

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Supérieure Polytechnique



Département de Génie Civil

Projet de Fin d'Etudes

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

Thème

*Etude technique d'un bâtiment R+9 avec
optimisation thermique*

Dirigé par :
Mr. K .SILHADI

Réalisée par:
M^{lle}. GUENOUNOU Kahina

Promotion : Juin 2009

E.N.S.P- 10, Avenue Hassen Badi, 16200 El Harrach, Alger

Remerciements

Avant tout, tenons à remercier DIEU le tout puissant pour m'avoir donné la force et le courage de mener à terme ce modeste travail.

Je remercie cordialement mes parents qui m'ont aidé et soutenus pendant mes études. Ainsi que toute ma famille. Toute mon affection.

J'adresse mes reconnaissances et mes remerciements à mon promoteur Mr SILHADI KAMEL d'avoir pour toutes les suggestions et remarques qu'il a formulé tout au long de ce travail

Je remercie les membres de jury qui me feraient l'honneur de juger ce travail.

Je tiens à remercier cordialement Mr CHENIT MOHAMED pour toutes ses encouragements durant mes études supérieures.

Mes remerciements vont également à M^{me}.FERADA de m'avoir aidé à avoir le projet au niveau du bureau d'étude B.E.H.A.

Je tiens à présenter mes plus vifs remerciements à Mr.Mokhtar.BELHAMDI. Ingénieur au bureau d'étude BEHA, pour son suivi et ses conseils.

Mes sincères gratitudes vont vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

KAHINA

Dédicace

En signe de respect et de reconnaissance

Je dédie ce modeste travail à

Mes très chers parents

A mes frère RAFIK, et ABDELGHANI

A mes sœurs : NASSIMA, FARIDA, et FARODJA

A mon beau-frère Kamel

A mes neveux : FOUAD, FAOUZI, LYES, OUANIS

A mon adorable nièce : ANAIS

A toute ma famille

A tous mes amis (es).

الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة الخرسانة المسلحة تتكون من 9 طوابق. لمشروع يقع في ولاية التي تعتبر ذات نشاط زلزالي تحوي و تتضمن مقاومة المنشأة بإنشاء جدران من الإسمنت المسلح.

الهدف الثاني من هذه الدراسة هو مقارنة بين عدة أنواع من الجدران. كلمات مفتاحية: جدران من الإسمنت المسلح، نموذج، دراسة ديناميكية، دراسة حرارية.

Résumé

Le but de ce travail est ,premièrement, l'étude d'une structure en béton armé de forme irrégulière, constituée de 9 étages et d'un rez-de-chaussée, qui sera réalisée dans le cadre de l'opération location, vente du projet 395 logements, pour la C.N.E.P Banque.

Cette structure se situe à KOLEA, wilaya de TIPAZA, qui fait partie de la zone III de forte sismicité. La structure dont la vue en plan est en forme de L, est contreventée par des voiles porteurs. Sa conception est faite conformément aux Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et aux codes du béton armé CBA 93.

L'étude dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel SAP2000.V11. L'étude de l'infrastructure du bâtiment a abouti à une fondation de type radier général à cause de l'importance des charges transmise au sol d'assise.

Deuxièmement, ce travail essaye aussi de répondre aux soucis des concepteurs de trouver des solutions optimales pour les murs de remplissages qui vérifient d'un coté la réglementation thermique des bâtiments à usage d'habitation selon le D.T.R. (C3-2), et d'un autre coté, engendrent de moindres surcoûts de chauffage.

Mots clés.

Béton armé, contreventement, voile, étude dynamique, SAP2000, radier, poteaux, poutres, période de vibration. Étude thermique, murs de remplissage.

Abstract.

The aim of this work is the study of a concrete reinforced building structure with an irregular shape, made up of 9 floors and a ground floor. This building is a part of a housing program of the C.N.E.P Bank.

The building is located at KOLEA, wilaya of TIPAZA, which belongs to the zone of strong (seismicity) .The structure, which the sight in plan looking as L, braced by carrying veils. Its design is done in accordance with the Algerian Parasismique rules (RPA99 /V2003) and the codes of CBA 93.

The dynamic study was carried out using SAP2000.V11 software. The study of the infrastructure of the building led to a foundation of general raft type due to the importance of the loads transmitted to the ground.

this work aim is also to find some optimal solutions of the fillings that to verify the thermal of building (DTR (C3-2)).

