12.36}{10 \times 12,50} + 0,049 \dots \dots \dots CV$$

$$M_0 = \frac{pl^2}{8}$$

$$A_s \leq \frac{4,2 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} \Rightarrow A_s = 2,36\text{cm}^2 > \frac{4,2 \times 12 \times 18}{400} = 2,268\text{cm}^2 \dots \dots \dots CNV$$

Il y a une condition qui n'est pas vérifié donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm} \quad [1]$$

Avec : $f_{adm} = \frac{L}{500}$ Si $L \leq 5m$

$$f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,5 \quad \text{Si } L \geq 5m$$

f_i Flèche dues aux charges instantanées

f_v Flèche dues aux charges de longues durées.

$$f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fvi}}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fi}}$$

Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

Détermination de l'axe neutre :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

$$y_1 = \frac{65 \times 4 \times \frac{4}{2} + (20 - 4) \times 12 \left(\frac{20 - 4}{2} + 4 \right) + 15 \times 2,36 \times 18}{65 \times 4 + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2,36} = 7,10cm$$

Moment d'inertie de la section totale homogène : [1]

$$I_0 = \frac{b \times y_1^3}{3} + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 7.10^3}{3} + \frac{12}{3} (20 - 7.10)^3 - \frac{(65 - 12)}{3} (7.10 - 4)^3 + 15 \times 2.36 (18 - 7.10)^2 = 20021.06 cm^4$$

Calcul des moments d'inerties fictives :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.01 : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,01 \left(2 + 3 \frac{12}{65} \right)} = 4,11 \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,01 \left(2 + 3 \frac{12}{65} \right)} = 1,64 \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{c28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} = 2,7 \quad \text{Si } \mu > 0 \quad \text{Si non } 0$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \times 20021,06}{1 + 4,11 \times 2,7} = 1820,55$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{20021,06}{1 + 1,64 \times 2,7} = 3688,49$$

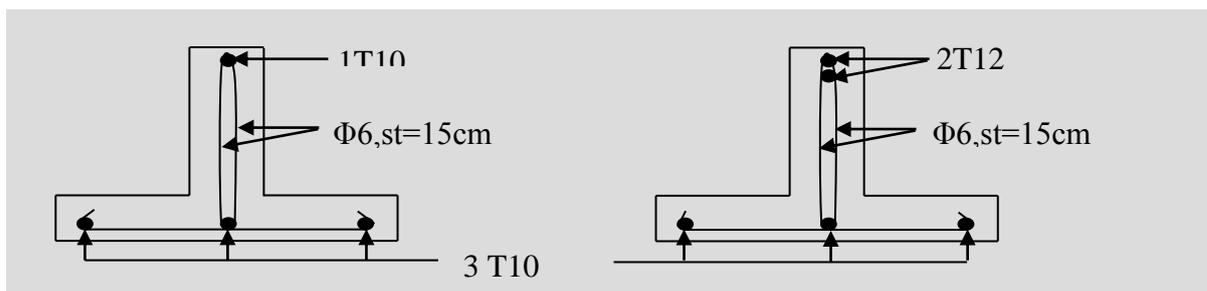
Alors les flèches sont :

Tableau III.6. Vérification des flèches

	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf_T (mm)	\bar{f}_{adm} (mm)	vérification
Partie A	0,0013	0,005	0,0037	0,76	vérifier

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

Schéma de ferrailage:



En travée

Sur appui

Figure III.6. Schéma de ferrailage des poutrelles

Etude de la table de compression :

La table de compression sera ferrillée d'un quadrillage de barres appelées treillis dont les dimensions de maillage ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5ps.m) pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33cm (3ps.m) pour les armatures parallèles aux nervures.
- La section d'armature perpendiculaire aux nervures doit être :

$$A \geq \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0,52cm^2 \Rightarrow A = 1,4cm^2 > 0,52cm^2 \dots\dots\dots CV$$

On adopte un treillis soudé de (150×150) de diamètre $\phi 6$

Schéma de ferrailage:

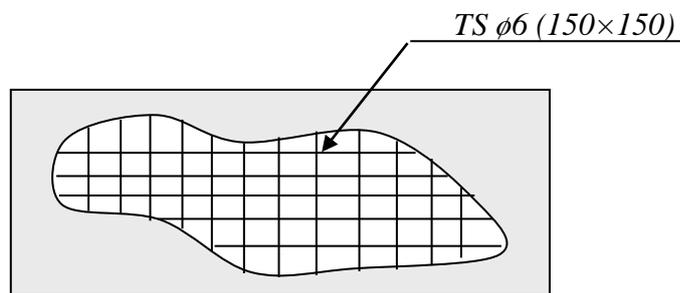


Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.3.Escalier

III.3.1.Définition :

L'escalier est un composant important qui permet de monter ou de descendre afin de changer de niveau. Il est composé d'un ensemble de marches ou de gradins, conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et maximum de sécurité.

Les caractéristiques d'un escalier :

- **Emmarchement** : la largeur de la volée.
- **Giron** : largeur d'une marche.
- **Paillasse** : la dalle inclinée qui soutient les gradins.
- **Palier** : partie de plancher située aux deux extrémités d'une volée.
- **Contre marche** : partie verticale de la marche.

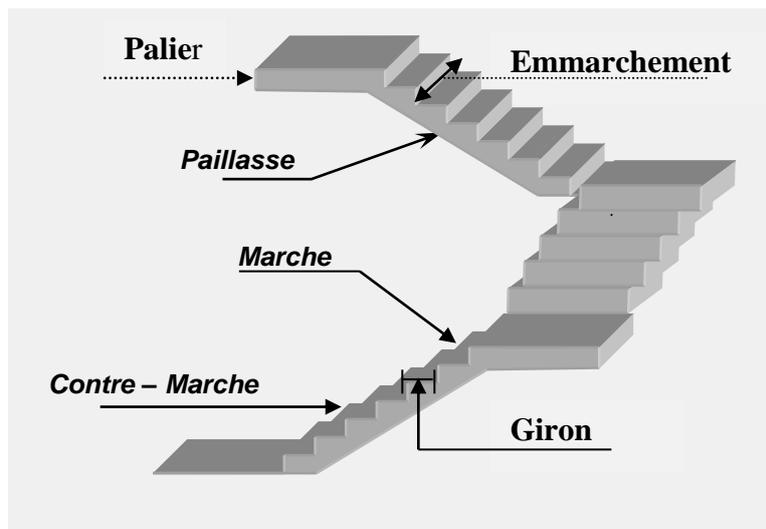


Figure III.8.Schéma d'escalier

Légende :

h : Hauteur d'une contre marche.

g : Largeur d'une marche qu'on l'appelle giron.

H : Hauteur de la volée.

L : Distance horizontale entre axes.

III.3.2. Dimensionnement :

Dans notre projet il existe deux types d'escaliers

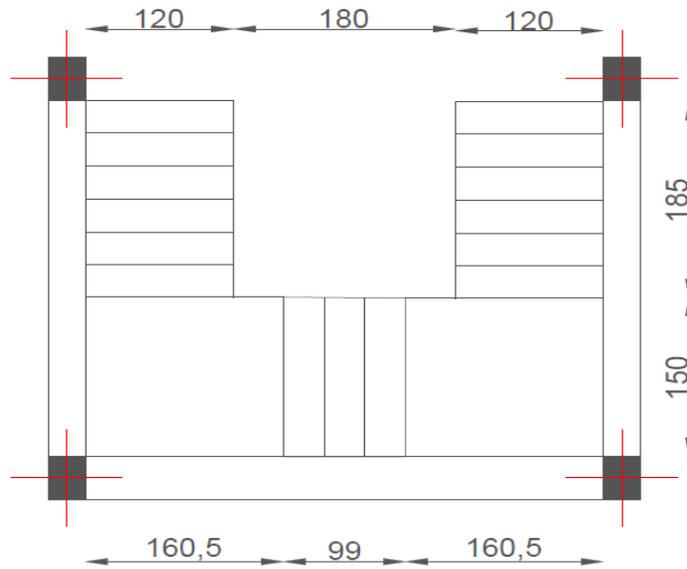


Figure III.9. Dimension des escaliers

Schéma statique des escaliers :

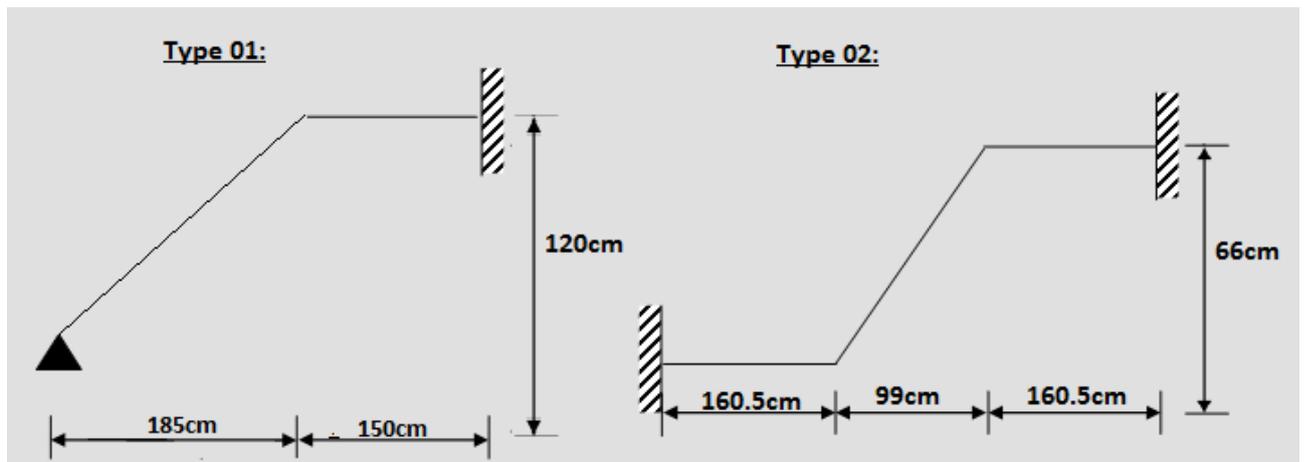


Figure III.10. Schéma statique des escaliers

Etudes de 1^{er} type :

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marches (h), on utilise généralement la formule de BLONDEL suivante :

$$59 \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

Avec :

n : nombre de contre marches

(n-1) : nombre de marches

$n \times h = H$: hauteur à monter

$(n-1) \times g = L$: longueur de la volée

La formule donne :

$$59\text{cm} \leq \frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} \leq 64\text{cm}$$

$$\frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} = 64\text{cm}$$

$$Ln + 2Hn - 2H = 64(n-1)n$$

$$Ln + 2Hn - 2H = 64n^2 - 64n$$

$$64n^2 - (L + 2H + 64)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - 489n + 240 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 421,52$$

$\left\{ \begin{array}{l} H: \text{ hauteur à monter} \\ L: \text{ longueur de la volée} \end{array} \right.$

Après la résolution de l'équation, on obtient $n=7$.

Donc

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \frac{H}{n} = \frac{120}{7} = 17\text{cm} \\ g = \frac{L}{n-1} = \frac{185}{7-1} = 31\text{cm} \end{array} \right.$$

Vérification :

$$g + 2h = 31 + 2 \times 17 = 65 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Épaisseur de la pailasse et le palier :

La pailasse est dimensionnée comme une dalle encastrée d'un seul côté.

$$\frac{L'}{30} \leq ep \leq \frac{L'}{20}$$

$$L' = \sqrt{H^2 + L^2} + 125$$

$$L' = \sqrt{120^2 + 185^2} + 150 = 370,5\text{cm} \quad \alpha = 32,97^\circ$$

$$\frac{370,5}{30} \leq ep \leq \frac{370,5}{20}$$

$$12,35\text{cm} \leq ep \leq 18,51\text{cm}$$

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

III.3.3.Evaluation des charges et surcharges :

1) La paillasse :

Charge permanente :

Tableau III.7. Charge permanente de paillasse

Poids propre $ep = 18\text{cm}$	$25 \times 0,18 / \cos\alpha = 5,36\text{KN/m}^2$
Mortier de pose horizontal $e = 2\text{cm}$	$0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose vertical $e = 2\text{cm}$	$0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
poids propre des marches	$0,17 / 2 \times 22 = 1,87 \text{ KN/m}^2$
carrelage horizontal $e = 2\text{cm}$	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
carrelage vertical $e = 2\text{cm}$	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
Garde-corps	1KN/m^2
Total	$\Sigma = G_1 = 9,91 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q_1 = 2,5\text{KN/m}^2$

2) Palier :

Charge permanente :

Tableau III.8. Charge permanente de palier

Poids propre $e_p = 18\text{cm}$	$25 \times 0,18 = 4,5 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose $e = 2\text{cm}$	$0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
Carrelage $e = 2\text{cm}$	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
Enduit de ciment $e = 2\text{cm}$	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
Total	$\Sigma = G_2 = 5,7 \text{ KN/m}^2$

2) Surcharge d'exploitation : $Q_1 = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Combinaison des charges :

Pour une bande de 1 m on a :

1) La pailleasse :

➤ E.L.U.R :

$$P_u = 1,35G_1 + 1,5Q_1$$

$$P_u = 1,35(9,91) + 1,5(2,5) = 17,128 \text{ KN / ml}$$

$$P_u = 17,128 \text{ KN / ml}$$

➤ E.L.S :

$$P_s = G_1 + Q_1$$

$$P_s = (9,91) + (2,5) = 12,41 \text{ Kn / ml}$$

$$P_s = 12,41 \text{ Kn / ml}$$

2) Le Palier :

➤ E.L.U.R :

$$P_u = 1,35G_2 + 1,5Q_2$$

$$P_u = 1,35(5,7) + 1,5(2,5) = 11,445 \text{ Kn / ml}$$

$$P_u = 11,445 \text{ Kn / ml}$$

➤ E.L.S :

$$P_s = G_2 + Q_2$$

$$P_s = (5,7) + (2,5) = 8,2 \text{ KN / ml}$$

$$P_s = 8,2 \text{ KN / ml}$$

Schéma statique :

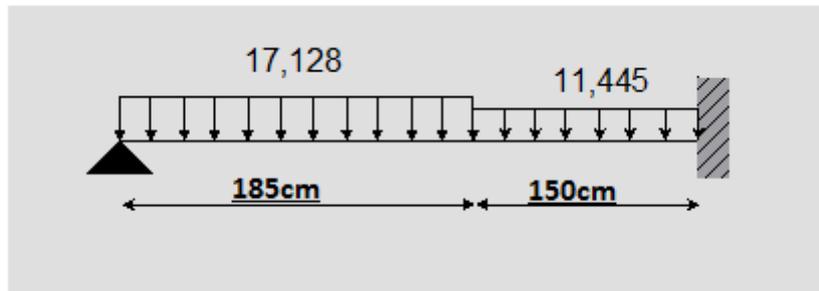


Figure III.11. Schéma statique a ELU

Après un calcul d'R.D.M, on trouve les résultats représentés dans les diagrammes ci-après.

ELU :

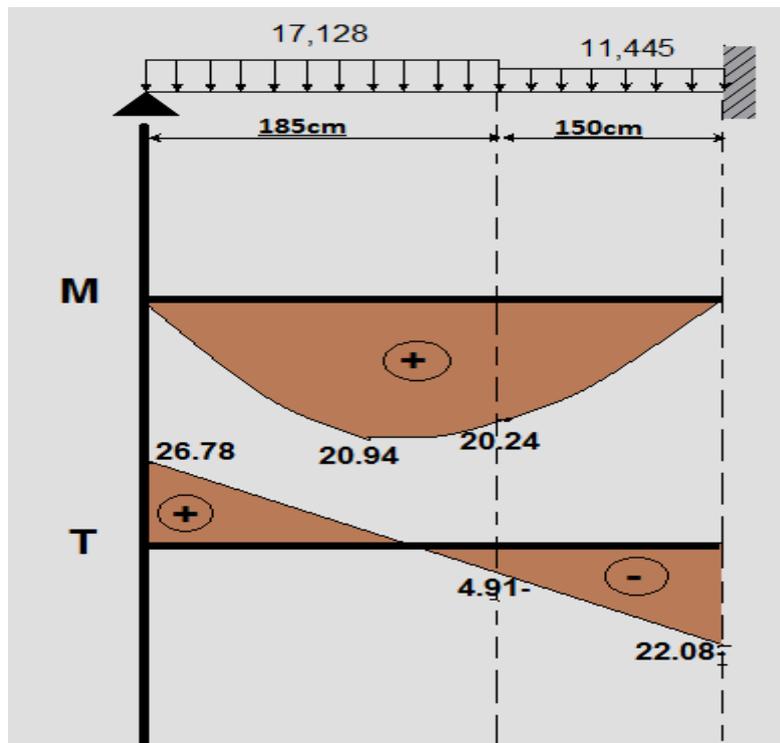


Figure III.12. Diagramme de M et T a ELU

$$M_{\max} = 20,94 \text{KN.m}$$

$$V_{\max} = 26,78 \text{KN.m}$$

Le moment en travée :

$$M_t = 0.85 \cdot 20.94 = 17.8 \text{KN.m}$$

Le moment en appuis :

$$M_a = 0.3 \cdot 20.94 = 6.28 \text{KN.m}$$

III.3.4.Ferraillage de l'escalier à E.L.U.R :

1) Le ferraillage en travée:

$$B = 100\text{cm} \quad h = 18\text{cm} \quad d = 16\text{cm} \quad c = 2\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_T}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{17.8 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 16^2} = 0,05$$

$$\mu = 0,05 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,05)}}{2} = 0,97$$

$$A_1 = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{17,8 \times 10^3}{348 \times 0,97 \times 16} = 3,29 \text{cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,93 \text{cm}^2$$

$$A = 3,29 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1,93 \text{cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

On prend : $A_a = \max (A_{\min} ; A)$

$$\text{Soit : } A = 4T12 = 4,52 \text{cm}^2$$

L'espacement :

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min (54\text{cm} , 33\text{cm})$$

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

On prend : $e = 25\text{cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = A / 4 = 4,52/4 = 1,13\text{cm}^2$$

On prend : $A_r = 5T8 = 2,51\text{cm}^2$

L'espaceur :

$$e \leq \min(4.h ; 45 \text{ cm}) = \min(72\text{cm}, 45\text{cm})$$

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

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

3) Le ferrailage sur appui :

$$Ma = 6,28\text{Kn.m}$$

$$b = 100\text{cm} \quad h = 18\text{cm} \quad d = 16\text{cm} \quad c = 2\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{6,28 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 16^2} = 0,017$$

$$\mu = 0,017 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,017)}}{2} = 0,99$$

$$A_1 = \frac{Ma}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{6,28 \times 10^3}{348 \times 0,99 \times 16} = 1,13\text{cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,93\text{cm}^2$$

$$A = 1,13\text{cm}^2 < A_{\min} = 1,93\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

On prend : $A_a = \max(A_{\min} ; A) = 1,93 \text{ cm}^2$

Soit : $A = 4T8 = 2,01\text{cm}^2$

L'espaceur :

$$e = \min(3h ; 33\text{cm}) = e \leq \min(54\text{cm}, 33\text{cm})$$

$$e \leq 33$$

On prend : $e = 25\text{cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = A / 4 = 2,01/4 = 0,502\text{cm}^2$$

On prend : $A_r = 4T8 = 2,01\text{cm}^2$

L'espacement :

$$e \leq \min (4.h ; 45 \text{ cm}) = e \leq \min (72\text{cm} , 45\text{cm})$$

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

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

III.3.5.Vérification de l'effort tranchant :

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

$$V_{u\max} = 26,78\text{Kn}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b.d} = \frac{26,78 \times 10}{100 \times 16} = 0,17\text{Mpa}$$

$$\overline{\tau_U} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{10}; 5\text{Mpa}\right) = \min(0,5\text{Mpa}, 5\text{Mpa}) \Rightarrow \overline{\tau_U} = 0,5\text{Mpa}$$

$$\tau_U = 0,17\text{Mpa} < \overline{\tau_U} = 0,5\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Armatures transversales :

$$\tau_U = 0,17\text{Mpa} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires à condition qu'il n'ait pas de prise de bétonnage pendant l'exécution.

III.3.6.Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Vérification :

1) travée :

$$V_U \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

$$a = \min(a'; 0.9d) = 14,4\text{cm}$$

$$V_U \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 100 \times 14,4 \times 10^{-1} = 960\text{KN}$$

$$V_U = 26,78\text{Kn} < 960\text{KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{26,78 + \frac{20,94}{0,9 \times 16}}{\frac{400}{1,15}} = 0,081 \text{ cm}^2$$

$$A = 4,52 \text{ cm}^2 > 0,081 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

2) Appui :

$$V_U \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 14,4 \text{ cm}$$

$$V_U \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 100 \times 14,4 \times 10^{-1} = 960 \text{ KN}$$

$$V_U = 26,78 \text{ KN} < 960 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{26,78 + \frac{20,94}{0,9 \times 16}}{\frac{400}{1,15}} = 0,081 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,081 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.3.7. Etat limite de service :

Schéma statique :

Après un calcul d'R.D.M, on trouve les résultats représentés dans les diagrammes suivant .

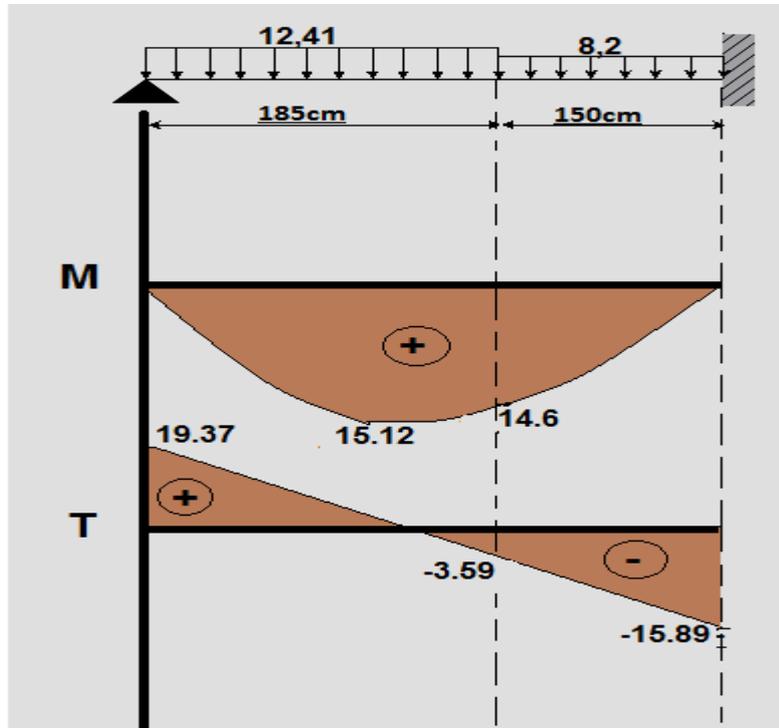


Figure III.13. Diagramme de M et T a ELS

$$M_{\max} = 15,12 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 19,37 \text{ KN / m}$$

Le moment en travée :

$$M_{st} = 0,85 * 15,12 = 12,85 \text{ KN.m}$$

Le moment en appuis :

$$M_{sa} = 0,3 * 15,12 = 4,54 \text{ KN.m}$$

➤ En travée :

➤ Position de l'axe neutre:

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4,52}{100} = 0,69cm$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0,69 \times 16 = 22,08cm^2$$

$$Y = -0,69 + \sqrt{0,69^2 + 22,08} = 4,06cm$$

$$Y = 4,06cm$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100}{3} (4,06)^3 + 15 \times 4,52 \times (16 - 4,06)^2$$

$$I = 11896,6cm^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{12,85 \times 10^3}{11896,6} = 1,08MPa / cm$$

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = K.Y = 1,08 \times 4,06 = 4,38MPa$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

$$\sigma_b = 4,38MPa < \bar{\sigma}_b = 15MPa \dots \dots \dots CV$$

Les armatures calculé à L'E.L.U.R dans l'appui sont convenables.

2) En appui :

Position de l'axe neutre:

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2,01}{100} = 0,30cm$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0,30 \times 16 = 9,6cm^2$$

$$Y = -0,30 + \sqrt{0,30^2 + 9,6} = 2,81cm$$

$$Y = 2,81cm$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100}{3}(2,81)^3 + 15 \times 2,01 \times (16 - 2,81)^2$$

$$I = 5984,98 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{4,54 \times 10^3}{5984,98} = 0,76 \text{ MPa / cm}$$

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = K.Y = 0,76 \times 2,81 = 2,14 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 2,14 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les armatures calculer à L'E.L.U.R dans l'appui sont convenables.

Etat limite de d'ouverture des fissures :

Les fissurations sont peu nuisible donc aucune vérification à faire pour les armatures.

Schéma de ferrailage :

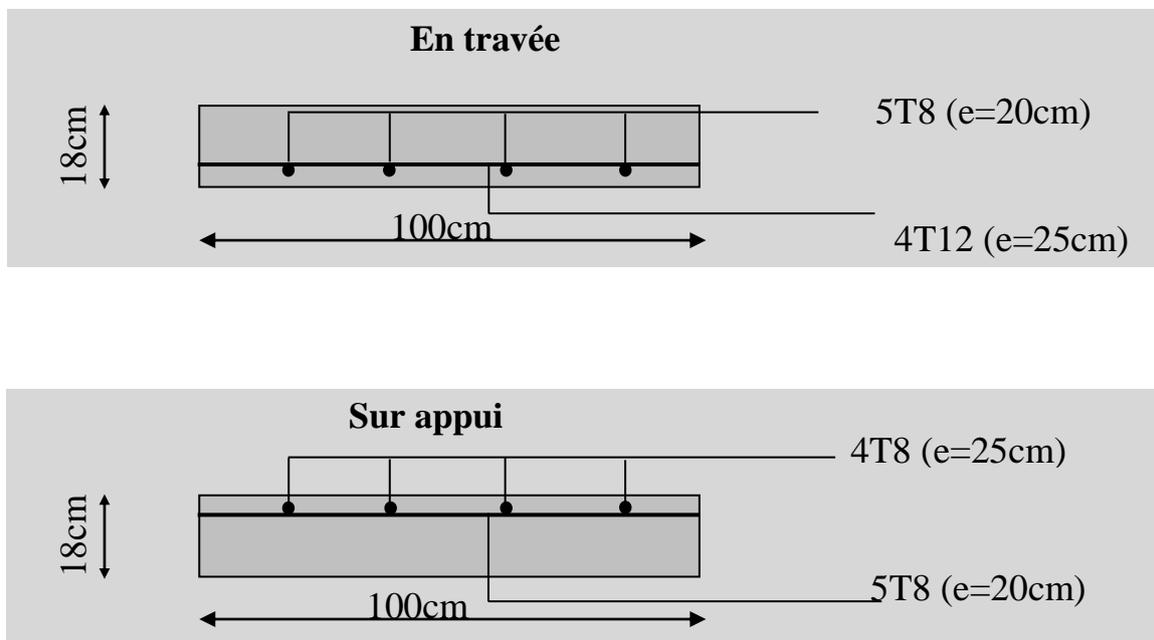


Figure III.14. Schéma de ferrailage d'escalier type 1

Etudes de 2^{ème} type :

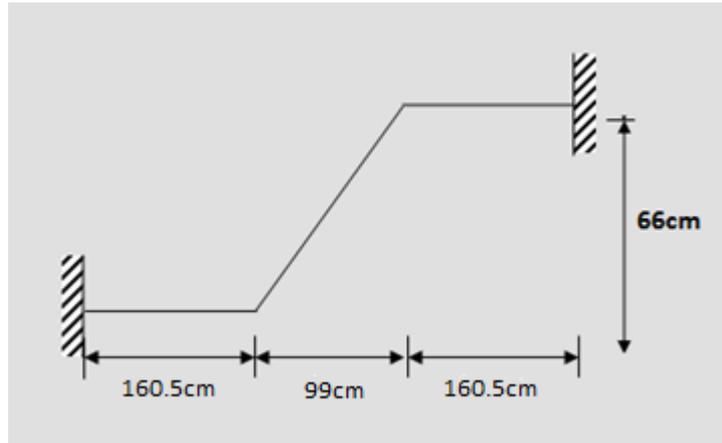


Figure III.15. Schéma statique de type 2

Comme le premier type on utilise la formule de BLONDEL suivant :

$$59 \leq g + 2h \leq 64cm$$

$$59cm \leq \frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} \leq 64cm$$

$$\frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} = 64cm$$

$$Ln + 2Hn - 2H = 64(n-1)n$$

$$Ln + 2Hn - 2H = 64n^2 - 64n$$

$$64n^2 - (L + 2H + 64)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - 295n + 132 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 230.72$$

$$n = 4$$

Après la résolution de l'équation, on obtient $n=4$

Donc

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{66}{4} = 16.5cm \\ g = \frac{L}{n-1} = \frac{99}{4-1} = 33cm \end{cases}$$

Vérification :

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 66cm \\ h = 16.5cm \\ g = 33cm \end{cases} \quad \text{Vérfiée.}$$

Épaisseur de la paillasse et le palier :

La paillasse est dimensionnée comme une dalle encastrée d'un seul côté.

$$\frac{L'}{30} \leq ep \leq \frac{L'}{20}$$

$$\alpha = \arctg \frac{H}{L} = \arctg \frac{66}{99} = 33,69^\circ$$

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha} + L_1 + L_2$$

$$L' = \frac{0,99}{\cos 33,69} + 1,605 + 1,605 = 4,4cm$$

$$\frac{440}{30} \leq ep \leq \frac{440}{20}$$

$$14,7cm \leq ep \leq 22cm$$

$$ep = 18cm$$

III.3.8.Evaluation des charges et surcharges :

1) la paillasse :

Charge permanente :

Tableau III.9. Charge permanente de paillasse

Poids propre ep = 18cm	25 x 0,18 / cosα = 5,4KN/m ²
Mortier de pose horizontal e =2cm	0,02 x 20 = 0,40 KN/m ²
Mortier de pose vertical e =2cm	0,02 x 20 = 0,40 KN/m ²
poids propre des marches	0,165 x 22 / 2 =1,82 KN/m ²
carrelage horizontal e=2cm	0,02 x 22 = 0,44 KN/m ²
carrelage vertical e=2cm	0,02 x 22 = 0,44 KN/m ²
Garde-corps	1KN/m ²
Total	Σ= G ₁ = 9,5 KN/m ²

Surcharge d'exploitation : $Q_1 = 2,5 \text{ KN/m}^2$

2) Palier :

Charge permanente :

Tableau III.10. Charge permanente de palier

Poids propre $ep = 18\text{cm}$	$25 \times 0,18 = 4,5 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose $e = 2\text{cm}$	$0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
Carrelage $e = 2\text{cm}$	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
Enduit de ciment $e = 2\text{cm}$	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
Total	$\Sigma = G_2 = 5,7 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q_2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Combinaison des charges :

Pour une bande de 1 m on a :

1) La paillasse :

➤ **E.L.U.R :**

$$P_u = 1,35G_1 + 1,5Q_1$$

$$P_u = 1,35(9,5) + 1,5(2,5) = 16,58 \text{ KN / ml}$$

$$P_u = 16,58 \text{ KN / ml}$$

➤ **E.L.S :**

$$P_s = G_1 + Q_1$$

$$P_s = (9,5) + (2,5) = 12 \text{ KN / ml}$$

$$P_s = 12 \text{ KN / ml}$$

2) Le Palier :

➤ **E.L.U.R :**

$$P_u = 1,35G_2 + 1,5Q_2$$

$$P_u = 1,35(5,7) + 1,5(2,5) = 11,445 \text{ KN / ml}$$

$$P_u = 11,445 \text{ KN / ml}$$

➤ E.L.S :

$$P_s = G_2 + Q_2$$

$$P_s = (5,7) + (2,5) = 8,2 \text{ KN / ml}$$

$$P_s = 8,2 \text{ KN / ml}$$

Schéma statique :

Après un calcul d'R.D.M on trouve les résultats représentés dans les diagrammes ci après.