Keywords.

Reinforced concrete, brace system, veil, dynamic study, SAP2000, foundation raft, columns, beams, period of vibration, thermal study, walls of fillings.

Liste des matières

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	---

Première partie : Etude la structure

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET	3
I.1. Introduction.....	3
I.2. Présentation de l'ouvrage.	4
I.2. 1. Dimensions en plan.....	6
I.2. 2. Dimensions en élévation.	7
I.2. 3. Système structurel.	8
I.3. Caractéristiques des matériaux.	8
I.4. Règlement utilisés.....	10
I.5. Caractéristiques du sol d'assise.	10
I.6. Nature du site d'implantation de la structure.	10

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

II .1. Introduction.	11
II.2. Prédimensionnement du plancher.....	11
II .3. Evaluation des charges.	12
II.4. Prédimensionnement des poutres.	14
II.5. Prédimensionnement des poteaux.....	15
II.5.1. Descente des charges.....	17
II.5.2. Evaluation de G à chaque niveau	18
II.5.3. calcul des sections des poteaux.....	20
II.6. Prédimensionnement des voiles.	21

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STUCTURaux.

III .1. Introduction.	23
III .2. Acrotère.	23
III .3. Calcul du garde-corps.	27
III.4. Escalier à trois volées.....	32
III.4.3. Evaluation des charges et surcharges.....	34

CHAPITRE IV : LES PLANCHERS

IV.1. Introduction.	43
IV.2. Planchers à corps creux.	43
IV.2.1. Calcul des poutrelles.	43
IV.2.1.1. Avant coulage.	44
IV.2.1.2. Après coulage.	45
IV.2.2. La table de compression.	50
IV.3. Dalle pleine.	51

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE.

V .1.Introduction.....	54
V .2.Méthode de calcul.	55
V .3. Nombre de modes à considérer.	56
V .4.Combinaison des réponse modales.....	56
V .5.Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique.	58
V .6.Modélisation de la structure.	59
V .7 Spectre de réponse de calcul.	61
V .8. Disposition des voiles.	63
V.9.Caractéristiques dynamiques du bâtiment	64
V .10vérification.	65
V .10.2 Vérification de la résultante des forces sismiques.	66
V .10.3 Vérification de la participation des éléments résistants au contreventement.....	67
V .11. Vérification des déplacement latéraux intre-étage.....	68
V .14.justification vis à vis de l'effet P- Δ	69
V .15.Justifications vis à vis de l'équilibre d'ensemble.....	70

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

VI.1. Introduction.....	72
VI.2. Ferrailage des poteaux.	72
VI.2.1. Combinaisons des charges.	73
VI.2.2. Recommandation de l'RPA 99/Version 2003.	73
VI.2.3. Les résultats des sollicitations donnés par SAP2000.	74
VI.2.4. Poteau non adhérent au voile (isolé).	74
VI.2.5. Poteau adhérent au voile.	75
VI.2.6. Ferrailage adoptés pour les poteaux.....	76
VI.2.7. Vérification de la condition de non fragilité.	76

VI.2.8. Armatures transversales	77
VI.3. Ferrailage des poutres.	80
VI.4. Ferrailage des voiles.	85
VI.4.1. Voiles pleins et/ou trumeaux	85
VI.4.2 Ferrailage du linteau	92
VI.4.2.1 Les armatures diagonales	93
VI.4.2.2 Les armatures longitudinales, transversales et les armatures de peau	94

CHAPITRE VII : L'INFRASTRUCTURE

VII .1.Introduction.	95
VII .2.Etude du Voile Périphérique.	96
VII .3.Etude des fondations.	99
VII .3.1.Combinaisons des charges.	99
VII .3.2.Choix du type de fondations.	99
VII .3.3. Calcul du radier.	100
VII.3.4. Caractéristiques géométriques du radier.....	103
VII .3.5Vérifications diverses.....	103
VII .3.5.1Vérification à la poussée hydrostatique.....	103
VII .3.5.2.Vérification au poinçonnement.	104
VII .3.5.3. Vérification des contraintes dans le sol.....	105
VII .3.6.1. Calcul des contraintes sous G+Q+E (vérification des contraintes max).....	106
VII .3.6.2. Calcul des contraintes sous 0,8G+E (vérification au soulèvement).....	107
VII .3.7. Ferrailage du radier	108
VII .3.8.Ferrailage des nervures.....	110
VII .3.8.1.Calcul du ferrailage.....	113
VII .3.8.2. Etude du débord du radier.....	115

Deuxième partie : Etude de l'optimisation thermique

CHAPITRE I

.Introduction.....	116
--------------------	-----

CHAPITRE II. Notions de bases

Notions de bases.....	118
-----------------------	-----

CHAPITRE III. Document technique réglementaire D.T.R.C3-2

III.1. Généralités.....	121
III.2. Objet de D.T.R.C3-2 et domaine d'application.....	121
III.3. Conventions.....	121

III.4.Méthodologie.....	122
III.5. Expressions générales des déperditions.....	122
III.6. Vérification et déperdition de référence.....	124
III.7. Ca cul des déperditions de base.....	125

CHAPITRE IV. Application de la méthodologie de D.T.R.C3-2

IV.1 .a .calcul des déperditions de référence $(D_{réf})$	127
IV.1. b .Calcul des pertes par transmission.....	128
IV.2. Etude des variantes proposées pour les murs.....	128
IV.2. 1.Variante 1.....	128
IV.2. 2.Variante 2.....	135
IV.2. 3.Variante 3.....	138
IV.2. 4.Variante 4.....	141
IV.2. 5.Variante 5.....	143
IV.2.5.1.Calcul de la conductance K.....	143
IV.2.5.2.Calcul des déperditions.....	145
.a .déperdition à travers les parois en contact avec l'extérieur (surfaciques) : D_s	145
.b. Déperdition à travers les parois en contact avec les locaux non chauffés D_{inc}	145
.c. déperdition à travers les liaisons: D_{li}	145
.d. déperdition à travers les parois en contact avec le sol : D_{sol}	145
IV.2.5.3.Vérification réglementaire.....	146
IV. 3. Calcul des déperditions par renouvellement d'air.....	146
IV .3.1.calcul du débit spécifique de ventilation Q_v	146
IV. 3.2 .calcul du débit supplémentaire par infiltrations dues au vent Q_s	147
IV. 4. Calcul des déperditions de base (D_B).....	148
IV. 5. Calcul de la puissance de chauffage Q	148
IV.6.Conclusion	149
CONCLUSION GENERALE	150

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES.

Tab .II.1. Charge permanente due aux planchers terrasse.....	13
Tab .II.2. Charge permanente due aux planchers courant.....	13
Tab .II.3. Charge permanente due aux balcons.....	13
Tab .II.4. Charge permanente du mur en double cloison (15-5-10)	14
Tab .II.5. Dimensions des poutres.	15
Tab .II.6. Règle de dégression adopté.	18
Tab .II.7. Evaluation de G à chaque niveau.....	20
Tab .II.8. Calcul des sections des poteaux à chaque niveau.....	21
Tab .II.9. Dimensions des sections adoptées pour des poteaux.	21
Tab.III.1. Evaluation des charges et surcharges pour le palier.....	34
Tab.III.2. Evaluation des charges et surcharges pour la volée.....	35
Tab.III.3. Combinaison des actions sur l'escalier.....	36
Tab.III.4. Sollicitations de calcul.	36
Tab.III.5. Calcul du ferrailage.....	37
Tab.III.6. Combinaisons de charges.....	39
Tab.III.7. Sollicitations de calcul pour l'escalier à trois volées.	39

CHAPITRE IV : LES PLANCHERS.

Tab .IV.1. Sollicitations combinées de calcul des poutrelles.....	45
Tab .IV.2. Actions de calcul des poutrelles après coulage.	46
Tab.IV.3. Sollicitation de calcul des poutrelles après coulage.....	47
Tab IV.4. Ferrailages des poutrelles.	48
Tab.IV.5. Calcul de la contrainte de cisaillement du béton des poutrelles.	49
Tab .IV.6. Cas de charges possibles pour les dalles pleines.	52

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE.