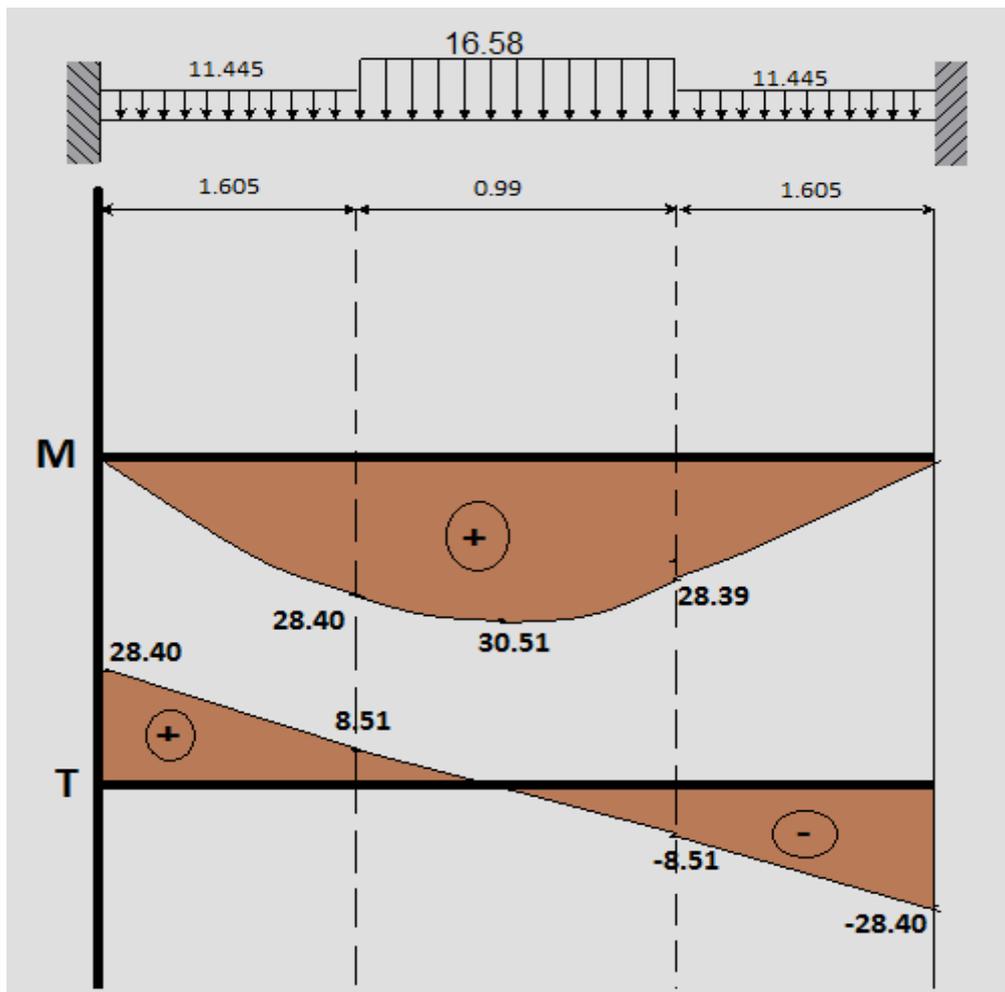


Figure III.16. Daigramme de M et T a ELU

$$M_{\max} = 30,51 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 28,40 \text{ KN / m}$$

Le moment en travée :

$$M_{ut} = 0,85 * 30,51 = 25,93 \text{ KN.m}$$

Le moment en appuis :

$$M_{ua} = 0,3 * 30,51 = 9,15 \text{ KN.m}$$

III.3.9. Ferrailage de l'escalier à E.L.U.R :

1) Le ferrailage en travée

$b = 100\text{cm} \quad h = 18\text{cm} \quad d = 16\text{cm} \quad c = 2\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{25,93 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 16^2} = 0,072$$

$\mu = 0,07 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,07)}}{2} = 0,96$$

$$A_1 = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{25,93 \times 10^3}{348 \times 0,96 \times 16} = 4,85\text{cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,93\text{cm}^2$$

$A = 4,85\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,93\text{cm}^2 \dots\dots\dots CV$

On prend : $A_a = \max (A_{\min} ; A) = 2,81\text{cm}^2$

Soit : $A = 5T12 = 5,65\text{cm}^2$

L'espacement :

$e = \min(3h ; 33\text{cm}) = e \leq \min (54\text{cm} , 33\text{cm})$

$e \leq 33\text{cm}$

On prend : $e = 20\text{cm}$.

Armatures de répartition :

$A_r = A / 4 = 5,65 / 4 = 1,41 \text{ cm}^2$

On prend : $A_r = 5T8 = 2,51\text{cm}^2$

L'espacement :

$e \leq \min(4.h ; 45 \text{ cm}) = e \leq \min (72\text{cm} , 45\text{cm})$

$e \leq 45$

On prend : $e = 20\text{cm}$

2) Le ferrailage sur appui :

$b = 100\text{cm}$ $h = 18\text{cm}$ $d = 16\text{cm}$ $c = 2\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{9,15 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 16^2} = 0,03$$

$$\mu = 0,03 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,03)}}{2} = 0,98$$

$$A_1 = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{9,15 \times 10^3}{348 \times 0,98 \times 16} = 1,68\text{cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,93\text{cm}^2$$

$$A = 1,68\text{cm}^2 < A_{\min} = 1,93\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

On prend : $A_a = \max (A_{\min} ; A) = 1,93\text{cm}^2$

Soit : $A = 4\text{T}12 = 4,52\text{cm}^2$

L'espacement :

$$e = \min(3h ; 33\text{cm}) = e \leq \min (54\text{cm} , 33\text{cm})$$

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

On prend : $e = 25\text{cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_t = A / 4 = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 5\text{T}8 = 2,51\text{cm}^2$

L'espacement :

$$e \leq \min (4.h ; 45 \text{ cm}) = e \leq \min (72\text{cm} , 45\text{cm})$$

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

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

III.3.10. Vérification de l'effort tranchant :

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

$$V_{u\max} = 28,40KN$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b.d} = \frac{28,40 \times 10}{100 \times 16} = 0,18MPa$$

$$\overline{\tau_U} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{10}; 5MPa\right) = \min(0,5MPa; 5MPa)$$

$$\Rightarrow \overline{\tau_U} = 0,5MPa$$

$$\tau_U = 0,18MPa < \overline{\tau_U} = 0,5MPa \dots \dots \dots CV$$

Armatures transversales :

$$\tau_U = 0,18 \text{ Mpa} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25Mpa \dots \dots \dots CV$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires à condition qu'il n'ait pas de prise de bétonnage pendant l'exécution.

III.3.11. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Vérification :

1) travée :

$$V_U \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 14,4cm$$

$$V_U \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 100 \times 14,4 \times 10^{-1} = 960KN$$

$$V_U = 28,40Kn < 960KN \dots \dots \dots CV$$

Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{28,40 + \frac{25,93}{0,9 \times 16}}{\frac{400}{1,15}} = 0,087cm^2$$

$$A = 5,65cm^2 > 0,087cm^2 \dots \dots \dots CV$$

2) Appui :

$$V_U \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 14,4\text{cm}$$

$$V_U \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 100 \times 14,4 \times 10^{-1} = 960\text{KN}$$

$$V_U = 28,40\text{KN} < 960\text{KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{28,40 + \frac{25,93}{0,9 \times 16}}{\frac{400}{1,15}} = 0,087\text{cm}^2$$

$$A = 4,52\text{cm}^2 > 0,087\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Etat limite de service :

Schéma statique :

Après un calcul d'RDM, on trouve les résultats représentés dans les diagrammes ci après.

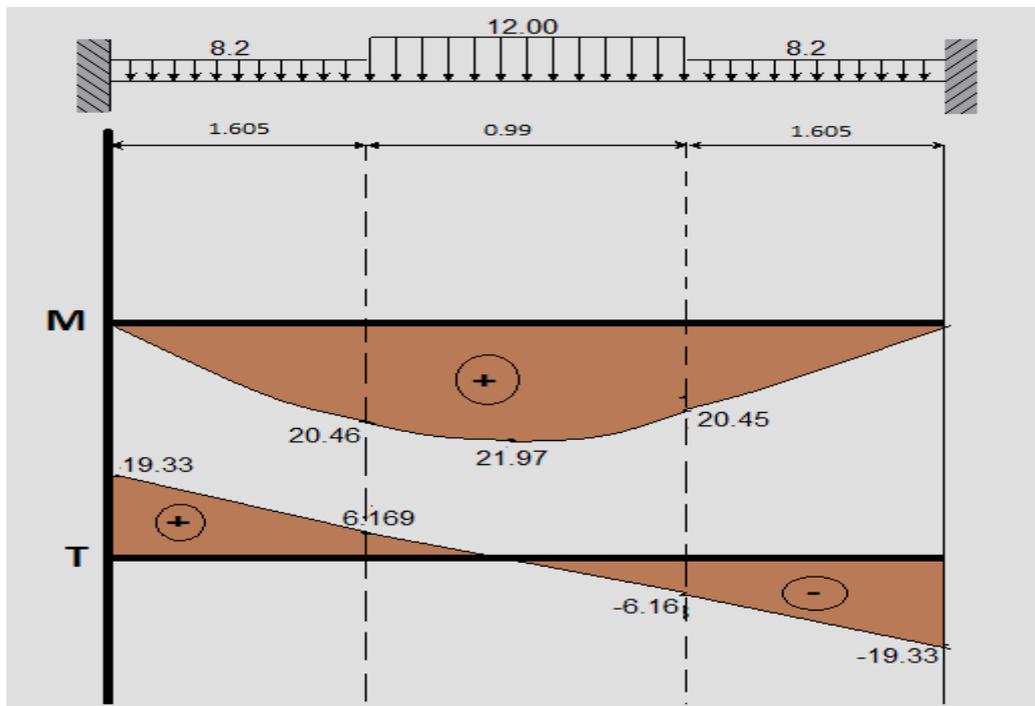


Figure III.17. Daigramme de M et T a ELS

$$M_{\max} = 21,97\text{KN.m}$$

$$V_{\max} = 19,33\text{KN / m}$$

Le moment en travée :

$$M_{st} = 0.85 \times 21.97 = 18.67 \text{ KN.m}$$

Le moment en appuis :

$$M_{sa} = 0.3 \times 21.97 = 6.59 \text{ KN.m}$$

1) En appuis :

Position de l'axe neutre:

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4.52}{100} = 0.678 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0.678 \times 16 = 21.696 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0.678 + \sqrt{0.678^2 + 21.696} = 4.028 \text{ cm}$$

$$Y = 4.028 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100}{3} (4.028)^3 + 15 \times 4.52 \times (16 - 4.028)^2$$

$$I = 11896.139 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{6.59 \times 10^3}{11896.139} = 0.55 \text{ Mpa / cm}$$

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = K, Y = 0.55 \times 4.028 = 2.22 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 2.22 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les armatures calculées à L'E.L.U.R à l'appui sont convenables.

2) En travée :

Position de l'axe neutre:

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{5,65}{100} = 0,85cm$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0,85 \times 16 = 27,2cm^2$$

$$Y = -0,85 + \sqrt{0,85^2 + 27,2} = 4,43cm$$

$$Y = 4,43cm$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100}{3} (4,43)^3 + 15 \times 5,65 \times (16 - 4,43)^2$$

$$I = 14242,99cm^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{18,67 \times 10^3}{14242,99} = 1,31MPa / cm$$

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = K.Y = 1,31 \times 4,43 = 5,8MPa$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

$$\sigma_b = 5,8MPa < \overline{\sigma_b} = 15MPa \dots \dots \dots CV$$

Les armatures calculées à L'E.L.U.R à l'appui sont convenables.

Etat limite de d'ouverture des fissures :

La fissuration sont peu nuisible donc aucune vérification à faire pour les armatures.

Schéma de ferrailage :

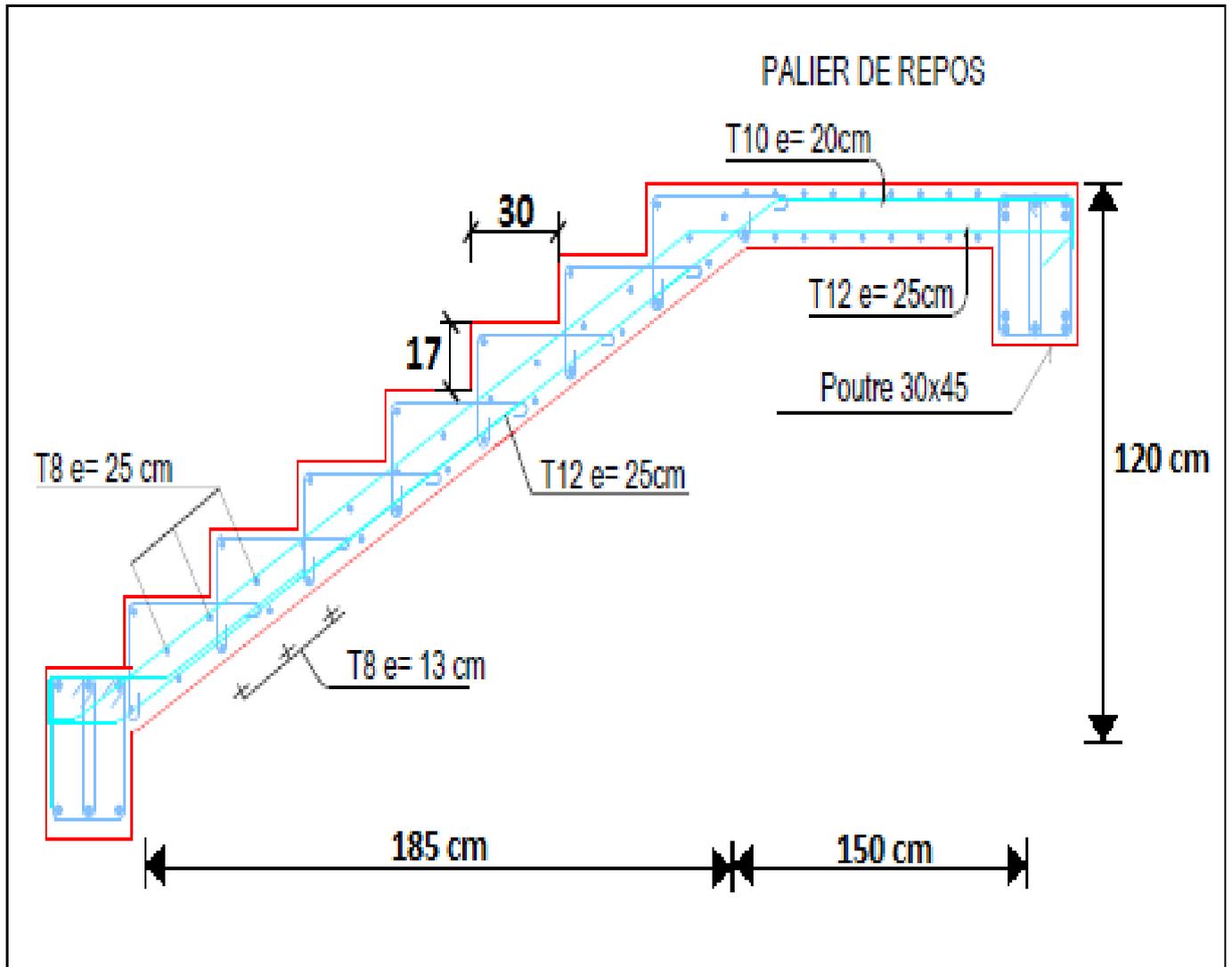


Figure III.19.Schéma de ferrailages d'escaliers types 1

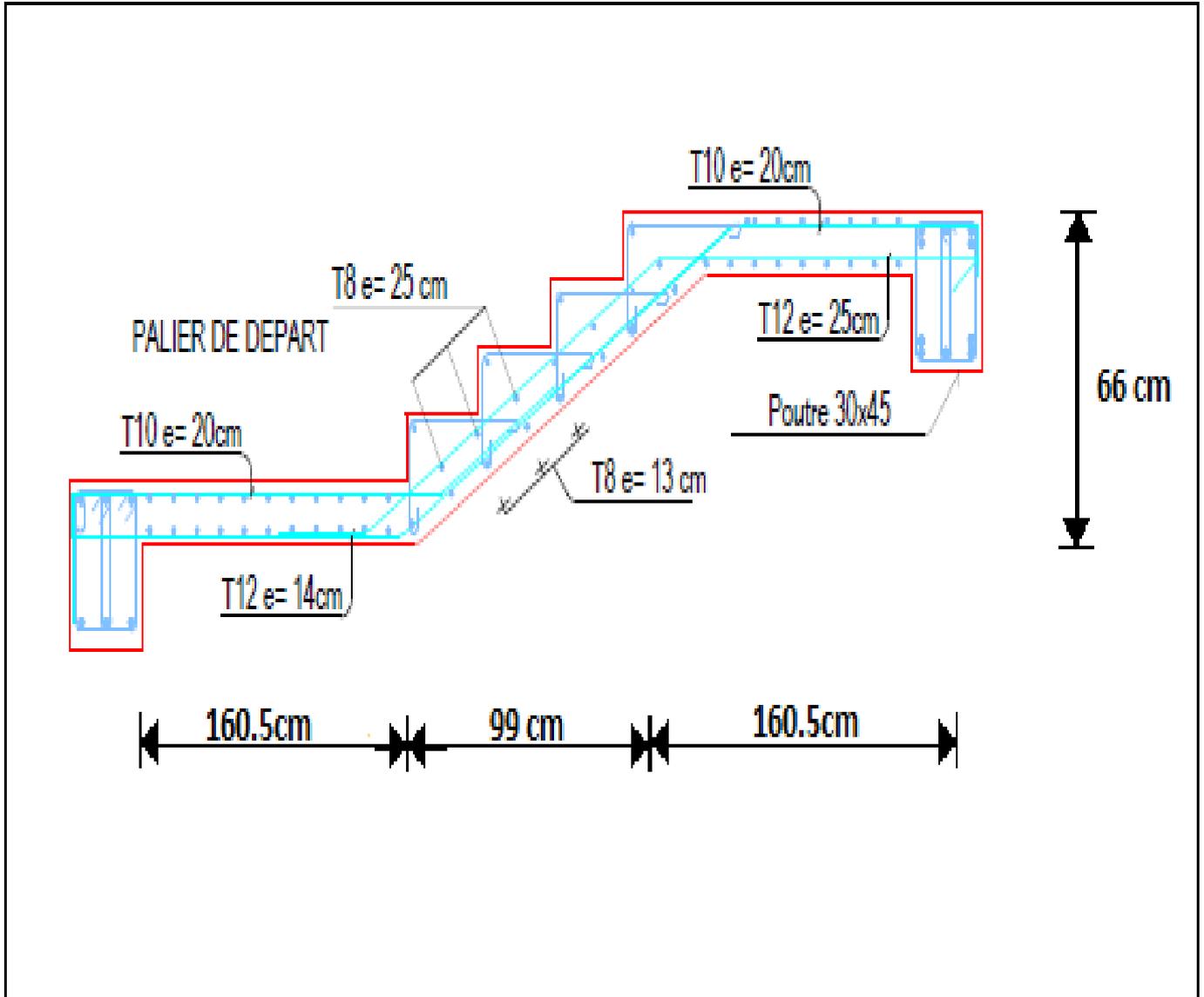


Figure III.20.Schéma de ferrailages d'escaliers types 2

III.4. Balcon :

III.4.1. Introduction :

Le balcon est un élément décoratif dans les bâtiments à usage d'habitation, il est constitué de dalle pleine encrée dans les poutres longitudinales, sous l'effet d'une sollicitation du 1^{ère} genre en travaillant à la flexion simple

Dans notre projet, on a deux types de balcon.

1^{ère} type : encasté sur 2 cotés

III.4.2 calcul et vérification :

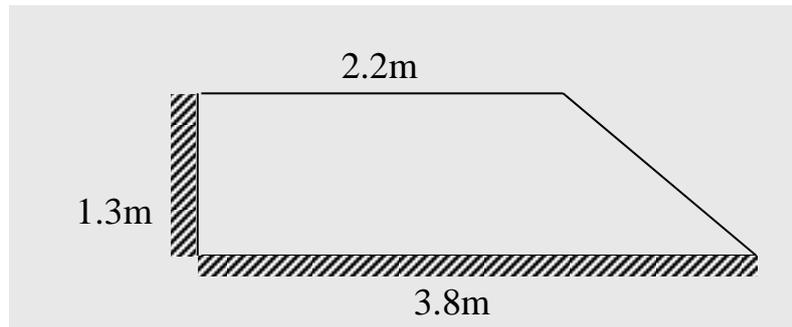
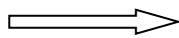


Figure III.21. Schéma statique de balcon type 1

$$c = 2,2m$$

$$a = 3,8m$$

$$b = 1,3m$$



On peut étudier le balcon trapézoïdal comme un balcon rectangulaire

$$\frac{c}{a} = \frac{2,2}{3,8} = 0,57 > 0,25$$

Avec

$$ar = \frac{2}{3}(2c + a) \frac{a}{a + c} = ar = \frac{2}{3}(2 \times 2,2 + 3,8) \frac{3,8}{3,8 + 2,2} = 3,46m$$

$$br = b - \frac{a(a - c)}{6(a + c)} = 1,3 - \frac{3,8(3,8 - 2,2)}{6(3,8 + 2,2)} = 1,13m$$

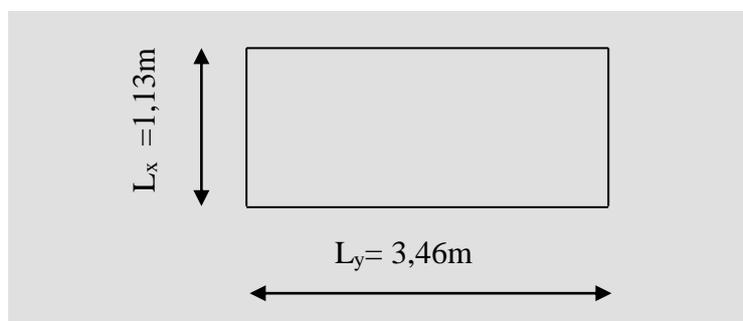


Figure III.22. Dimension de balcon type 1

Prédimensionnement :

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,13}{3,46} = 0,32 < 0,4 \quad \Longrightarrow \text{Donc la dalle travaille dans un seul sens}$$

Epaisseur de la dalle :

$$\frac{L}{m} \leq h \leq \frac{L}{m}$$

Tableau III.11. Epaisseur de la dalle

	Dalle (dans 1 sens)		Dalle (dans 2 sens)	
	simple	Continue	simple	Continue
m	25 - 35	30 - 40	30 - 40	35 - 45

$$\frac{113}{35} \leq h \leq \frac{113}{25} \quad 3,22 \leq h \leq 4,52$$

Pratiquement On prend : h = 15cm

1) Evaluation des charges et surcharges :

Charge permanente:

Tableau III.12. Charge permanente de balcon

Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	3	20	0,60
Dalle en B.A	15	25	3,75
Enduit en ciment	2	18	0,36
Total			G₁=5,15

3) Charge concentrique de garde-corps :

Tableau III.13.Charge concentrique de garde-corps

Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
Brique creuse	10	9	0,9
Enduit en ciment	2x2	18	0,72
Total			G₂=1,62

Surcharge d'exploitation : $Q=3,5\text{KN/ml}$

$Q_m=1,00\text{ KN/ml}$

$$G_2 = \frac{1,62 \times 0,9}{1,13} = 1,29\text{KN / ml}$$

Pour une bande de 1 m de largeur

Sollicitation des efforts:

➤ L'état limite de résistance E.L.U.R :

$$p_u = 1,35(G_1 + G_2) + 1,5Q$$

$$p_u = 1,35(5,15 + 1,29) + 1,5 \times 3,5 = 13,944\text{KN / ml}$$

➤ L'état limite de service E.L.S :

$$p_s = (G_1 + G_2) + Q$$

$$p_s = (5,15 + 1,29) + 3,5 = 9,94\text{KN / ml}$$

Calcul des moments fléchissant :

$$M_0 = Q_m \times h_{Gc}$$

$$M_0 = -1 \times 0,9 = -0,9\text{KN.m}$$

$$M_u = -\left[\left(\frac{P_u \times L^2}{2} \right) + 1,5 \times M_0 \right]$$

$$M_u = -\left[\left(\frac{13,944 \times 1,13^2}{2} \right) + 1,5 \times 0,9 \right]$$

$$M_u = -10,25\text{KN.m}$$

Effort tranchant :

$$V_U = p_u \cdot L = 13,944 \times 1,13 = 15,756 \text{KN}$$

III.4.3. Ferrailage du balcon (E.L.U.R) :

$$b = 100\text{cm} \quad h = 15\text{cm} \quad d = 12\text{cm} \quad c = 3\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{10,25 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 12^2} = 0,05$$

$$\mu = 0,05 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,05)}}{2} = 0,97$$

$$A_1 = \frac{M_U}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10,25 \times 10^3}{348 \times 0,97 \times 12} = 2,53 \text{cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,44 \text{cm}^2$$

$$A = 2,53 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1,44 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

On prend : $A_a = \max (A_{\min} ; A)$

$$\text{Soit : } A = 4T12 = 4,52 \text{cm}^2$$

L'espacement :

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min (45\text{cm} , 33\text{cm})$$

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

On prend : $e = 25\text{cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = A / 4 = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 5T8 = 2,51 \text{cm}^2$

L'espacement :

$$e \leq \min(4.h ; 45 \text{ cm}) = \min (60\text{cm} , 45\text{cm})$$

$e \leq 45$

On prend : $e = 32 \text{ cm}$

III.4.4. Vérification de l'effort tranchant :

$V_{u \max} = 15,756 \text{ KN}$

$\tau_U = \frac{V_U}{b.d} = \frac{15,756 \times 10}{100 \times 12} = 0,131 \text{ Mpa}$

$\overline{\tau_U} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = \min(2,5 \text{ Mpa}, 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \overline{\tau_U} = 2,5 \text{ Mpa}$

$\tau_U = 0,131 \text{ Mpa} < \overline{\tau_U} = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$

Armatures transversales :

$\tau_U = 0,131 \text{ Mpa} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires à condition qu'il n'aura pas de prise de bétonnage pendant l'exécution.

III.4.5. Vérification à l'état limite de service E.L.S :

$M_s = -\left[\left(\frac{P_s \times L^2}{2}\right) + M_0\right]$

$M_s = -\left[\left(\frac{9,94 \times 1,13^2}{2}\right) + 0,9\right]$

$M_s = -7,27 \text{ Kn.m}$

Position de l'axe neutre:

$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$

$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4,52}{100} = 0,678 \text{ cm}$

$E = 2.D.d = 2 \times 0,678 \times 12 = 16,272 \text{ cm}^2$

$Y = -0,678 + \sqrt{0,678^2 + 16,272} = 3,412 \text{ cm}$

$Y = 3,412 \text{ cm}$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100}{3} (3,412)^3 + 15 \times 4,52 \times (112 - 3,412)^2$$

$$I = 6324,55 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{7,24 \times 10^3}{6324,55} = 1,14 \text{ Mpa/cm}$$

$$\sigma_b = K \cdot y = 1,14 \times 3,412 = 3,889 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3,889 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s = 15 \times K(d - y) = 15 \times 1,14(12 - 3,412) = 146,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 146,85 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \zeta = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right\} \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \{ 266,67 \text{ MPa}, \max(200 \text{ MPa}; 201,63 \text{ MPa}) \}$$

$$\overline{\sigma}_s = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 146,83 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 200 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Etat limite de déformation :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{0,75 \times M_x}{20 \times M_x} \Rightarrow \frac{15}{113} = 0,132 > \frac{0,75}{20} = 0,0375 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 12} = 0,00376 < \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage :

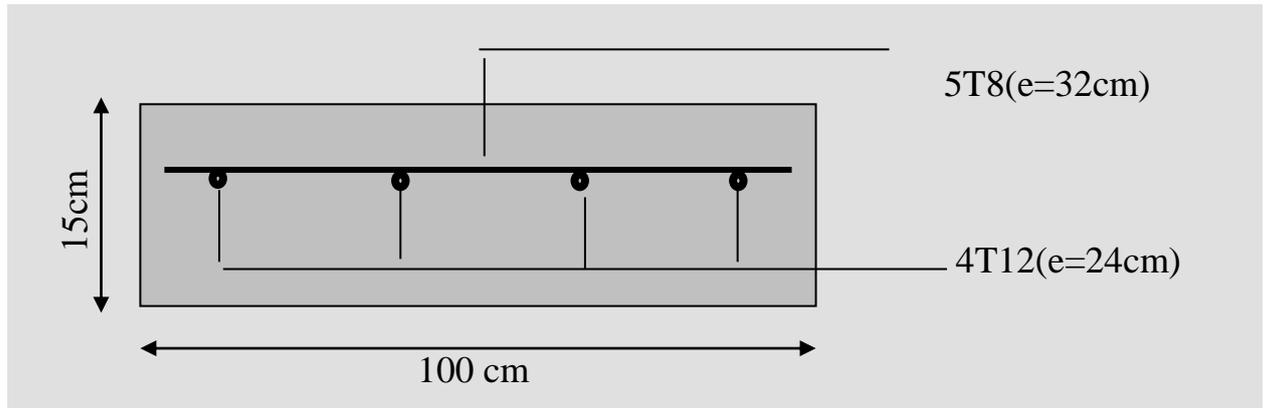


Figure III.23.Schéma de ferrailage de balcon type 1

2^{ème} type : encastré sur 2 cotés

Calcul et vérification :

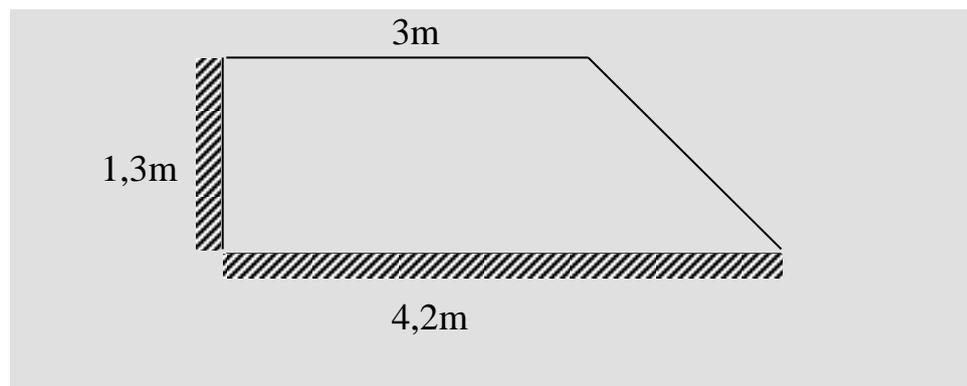


Figure III.24.Balcon type 02

$$c = 3m$$

$$a = 4,2m$$

$$b = 1,3m$$

$$\frac{c}{a} = \frac{3}{4,2} = 0,71 > 0,25$$



On peut étudier le balcon trapézoïdal comme un balcon rectangulaire

Avec:

$$ar = \frac{2}{3}(2c + a) \frac{a}{a + c} = 3,97m$$

$$br = b - \frac{a(a - c)}{6(a + c)} = 1,18m$$

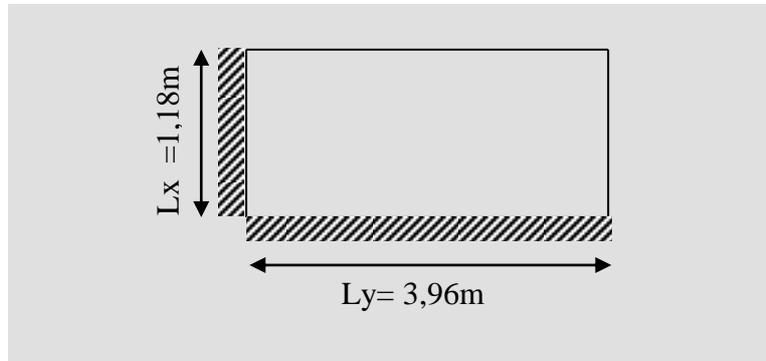


Figure III.25. Délimitations de balcon type 02

Prédimensionnement :

Le calcul ce fait pour une bande de 1m

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,18}{3,96} = 0,29 < 0,4 \quad \Rightarrow \text{Donc la dalle travaille dans un seul sens}$$

Epaisseur de la dalle :

$$\frac{L}{m} \leq h \leq \frac{L}{m}$$

$$\frac{118}{35} \leq h \leq \frac{118}{25} \quad 3.37 \leq h \leq 4.72$$

Pratiquement On prend : $h = 15cm$

D'après le premier type on à

$$G_1 = 5,15KN / ml$$

$$Q_{balcon} = 3,5KN / ml$$

$$G_2 = \frac{1,62 \times 0,9}{1,18} 1,23KN / ml$$

$$Q_m = 1KN / ml$$

1) à l'état limite de résistance E.L.U.R :

$$p_u = 1,35(G_1 + G_2) + 1,5Q$$

$$p_u = 1,35(5,15 + 1,23) + 1,5 \times 3,5 = 13,863 \text{KN} / \text{ml}$$

2) à l'état limite de service E.L.S :

$$p_s = (G_1 + G_2) + Q$$

$$p_s = (5,15 + 1,23) + 3,5 = 9,88 \text{KN} / \text{ml}$$

Calcul des moments fléchissant :

$$M_0 = Q_m \times h_{Gc}$$

$$M_0 = -1 \times 0,9 = -0,9 \text{KN.m}$$

$$M_u = - \left[\left(\frac{P_u \times L^2}{2} \right) + 1,5 \times M_0 \right]$$

$$M_u = -11 \text{KN.m}$$

Effort tranchant :

$$V_U = p_u \times L = 13,863 \times 1,18 = 16,358 \text{KN}$$

III.4.6. Ferrailage du balcon (E.L.U.R) :

b= 100cm h= 15cm d= 12cm c= 3cm

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{11 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 12^2} = 0,05$$

$$\mu = 0,05 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,05)}}{2} = 0,97$$

$$A_1 = \frac{M_U}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11 \times 10^3}{348 \times 0,97 \times 12} = 2,89 \text{cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,44 \text{cm}^2$$

$$A = 2,89 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1,44 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

On prend : $A_a = \max(A_{\min}; A)$

Soit : $A = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

$A_r = A / 4 = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2$

On prend : $A_r = 5T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

On prend : $e = 32 \text{ cm}$

III.4.7. Vérification de l'effort tranchant :

$V_{u \max} = 16,358 \text{ KN}$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b.d} = \frac{16,358 \times 10}{100 \times 12} = 0,136 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_U} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = \min(2,5 \text{ Mpa}, 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \overline{\tau_U} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_U = 0,136 \text{ Mpa} < \overline{\tau_U} = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.4.8. Vérification à l'état limite de service E.L.S :

$$M_s = -\left[\left(\frac{P_s \times L^2}{2}\right) + M_0\right]$$

$$M_s = -7,77 \text{ Kn.m}$$

Position de l'axe neutre:

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4,52}{100} = 0,678 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0,678 \times 12 = 16,272 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0,678 + \sqrt{0,678^2 + 16,272} = 3,412 \text{ cm}$$

$$Y = 3,412 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100}{3} (3,412)^3 + 15 \times 4,52 \times (112 - 3,412)^2$$

$$I = 6324,55 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{7,77 \times 10^3}{6324,55} = 1,22 \text{ Mpa/cm}$$

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = K \cdot y = 4,162 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 4,162 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots CV$$

Etat limite de d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s = 15 \cdot K(d - y) = 157,16 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \zeta = \min \left\{ \frac{2}{3} fe, \max(0.5 fe; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\} \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.67 \text{ Mpa}, \max(200 \text{ Mpa}; 201,63 \text{ Mpa}) \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 200 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 157.16 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 200 \text{ Mpa} \dots \dots \dots CV$$

Etat limite de déformation :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{0,75 \times M_x}{20 \times M_x} \Rightarrow 0,127 > 0,0375 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow 0,00376 < 0,005 \dots \dots \dots CV$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage:

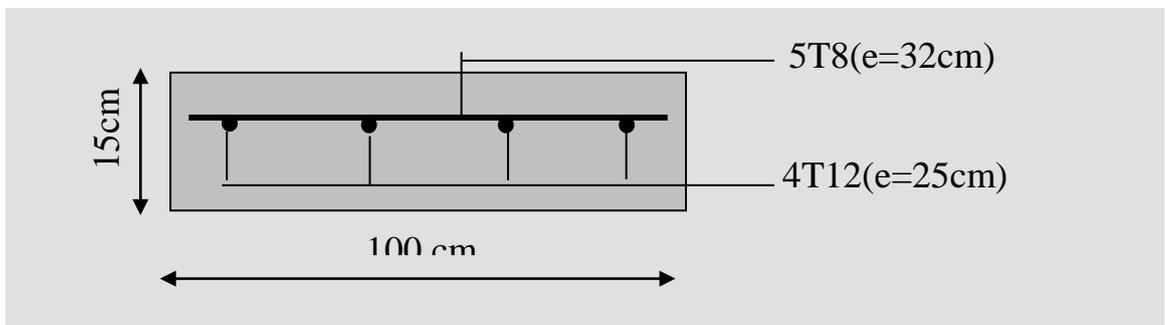
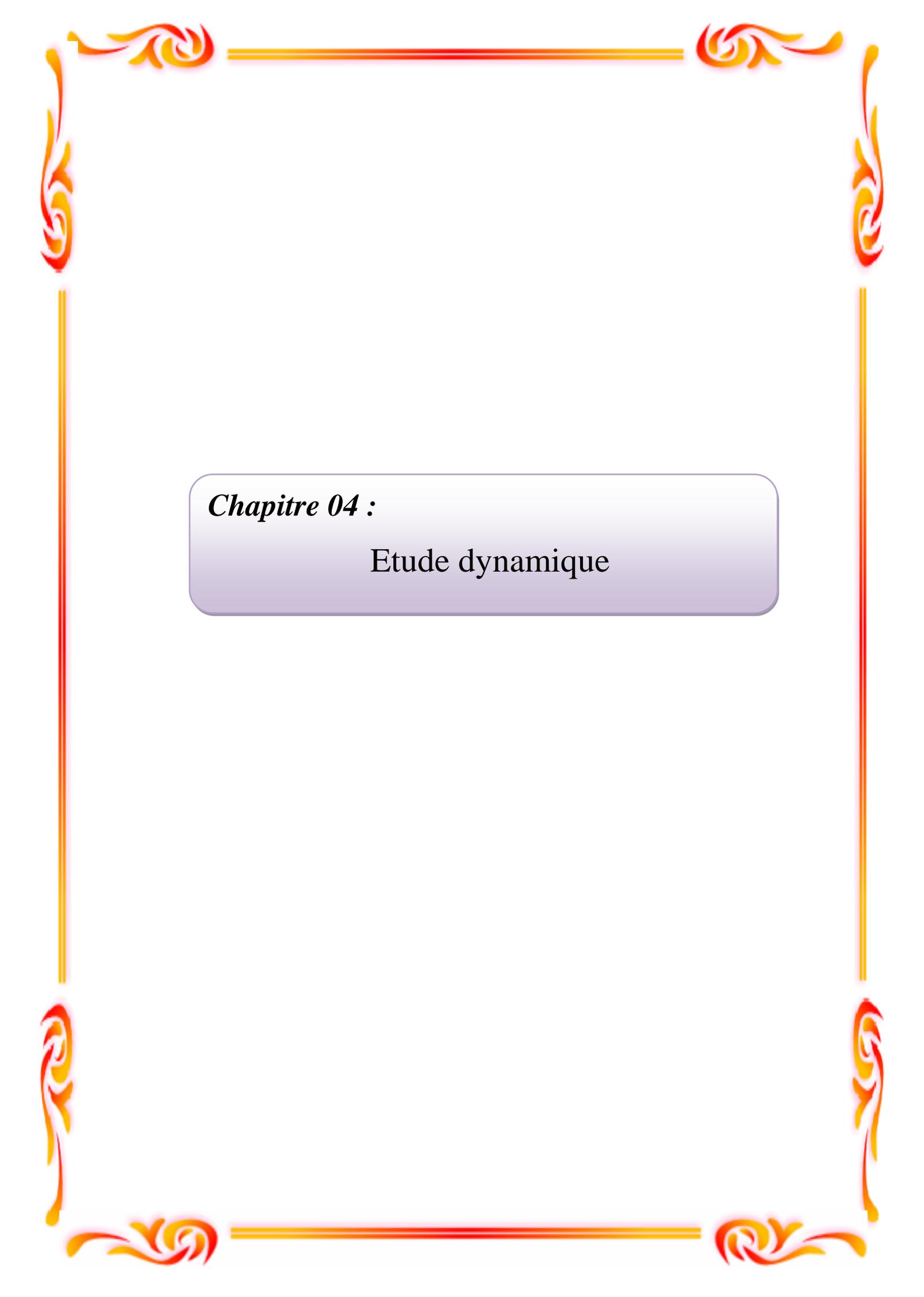


Figure III.26.Schéma de ferrailage de balcon type 2



Chapitre 04 :

Etude dynamique

Etude dynamique en zone sismique

IV.1. Introduction :

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.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées..

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des Caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude Pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse

IV.2. Etude sismique :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.1 Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Wall à quatre nœuds.

- La dalle est modélisé par un élément surfacique type Slab à quatre nœuds.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.2.2 Modélisation de masse :

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1. La méthode statique équivalente :

a) Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

b) Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plan au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes
- **Zone IIa*** groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m
 - * groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - * groupe d'usage 1A, si si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

IV.3.2. La méthode modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

a) Principe :

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 calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec}$$

où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

b) Analyse modale spectrale :

➤ Utilisation des spectres de réponse :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad [2]$$

➤ Représentation graphique du spectre de réponse

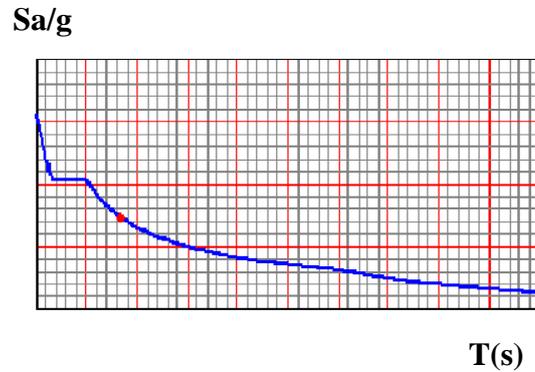


Figure IV.1. Spectre de réponse

Avec :

g : accélération de la gravité,

A : coefficient d'accélération de zone,

η : facteur de correction d'amortissement,

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement,

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité.

➤ Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

* groupe d'usage : **2** } → **A=0.15**

*zone sismique : **IIa**

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.**

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \\ C_T = 0,05 \end{cases}$$

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

⇒ 34.34m

D : est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considéré

$$\begin{cases} \Rightarrow D_x = 18,4m, \\ \Rightarrow D_y = 18.4m \end{cases}$$

Selon x-x :

$$T_x = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{34,34}{\sqrt{18,4}} = 0,72sec \\ T = 0,05 \times (34,34)^{3/4} = 0,709 sec \end{cases}$$

-sens (x-x) : T_x = min(0.72,0.709) = 0.709sec.

Selon y-y :

$$T_Y = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{34,34}{\sqrt{18,4}} = 0,72 \text{sec} \\ T = 0,05 \times (34,34)^{3/4} = 0,709 \text{ sec} \end{cases}$$

-sens (y-y) : $T_y = \min(0.72, 0.709) = 0.709 \text{sec.}$

Donc on prend :

$$\begin{cases} T_x = 0,709 \text{sec} \\ T_y = 0,709 \text{sec} \end{cases}$$

Sol meuble → site3 $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec.} \end{cases}$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$\rightarrow \begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} & T_2 < T_x < 3,0 \text{ sec} \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} & \dots\dots T_2 < T_y < 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

ξ (%) : est Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages [tableau VI.2]

Pour notre cas on prend $\xi = 7\%$

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} \geq 0,7 \rightarrow \eta = 0,88$

Alors :

$$\rightarrow \begin{cases} Dx = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} & T_2 < T_x < 3,0 \text{ sec} \\ Dy = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} & \dots T_2 < T_y < 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Donc :

$$\rightarrow \begin{cases} Dx = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0,88 \left(\frac{0,5}{0,709} \right)^{2/3} = 1,74 \\ Dy = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0,88 \left(\frac{0,5}{0,709} \right)^{2/3} = 1,74 \end{cases}$$

➤ **coefficient de comportement :**

les valeurs du coefficient de comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement tableau (4.3) (Art 4.2.3 RPA 99/version 2003.), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé (R=4).

➤ **Q : facteur de qualité**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad [2]$$

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

Sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

Tableau IV.1. Facteur de qualité

Critère q	observée (o/n)	$P_{q//xx}$	observée (o/n)	$P_{q//yy}$
Conditions minimales sur les sites de contreventement	non	0.05	non	0.05
Redondance en plan	non	0.05	non	0.05
Régularité en plan	oui	00	oui	00
Régularité en élévation	oui	00	oui	00
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.05	oui	0.05
<i>Contrôle de la qualité l'exécution</i>	<i>non</i>	<i>0.1</i>	<i>non</i>	<i>0.1</i>

$$Q//xx = 1+(0+ 0+ 0.05+ 0.05+ 0.1) = 1.25$$

$$Q//yy = 1+(0+ 0+ 0.05+ 0.05+ 0.1) = 1.25$$

➤ **W : poids de la structure :**

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

W_i Étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad [2]$$

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher " i ";

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau " i ";

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau " i ";

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). [2]

Le tableau suivant récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment

Tableau IV.2.Paramètres sismiques

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe 2 Hauteur bâtiment < 48m Zone sismique IIa	0,15
R	Système de contreventement portiques contreventée par des voiles	4
Q	$1+\Sigma P_q$	1,25
ϵ	-	7%
η	$[(7/(2+\epsilon))^{1/2} \geq 0,7$	0,88
T_1	Site 3	0,15 s
T_2	Site 3	0,50 s

On calcule les coefficients C_x, C_y qui sont obtenus par les formules suivantes :

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} C_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \quad \text{Suivant l'axe X.} \\ C_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \quad \text{Suivant l'axe Y.} \end{array} \right.$$

Sachant que :

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = C_x \times W \\ V_y = C_y \times W \end{array} \right.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_x = \frac{0,15 \times 1,74 \times 1,25}{4} = 0,08 \quad \text{Suivant l'axe X.} \\ C_y = \frac{0,15 \times 1,74 \times 1,25}{4} = 0,08 \quad \text{Suivant l'axe Y.} \end{array} \right.$$

L'effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 0,08 \times W = 0,08 \times 29898,356 = 2391,88 \\ V_y = 0,08 \times W = 0,08 \times 29898,356 = 2391,88 \end{array} \right.$$

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

L'une des premières vérifications préconisée par le « **RPA99 version 2003** » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport :

$$\text{Le rapport } \frac{0,8V}{V_t}.$$

IV.4. Interprétation des résultats de l'analyse sismique:

a)-Modèle initial (sans voile) :

Le modèle initial dans cette étude est donné sur la figure **IV.2**.

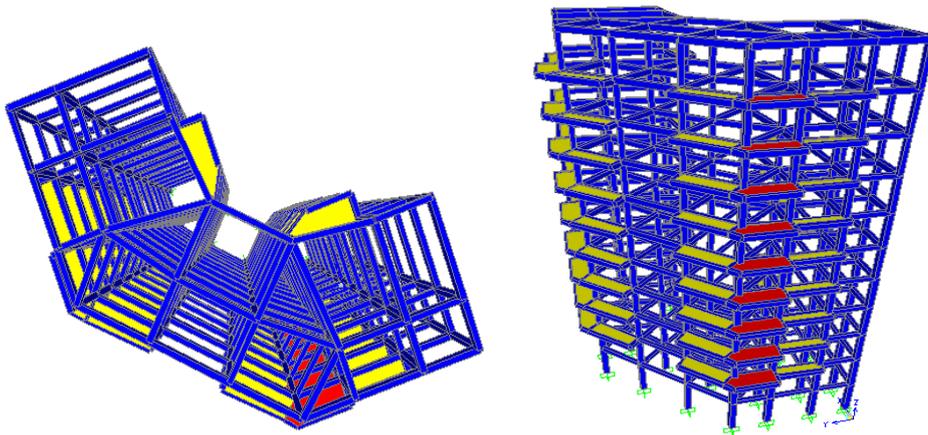


Figure IV.2. Modèle initiale (sans voile)

a.1. Caractéristiques dynamiques propres du modèle initiale :

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau IV.3 Périodes et facteurs de participation massique du modèle initiale.

StepN um	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ
Unitle	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	1,52502	0,42042	0,38343	0,00000175	0,42042	0,38343	0,00000175	0,60573
2	1,423611	0,37152	0,40867	8,515E-09	0,79194	0,79209	0,00000176	0,0047
3	1,29507	0,01679	0,01693	2,713E-09	0,80873	0,80902	0,00000176	0,19527
4	0,52895	0,05975	0,05459	0,00000444	0,86848	0,86361	0,00000621	0,08623
5	0,499899	0,05048	0,05555	1,988E-08	0,91896	0,91916	0,00000623	0,00023
6	0,45709	0,00031	0,00024	1,258E-08	0,91927	0,9194	0,00000624	0,02673
7	0,296097	0,01468	0,01331	6,526E-08	0,93395	0,93271	0,00000630	0,02108
8	0,284487	0,01293	0,01423	1,417E-09	0,94688	0,94694	0,00000631	0,000033
9	0,259211	0,00002439	0,000044	8,234E-10	0,94691	0,94698	0,00000631	0,00666
10	0,197406	0,00773	0,00709	0,00000655	0,95464	0,95407	0,00001287	0,01116
11	0,19038	0,00684	0,00745	2,098E-08	0,96148	0,96151	0,00001289	0,000041
12	0,17293	0,00004881	0,000065	4,256E-08	0,96153	0,96158	0,00001293	0,00353

On constate que le modèle présente :

- Une période fondamentale : $T=1,52\text{sec} > 1.3T_x=0.92\text{sec}$ CNV
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 5^{ème} mode,
- Le 1^{er} mode est un mode de torsion.
- Le 2^{ème} mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

D'après le fichier des résultats de l'sap 2000 on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 1860.225KN \\ F_2 = V_t^y = 1864.921KN \end{cases}$$

$$\text{Ona : } W=29898.356KN \longrightarrow \begin{cases} V^x = 1913.496KN \\ V^y = 1913.496KN \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 2391.87KN \\ 0,8V^y = 2391.87KN \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 1860.225KN \leq 0,8V^x = 1913.496KN \\ V_t^y = 1864.921KN \leq 0,8V^y = 1913.496KN \end{cases}$$

Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,03 \right.$ Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,02 \right.$

Donc tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) seront multipliés par les rapports utilisés dans la vérification dans les deux sens.

a-2 Vérification des déplacements latéraux inter étages :

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où h_e : représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_K^x &= R.\delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R.\delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

- Déplacements inter étages du modèle initial :

Tableau .IV.4 Vérification des déplacements inter étages du modèle initial.

NIV	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	R	$R*\delta_{ex}$	$R*\delta_{ey}$	Δ_{ex}	Δ_{ey}	0,01h	observation
11 ^{ème}	61,085	60,87	4	244,34	243,48	10,568	10,6	30,6	vérifier
10 ^{ème}	58,443	58,22	4	233,77	232,88	16,06	16,08	30,6	vérifier
9 ^{ème}	54,428	54,2	4	217,71	216,8	21,108	21,116	30,6	vérifier
8 ^{ème}	49,151	48,921	4	196,60	195,68	21,256	21,22	30,6	vérifier
7 ^{ème}	43,837	43,616	4	175,34	174,46	24,124	24,072	30,6	vérifier
6 ^{ème}	37,806	37,598	4	151,22	150,39	26,588	26,508	30,6	vérifier
5 ^{ème}	31,159	30,971	4	124,63	123,88	25,216	25,084	30,6	vérifier
4 ^{ème}	24,855	24,7	4	99,42	98,8	26,816	26,652	30,6	vérifier
3 ^{ème}	18,151	18,037	4	72,604	72,148	27,788	27,604	30,6	vérifier
2 ^{ème}	11,204	11,136	4	44,816	44,544	28,136	27,932	34	vérifier
1 ^{ère}	4,17	4,153	4	16,68	16,612	16,68	16,612	34	vérifier

N.B :

Comme la période n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la rigidité.

b)-Modèle 01:

Le modèle 01 dans cette étude est donné sur la figure IV.3

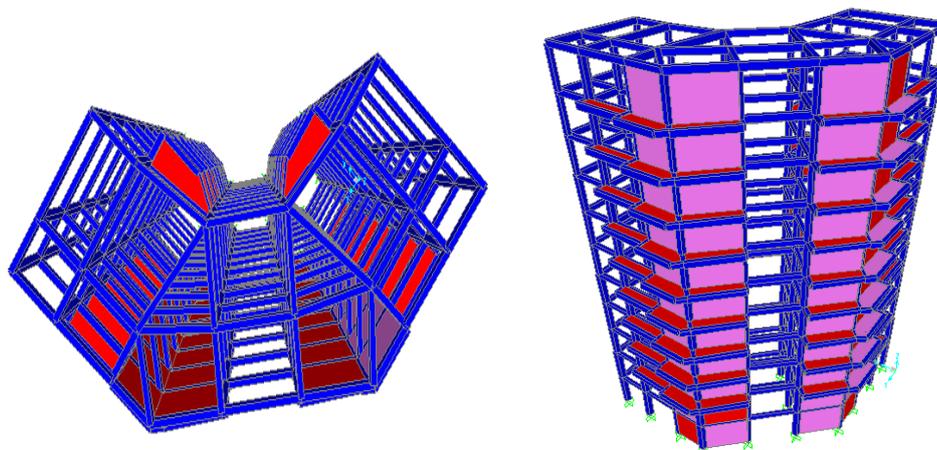


Figure IV.3.modèle 01

a.1. Caractéristiques dynamiques propres du modèle 01 :

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau IV.5 Périodes et facteurs de participation massique du modèle 01.

S_N	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ
U	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	1,2941	0,17156	0,19289	1,157E-11	0,17156	0,19289	1,157E-11	0,08827
2	1,168908	0,38943	0,35489	0,0000418	0,56099	0,54779	0,000041	0,56055
3	0,557417	0,16322	0,17619	8,124E-09	0,72421	0,72398	0,000041	0,10112
4	0,428232	0,0402	0,04446	5,866E-09	0,76441	0,76844	0,000041	0,00808
5	0,342856	0,07986	0,07285	0,00031	0,84427	0,84129	0,00035	0,11546
6	0,226861	0,00562	0,00624	1,735E-08	0,84989	0,84753	0,00035	0,00479
7	0,162529	0,02298	0,0219	0,00042	0,87287	0,86943	0,00077	0,03356
8	0,143187	0,01055	0,01141	3,172E-07	0,88342	0,88085	0,00077	0,00033
9	0,137535	0,04787	0,05014	1,056E-07	0,93129	0,93099	0,00077	0,02601
10	0,11532	0,0000841	0,000073	0,39429	0,93137	0,93106	0,39506	0,00012
11	0,10699	0,0000892	0,00011	0,0000136	0,93146	0,93117	0,39507	0,00025
12	0,104176	0,00312	0,00334	0,0000015	0,93459	0,93452	0,39507	0,00107

On constate que le modèle présente :

- Une période fondamentale : $T=1,29\text{sec} > 1.3T_x=0.92\text{sec}$ CNV
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode,
- Le 1^{er} mode est un mode de torsion.
- Le 2^{ème} mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

D'après le fichier des résultats de sap 2000 on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 1852,332\text{KN} \\ F_2 = V_t^y = 1837,84\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Ona : } W=32257,125\text{KN} \longrightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 2064,46\text{KN} \\ 0,8V^y = 2064,46\text{KN} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} V^x = 2580,57\text{KN} \\ V^y = 2580,57\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 1852,332\text{KN} \leq 0,8V^x = 2064,46\text{KN} \\ V_t^y = 1837,84\text{KN} \leq 0,8V^y = 2064,46\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Le rapport } \begin{cases} \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,11 \\ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,12 \end{cases}$$

Donc tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) seront multipliés par les rapports utilisés dans la vérification dans les deux sens.

a-2 Vérification des déplacements latéraux inter étages :

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta} \quad \text{Avec : } \bar{\Delta} = 0,01h_e$$

Où h_e : représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = R \cdot \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \cdot \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

- **Déplacements inter étages du modèle 01 :**

Tableau .IV.6.Vérification des déplacements inter étages du modèle 01.