Tab .V .1. Valeurs du spectre de réponse.....	62
Tab .V .2. Période et réponse modal.....	63
Tab .V .3. Participation des masses modales effectives.....	65

Tab.V.4. calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente.....	66
Tab.V.5. Efforts tranchant à la base.....	67
Tab.V.6. Vérification de la valeur de l'effort tranchant.....	67
Tab.V.7. Vérification de la répartition des efforts dans la structure.....	67
Tab.V.8. Vérifications des déplacements entre- étages.....	68
Tab .V.9. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	69
Tab .V.10. Valeur des forces sismique.....	71
Tab .V.11. Vérification de la stabilité au renversement à la base.....	71

CHAPITRE VII : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

Tab.VI.1. Efforts internes à l'ELU (Situation durable)	74
Tab.VI.2. Efforts internes sous G+Q \pm E (situation accidentelle)	74
Tab.VI.3. Efforts internes sous 0.8G \pm E (situation accidentelle).	75
Tab.VI.4. Efforts internes à l'ELU (Situation durable)	75
Tab.VI.5. Efforts internes sous G+Q \pm E (situation accidentelle).....	75
Tab.VI.6. Efforts internes sous 0.8G \pm E (situation accidentelle).....	76
Tab.VI.7. Les résultats de ferrailage des poteaux adhérents et non adhérents au voile.	76
Tab.VI.8. Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux.....	77
Tab.VI.9. Les résultats de ferrailage transversale des poteaux.....	79
Tab.VI.10. Ferrailage des poutres.....	81
Tab.VI.11. Ferrailage de la poutre palière.	81
Tab.VI.12. Ferrailage des poutres secondaire et des poutres principales de rives.....	82
Tab.VI.13. Ferrailage vertical des voiles.....	90
Tab.VI.14. Ferrailage vertical des voiles de l'ascenseur.....	90
Tab.VI.15. Vérification de la contrainte de cisaillement dans les voiles.....	91
Tab.VI.16. Ferrailage horizontal des voiles.....	91
Tab.VI.17. Les armatures diagonales des linteaux.....	93
Tab .VII.1. Valeurs des moments de calcul pour le voile périphérique.....	98
Tab .VII.2. Ferrailage du voile périphérique.....	98
Tab .VII.3. Efforts émit à la base.....	99
Tab. VII.4. Valeurs des moments et des efforts tranchant à l'ELS.....	109
Tab. VII.5. le ferrailage à l'ELS.....	109
Tab. VII.6. le ferrailage à l'ELU.....	110
Tab. VII.7. Ferrailage adopté.....	110

Tab. VII.8. Valeurs des moments en travée de la nervure la plus chargée.....	113
Tab. VII.9. Valeurs des moments sur appuis.....	113
Tab. VII.10. Résultats du ferrailage en appui et en travée de la nervure.....	114
Tab. VII.11. Valeurs du ferrailage en appui et en travée de la nervure.....	115

DEUXIEME PARTIE

Tab.III.1. Les résistances d'échanges superficiels.....	122
Tab. III.2. Les valeurs de la température extérieure de base.....	127
Tab. IV.1. Les surfaces des parois.....	127
Tab. IV.2. Les coefficients de la zone climatique.....	127
Tab. IV.3. Les coefficient K pour le plancher étage 1	128
Tab.IV.4. Calcul de la résistance R d'un mur de façade.....	129
Tab.IV.5. Calcul de la résistance R d'un mur de séparation.....	129
Tab .IV. 6. Calcul de la résistance de la retombée d'une poutre secondaire ou d'un poteau.....	130
Tab .IV.7. Calcul de la résistance de la retombée d'une poutre principale.....	130
Tab .IV.8. Calcul de la résistance de la retombée d'une poutre principale.....	131
Tab.IV.9. Calcul de la résistance R d'un mur en voile.....	131
Tab.IV.10. Calcul de la résistance R d'un mur en voile.....	131
Tab.IV.11. Calcul des déperditions surfaciques vers l'extérieur.....	133
Tab.IV.12. Calcul des déperditions surfaciques vers les locaux non chauffés.....	134
Tab.IV.13. Calcul de la résistance R d'un mur de façade pour la variante 2.....	135
Tab.IV.14. Calcul des déperditions surfaciques de la variante 2.....	137
Tab.IV.15. Calcul de la résistance R d'un mur de façade de la variante3.....	138
Tab.IV.16. Calcul des déperditions surfaciques de la variante 3.....	140
Tab.IV.17. Calcul de la résistance R d'un mur de façade variante 4.....	141
Tab.IV.18. Calcul de la résistance R d'un mur en voile.....	142
Tab.IV.19. Calcul des déperditions surfaciques vers l'extérieur.....	143
Tab.IV.20. Calcul de la résistance R d'un mur de façade pour la variante 5.....	143
Tab.IV.21. Calcul des déperditions surfaciques de la variante 5.....	145
Tab.IV.22. Calcul de Qs.....	147
Tab.IV.23. Puissance de chauffage Q pour les cinq variantes.....	148