NIV	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	R	R* δ_{ex}	R* δ_{ey}	Δ_{ex}	Δ_{ey}	0,01h	observation
11 ^{ème}	51,956	52,482	4	207,82	209,92	13,424	13,304	30,6	vérifier
10 ^{ème}	48,6	49,156	4	194,4	196,62	16,004	15,98	30,6	vérifier
9 ^{ème}	44,599	45,161	4	178,39	180,64	18,68	18,756	30,6	vérifier
8 ^{ème}	39,929	40,472	4	159,71	161,88	19,82	19,928	30,6	vérifier
7 ^{ème}	34,974	35,49	4	139,89	141,96	21,528	21,696	30,6	vérifier
6 ^{ème}	29,592	30,066	4	118,36	120,26	22,78	23,012	30,6	vérifier
5 ^{ème}	23,897	24,313	4	95,588	97,252	22,216	22,468	30,6	vérifier
4 ^{ème}	18,343	18,696	4	73,372	74,784	22,268	22,592	30,6	vérifier
3 ^{ème}	12,776	13,048	4	51,104	52,192	21,136	21,536	30,6	vérifier
2 ^{ème}	7,492	7,664	4	29,968	30,656	19,452	19,884	34	vérifier
1 ^{ère}	2,629	2,693	4	10,516	10,772	10,516	10,772	34	vérifier

N.B :

Comme la période n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la rigidité.

c)-Modèle finale :

La disposition des voiles représentée sur la figure.IV.4 sera étudiée vis-à-vis de l'amélioration de la réponse dynamique et sismique de la structure.

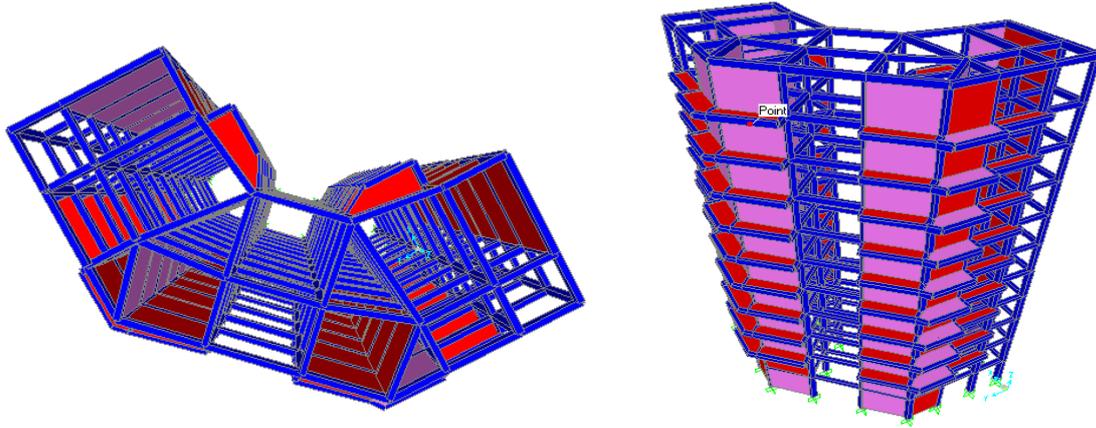


Figure IV.4.Modèle finale

c.1. Caractéristiques dynamiques propres :

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.IV.7.

Tableau. IV.7. Périodes et facteurs de participation massique du modèle finale

S_N	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ
Unit	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0,778061	0,36297	0,33075	0,0000010	0,36297	0,33075	0,00000107	0,52834
2	0,586226	0,3291	0,36144	1,279E-09	0,69207	0,69219	0,00000107	0,00043
3	0,48594	0,00013	0,0000114	1,39E-08	0,69221	0,6922	0,00000108	0,16504
4	0,18567	0,09807	0,09002	0,0000487	0,79028	0,78223	0,00004988	0,1433
5	0,140302	0,09613	0,10451	1,953E-10	0,88641	0,88674	0,00004988	0,00024
6	0,119535	0,00037	0,00012	7,527E-08	0,88678	0,88685	0,00004996	0,04627
7	0,107434	0,0000193	0,0000189	0,20809	0,8868	0,88687	0,20814	0,00003
8	0,092316	0,0000567	0,0000196	0,00395	0,88685	0,88689	0,21208	0,00000
9	0,091115	7,155E-07	0,0000395	0,01924	0,88685	0,88693	0,23132	0,00004
10	0,089475	0,0000321	0,0000578	0,13032	0,88689	0,88699	0,36164	0,00001
11	0,088483	0,0000551	0,0000717	0,08827	0,88694	0,88706	0,44991	7E-7
12	0,081414	0,0000440	0,0000159	0,00059	0,88699	0,88708	0,45051	5 E-7

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=0,77sec < 1.3T_{(RPA)}=0.92$
- La participation massique dépasse le seuil des 80% à partir du 5^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

D'après le fichier des résultats de sap 2000 on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_1 = V_t^x = 2697,039KN \\ F_2 = V_t^y = 2736,632KN \end{array} \right.$$

$$\text{Ona : } W = 36273,129KN \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,8V^x = 2321,48KN \\ 0,8V^y = 2321,48KN \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} V^x = 2901,85KN \\ V^y = 2901,85KN \end{array} \right.$$

c.2.Déplacements inter étages de modèle finale :

Tableau IV.8: Vérification des déplacements inter étages de modèle finale

NIV	$\delta_{ex}(mm)$	$\delta_{ey}(mm)$	R	$R*\delta_{ex}$	$R*\delta_{ey}$	Δ_{ex}	Δ_{ey}	0,01h	observation
11 ^{ème}	18,516	17,925	4	74,064	71,7	7,944	7,776	30,6	vérifier
10 ^{ème}	16,53	15,981	4	66,12	63,924	8,144	7,96	30,6	vérifier
9 ^{ème}	14,494	13,991	4	57,976	55,964	8,304	8,084	30,6	vérifier
8 ^{ème}	12,418	11,97	4	49,672	47,88	8,32	8,076	30,6	vérifier
7 ^{ème}	10,338	9,951	4	41,352	39,804	8,2	7,932	30,6	vérifier
6 ^{ème}	8,288	7,968	4	33,152	31,872	7,864	7,58	30,6	vérifier
5 ^{ème}	6,322	6,073	4	25,288	24,292	7,288	7,004	30,6	vérifier
4 ^{ème}	4,5	4,322	4	18	17,288	6,484	6,22	30,6	vérifier
3 ^{ème}	2,879	2,767	4	11,516	11,068	5,344	5,124	30,6	vérifier
2 ^{ème}	1,543	1,486	4	6,172	5,944	4,232	4,064	34	vérifier
1 ^{er}	0,485	0,47	4	1,94	1,88	1,94	1,88	34	vérifier

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99** version 2003 »

IV.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

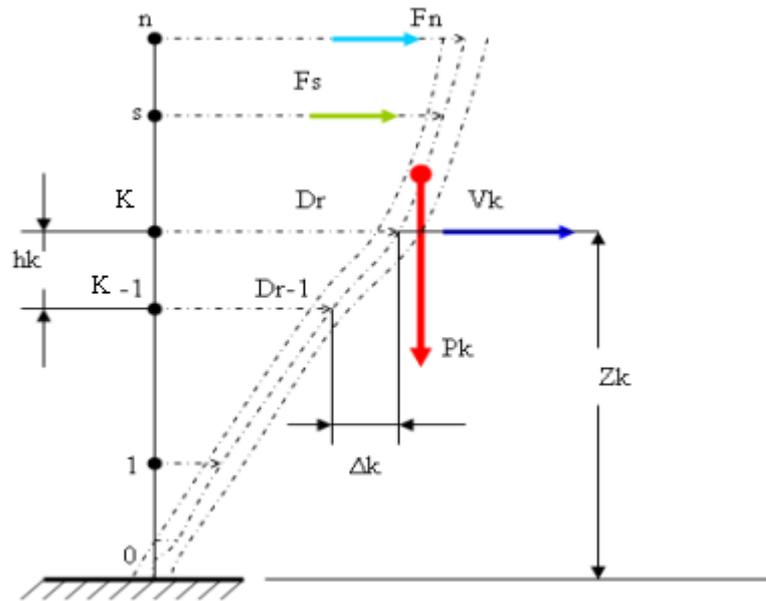


Figure IV.5. Evaluation des effets du second ordre.

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Déjà calculé.}$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

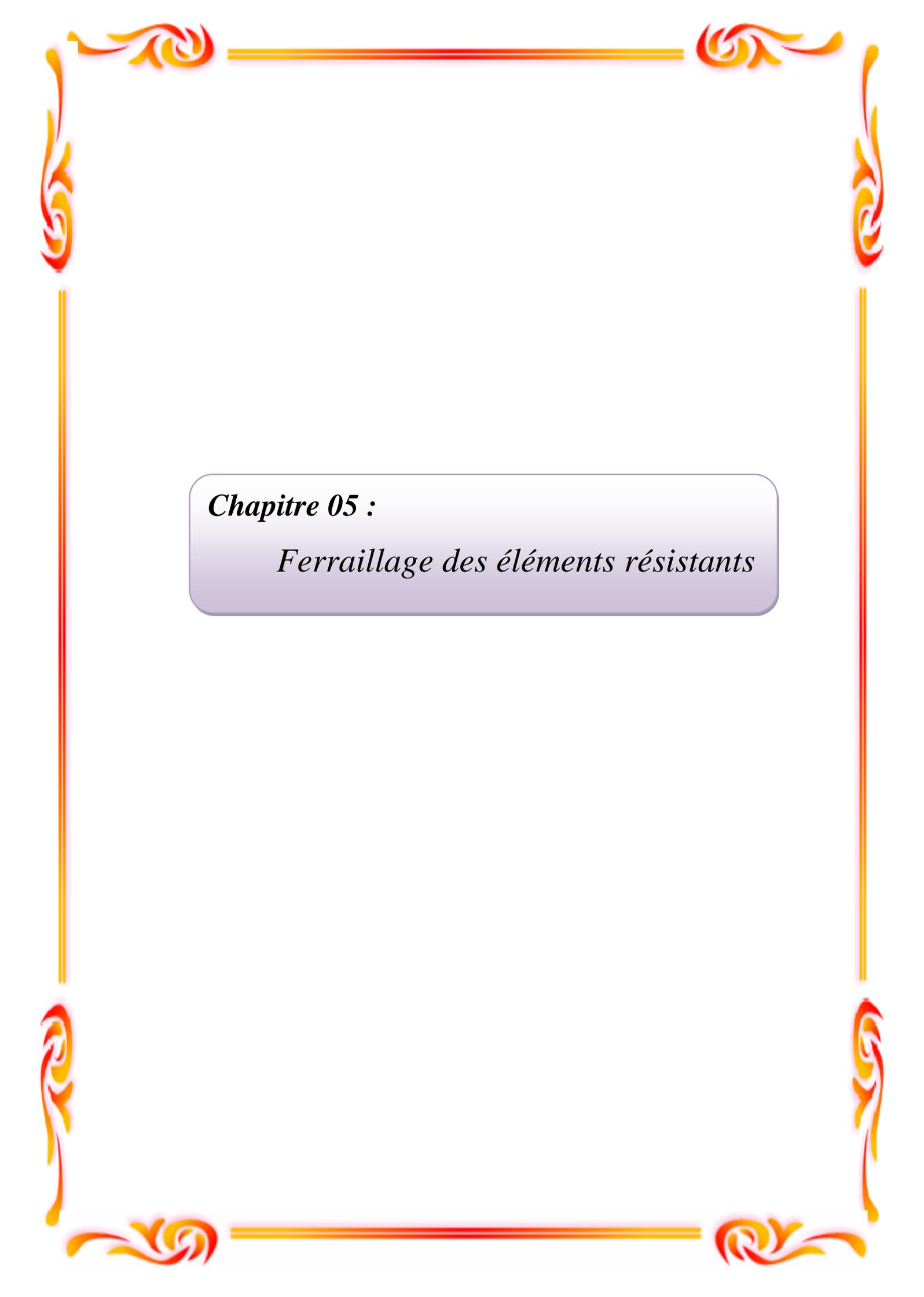
h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Tableau IV.9. Vérification l'effet p- Δ inter étages du modèle finale.

Niveaux	P(kn)	V x(kn)	V y(kn)	Δ_{ex} (m m)	Δ_{ey} (m m)	hk(mm)	Θ_x	Θ_y	observation
11	2719,55	346,7514	351,8420	7,944	7,776	3060	0,02036	0,01964	vérifier
10	6353,78	768,8359	780,1231	8,144	7,96	3060	0,02199	0,02118	vérifier
9	9988,02	1149,651	1166,507	8,304	8,084	3060	0,02357	0,02262	vérifier
8	13674,3	1494,001	1515,935	8,32	8,076	3060	0,02488	0,02380	vérifier
7	17360,7	1796,491	1822,865	8,2	7,932	3060	0,02589	0,02468	vérifier
6	21047,0	2057,097	2087,297	7,864	7,58	3060	0,02629	0,02497	vérifier
5	24793,4	2279,377	2312,840	7,288	7,004	3060	0,02590	0,02453	vérifier
4	28539,7	2459,093	2495,194	6,484	6,22	3060	0,02459	0,02324	vérifier
3	32286,0	2596,244	2634,360	5,344	5,124	3060	0,02171	0,02052	vérifier
2	34947,4	2663,439	2702,541	4,232	4,064	3400	0,01633	0,01545	vérifier
1	37608,7	2697,037	2736,632	1,94	1,88	3400	0,00795	0,00759	vérifier

Vu les résultats obtenus les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites, d'où les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

Conclusion : d'après le résultat obtenu on prend le modelé final pour le ferrailage de notre structure.



Chapitre 05 :

Ferraillage des éléments résistants

Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Nous allons étudier le ferraillage des éléments structuraux, à l'aide du Logiciel **SOCOTEC**. Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. poteaux
2. poutres
3. voiles

V.2. Hypothèses :

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferraillage pour les poteaux du même niveau).
- Les poutres seront ferraillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque niveau.
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

V. 3. Section minimales et maximales :

Selon **RPA 99 ver 2003** Les pourcentages minimaux et maximaux pour chaque type d'élément sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Sections minimales et maximales

Elément	Section minimale	Section maximale	
		Zone courante	Zone de recouvrement
Poteaux	0.8 %	4.0%	6,0%
Poutres	0.5%	4.0%	6,0%
Voiles	0.2%	/	/

V.3.1. Diamètre des barres :

Pour les voiles le diamètre des barres utilisées ne doit pas dépasser le dixième de l'épaisseur des voiles, ce qui nous donne un diamètre maximal de 20mm.

D'après **RPA 99 ver 2003** Le diamètre minimal des barres longitudinales est de 12mm pour les poteaux et les poutres et de 10mm pour les voiles .

V.4. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression, et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime ($E.L.U$) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

Tableau V.2. Caractéristiques du béton et de l'acier

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

V.4.1. Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique IIa, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par:
 - * $0.8\% < A_s/B < 4\%$ Zone courante (Z.C)
 - * $0.8 < A_s/B < 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de $12mm$.
- La longueur minimale de $50\emptyset$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser $20cm$.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V.4.2. Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes:

a. Selon CBA 93 :

- a.1. ELU:** Situation durable $1,35G+1,5Q$
- a.2. ELS:** Situation durable $G+Q$

b. Selon RPA 99 :

- Situation accidentelle..... $G+Q\pm E$
- $0,8G\pm E$

Avec:

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

Les poteaux vont être calculés en flexion composée, en ne considérant que le plus grand moment des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1- Effort normal maximal et le moment correspondant (N_{max}, M_{corr}).

2- Le moment maximum et l'effort correspondant (M_{max}, N_{corr}).

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

*poteaux :

- Combinaison : $0,8G \pm E$

a. (N^{max}, M^{corr}) :

Tableau V.3. Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Section	N^{max} (KN)	M^{cor} (KN.m)	Sollicitation	As' (cm ²)	As (cm ²)	ASmin (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	50*50	-1748.61	16.4187	S.E.C	0	0	20
2, 3 et 4eme	45*45	-1055.439	-12.7908	S.E.C	0	0	16.2
5 ,6 et 7eme	40*40	-654.094	-53.4971	S.P.C	0	0	12.8
8 ,9 et 10eme	35*35	-307.976	49.3725	S.P.C	0	0.28	9.8

b- (M^{max}, N^{corr}) :

Tableau V.4. Ferraillages des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Section	N^{cor} (KN)	M^{max} (KN.m)	Sollicitation	As' (cm ²)	As (cm ²)	ASmin (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	50*50	-884.979	-40.8197	S.E.C	0	0	20
2, 3 et 4eme	45*45	-760.031	-72.5443	S.E.C	0	0	16.2
5 ,6 et 7eme	40*40	-291.42	-79.2123	S.P.C	0	7.07	12.8
8 ,9 et 10eme	35*35	-64.24	66.1724	S.P.C	0	4.68	9.8

Situation durable :

- Combinaison 1,35G+1,5Q :

a. (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Section	N^{max} (KN)	M^{cor} (KN.m)	Sollicitation	$As^?$ (cm ²)	As (cm ²)	ASmin (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	50*50	-2252.126	-9.8006	S.E.C	0	0	20
2, 3 et 4eme	45*45	-1868.623	-11.0316	S.E.C	0	0	16.2
5 ,6 et 7eme	40*40	-1154.464	-28.1738	S.E.C	0	0	12.8
8 ,9 et 10eme	35*35	-540.878	33.1104	S.E.C	0	0	9.8

Tableau V.5. Ferrillages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})

b- (M^{max}, N^{corr}) :

Tableau V.6. Ferrillages des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Section	N^{cor} (KN)	M^{max} (KN.m)	Sollicitation	$As^?$ (cm ²)	As (cm ²)	ASmin (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	50*50	-838.752	-34.25	S.E.C	0	0	20
2, 3 et 4eme	45*45	-1286.08	64.8239	S.E.C	0	0	16.2
5 ,6 et 7eme	40*40	-677.142	-64.6194	S.E.C	0	0	12.8
8 ,9 et 10eme	35*35	-135.155	-56.2645	S.P.C	0	3.55	9.8

Situation accidentelle :

- Combinaison :G+Q±E

a. (N^{\max} , M^{corr})

Niveau	Section	N^{\max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A_s' (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s\text{min}}$ (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	50*50	-1902.077	-26.2081	S.E.C	0	0	20
2, 3 et 4eme	45*45	-1511.058	-35.2194	S.E.C	0	0	16.2
5 ,6 et 7eme	40*40	-940.843	-32.7014	S.E.C	0	0	12.8
8 ,9 et 10eme	35*35	-438.103	-25.2667	S.E.C	0	0	9.8

Tableau V.7. Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Niveau	Section	N^{corr} (KN)	M^{\max} (KN.m)	Sollicitation	A_s' (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s\text{min}}$ (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	50*50	-1190.782	46.9729	S.E.C	0	0	20
2, 3 et 4eme	45*45	-840.882	90.3875	S.E.C	0	0	16.2
5 ,6 et 7eme	40*40	-463.105	91.8693	S.P.C	0	1.17	12.8
8 ,9 et 10eme	35*35	-90.612	77.7229	S.P.C	0	5.42	9.8

Tableau V.8.Ferrillages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})

V.4.3. Choix des armatures :

Niveau	Section	A_s' (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s\text{min}}$ (cm ²)	$A_{s\text{max}}$ (Z-C)	$A_{s\text{max}}$ (Z-R)	choix	$A_{s\text{adop}}$ (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	50*50	0	0	20	100	150	12T16	24,13
2, 3 et 4eme	45*45	0	0	16.2	81	121.5	4T16+8T14	20,36
5 ,6 et 7eme	40*40	0	7.07	12.8	64	96	4T16+8T14	20 ,36
8 ,9 et 10eme	35*35	0	5.42	9.8	49	73.5	12T12	13.57

Tableau V.9. Choix des armatures

V.4.4. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton :**

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

- **Acier :**

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration

préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right)$

- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$

Avec :

$\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=201,63MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Poteaux :

- **Combinaison : G+Q**

a- (N^{max}, M^{corr})

Tableau V.10. Vérifications des contraintes pour les poteaux

Niveau	S	M_{ser} (KN.m)	N_{ser} (KN)	Sollicitation	σ_s MPA	σ_s^- MPA	σ_{bc} MPA	σ_{bc}^- MPA	Vérification
RDC et 1 ^{er}	50*50	7.114	-1637.78	SEC	89.2	201,63	5.98	15	vérifier
2,3et 4eme	45*45	8.007	-1357.66	SEC	92.5	201,63	6.22	15	vérifier
5 ,6et 7eme	40*40	20.43	-839.657	SEC	83.4	201,63	5.98	15	vérifier
8,9et 10eme	35*35	24.02	-393.998	SEC	71.9	201,63	5.22	15	vérifier

b- (M^{max} , N^{corr}) :

Tableau V.11.Vérifications des contraintes pour les poteaux

Niveau	s	M _{ser} KN.m	N _{ser} KN	Sollicitation	σs MPA	σs ⁻ MPA	σbc MPA	σbc ⁻ MPA	Vérifi_ cation
RDC et 1 ^{er}	50*50	24.83	-604.95	SEC	43.5	201,63	3.01	15	vérifier
2,3 et 4eme	45*45	46.91	-935.30	SEC	90.2	201,63	6.32	15	vérifier
5 ,6 et 7eme	40*40	46.81	-492.76	SEC	78.7	201,63	5.72	15	vérifier
8,9et 10eme	35*35	40.85	-99.40	SPC	73.4	201,63	6.35	15	vérifier

V.4.5. Vérification de l’effort tranchant :

a-Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ poteau carré

Avec :

T_u : L’effort tranchant pour l’état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte doit être limitée aux valeurs suivantes :

* Selon le CBA 93 :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5MPa)$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4MPa)$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

* Selon le RPA 99 version 2003 :

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

ρ_d=0,075.....si l’élancement λ≥5

ρ_d=0,040.....si l’élancement λ<5

Avec :

λ : L'élancement du poteau avec $\lambda = Lf/i$

i : Rayon de giration.avec $i_u = \sqrt{I/B}$

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

Lf : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

1- Poteaux :

Tableau V.12. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

N	S	Tu (KN)	τ_u (MPA)	λ	ρ_d	τ_{u-RPA} (MPA)	τ_{u-BAEL} (MPA)	Vérifi_c ation
RDC	50*50	12.957	0.057	11.78	0.075	1.875	2.5	vérifiée
01	50*50	19.628	0.087	11.78	0.075	1.875	2.5	vérifiée
02	45*45	19.509	0.107	11.77	0.075	1.875	2.5	vérifiée
03	45*45	37.225	0.204	11.77	0.075	1.875	2.5	vérifiée
04	45*45	41.152	0.225	11.77	0.075	1.875	2.5	vérifiée
05	40*40	29.57	0.205	13.24	0.075	1.875	2.5	vérifiée
06	40*40	35.422	0.245	13.24	0.075	1.875	2.5	vérifiée
07	40*40	40.452	0.281	13.24	0.075	1.875	2.5	vérifiée
08	35*35	30.653	0.278	15.15	0.075	1.875	2.5	vérifiée
09	35*35	34.598	0.313	15.15	0.075	1.875	2.5	vérifiée
10	35*35	36.235	0.329	15.15	0.075	1.875	2.5	vérifiée

V.4.6. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

*** Selon le RPA99 version 2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq \min(10 \phi_l ; 15\text{cm})$ Zone nodale (zone IIa).

$S_t \leq 15 \phi_l$ Zone courante (zone IIa).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400\text{MPa}$ (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.13. Espacements maximaux selon RPA99

Niveau	Section	barres	Φ_l (mm)	St (mm)	
				Z . N	Z . C
RDC et 1 ^{er}	50*50	12T16	16	10	15
2,3 et 4eme	45*45	4T16+8T14	14	10	15
5 ,6 et 7eme	40*40	4T16+8T14	14	10	15
8,9et 10eme	35*35	12T12	12	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.14. Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveau	S	lf	λ_g	ρ_a	Tu max	Zone	St (cm)	At ^{cal} (cm ²)	choix	As ^{ado} (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	50*50	1.7	3.4	3.75	19.628	N	10	0.42	4T8	2.01
						C	15	0.63	4T8	2.01
2,3 et 4eme	45*45	1.53	3.4	3.75	41.152	N	10	0.99	4T8	2.01
						C	15	1.48	4T8	2.01
5 ,6 et 7eme	40*40	1.53	3.82	3.75	40.452	N	10	1.12	4T8	2.01
						C	15	1.67	4T8	2.01
8,9et 10eme	35*35	1.53	4.37	3.75	36.235	N	10	1.17	4T8	2.01
						C	15	1.76	4T8	2.01

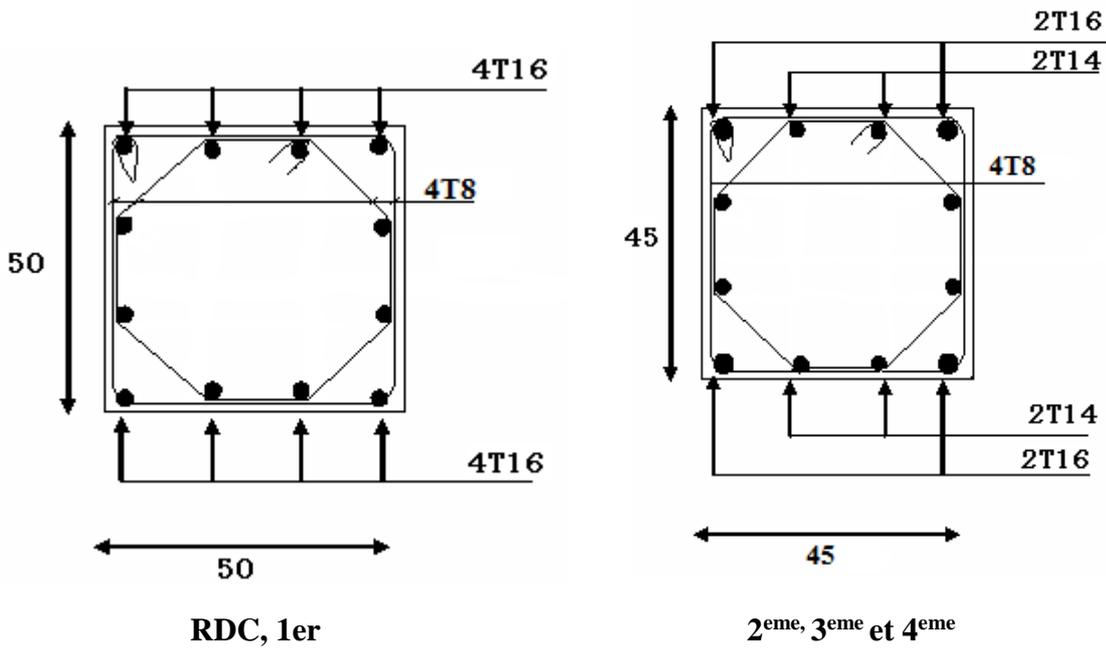
V.4.7. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 40\phi_l$ en zone IIa.

Pour :

- $\phi = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 64\text{cm}$
- $\phi = 14\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 56\text{cm}$
- $\phi = 12\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 48\text{cm}$

Schéma de ferrailages des poteaux :



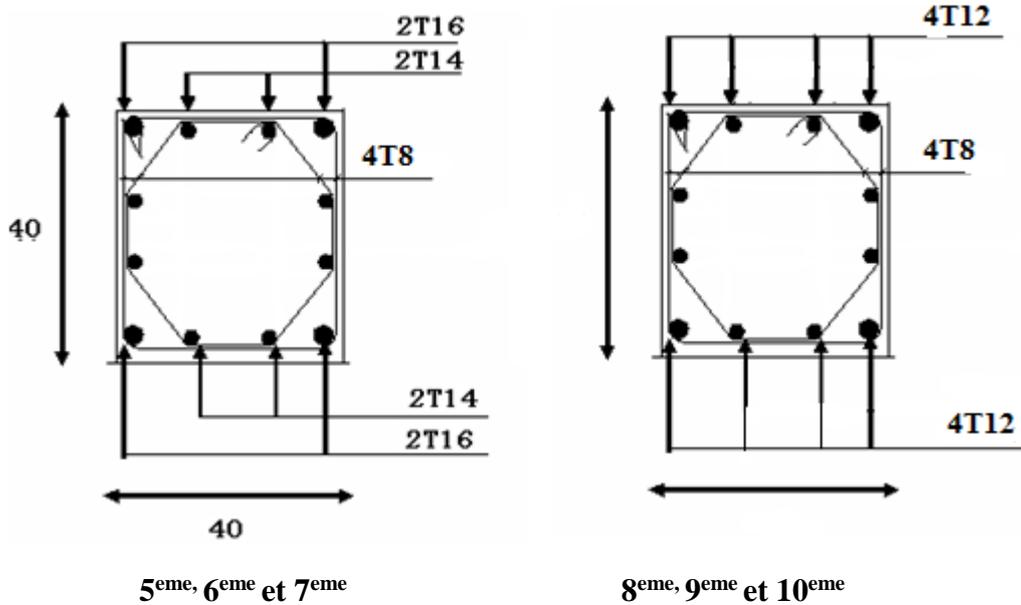


Figure V.1. Ferrailage des poteaux

V.5. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé à ligne moyenne rectiligne coulés, qui permet l’acheminement des charges, surcharges et effort amenant des planches aux éléments verticaux de contreventement, on distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires qui assurent le chaînage, disposées parallèlement aux poutrelles.

L’étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par logicielle de calcul ETABS, en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le **RPA99/version 2003** et le **BAEL 91** .

1. Situation durable ELU :.....1,35G+1,5Q.
2. Situation accidentelle :G+Q+E

Les poutres sont étudiées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Poutres principales (30x45) cm².

Poutres secondaires (30x40) cm².

Pour le ferrailage on doit respecter les pourcentages d’acier donnés par RPA99/version 2003 en zone IIa.

V.5.1. Recommandations selon RPA99 version 2003

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone IIa.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.5.2. Calcul de ferraillage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1- Sens porteur :

a. Situation durable :

- Combinaison 1.35G+1.5Q

Tableau V.15. Ferraillage des poutres porteuses (situation durable)

Niveau	Section	Position	M_{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	30*45	Travée	44.5278	3.15	0
		Appui	91.8912	6.75	0
2,3 et 4eme	30*45	Travée	109.8051	8,19	0
		Appui	157.8	10.34	0
5 ,6 et 7eme	30*45	Travée	79.1314	5.75	0
		Appui	173.2003	13.75	0
8,9et 10eme	30*45	Travée	81.6945	5.95	0
		Appui	180.246	14,42	0

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.16. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Niveau	Section	position	M _{max} (Kn.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	30*45	Travée	65.9178	4.07	0
		Appui	96.2856	6.06	0
2,3 et 4eme	30*45	Travée	91.9269	5.77	0
		Appui	157.8	10.34	0
5,6 et 7eme	30*45	Travée	87.293	5.46	0
		Appui	163.2987	10.74	0
8,9et 10eme	30*45	Travée	74.1955	4.6	0
		Appui	165.4139	10.89	0

2-Sens non porteur :

a. Situation durable :

- Combinaison 1.35G+1.5Q

Tableau V.17. Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)

Niveau	Section	position	M _{max} (Kn.m)	As cm ²)	As' (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	30*40	Travée	22.3964	1.78	0
		Appui	30.9614	2.48	0
2,3 et 4eme	30*40	Travée	54.6637	4.48	0
		Appui	61.0545	5.03	0
5 ,6 et 7eme	30*40	Travée	74.0893	6.19	0
		Appui	80.1591	6.75	0
8,9et 10eme	30*40	Travée	81.5864	6.88	0
		Appui	90.4172	7.7	0

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.18. Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

Niveau	Section	position	M _{max} (Kn.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	30*40	Travée	52.9528	3.72	0
		Appui	60.772	4.29	0
2,3 et 4eme	30*40	Travée	95.3395	6.92	0
		Appui	106.6828	7.82	0
5 ,6 et 7eme	30*40	Travée	107.5551	7.89	0
		Appui	123.0745	9.16	0
8,9et 10eme	30*40	Travée	104.6158	7.66	0
		Appui	123.8186	9.22	0

V.5.3.Choix des armatures :

Remarque :

Plusieurs choix sur le ferrailage ont été faite , de telle manières à vérifier toutes les conditions

A fin de satisfaire la vérification à L'ELS nous avons été obligé d'augmenter la section d'armature en appuis .

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

1- Sens porteur :

Tableau V.19. Choix des armatures pour les poutres principal

Niveau	S	Position	$A_{s^{max}}$	$A_{s^{max}}$	$A_{s^{min}}$	$A_{s^{cal}}$	Choix	$A_{s^{adp}}$
			Z.C	Z.R	RPA	(cm ²)		(cm ²)
RDC et 1 ^{er}	30*45	Travée	54	81	6.75	4.07	2T14+3T14	7.70
		Appui				6.75	3T14+3T14	9.24
2,3 et 4eme	30*45	Travée	54	81	6.75	8.19	3T16+3T16	12.07
		Appui				10.34	3T16+3T20	15.45
5 ,6 et 7eme	30*45	Travée	54	81	6.75	5.75	2T14+3T14	7,70
		Appui				13.75	3T16+3T20	15.45
8,9et 10eme	30*45	Travée	54	81	6.75	5.95	3T14+3T14	9.24
		Appui				14.42	3T20+3T16	15,45

1- Sens non porteur :

Tableau V.20. Choix des armatures pour les poutres secondaires

Niveau	Section	Position	$A_{s^{max}}$	$A_{s^{max}}$	$A_{s^{min}}$	$A_{s^{cal}}$	Choix	$A_{s^{adp}}$
			Z.C	Z.R	RPA	(cm ²)		(cm ²)
RDC et 1 ^{er}	30*40	Travée	48	72	6	3.72	3T14+2T12	6.88
		Appui				4.29	3T14+2T12	6.88
2,3 et 4eme	30*40	Travée	48	72	6	6.92	3T14+3T12	8,01
		Appui				7.82	3T14+3T12	8,01
5,6 et 7eme	30*40	Travée	48	72	6	7.89	3T14+3T16	10.65
		Appui				9.16	3T14+3T16	10.65
8,9et 10eme	30*40	Travée	48	72	6	7.66	3T14+3T16	10.65
		Appui				9.22	3T14+3T16	10.65

V.5.4. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1MPa ; f_e=400MPa$$

Tableau V.21. Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	A _{s(choisi)} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
30*45	7.70	1.41	Vérifiée
30*40	6.88	1.23	Vérifiée

V.5.5. Vérification vis-à-vis de L'ELS :

1- Sens porteur :

- Combinaison G+Q

Tableau V.22. Vérification des poutres principales

Niveau	Section	Position	M _{ser} Kn.m	σ _{bc} MP)	σ̄ _{bc} MPa	σ _s MPa	σ̄ _s MPa	vérification
RDC et 1 ^{er}	30*45	Travée	32.2778	3.98	15	112.8	201.63	Vérifiée
		Appui	66.6078	7.73		195.9		
2,3 et 4eme	30*45	Travée	79.4787	8.46	15	181.7	201.63	Vérifiée
		Appui	106.904	10.6		193.8		
5,6 et 7eme	30*45	Travée	57.3277	7.07	15	200.4	201.63	Vérifiée
		Appui	109.521	10.8		198.6		
8,9et 10eme	30*45	Travée	59.192	6.87	15	174.1	201.63	Vérifiée
		Appui	101.7083	10.1		184.4		

2- Sens non porteur :

- Combinaison G+Q

Tableau V.23. Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Niveau	Section	Position	M_{ser} kNm	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	vérification
RDC et 1 ^{er}	30*40	Travée	16.2021	2.56	15	72	201,63	Vérifiée
		Appui	22.4888	3.56		99.9		
2,3 et 4eme	30*40	Travée	53.7474	7.37	15	158.1	201,63	Vérifiée
		Appui	44.3148	6.66		170.5		
5 ,6 et 7eme	30*40	Travée	39.622	5.96	15	152.5	201,63	Vérifiée
		Appui	58.1905	7.98		171.2		
8,9et 10eme	30*40	Travée	59.2289	8.12	15	174.2	201,63	Vérifiée
		Appui	65.66	9		193.1		

V.5.6. Vérification de l'effort tranchant

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau V.24. Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveau	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifié
RDC et 1 ^{er}	30*45	95.312	0.81	2.5	OK
	30*40	39.114	0.38	2.5	OK
2,3 et 4 ^{eme}	30*45	179.566	1.53	2.5	OK
	30*40	43.752	0.42	2.5	OK
5,6 et 7 ^{eme}	30*45	184.316	1.57	2.5	OK
	30*40	56.169	0.55	2.5	OK
8,9 et 10 ^{eme}	30*45	113.533	0.97	2.5	OK
	30*40	53.035	0.52	2.5	OK

a. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 (f_e=400MPa).

- Selon le BAEL 91 modifié 99:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- Selon le RPA 99 version 2003:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_i; \frac{b}{10}\right) = 0.85\text{cm}$$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.25. Calcul des armatures transversales

Sens	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)Z N	S _t (cm)Z C	ZN	ZC		
Porteur	184.316	1.53	35.1	11.25	22.5	10	20	1.8	4T8
Non porteur	56.169	0.55	30.6	10	20	9	15	1.35	4T8

V.5.7. Recouvrement des armatures longitudinales :

$$L_r = 40\phi \text{ (zone IIa).}$$

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\phi = 20\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 64\text{cm}$
- $\phi = 14\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 56\text{cm}$
- $\phi = 12\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 48\text{cm}$

V.5.8. Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

$$\text{Armatures supérieures : } h' \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{MAX}}{4} \quad \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} \quad \text{Appuis en traintermédiaire.} \end{array} \right.$$

Avec :

$$L = \max(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$$

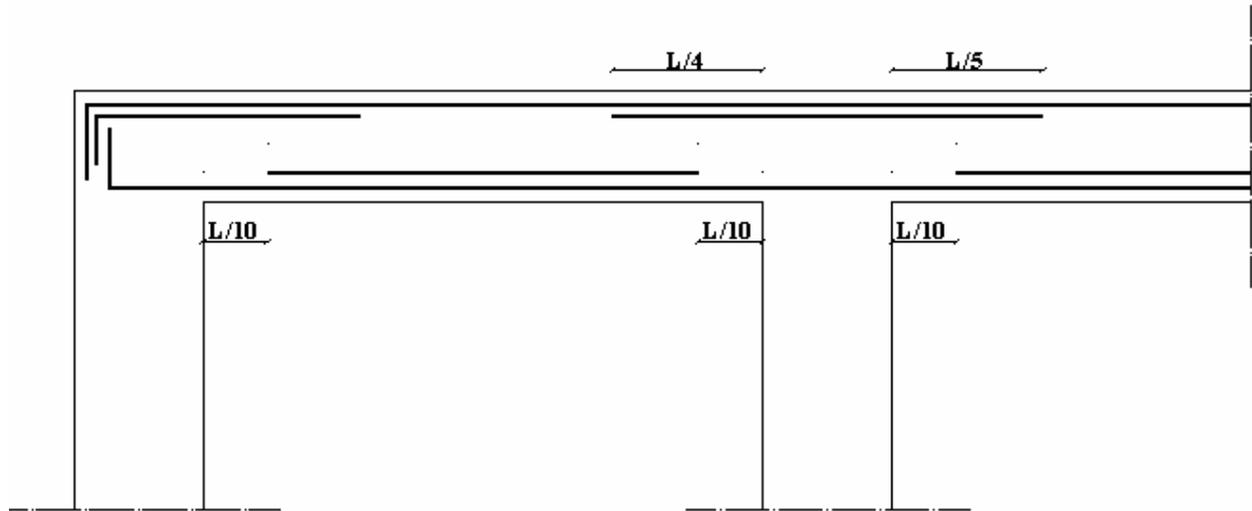


Figure V.2. Arrêt des barres

V.5.9. Vérification de la flèche :

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$\text{Tel que : Poutre porteuse : } \bar{f}_1 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,048 \text{ cm} \quad (L = 5,48 \text{ m} > 5 \text{ m})$$

$$\text{Poutre secondaire : } \bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0,76 \text{ cm} \quad (L = 3,80 \text{ m} < 5 \text{ m})$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre « y_1 »:

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I₀ » :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} \text{ : Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \quad , \quad I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.26. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

	M _{ser} Kn:m	A _s cm ²	Y ₁ cm	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
poutre P	57.327	7.70	23.8	0.006	190.9	3.23	1.29	0.47	202882.3	88626.59	126304.16
Poutre S	39.622	6.88	21.1	0.006	169.3	3.13	1.25	0.45	144146.4	6416622	92253.75

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MP$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre porteuse):

$$f_{i1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 6,03mm \quad (L = 5,48m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 12,59mm$$

$$\Delta f_{T1} = f_{v1} - f_{i1} = 6.56mm \langle \bar{f} = 10,48mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre non porteuse):

$$f_{i2} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 1,7mm \quad (L = 3,5m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

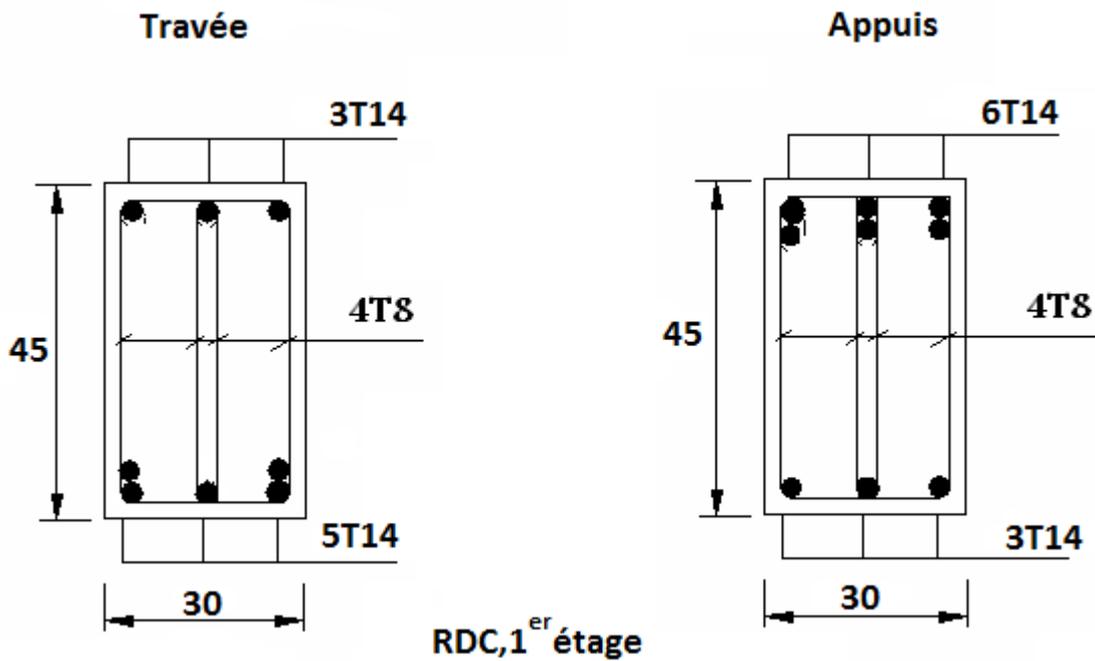
$$f_{v2} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 4,86mm$$

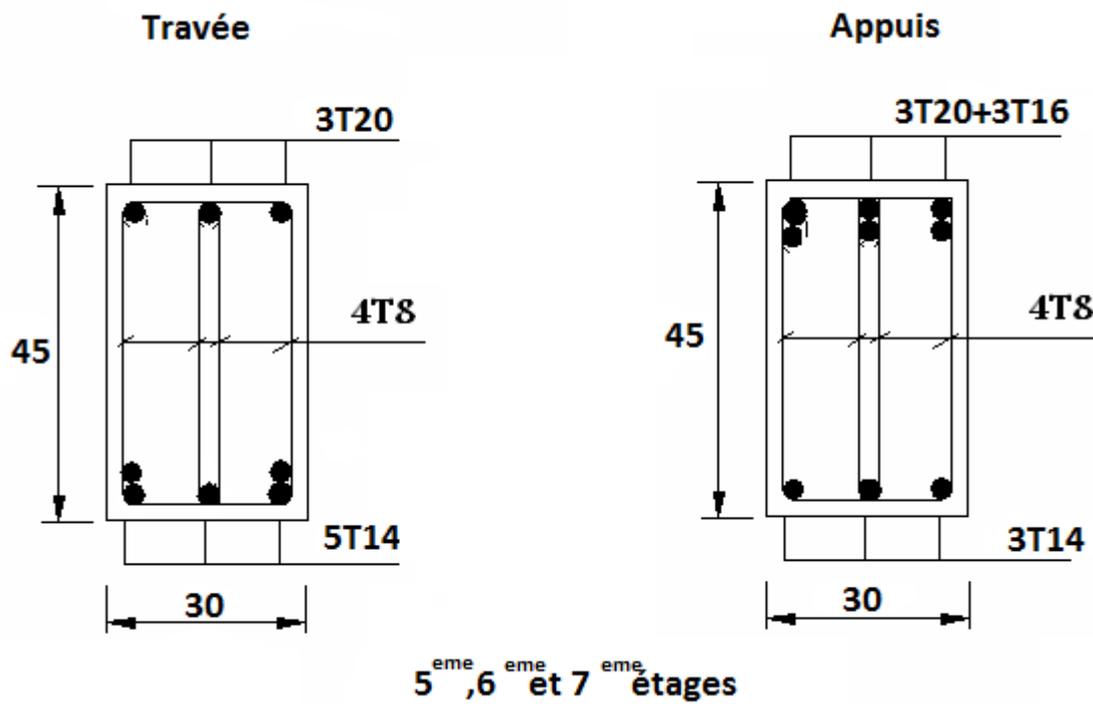
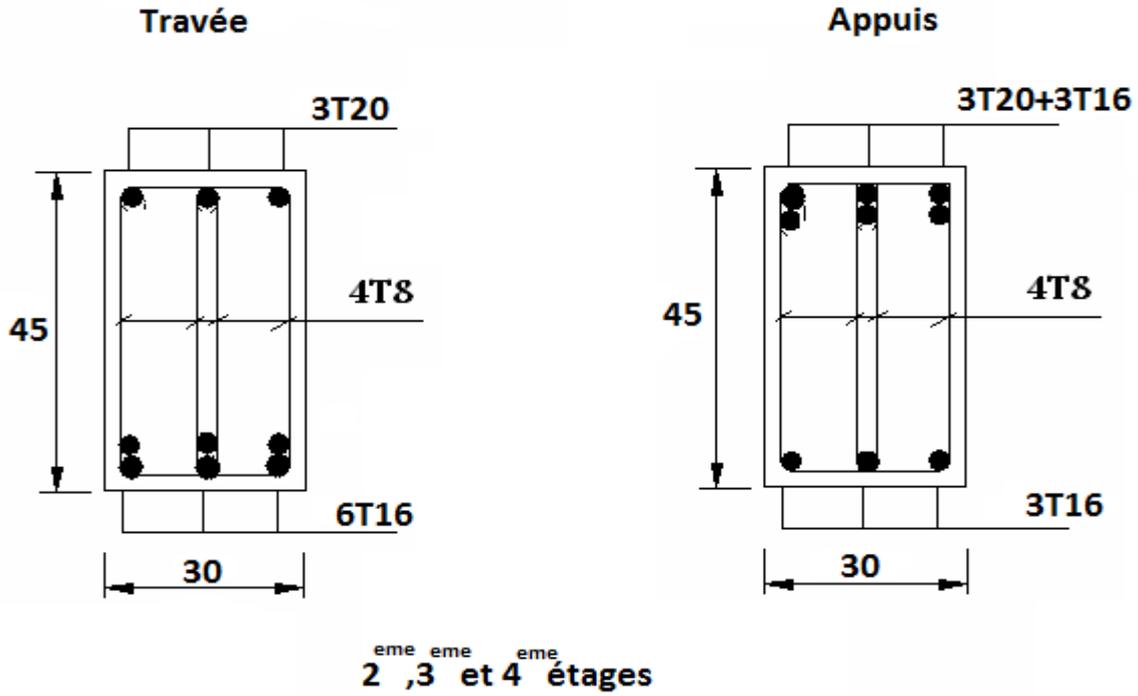
$$\Delta f_{T2} = f_{v2} - f_{i2} = 3,16mm \langle \bar{f} = 7,6mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Tableau V.27. Vérification de la flèche.

Section	f_v (mm)	f_i (mm)	f (mm)	f^- (mm)	Observation
30*45	12.59	6.03	6.56	10.48	Vérifier
30*40	4.86	1.7	3.16	7.6	Vérifier

LES POUTRES PORTEUSES :





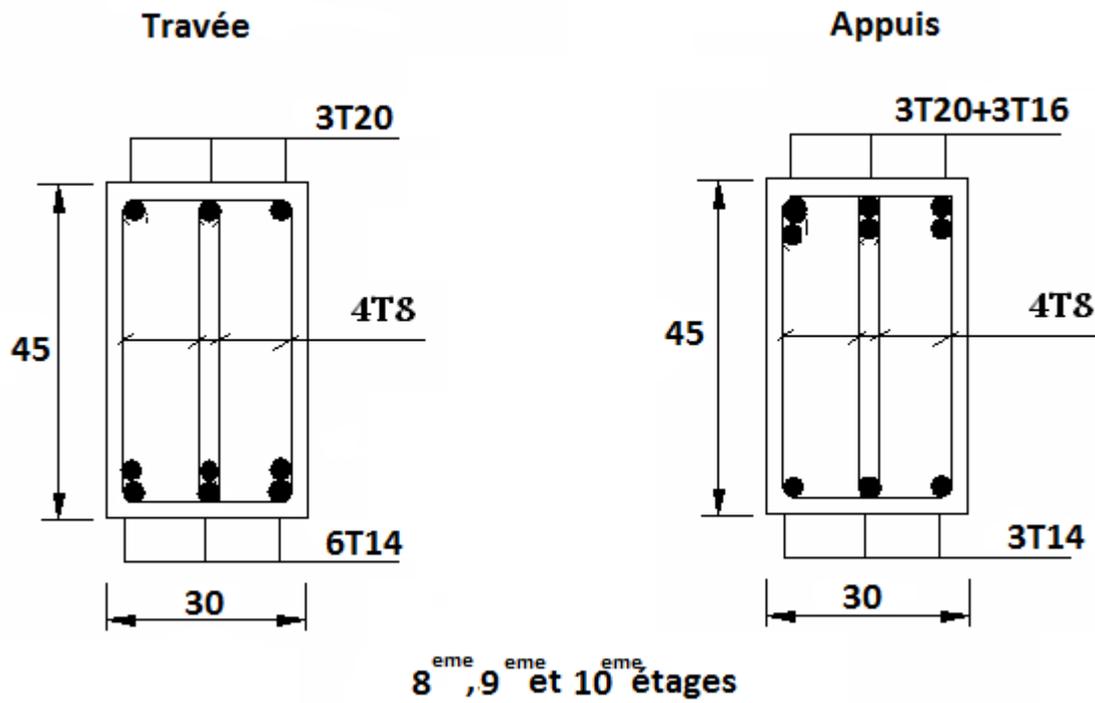
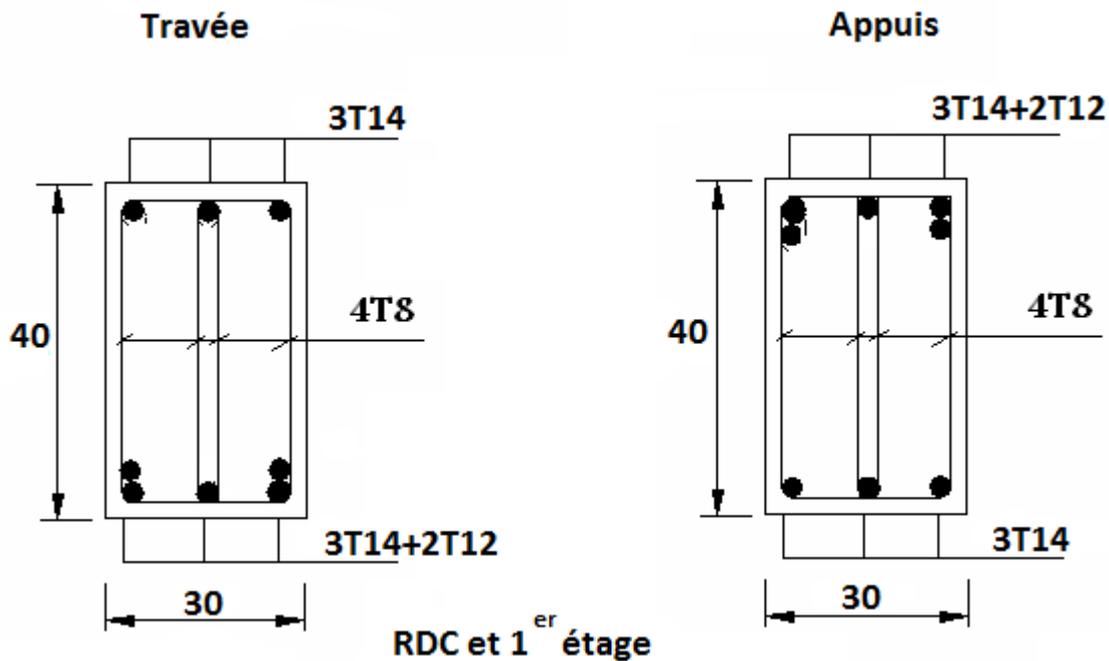
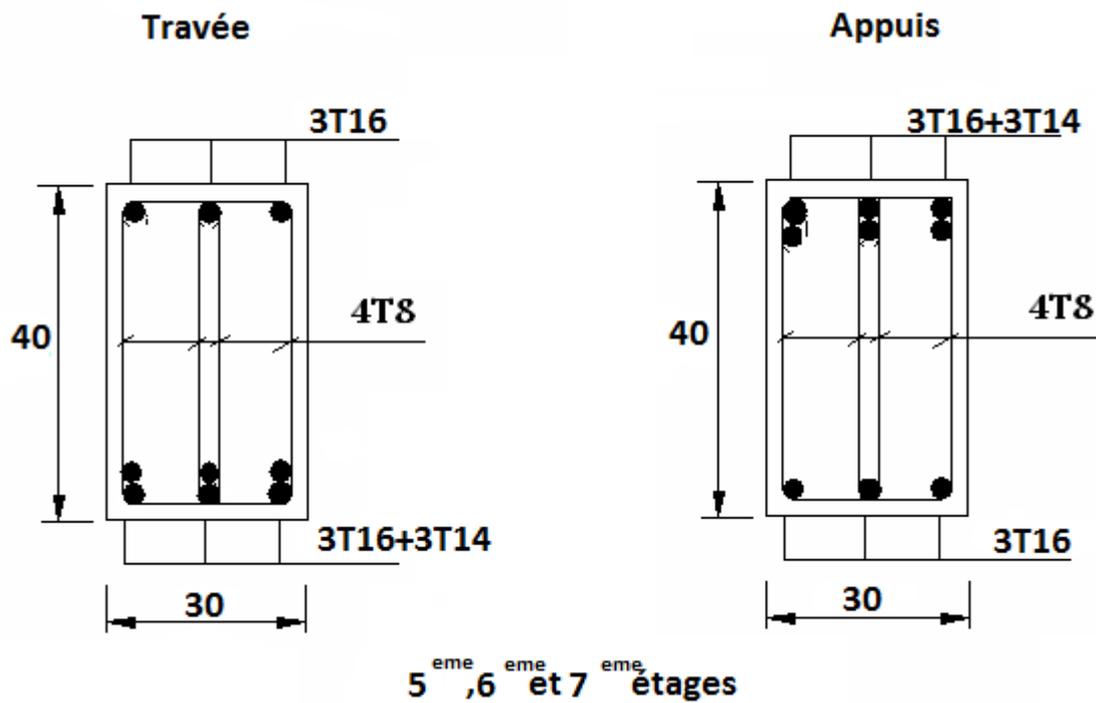
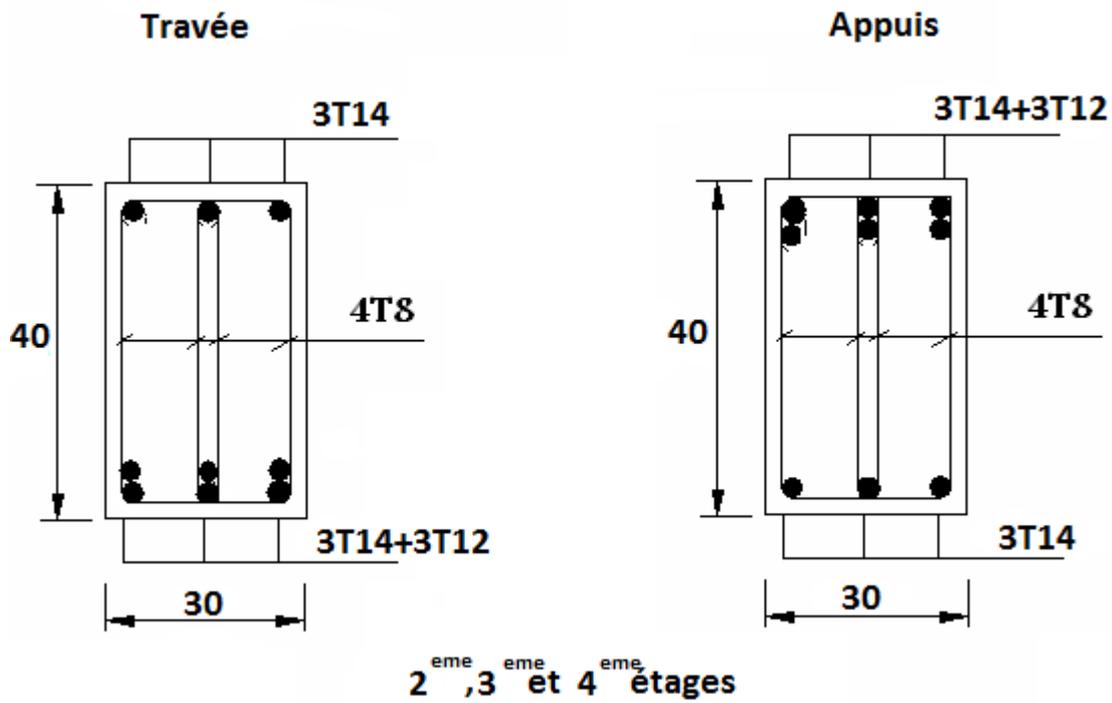


Figure V.2. Ferrailage des poutres porteuses

Les poutres non porteuses :





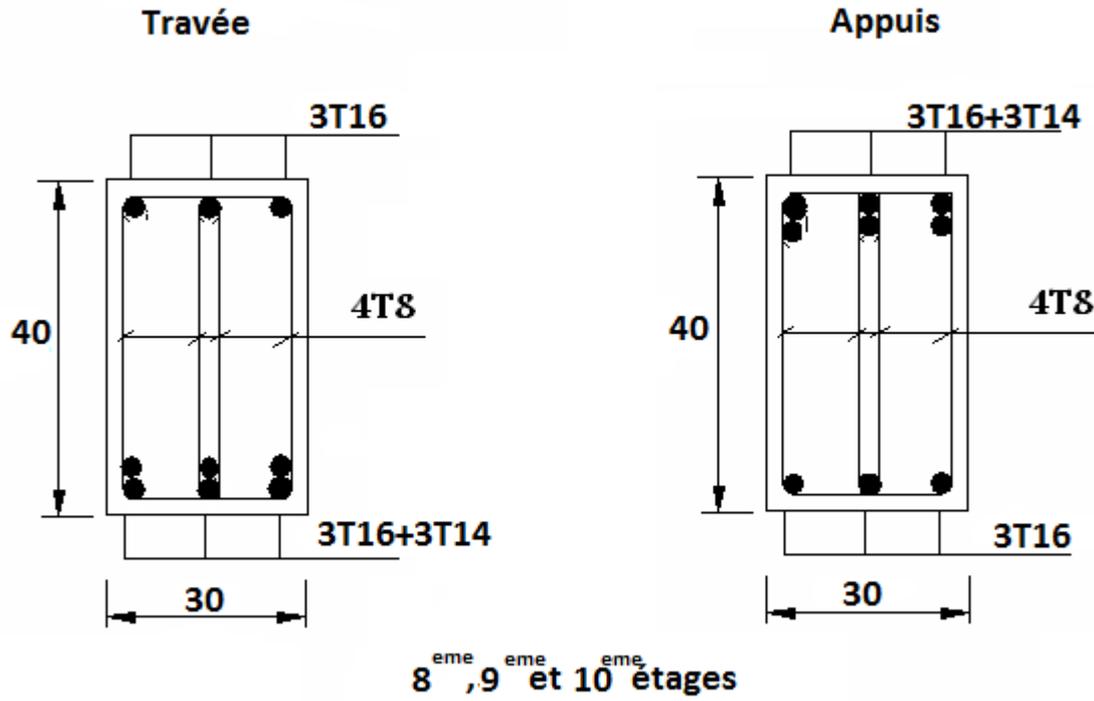


Figure V.3. Ferraillage des poutres non porteuses

V.6. Ferrailage des voiles :**V.6.1. Généralités :**

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant.

On devra disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Principe de calcul :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon R.P.A 99 sous les efforts N_{\max} et M_{cor} ,

- Pour le ferrailage : $0.8 G \pm E$.
- Pour la vérification : $G + Q \pm E$

1) Armatures verticales :

On utilise la méthode de Navier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

$(\sigma_1, \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue).

La zone courante est armée par le minimum exigé par RPA 99 ($A_{\min} = 0.20\% \cdot a \cdot L$).

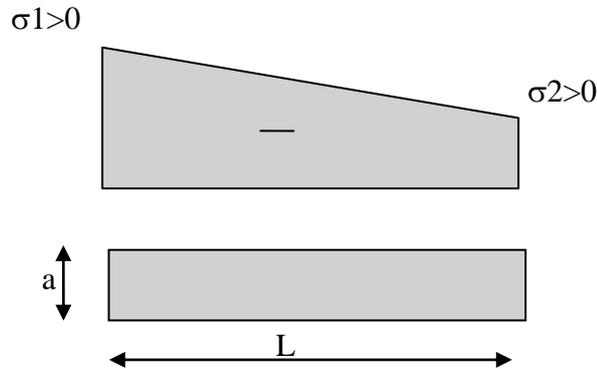


Figure V.5. 1^{er} cas $(\sigma_1, \sigma_2) > 0$

2^{ème} Cas :

$(\sigma_1, \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ La section du voile est entièrement tendue (pas de Zone comprimée) \Rightarrow On calcul le volume des contraintes de traction F_t

D'où la section des armatures verticales $A_v = F_t / f_e$

On compare A_v avec la section minimale.

Si : $A_v \leq A_{\min} = 0.20\% \cdot a \cdot L$ on ferraille avec la section minimale

Si : $A_v > A_{\min} = 0.20\% \cdot a \cdot L$ on ferraille avec A_v

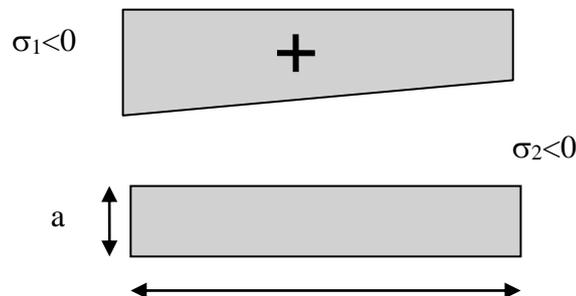


Figure V.6. 2^{ème} cas $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$

3^{ème} cas :

(σ_1, σ_2) Sont de signe différent \Rightarrow la section du voile est partiellement comprimée..

\Rightarrow On calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

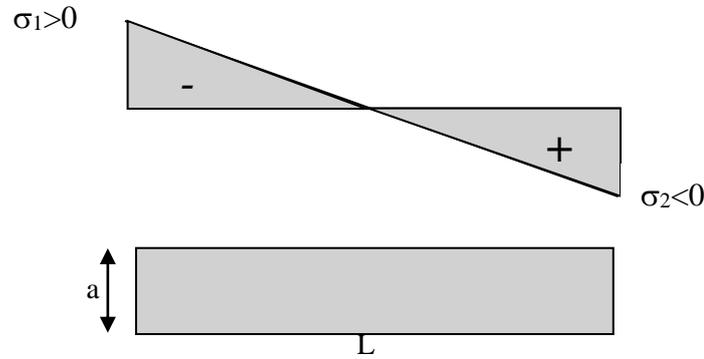


Figure V.7. 3^{eme} cas $(\sigma_1 * \sigma_2) < 0$

2) Armatures horizontales :

Ces armatures doivent être supportées les efforts de traction.

D'après (R.P.A 99, article 7-7-2, page 59) :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2.f_{c28} = 4MPa$$

Avec :

$$\bar{T} = 1,4 T_{\text{calcul}} \Rightarrow T : \text{effort tranchant du au séisme.}$$

a : épaisseur du voile.

d : 0,9.h – (hauteur utile).

h : hauteur totale de la section brute.

$\bar{\tau}_b$: Contrainte admissible du béton.

Le pourcentage minimal d'armatures est :

- 0,15% a .1m $\Rightarrow \tau_b \leq 0,025.f_{c28} = 0,5 \text{ MPa}$
- 0,25% a .1m $\Rightarrow \tau_b > 0,025.f_{c28} = 0,5 \text{ MPa}$

- L'espacement : $S \leq (1,5a, 30\text{cm})$ d'après (R.P.A 99).

- Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- 40 ϕ : Les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
- 20 ϕ : Les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des charges.

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

3)- Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires au face du voile sont des épingles en nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

V.6.2.Exemple de calcul :

***Voile1 :** voile rectangulaire avec deux poteaux aux extrémités avec des caractéristiques suivants :

$A = 1,386 \text{ m}^2$

$V1 = V2 = 2,715 \text{ m}$

$I = 4.94\text{m}^4$

$B = 0,50\text{m}$

$H = 0,50\text{m}$

$a_{\text{voile}} = 0,20$

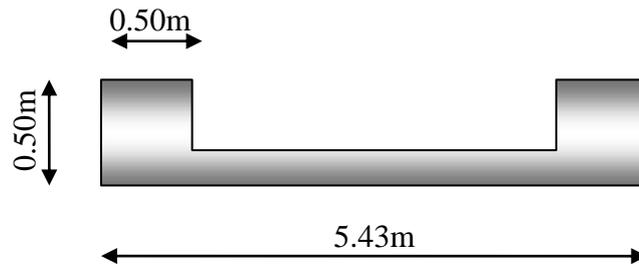


Figure V.8. Voile v1

Les efforts sous la combinaison $0.8 G \pm E$ sont donnés comme suit :

$N = 4388,898\text{KN}$

$M = 9579,2902\text{KN.m}$

$T = 726,683\text{KN}$

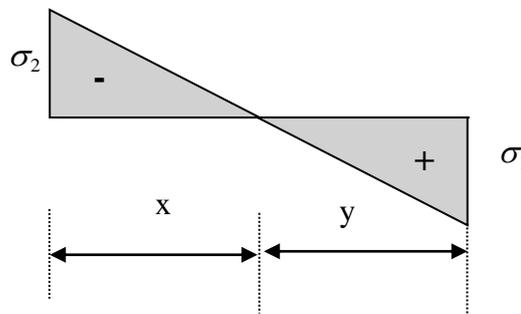


Figure V.9. Schéma statique de Voile v1

1. Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = 8431,324 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_1 = 8,431324 \text{Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_2 = -2098,14 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = -2,09814 \text{Mpa}$$

σ_1, σ_2 Sont de signes différents, donc la section est partiellement comprimée.

On Calcul la longueur de la zone de traction.

2. Vérification des contraintes de compression (G+Q+E)

$$N = 4288.91 \text{KN}$$

$$M = 6185.6908 \text{Kn.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = 6494.077 \text{KN} / \text{m}^2 \quad \sigma_1 = 6,494 \text{Mpa}$$

$$\sigma_1 = 6.494 \text{Mpa} < \overline{\sigma_b} = 14,78 \text{Mpa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_2 = 305.174 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = 0.305 \text{Mpa}$$

$$\sigma_2 = 0,305 \text{Mpa} < \overline{\sigma_b} = 14,78 \text{Mpa} \quad \text{C.V}$$

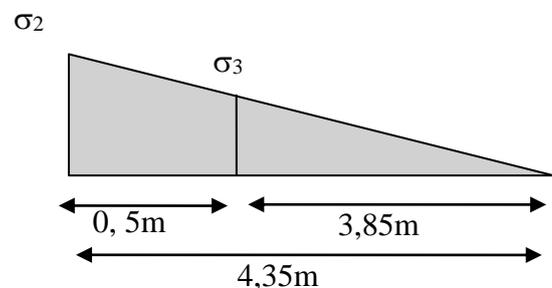
3. Longueur de la zone tendue :

$$x = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} . L = 4,35 \text{m}$$

$$Y = L - X = 1,08 \text{m}$$

x : la longueur de la zone tendue

y : la longueur de la zone comprimée



4. Calcul de la contrainte σ_3 :

$$\frac{\sigma_2}{0,75} = \frac{\sigma_3}{0,3} \Rightarrow \sigma_3 \approx \frac{\sigma_2 \times 0,3}{0,75} = 1,856 \text{MPa}$$

5. Détermination des armatures verticales :

Tronçon AB :

Partie Poteau :

$$F_1 = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3) \times b \times h}{2} = \left(\frac{8.431 + 1,856}{2} \right) \times 0,5 \times 0,5 \times 10^3 = 1285,188 \text{KN}$$

$$A_{v_1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{1285,188}{400} = 3,21 \text{cm}^2$$

Le diamètre des armatures doit être inférieur à $\left(\frac{1}{10}e\right)$

Tronçon BC :

La force résultante :

Partie Rectangulaire :

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \times (x - b) \times e}{2} = \frac{1,856(4,34 - 0,5) \times 0,2}{2} = 714,52 \text{KN}$$

$$A_{v_2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{714,5}{400} \times 10 = 1,78 \text{cm}^2$$

$$F_{\text{total}} = F_1 + F_2$$

$$F_{\text{total}} = 1999,708$$

$$A = (F_{\text{tot}}/f_e) - A_{\text{spot}} = 25,86$$

On prend :

- A poteau \Rightarrow (12T16) : $A = 24,13 \text{ cm}^2$

- $A_x = 2(12T12) = 13,57 \text{m}^2$

Espacement exigé par R.P.A 99 :

D'après R.P.A 99modifié 2003 on a :

$$S \leq (1,5a; 30cm) \Rightarrow S \leq (1,5a = 30cm, 30cm) = 30cm$$

On prend : $S_t = 15cm$ (zone nodale)

6. Vérification des armatures vis à vis du RPA99 modifié 2003:

$$A_{min} = 0.2\% a L = 17,72cm^2 < A_{calculer} = 27.14 cm^2$$

7. Détermination des armatures horizontales :

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v$$

($A_v = A_s$ précédemment définit)

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_c)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_c} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$ Est donnée par l'interface graphique du **Sap 2000**.

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

D'après **RPA99 modifié 2003**, la contrainte tangentielle donnée par la formule suivante :

$$\tau_b = \frac{1.4T}{a.d}$$

$$d = 0,9.h = 3,06 m$$

$$\tau_b = \frac{1.4T}{a.d} = \frac{1,4 \times 726.683}{20 \times 295} * 10 = 1.7MPa < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5MPa \quad (C. V)$$

$$\tau_b = 1.7 MPa > 0,025 f_{c28} = 0,625MPa$$

Donc : $A_h \geq 0,0025 \times b \times s = 0,0025 \times 20 \times 100 = 5cm^2$

On prend: 2 (4T10)/1ml=6,28cm²

Espacement :

$$S_h \leq \min(1,5a = 27cm; 30cm) = 27 cm \quad \text{On prend : } S_h = 25 cm$$

Armature transversal

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}}{0.8 \cdot f_e}$$

$$\tau_u = T/a \cdot d = \frac{726.683}{20 \times 295} * 10 = 1.23$$

$A_t = 3.84$

On prend 8T8=4.02cm²

$A_{t \min}(RPA) = 0.15\% \times e \times L = 0.13 \text{ cm}^2$

Schéma de ferrailage

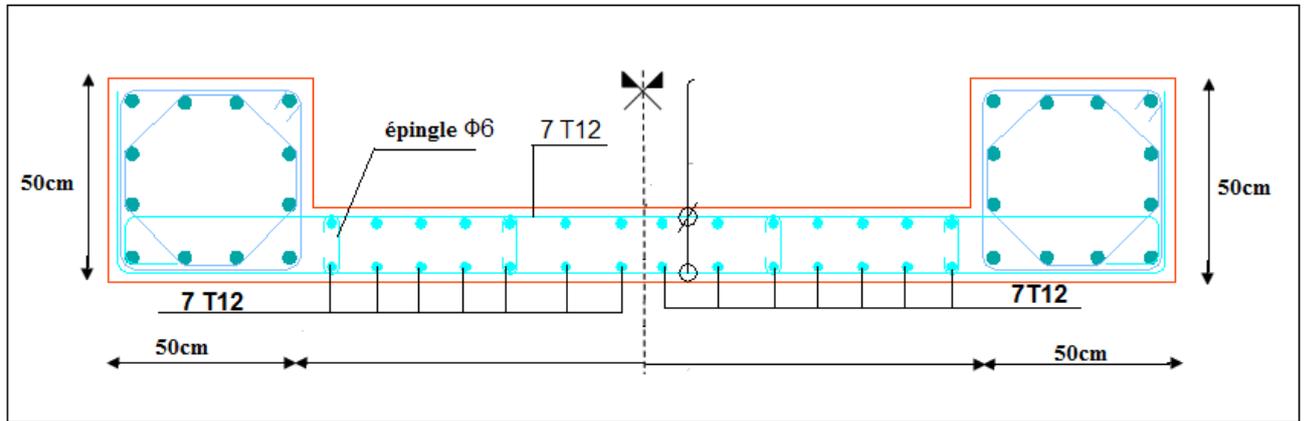


Figure V.10. Ferrailage voile 1

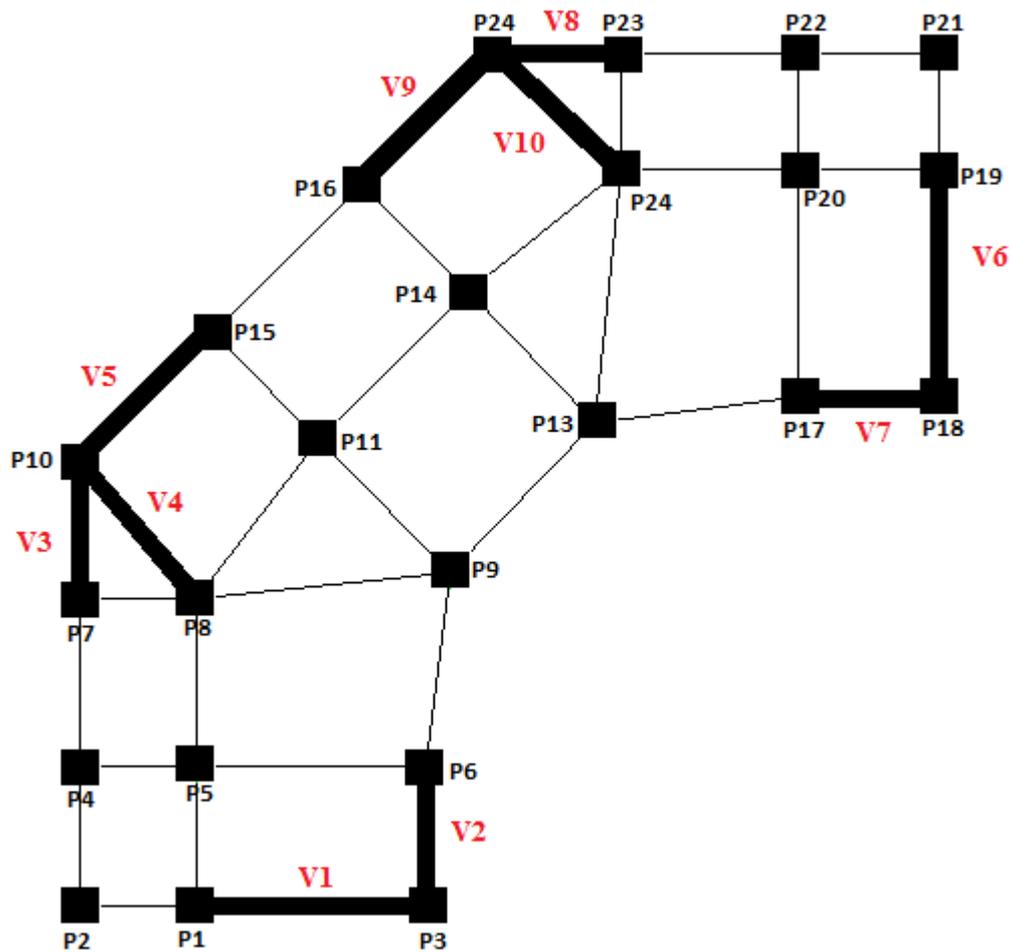


Figure V.11. Disposition des voiles.

Tableau .V.28. Les efforts internes du voile V1.

Voile de axe		L (m)	V ₁ (m)	V ₂ (m)	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)	A (m ²)	I (cm ⁴)	σ ₁ (MPa)	σ ₂ (MPa)	X (m)
V1	RDC.1	5.43	2,715	2,715	4388,89	9579,29	726,68	1,38	4,94	8431,32	-2098,1	4,34799
	Etages 2+3+4	5.43	2,715	2,715	3358,67	6146,0	752,38	1,31	4,06	6673,84	-1546,1	4,40866
	Etages 5+6+7	5.43	2,715	2,715	1971,33	2814,46	580,66	1,24	3,68	3666,21	-486,64	4,79370
	Etages 8+9+10	5.43	2,715	2,715	952,40	111,31	327,72	1,19	3,34	890,18	709,15	3,02231

Tableau .V.29. Les efforts internes du voile V2.

Voile de axe		L(m)	V ₁ (m)	V ₂ (m)	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)	A (m ²)	I (cm ⁴)	σ ₁ (MPa)	σ ₂ (MPa)	X (m)
V2	RDC +1 ^{er}	3	1.5	1.5	4781,01	4483,01	20,88	1	1,39	9618,80	-56,76	2,98239
	Etages 2+3+4	3	1.5	1.5	3586,67	1680,65	23,051	0,92	1,24	5910,54	1844,43	2,28648
	Etages 5+6+7	3	1.5	1.5	1950,84	643,492	9,273	0,86	1,1	3145,91	1390,93	2,08024
	Etages 8+9+10	3	1.5	1.5	670,472	111,353	29,396	0,80	0,97	1164,05	501,711	2,09643

Tableau .V.29. Les efforts internes du voile V3.

Voile de axe		L(m)	V ₁ (m)	V ₂ (m)	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)	A (m ²)	I (cm ⁴)	σ ₁ (MPa)	σ ₂ (MPa)	X (m)
V3	RDC +1 ^{er}	3.26	1.63	1.63	4208,33	2881,14	13,505	0,95	1,15	8504,22	336,808	3,13580
	Etages 2+3+4	3.26	1.63	1.63	3077,10	1589,88	10,572	0,87	1,02	6049,37	967,979	2,81031
	Etages 5+6+7	3.26	1.63	1.63	1700,72	707,301	7,675	0,81	0,90	3367,00	821,964	2,62031
	Etages 8+9+10	3.26	1.63	1.63	711,568	41,2623	6,642	0,75	0,8	1024,05	855,912	1,77578

Tableau .V.30. Les efforts internes du voile V4.

Voile de axe		L(m)	V ₁ (m)	V ₂ (m)	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)	A (m ²)	I cm ⁴	σ ₁ (MPa)	σ ₂ (MPa)	X (m)
V4	RDC +1 ^{er}	4.54	2.27	2.27	6116,36	3459,25	400,95	1,14	2,78	7887,86	2238,57	3,53637
	Etages 2+3+4	4.54	2.27	2.27	4488,37	2218,66	411,93	1,06	2,5	5976,04	1946,95	3,51304
	Etages 5+6+7	4.54	2.27	2.27	2360,68	1130,04	343,69	1,00	2,24	3372,23	1081,88	3,43725
	Etages 8+9+10	4.54	2.27	2.27	888,468	69,8884	228,45	0,93	1,89	1031,13	863,254	2,47116

Tableau .V.31. Les efforts internes du voile V5.

Voile de axe		L(m)	V ₁ (m)	V ₂ (m)	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)	A (m ²)	I cm ⁴	σ ₁ (MPa)	σ ₂ (MPa)	X (m)
V5	RDC +1 ^{er}	4.22	2.11	2.11	3995,49	4628,04	348,59	1,14	2,29	7756,83	-771,69	3,83815
	Etages 2+3+4	4.22	2.11	2.11	3053,92	2882,67	381,33	1,06	2,05	5823,84	-110,23	4,14160
	Etages 5+6+7	4.22	2.11	2.11	1750,38	1273,83	304,31	1,00	1,83	3212,14	274,676	3,88756
	Etages 8+9+10	4.22	2.11	2.11	941,484	81,4644	206,02	0,94	1,64	1096,89	887,269	2,33291

V.6.3.Le ferrailage des voiles

V.6.3.1.Les armatures verticales, horizontales:

Tableau .V.32. Ferrailage de Voile 1.

Voile de axe		A _{AB}	A _{BC}	A _V	A _{choisi}	A _T	A _{ado}	A _{min}	A _{choisi}	A _h	A _{choisi}	S _t
V1	RDC+1 ^{er}	3,2904	1,7863	26,637	2(14T12) e30	3,11	8T8	21,72	2(14T12) e30	17,75	2(14T12)	30
	2+3+4	2,0806	1,3565	14,012	2(12T12) e30	3,67	8T8	21,72	2(12T12) e30	16,29	2(12T12)	30
	5+6+7	0,8305	0,4787	7,266	2(14T12) e30	2,70	8T8	21,72	2(14T12) e30	16,29	2(14T12)	30
	8+9+10	/	/	/	/	/	8T8	21,72	2(14T12) e30	16,29	2(14T12)	30

Tableau .V.33. Ferraillage de Voile 2.

Voile de axe		AAB	ABC	Av	Achoisi	AT	Aado	Amin	Achoisi	Ah	Achoisi	St
V,2	RDC+1 ^{er}	3,02	0,0293	6,39	2(14T12) e15	0,483	12Φ6	12	14T12	9	14T12	30
	2+3+4	/	/	/	/	/	8Φ6	12	14T12	9	14T12	30
	5+6+7	/	/	/	/	/	8Φ6	12	14T12	9	14T12	30
	8+9+10	/	/	/	/	/	8Φ6	12	14T12	9	14T12	30

Tableau .V.34. Ferraillage de Voile 3.

Voile de axe		AAB	ABC	Av	Achoisi i	AT	Aado	Amin	Achoisi	Ah	Achoisi	St
V3	RDC+1 ^{er}	/	/	/	/	/	10Φ6	13,04	2(15T12)	9,78	2(15T12)	30
	2+3+4	/	/	/	/	/	10Φ6	13,04	2(15T12)	9,78	2(15T12)	30
	5+6+7	/	/	/	/	/	10Φ6	13,04	2(15T12)	9,78	2(15T12)	30
	8+9+10	/	/	/	/	/	10Φ6	13,04	2(15T12)	9,78	2(15T12)	30

Tableau .V.35. Ferrailage de Voile 4.

Voile de axe		A _{AB}	A _{BC}	A _V	A _{choisi_i}	A _T	A _{ado}	A _{min}	A _{choisi}	A _h	A _{choisi}	S _t
V4	RDC+1 ^{er}	/	/	/	/	/	16Φ6	18,1	2(16T12)	14,73692	2(16T12)	30
	2+3+4	/	/	/	/	/	16Φ6	18,1	2(16T12)	14,73692	2(16T12)	30
	5+6+7	/	/	/	/	/	16Φ6	18,1	2(16T12)	14,73692	2(16T12)	30
	8+9+10	/	/	/	/	/	16Φ6	18,1	2(16T12)	14,73692	2(16T12)	30

Tableau .V.36. Ferrailage de Voile 5.

Voile de axe		A _{AB}	A _{BC}	A _V	A _{choisi}	A _T	A _{ado}	A _{min}	A _{choisi}	A _h	A _{choisi}	S _t
V5	RDC+1 ^{er}	2,66	0,56	8,12	2(12T12) e=26	1,18	12Φ6	16,8	2(16 T12) e=20	12,66	2(16 T12) e=20	20
	2+3+4	1,55	0,08	4,44	2(12T12) e=26	1,57	12Φ6	16,8	2(16 T12) e=20	12,66	2(16 T12) e=20	20
	5+6+7	/	/	/	/	/	12Φ6	16,8	2(16 T12) e=20	12,66	2(16 T12) e=20	20
	8+9+10	/	/	/	/	/	12Φ6	16,8	2(16 T12) e=20	12,66	2(16 T12) e=20	20

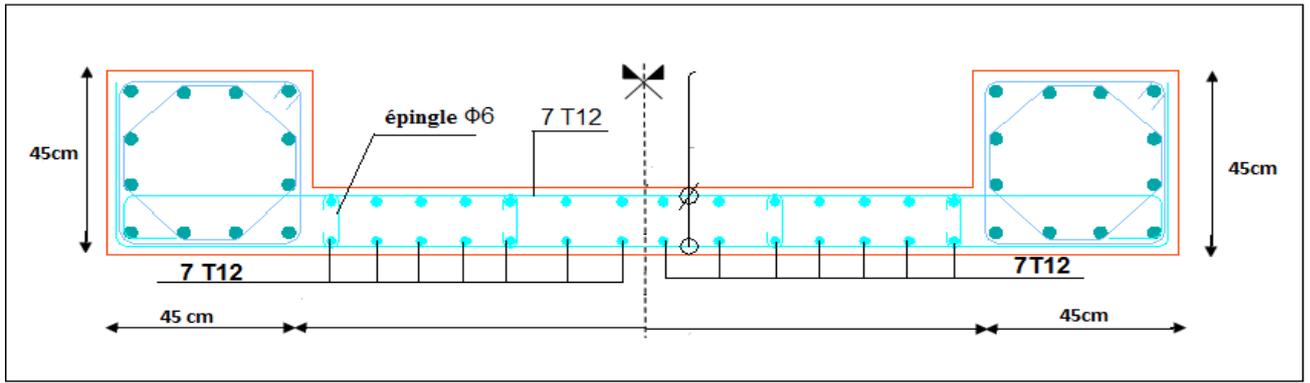


Figure V.12. Ferraillage voile 2

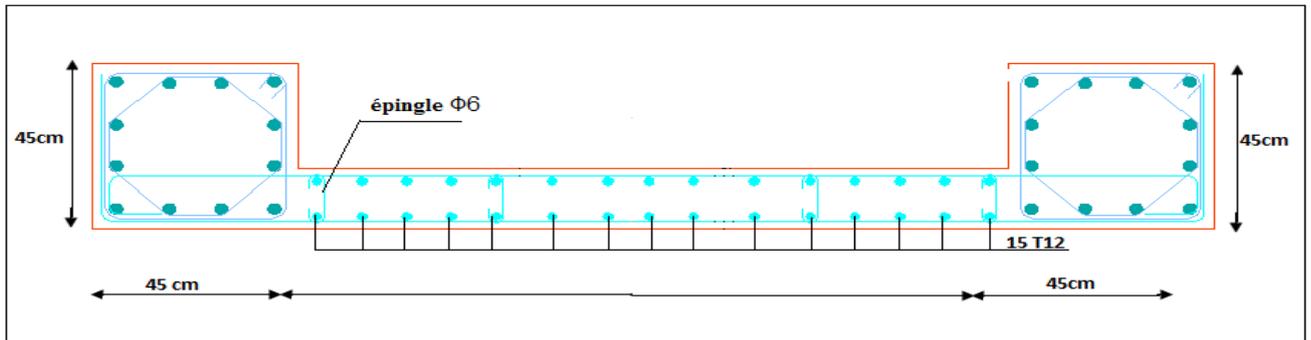


Figure V.13. Ferraillage voile 3

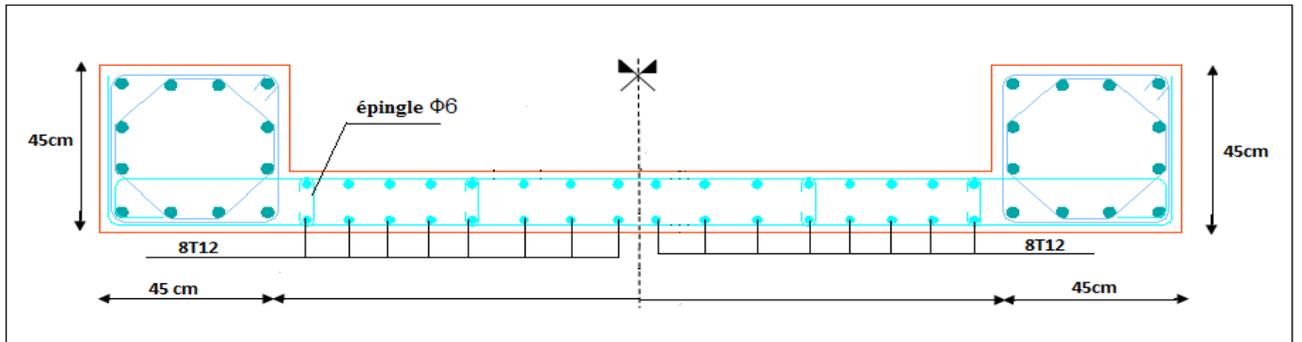


Figure V.14. Ferraillage voile 4

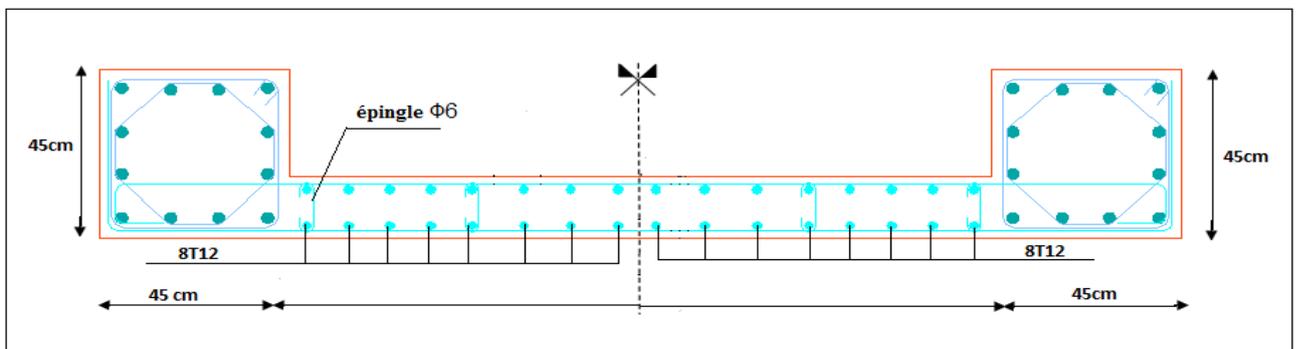
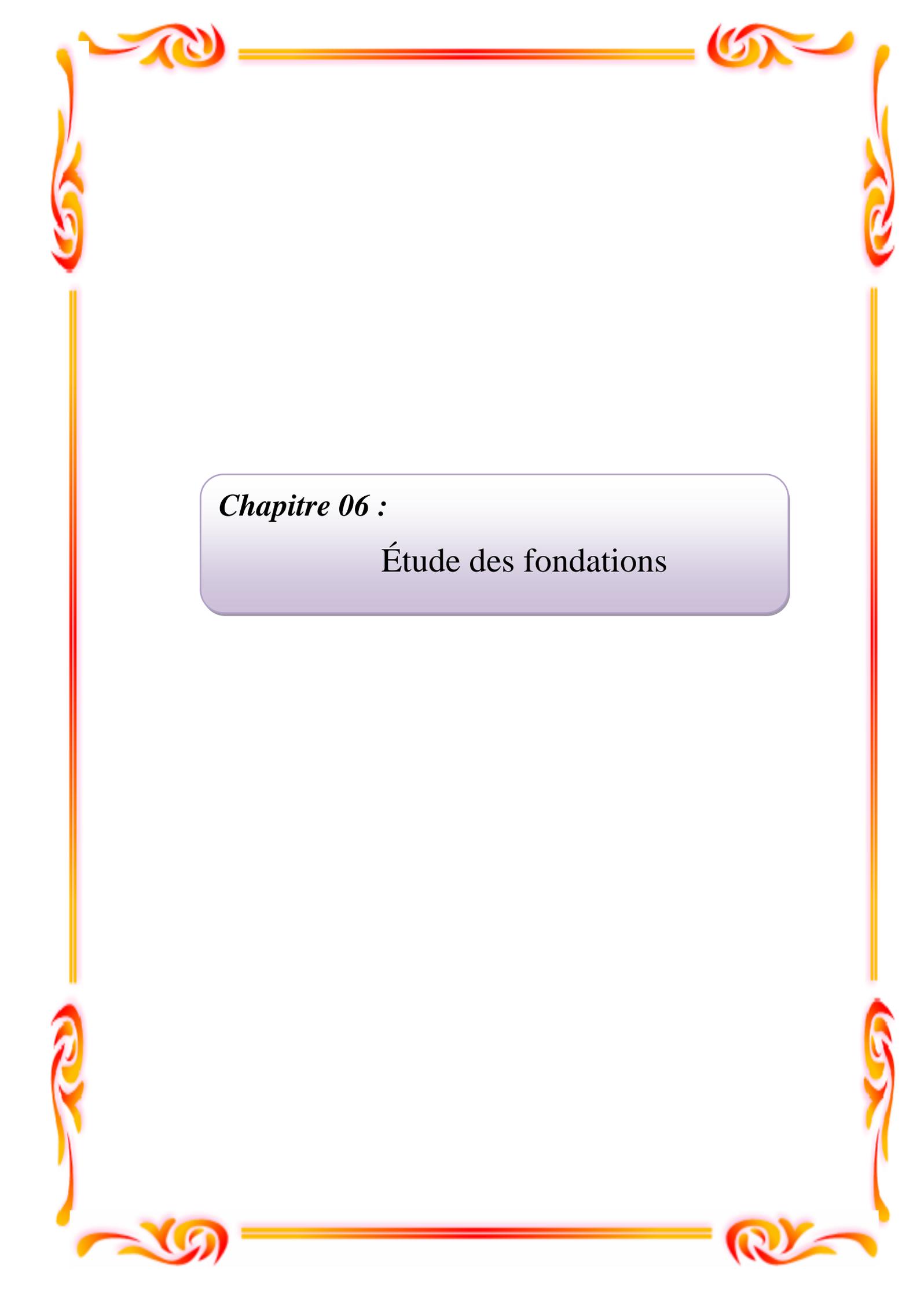


Figure V.15. Ferraillage voile 5



Chapitre 06 :

Étude des fondations

Etude des fondations

VI.1. Introduction :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

1. reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
2. Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

- Le report et la répartition des charges à un niveau convenable du sol, en égard à sa nature et à ces caractéristiques mécaniques, posent à l'étude des fondations trois préoccupations essentielles :

1. L'implantation des fondations liées aux notions de nature des sols, de constructions voisines et d'érosion dus à l'eau.
2. La résistance du sol sur lequel sont reportées les charges mettant les fondations à l'abri des ruptures.
3. Le tassement et déformation du sol qui doivent rester dans les limites acceptables, évitant à la construction des désordres gênant à son exploitation et à fortiori des dommages compromettant sa stabilité.

Ces considérations doivent être indépendamment remplies et des précautions doivent être prise pour que les fondations aient les qualités requises.

VI.2. Etude préliminaire du choix de type de semelle :

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2 bars, la profondeur d'ancrage est de 4m vu que les sondages ont révélé la présence d'une terre végétale atteignant les 2 m et plus.

VI.2.1. Calcul des fondations :

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Effort normal appliqué sur les fondations.

<i>Poteaux</i>	<i>N(kN)</i>	<i>Poteaux</i>	<i>N(kN)</i>
1	1778,736	14	1564,663
2	568,241	15	1797,589
3	2557,995	16	1804,512
4	952,887	17	1354,132
5	1342,712	18	2557,458
6	1360,239	19	1793,254
7	1446,695	20	1358,692
8	1814,129	21	576,621
9	1617,438	22	984,492
10	3641,33	23	1432,264
11	1576,178	24	1802,622
13	1637,698	25	3616,376

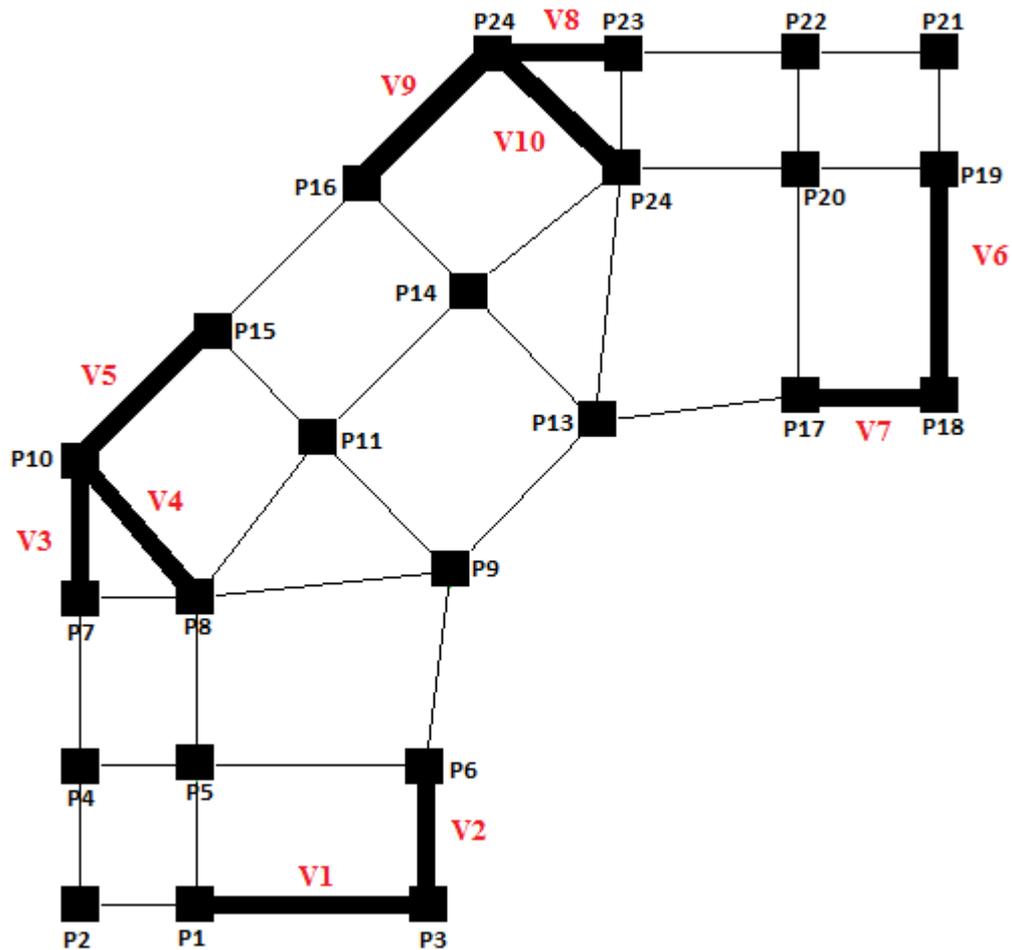


Figure VI.1 Disposition des poteaux.

VI.3. Choix du type de fondation :

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$$

S_s : section des semelles filantes

S_b : section du bâtiment

Si cette condition n'est pas vérifiée, on peut considérer la solution du radier comme nécessaire.

VI.3.1. Semelles filantes :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

$$\text{On doit vérifier que: } \sigma_{sol} \geq \frac{N}{S_s}$$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S_s = B \times L$ (section des semelles filantes)

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Avec :

$$N = \sum N_i$$

N_i : Effort normal provenant du poteau (i).

La surface totale des semelles est donné par : $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.2. Sections des semelles filantes

Files	N(kN)	Ss(m2)	L(m)	B(m)	BChoisi (m)
1	11084.925	55.42	19.26	2.87	3
2	12831.021	64.16	26.54	2.42	2.5
3	16821.253	81.11	31.7	2.65	3

VI.3.1.1. Vérification :

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{200.69}{228} = 88\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.3.2. Radier générale :

VI.3.2.1. Introduction :

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

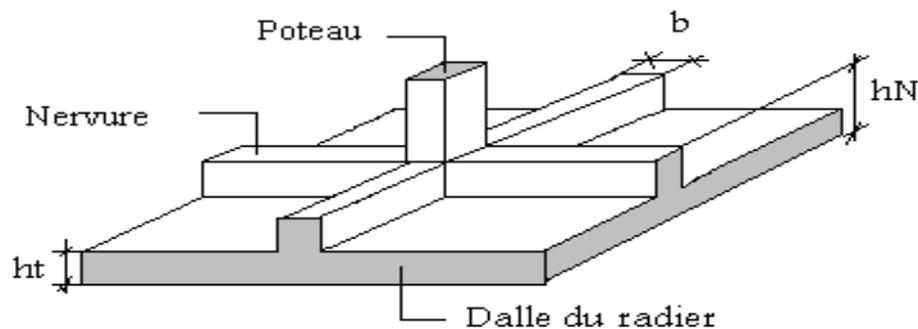


Figure VI.2. Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.3.2.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 40738.199kN \\ \sigma_{sol} = 2,00bars \end{cases}$$

Donc :

$$S_{\text{nécessaire}} = 203,69 < S_b = 228 \text{ m}^2$$

S_b : La surface du bâtiment

Donc la surface totale du radier est de 228 m^2

VI.3.2.3. Pré dimensionnement de radier :

1- Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

a. Condition forfaitaire [4]

$$h_1 \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

Avec

L_{max} = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\text{max}} = 5,48 \text{ m} \Rightarrow h_1 \geq 27,4 \text{ cm}$$

Alors

On prend : $h = 40 \text{ cm}$. pour l'épaisseur de la dalle

2- Nervure ;

1. La hauteur de nervure

a. Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\text{max}}}{15} \leq h_{n1} \leq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

On a $L_{\text{max}} = 5,48 \text{ m}$

$$\Rightarrow 36,5 \text{ cm} < h_{n1} < 54,8 \text{ cm} \quad \text{On prend } h_{n1} = 50 \text{ cm}$$

b- Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{b * K}}$$

Avec

Le : longueur élastique (m);

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm³ (cas d'un sol moyen);

- K=0,5[kg/cm³]..... pour un très mauvais sol.
- K=4 [kg/cm³]pour un sol de densité moyenne.
- K=12[kg/cm³]..... pour un très bon sol.

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 \cdot 10^4 \text{ MPa}$

b : largeur de radier par bande d'un mètre (b=1m).

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

L : distance maximale entre deux poteaux : 5,48m

$$\text{donc } h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 0,38m$$

On prend : $h_{N2}=60 \text{ cm}$

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max (h_{N1} ; h_{N2}) = \text{Max}(0,50 ; 0,60) \text{ m}^2.$$

On prend : $h = 0,60 \text{ m}$.

2. Largeur de la nervure

b Condition de coffrage:

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{548}{10} = 54,8cm$$

Donc

$b = 55 \text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y)

Conclusion

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

$$b = 55 \text{ cm dans le sens x-x}$$

$$b = 55 \text{ cm dans le sens y-y}$$

Résumé

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 40 \text{ cm}$

Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 60\text{cm} \\ b = 55\text{cm} \text{ sens } (x-x) \text{ et } b = 55\text{cm} \text{ sens } (y-y) \end{cases}$

VI.3.2.4. Les vérifications nécessaires :

a- Vérification au poinçonnement :

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

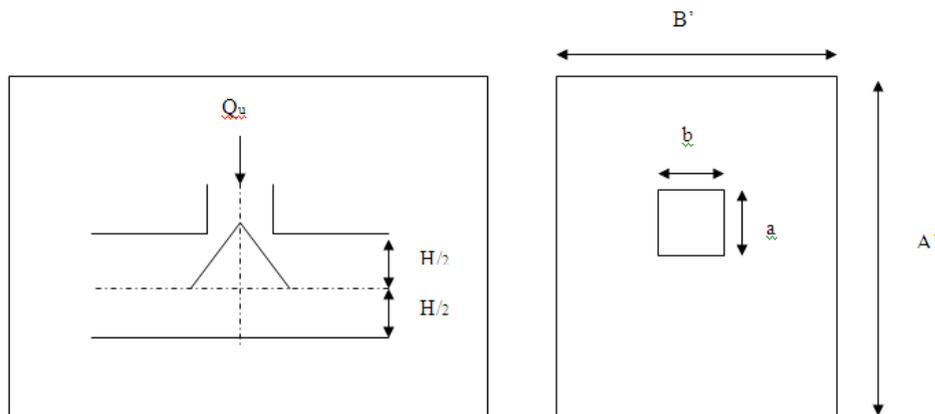


Figure VI.3. Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

D'après CBA93 (article A.5.2.4.2) on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u=3616,37\text{kN}$)

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a, b : Dimensions du poteau du RDC (50×50)cm².

Q_c : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

$$\mu_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$\mu_c = 2 [(50 + 50) + 2 \times 60] = 440\text{cm}$$

$$Q_u = 0.045 \times 4400 \times 600 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 1980 \text{KN.}$$

$N_u = 3616,376 \text{kN} < Q_u = 1980 \text{KN}$la condition n'est pas vérifiée.

On va augmenter la section

On prend :

$$a=b=55 \text{ cm}$$

$$h=90 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2 [(50+50) + 2 \times 90] = 560 \text{cm}$$

$$Q_u = 0.045 \times 5600 \times 900 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 3780 \text{KN.}$$

$N_u = 3616,376 \text{kN} < Q_u = 3780 \text{KN}$la condition vérifiée

b- Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)** on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}.$$

➤ **Suivant X-X :**

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{88360.91646}{40738.199} = 2,16 \text{m} < \frac{18.8}{4} = 4,7 \text{m} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

➤ **Suivant Y-Y :**

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{88995.13}{40738.199} = 2,18 \text{m} < \frac{18.8}{4} = 4,7 \text{m} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

b- Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa} \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$b = 1 \text{m}$ (une bande de 1m de 5,48 longueur).

$$N_u = N + \text{poid propre de dalle}$$

$$N_u = 40738.199 + (228 \times 0.4 \times 25) = 43018.199$$

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{43018.199}{228} \times \frac{5,48}{2} \times 1 = 516,97 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{516.97}{1 \times 0,9 \times 900} = 0.64 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

VI.3.2.5. Caractéristiques géométriques du radier :

a- Position du centre de gravité:

$$x_G = 9,9\text{m}$$

$$y_G = 10,56\text{m}$$

b- Moments d'inertie:

$$I_{xx} = 28726 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 25850 \text{ m}^4$$

VI.3.2.6. Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sol} = 2,0 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par:

À l'ELS:
$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{40738.199}{228} = 178,68 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 178.68 \text{ kN} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

a l'ELU:

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec:
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} X_G$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} Y_G$$

On vérifie que:

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours}$$

inférieur à $1,33\sigma_{sol}$ [1]

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 43018.199 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$M_x = 88360.90646 \text{ KN.m.}$$

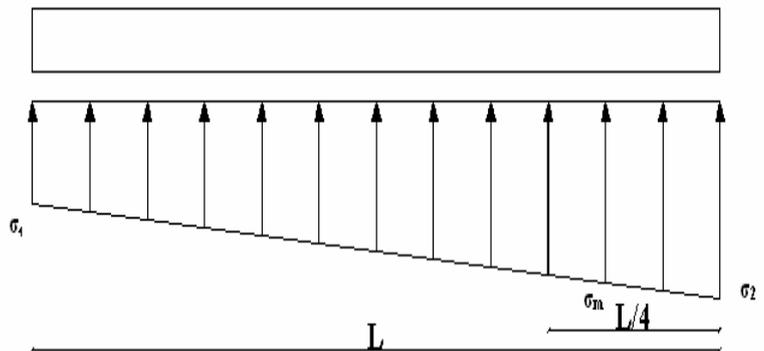


Figure 7.4: Contraintes sous le radier

$$M_y = 88995.13 \text{ kN.m.}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau VI.3. Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	211	146.19	194.8
Sens y-y	212.8	144.59	195.7
Vérification	$\sigma_1^{\text{max}} < 1,5$ $\sigma_{\text{sol}} = 300$	$\sigma_2^{\text{min}} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266$

a l'ELS :

$$N_{\text{ser}} = 40738.199 \text{ kN} ; S = 228 \text{ m}^2$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau VI.4. Vérification des contraintes à l'ELS

	$\sigma_1 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	221.16	156.19	204.92
Sens y-y	222.76	154.59	205.72
Vérification	$\sigma_1^{\text{max}} < 1,5$ $\sigma_{\text{sol}} = 300$	$\sigma_2^{\text{min}} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266$

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens ($x x' - y y'$) donc pas de risque de soulèvement

a. Détermination des sollicitations les plus défavorables:

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes:

ELU:

$$\sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 205,72 \text{ kN} / \text{m}^2$$

ELS:

$$\sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 195,7 \text{ kN} / \text{m}^2$$

VI.3.3. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferrailage de la dalle du radier:

a .1. Détermination des efforts: [1]

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de

la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ **Panneau de rive:**

- Moment en travée: $M_{tx} = 0,85 M_x$
 $M_{ty} = 0,85 M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x$ (appui de rive).
 $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$ (autre appui).

➤ **Panneau intermédiaire:**

- Moment en travée: $M_{tx} = 0,75 M_x$
 $M_{ty} = 0,75 M_y$

- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $M_t=0,85M_0$

- Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$ Avec: $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

a .2. Valeur de la pression sous radier:

ELU:

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 205.72kN / m$$

ELS:

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 195.7kN / m$$

a .3. Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU (v=0) :

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow 0,4 < \frac{3,8}{5,48} = 0,7 < 1,00 \Rightarrow$ la dalle

travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VII.5. Calcul des moments à l'ELU.

Panneau le plus sollicité	L_x m	L_y m	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u kN/m	M_x k.Nm	M_{tx} k.Nm	M_y k.Nm	M_{ty} k.Nm	M_a k.Nm
	3.8	5.48	0.7	0.074	0.582	195.7	209.96	157.47	122.14	91.60	104.9

a .4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS :

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.6. Calcul des moments à l'ELS

Panneau le plus sollicité	L_x m	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u kN/m	M_x kN.m	M_{tx} kN.m	M_y kN.m	M_{ty} kN.m	M_a kN.m
	3.8	5.48	0.7	0.0684	0.4320	205.72	203.19	152.39	87.78	65.84	101.6

a .5. Calcul du ferrailage:

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=40\text{cm}$
 $d=0,9h=36\text{cm}$

Tableau VI.7. Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.

Espacement:

	Sens	M_u (kN.m)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x-x	152.39	0.08	0.1	34.56	12.67	8T16	16,09	10
	y-y	65.84	0.04	0.05	35.28	5.36	6T16	12,07	15
Appui	x-x	101.6	0.06	0.07	34.89	8.4	6T16	12,07	15
	y-y								

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t=10\text{cm}$

Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

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

a .6. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$b=100$$

$$d=0,9*h=0,9*40= 36\text{cm}$$

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34 \text{ cm}^2 < 12,07 \text{ cm}^2$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Remarque :

La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas vérifiée donc on doit augmenter les sections de ferrillages

Tableau VI.8. Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s cm^2	Choix	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	157.47	25.1	8T20	7,25	15	192.5	201,63	OK
	y-y	91.605	16.0	8T16	4,93	15	171,2	201,63	OK
Appui	x-x	104.98	16.0	8T16	5,65	15	196,2	201,63	OK
	y-y								

VI.3.4. Ferrailage des nervures :

b .1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99**).

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_t = 0,50M_0$

b.2. Calcul des armatures :

$b=55\text{cm}$; $h=90\text{cm}$; $d=81\text{cm}$

- **Sens (x-x) :**

$L=3.8\text{m}$; $P=205,72 \text{ kN/ml}$; $M_0 = 371.32\text{kNm}$

Tableau VI.9 Ferrailage des nervures suivant x-x

	$M_u(kNm)$	μ	α	$Z(cm)$	$A_s^{cal}cm^2$	Choix	$A_s^{adp} cm^2$
Travée	315.622	0.06	0.077	78.51	11.55	4T14+4T16	13,21
Appuis	185.66	0.04	0.05	79.38	6.72	4T14+4T16	13,21

• Sens (y-y) :

L=5.48m ; P=205,72 kN/ml, M₀ = 772,23 kN.m

	$M_u(kNm)$	μ	α	$Z(cm)$	$A_s^{cal}cm^2$	Choix	$A_s^{adp} cm^2$
Travée	656.4	0.13	0.17	75.492	24.98	10T20	31,43
Appuis	386.12	0.08	0.104	77.63	14.29	5T20	15,71

Tableau VI.10. Ferrailage des nervures suivant y-y

b.3. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,38cm^2 < 13,21cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS:

- Remarque :

L_{xx}=3.8m ; P_{ser}=195,72 kN/ml ; M₀ = 353.27kNm

L_{yy}=5.48m ; P_{ser}=195.72,72 kN/ml, M₀ = 734,69 kNm

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section des armatures.

Tableau VI.11. Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	As	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	300.28	31.42	(cm2)	4.6	15	124,6	201,63	OK
	y-y	600	40.25	31.42	8.46	15	197,1	201,63	OK
Appui	x-x	176.635	15.71	40.25	3.47	15	141,9	201,63	OK
	y-y	367.345	24.54	15.71	6.13	15	192,8	201,63	OK

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [1]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{205.72 * 5.48}{2} = 563.67\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{563670}{550 * 810} = 1.27\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

4. Armatures transversales :

- **BAEL 91 modifié 99 [1] :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,635\text{MPa}$$

- RPA99 version 2003 [2] :

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$\phi_t = 14mm$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 16,8cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 45cm \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,4cm \quad \text{et} \quad \phi_t \geq \frac{1}{3}\phi \text{ max} = 8,33mm \text{ avec } \phi \text{ max} = 25mm$$

$f_c=400MPa$; $\tau_u=1,27 \text{ Mpa}$; $f_{t28}=2,1MPa$; $b=55cm$; $d=81cm$

On trouve :

Tableau VI.12. Espacement des armatures transversales

	Section [cm ²]	Zone	S _t RPA99 [cm]	S _t BAEL9 1 [cm]	S _t choisit [cm]
Nervure Sens x-x	55 × 90	Courante	40	40	25
		Nodale	15		15
Nervure Sens y-y	55 × 90	Courante	40	40	25
		Nodale	15		15

Tableau VI.13. Choix des armatures transversales

	Section [cm ²]	Zone	S _t [cm]	ϕ _t	A _t calculée [cm ²]	A _t choisit [cm ²]	Choix des barres
Nervure Sens x-x	55 × 90	Courante	25	10	4,125	4,71	6T10
		Nodale	15		2,47		6T10
Nervure Sens y-y	55 × 90	Courante	25	10	4,12	4,71	6T10
		Nodale	15		2,47		6T10

○ **Justification des armatures transversales**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \min \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = 0,40 \text{ MPa}$$

- Zone courante 1,37 MPa > 0,40 MPa Vérifié.

- Zone nodale 2,28 MPa > 0,40 MPa Vérifié.

VI.3.5. Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses

Pour les bâtiments courant on a $3 \text{ cm}^2 / \text{m}$ pour les armatures de peau [1]

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{m} \times 0,9 = 2,7 \text{ cm}^2 \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Donc on prend **4T14 = 6,16 cm²**

VI.3.6. FERRAILLAGE DES NERVURES :

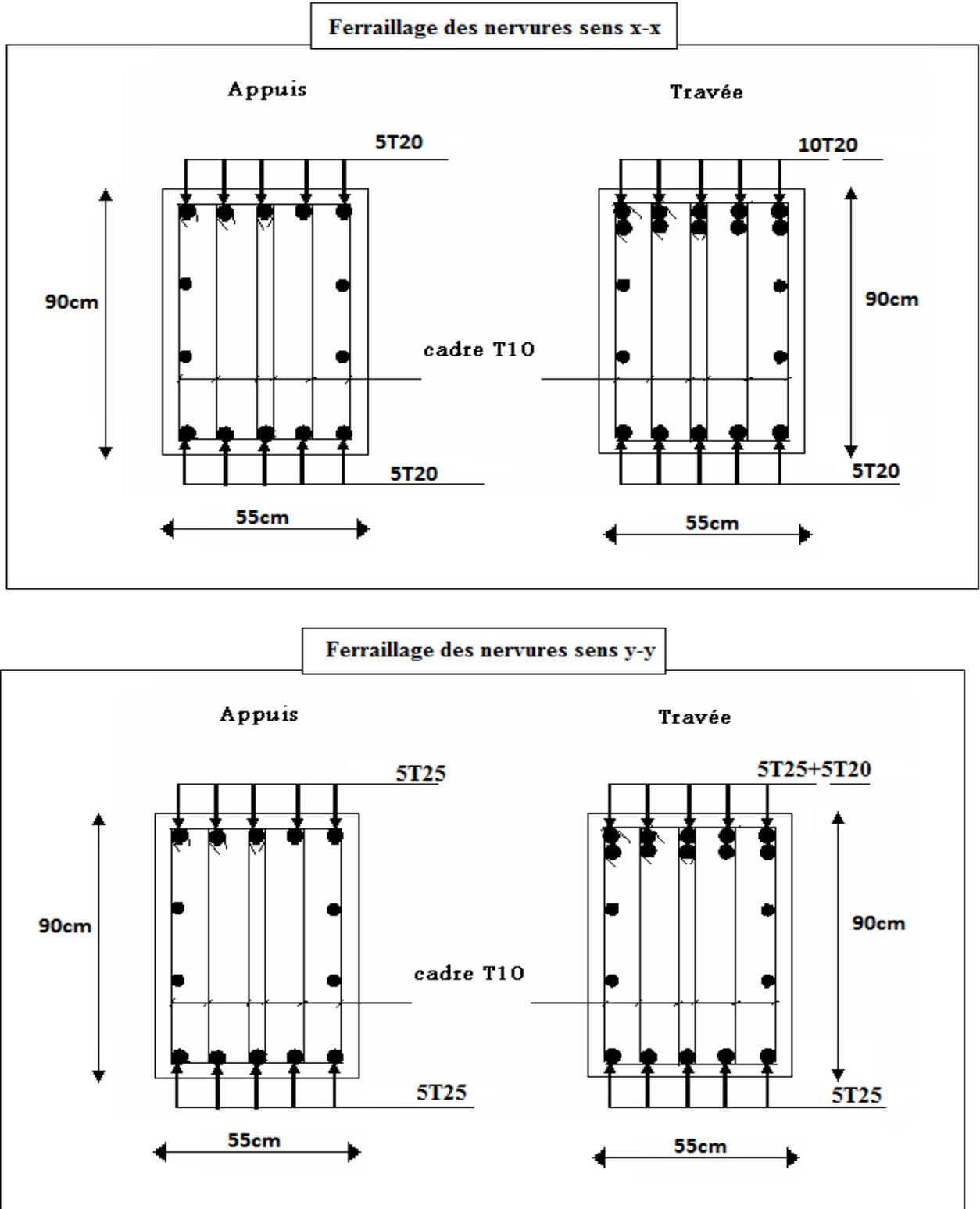


Figure VI.5. Ferraillage des nervures

VI.4. Voile périphérique :

VI.4.1. Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

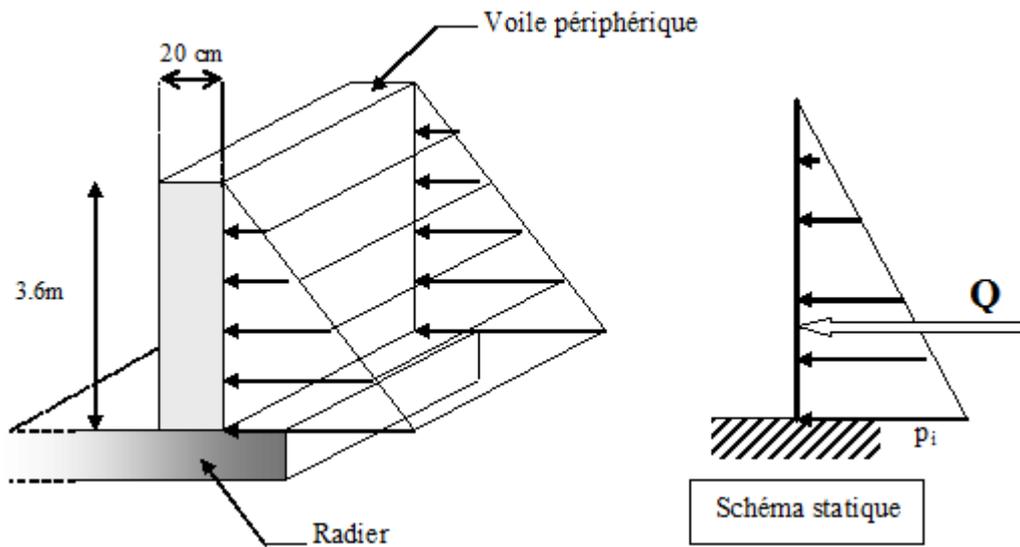


Figure VI.6. Evaluation des charges

VI.4.2. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - ✓ Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - ✓ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.

VI.4.3. Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x=3.60\text{m}$; $L_y=5.48$; $e =20\text{ cm}$.



La charge de poussées des terres est donnée par:

$$Q=A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma =10.72\text{KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 15^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.8$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 30,87\text{kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35 \times 30,87 = 41,67\text{kN/ml}$$

VI.4.4. Effort dans la dalle :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.60}{5.48} = 0,66 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,66 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0684 \\ \mu_y = 0,4320 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 85,59 Nm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 36,97 kNm$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 72,75 kNm.$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 31,42 kNm.$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 42,795 kNm$$

VI.4.5. Ferrailage de la dalle :

b=100cm ; h=20cm ; d=0,9h=18cm ; f_c=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_s=348MPa ;
F_{bc}=14,2MPa

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14. Ferrailage de la dalle pleine.

	Sens	M _u (kNm)	μ	A _s ' (cm ²)	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	72,75	0,16	0	0,21	16,78	12,46	2×6T14	18,48	15
	y-y	31,42	0,07	0	0,09	17,35	5,20	2×5T12	11,3	25
Appuis	x-x	42,795	0,09	0	0,12	17,13	7,18	2×5T14	15,4	20
	y-y									

VI.4.6. Condition exigée par les RPA99/version 2003:

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

VI.4.7. Condition de non fragilité :

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm.

On a :

$$12cm \leq e \leq 30cm$$

h=e=20cm ; b=100cm.

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min}; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min}; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{3.8}{5.48} \right) \frac{100.20}{2} = 1,84cm^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6cm^2$$

➤ **En travée :**

$$\begin{cases} A_x = 9,24cm^2 > A_x^{\min} = 1,85cm^2 \\ A_y = 4,52cm^2 > A_y^{\min} = 1,6cm^2 \end{cases} \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

➤ **Sur appuis :**

$$\begin{cases} A_x = 5,65cm^2 > A_x^{\min} = 1,85cm^2 \\ A_y = 5,65cm^2 > A_y^{\min} = 1,6cm^2 \end{cases} \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

VI.4.8. Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{41.67 \times 5,48 \times 3.6}{2 \times 5,48 + 3.6} = 56.46kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 76,12kN$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 76,12kN$$

$$\tau_u = \frac{76.12.10^3}{1000 \times 180} = 0.42MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

VI.4.9. Vérification à L'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS:

$$Q_{ser} = Q_1 = 30,87 \text{ kn/ml}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,66 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0743 \\ \mu_y = 0,5817 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 68,88 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 40,07 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 58,55 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 34,06 \text{ kNm} \\ M_a = 0,5 M_x = 34,44 \text{ kNm} \end{cases}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.15. Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	58.55	21.56	10.5	15	188,3	201,63	OK
	y-y	34.06	11.31	7,48	15	201.1	201,63	OK
Appuis	x-x	34.44	15.4	6,83	15	152	201,63	OK
	y-y							

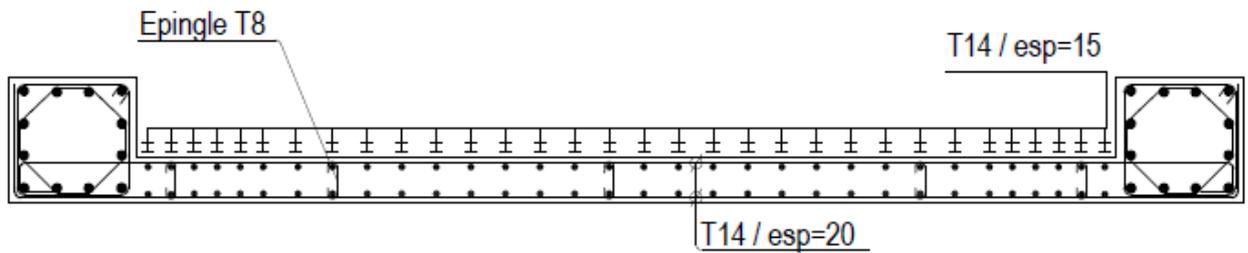


Figure VI.9. Ferrailage du voile périphérique (sens x-x)

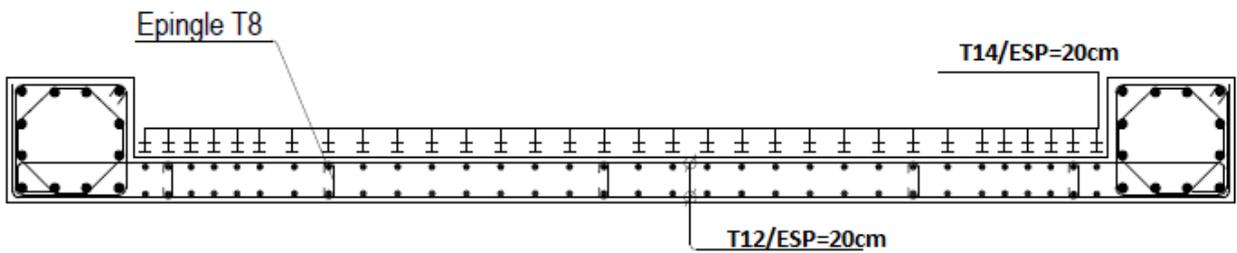
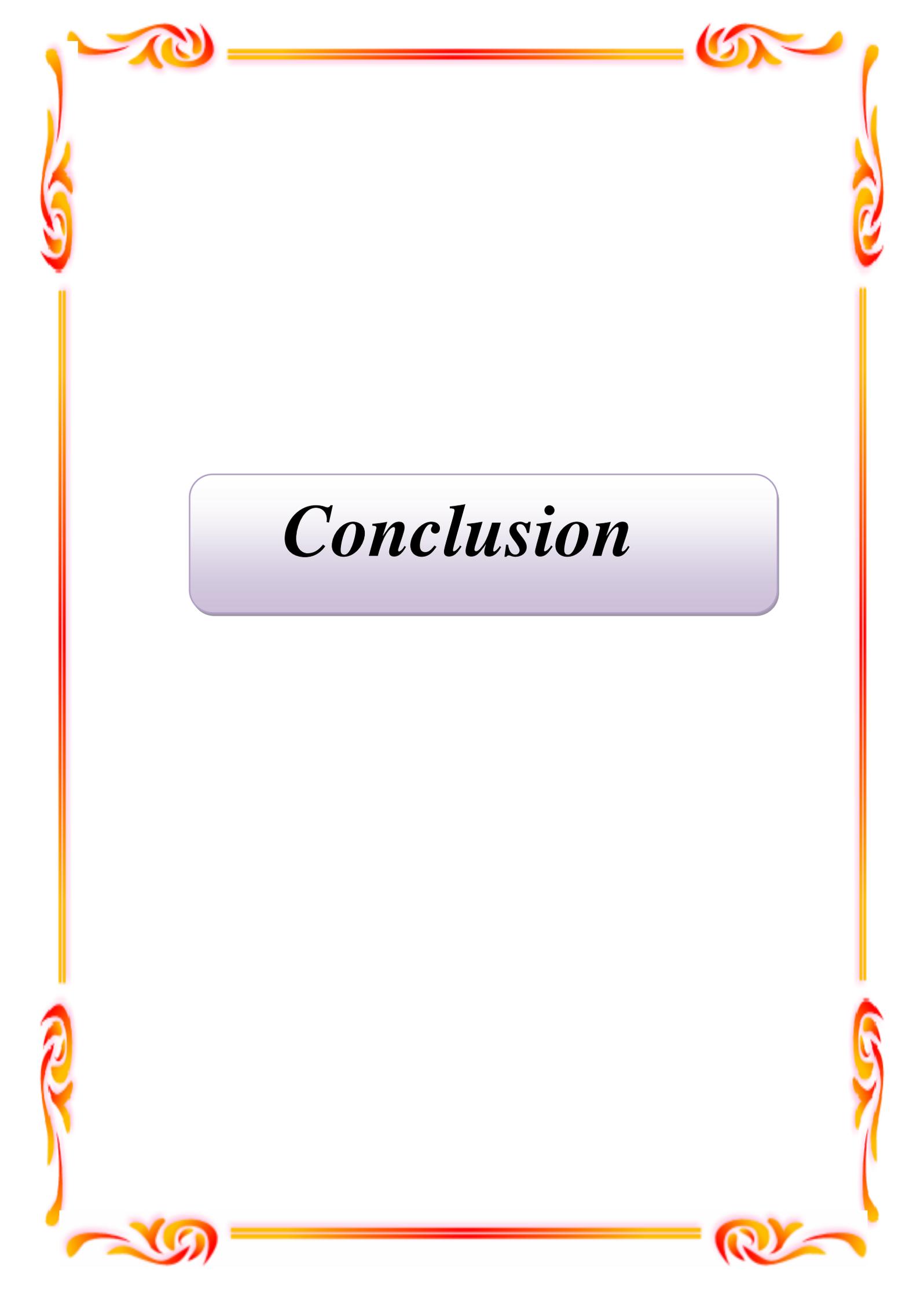


Figure VI.7. Ferrailage du voile périphérique (sens y-y)



Conclusion

Conclusion

Le projet de fin d'étude nous a permis de tirer des conclusions intéressantes liées à l'ingénierie d'étude.

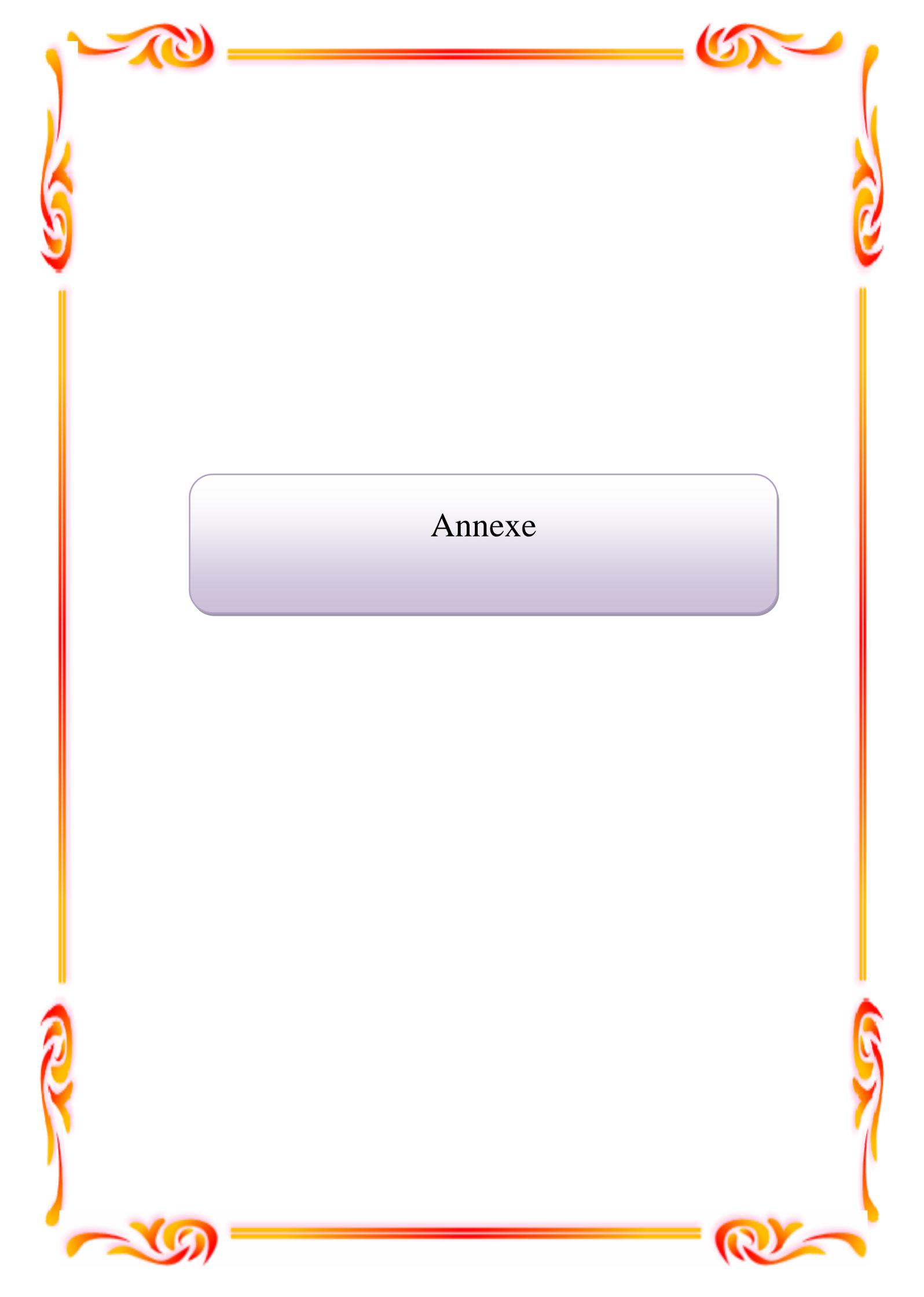
Après l'analyse approfondie des deux variantes, il ressort que le choix des dispositions des voiles de contreventement est un facteur prédominant pour une bonne conception: dit un comportement optimal de la structure.

La quantité de voile n'implique pas un bon comportement de la structure, mais la disposition optimale de ces derniers, c'est-à-dire le rapprochement maximal du centre des masses avec le centre d'inerties donne des résultats satisfaisants et qui se traduit par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier, en infrastructure et en superstructure, tout en respectant la réglementation en vigueur, comme c'est le cas dans notre projet.

. Cette étude nous a permis aussi l'application de toutes les connaissances théorique acquises durant notre formation. Et l'utilisation du logiciel SAP 2000 qui est très pratique pour les constructions

Références

1. **BAEL 91modifié 99,.**
2. Règles Parasismiques Algériennes **RPA99/Version 2003 .**
3. Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. **CBA93**, Ministère de l'Habitat.
4. Calcul des ouvrages en béton armé : **M. BELAZOUGUI**
5. Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, **DTR B C 2 2.**
7. **Logiciel sap 2000.**
8. **Logiciel Socotec .**
9. **Logiciel Autocad 2011**
10. **These Mr.Azzaz R.A**



Annexe

Étude du sol

VII.1 Introduction :

La reconnaissance des sols fait appel à différentes techniques de sondages et d'essais sur le site (in situ); elle a pour but d'étudier la structure géologique du sol (nature des couches ainsi que leurs profondeurs, niveau de la nappe d'eau, son comportement vis-à-vis de la résistance); comme elle fait appel à des essais de laboratoire pour déterminer les caractéristiques géotechnique du sol. (C , ϕ , γ_d , γ_h , γ_s , e , W , Sr)

Alors pour faire un bon choix de fondations et assurer une bonne assise pour notre ouvrage, il est nécessaire de faire une étude géotechnique afin de déterminer la portance et les caractéristiques du sol.

VII.2. Reconnaissance géotechnique :

Les travaux de reconnaissance géotechnique consistent à la réalisation des :

- Essais in situ
- Essais de laboratoire

VII.2.1. Essais in situ :

La reconnaissance sur site a comporté :

- Une campagne au pénétromètre dynamique.
- Une campagne géologique par sondage carotté.

Dans la première campagne, trois essais pénétrométriques ont été réalisés; ces essais nous ont permis d'avoir une idée sur la résistance du sol à la pénétration et sur son degré d'homogénéité.

Le deuxième sondage, à une profondeur de 11.5m sous le niveau du sol naturel, nous a permis de connaître avec précision la nature du sol décrite par la carte géologique de la région et de faire des prélèvements d'échantillons de sol afin de réaliser les essais de laboratoire.

a. Essais pénétrométriques

Ces essais sont d'un usage de plus en plus fréquent. Ils sont effectués à l'aide d'appareils comportant une tige métallique terminée par un cône.

Cet équipement est complété par un dispositif mesurant séparément l'effort exercé sur la pointe conique du pénétromètre, fixée à l'extrémité d'un train de tiges, et le frottement latéral exercé sur le fut.

Les résultats obtenus sont regroupés dans des graphes qui se trouvent en annexe.

b. Sondage carotté

Deux sondages carottés ont été réalisés, les résultats sont présentés dans le tableau VII.1.

Tableau.VII.1.Résultats du sondage carotté

Sondages	Profondeurs (m)	Type du sol constituant la couche
SC1	0.00-0.50	Alluvions
	0.50-1.00	Argile limoneuse brunâtre graveleuse et caillouteuse
	1.00-2.00	Argile sableuse brunâtre peu graveleuse
	2.00-2.50	Argile limoneuse brunâtre graveleuse et caillouteuse
	2.50-5.50	Limon graveleux
	5.50-6.50	Argile plus en moins graveleuse
	6.50-7.00	Gravier et sable argilo limoneux
	7.00-8.00	Argile
SC2	0.00-1.00	Graviers, sable et cailloux dans une matrice limono argileuse brunâtre
	1.00-7.00	Alluvions noyé dans une matrice riche en argile avec passage graveleuse
	7.00-8.00	Alluvions : graviers et sable argilo limoneux

VII.2.2. Essais de laboratoire

Pour déterminer les caractéristiques géotechniques des couches rencontrées, différents essais sont effectués au laboratoire sur les échantillons prélevés dans le sol à l'aide de carottiers. Ces échantillons de terrain, si possible non remanié, sont repérés avec le numéro du sondage correspondant.

Toutes les précautions sont prises pendant le transport, pour éviter les pertes de fines et conserver l'humidité naturelle de l'échantillon.

Les essais sont effectués dans les plus courts délais, prélèvement par des personnes qualifiées, aptes à interpréter les résultats.

Leur objectif est d'identifier les sols et à cet effet, de déterminer :

- La masse volumique de l'échantillon ;
- Détermination des teneurs en eau ;
- Les limites d'Atterberg ;
- Analyse granulométrique et sédimentométrique ;
- Essais de caillement rectiligne à la boîte de Casagrande ;
- Essai de compressibilité à l'oedomètre.

a. Classification et détermination des caractéristiques physiques du sol

Avant toute interprétation ou calcul, il faut présenter un tableau comportant toutes les caractéristiques physiques concernant notre sol.

* Les caractéristiques physiques

- Les densités sèches " γ_d " sont comprises entre $16,60kN/m^3$ et $17,70kN/m^3$,
- Les densités humides " γ_h " varient entre $20,49kN/m^3$ et $21,05kN/m^3$,
- Les densités saturées " γ_{sat} " varient entre $20,5kN/m^3$ et $21kN/m^3$,
- La densité des grains de sol " γ_s " est de $27kN/m^3$,
- Les teneurs en eau "w" sont entre $18,90\%$ et $23,45\%$.

$$\gamma_h = \gamma_d(1+W) \quad ; \quad \omega_{sat} = \gamma_\omega \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$$

$$\text{avec} \quad \gamma_{sat} = \gamma_\omega + \gamma' \quad ; \quad \gamma' = \gamma_d \left(1 - \frac{\gamma_\omega}{\gamma_s} \right) \quad ; \quad e = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \right)$$

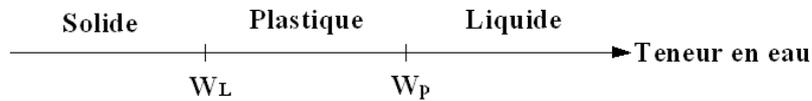
$$\gamma_s = 26,5KN / m^3 \quad ; \quad \gamma_\omega = 10KN / m^3$$

• **Classification des sols selon le système L.C.P.C (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées)**

La classification du **L.C.P.C** répond d'abord sur l'étude de la courbe granulométrique, en tenant compte des abaques de Casagrande et les limites d'Atterberg.

Atterberg a défini conventionnellement, à partir de la teneur en eau du sol, les limites de divers états de consistance donnée.

- La limite de liquidité W_L sépare l'état liquide du plastique;
- La limite de plasticité W_P sépare l'état plastique du solide.



A partir de W_P et W_L on calcule :

$$\begin{cases}
 I_P = W_L - W_P \\
 I_c = \frac{W_L - W}{I_P} \\
 I_L = \frac{W - W_P}{I_P}
 \end{cases}$$

Les résultats concernant la classification des échantillons sont regroupés dans le tableau qui suit :

Tableau.VII.2. Classification du sol selon L.C.P.C

Profondeur (m)	W_L [%]	W_P [%]	I_P [%]	I_c [%]	Classification d'après casagrande
2,00-2,20	29,00	10,44	18,56	48,49	Argile peu plastique
7,40-7,70	49,00	24,43	24,57	118,71	Argile peu plastique

b. Essais mécaniques

b.1. Essais de cisaillement à la boîte

L'essai de cisaillement permet de déterminer les caractéristiques géotechniques fondamentales qui sont la cohésion "C" et l'angle de frottement interne " φ ".

- Cohésion C_u : entre 100 kPa et 120 kPa.
- Angle de frottement : $10^\circ \leq \varphi \leq 15^\circ$.

Dans notre cas nous avons des essais de cisaillement de type "*non consolidé non drainé*". Les valeurs des caractéristiques mécaniques "C" et " φ " sont récapitulées sur le tableau suivant.

Tableau.VII.3. Résultats de la résistance au cisaillement des sols du site

Sondage	Profondeur (m)	Cohesion C_{uu} (kPa)	Angle de frottement φ_{uu} (°)
SC1	2,00-2,20	120	10
SC2	2,00-2,30	100	15

Les valeurs de "C" et de " φ " seront exploitées pour calculer la portance du sol à partir des essais au laboratoire.

b.2. Essais de compressibilité à l'oedomètre

Cet essai à pour but la détermination des caractéristiques mécaniques relatives à la contrainte de pré consolidation (σ_c) et au coefficient de compression (C_c) et le coefficient de gonflement (C_g).

Les résultats des essais mécaniques sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.VII.4. Résultats de la compressibilité des sols du site étudié

Sondage	Profondeur (m)	σ_c (kPa)	C_c (%)	C_g (%)	Etat de compressibilité
SC2	6,60-6,90	255	12,53	2,45	Sol moyennement compressible
SC1	7,40-7,90	341	16,16	5,16	Sol moyennement compressible

A partir de ces résultats, nous avons constaté que le sol du site étudié est généralement moyennement compressible.

VII.3. CAPACITÉ PORTANTE DU SOL

La capacité portante admissible du sol peut être déterminée de deux manières :

- Soit à partir des essais mécaniques réalisés au laboratoire.
- Soit à partir des essais in situ.

a. Portance du sol calculée par les sondages au P.D.L.

A partir des essais de pénétromètre dynamique, la contrainte admissible peut être évaluée d'après les résultats pénétrométriques en utilisant la formule suivante : $q_{adm} = \frac{q_d}{F}$

Pour estimer la valeur de la résistance en pointe équivalente " R_p ", nous avons adopté une approche qui fait intervenir la géométrie de la fondation. Elle consiste à calculer la résistance en pointe " R_p " équivalente, en prenant la moyenne des valeurs des pics de " R_p " sur une épaisseur de $3B/2$ sous le niveau de fondation (B étant la largeur de la fondation que l'on peut estimer à 2m) à partir de la base de la fondation D (D étant l'ancrage de la fondation pris égal à 4m).

Nous avons fait le calcul par cette approche en prenant le diagramme SP4 qui a donné les valeurs les plus faibles. La valeur de la résistance en pointe obtenue par cette approche est " R_p " équivalente = 34 bars.

avec

q_d : La résistance dynamique en pointe.

F : Coefficient de sécurité.

$$\text{On a : } \begin{cases} q_d = 34 \text{ bars} \\ F = 20 \end{cases}$$

$$q_{adm1} = \frac{34}{20} = 1,70 \text{ bars}$$

La valeur minimale calculée de la pression admissible est : $q_{adm1} = 1,7 \text{ bars}$

b. Portance du sol calculée par les caractéristiques " c " et " φ "

Le calcul de la capacité portante du sol à partir des caractéristiques mécaniques " C " et " φ " du sol est basé, contrairement au calcul par les essais au P.D.L., sur une approche théorique.

Néanmoins, ce calcul propose plusieurs formules dépendant de plusieurs paramètres, entre autres de la forme de la fondation (rectangle ou circulaire), de son ancrage et du type de comportement à court ou à long terme du sol.

Pour notre cas, nous avons calculé la capacité portante du sol en considérant :

- Un comportement à court terme (c'est le cas le plus défavorable généralement).
- Une fondation ancrée à deux (04) mètres de profondeur.

Dans ces conditions: $q_{adm} = \gamma_{\text{sat}} \cdot D + 5,14 \cdot C_u / 3$

D : l'ancrage de la fondation

Dans notre cas $D = 4,00 \text{ m}$, la formule se réduit à :

$$q_{adm} = 4\gamma_{\text{sat}} + 1,713C_u$$

Les essais de cisaillement direct que nous avons réalisé donnent les caractéristiques non consolidées non drainées C_{uu} et ϕ_{uu} .

Les résultats du calcul de q_{adm} pour les deux sondages sont récapitulés dans le tableau VI.5.

Tableau.VII.5. Portance du sol calculée à partir des essais de laboratoire

Sondage	Profondeur (m)	C_{uu} (kPa)	ϕ_{uu} (°)	γ_{sat} (kN/m ³)	q_{adm} (bars)
SC1	2,00-2,20	120	10	21	2,47
SC2	2,00-2,30	100	15	20,5	2,12

Nous constatons que la valeur de la portance du sol, calculée à partir des essais de laboratoire, à 4,00m de profondeur, est supérieure à celle déduite des essais in-situ au P.D.L.

Tenant compte de ces nouveaux résultats de la portance du sol, calculée à partir des essais de laboratoire, nous pouvons adopter, pour la capacité portante du sol, la valeur définitive suivante :

$$\sigma_{sol} = \min (q_{adm1} ; q_{adm2}) = 2,00 \text{ bars} .$$