LISTE DES FIGURES

PREMIERE PARTIE

Fig.I.1. Plan d'implantation de l'ouvrage.....	3
Fig.I.2. Vue de la façade principale.....	5
Fig.I.3. Vue en plan d'un étage courant.....	6
Fig.I.4. vue en élévation.....	7
Fig.II.1. schéma d'un plancher en corps creux.	11
Fig.II.2. coupe transversale d'une poutre.....	15
Fig.II.3. Coupe transversale d'un poteau du R.D.C.	18
Fig.II.4. Schéma et dimensions des voiles en 3D.	21
Fig.II.5. Coupe de voile en plan.	22
Fig.III.1. Dimensions de l'acrotère.....	23
Fig.III.2. Modèle de calcul de l'acrotère.	23
Fig.III.3. Schéma statique des sollicitations.....	24
Fig.III.4. Dimensions de la section dangereuse de l'acrotère pour une bande d'un mètre.....	24
Fig.III.5. Ferrailage de l'acrotère.....	27
Fig.III.6. détails et modélisation du garde -corps.....	27
Fig.III.7. Ferrailage du garde-corps.....	31
Fig.III.8. 3D de l'escalier à 3 volées.....	32
Fig.III.9. Schéma statique de l'escalier.	33
Fig.III.10 Distribution des charges.....	35
Fig.III.11. Diagramme des sollicitations de calcul à l'ELU et à l'ELS.....	37
Fig.III.12. Schéma de ferrailage des escaliers (volée 1 et3).....	38
Fig.III.13. Schéma statique de la partie de l'escalier en console.....	39
Fig.III.14. Schéma de la section dangereuse.....	40
Fig.III.15. Coupe longitudinale de l'escalier en console.....	42
Fig.IV.1. Corps creux.....	43
Fig.IV.2. Shéma statique d'une poutrelle.....	44
Fig. IV.3. Section de calcul des poutrelles après coulage.....	45
Fig. IV.4. Schémas du ferrailage des poutrelles.....	49
Fig. IV.5. Dalle pleine sur 3 appuis continus.....	51
Fig.IV.6 : Charges sur balcons.	52

Fig. V.1. Coupe de la modélisation.....	60
Fig. V.2. L'allure du spectre de réponse.....	62
Fig. V.3. Disposition des voiles : vue en plan et en 3D.....	63
Fig. V.4. la réponse modale de la structure.....	64
Fig. VI.1. Ferrailage des poteaux du R.D.C	79
Fig. VI.2. Ferrailage des poteaux des 1 ^{er} , 2 ^{ème} , et 3 ^{ème} niveaux.....	79
Fig. VI.3. ferrailage transversal.....	80
Fig. VI.4. Ferrailage des poutres.	82
Fig. VI.5. Schéma d'une maille de voile.	87
Fig. VI.6. Schéma des contraintes développées dans un voile.....	88
Fig. VI.7. Exemple de Ferrailage des voiles.....	92
Fig. VII.1. Schéma des efforts appliqués à la structure.....	96
Fig. VII.2. Schéma statique du voile périphérique.....	97
Fig. VII.3. Schéma du radier.....	101
Fig. VII.4. Schéma des dimensions du radier.....	103
Fig. VII.5. Schéma de transmission des charges sur le radier.....	104
Fig. VII.6. Schéma de répartition de charge.....	111
Fig. VII.7. Schéma de répartition de charge dans le sens longitudinal.....	112
Fig. VII.8. Schéma de répartition de charge dans le sens transversal.....	112
Fig. VII.9. Schéma d'une coupe transversale en travée.....	113
Fig. VII.10. Schéma d'une coupe transversale en appui.....	114
Fig. VII.11. Schéma d'une coupe transversale pour le débords du radier.....	115

DEUXIEME PARTIE

Figure II.1 : L'échange de la chaleur entre deux ambiances séparées par une paroi.....	118
Fig.III.1. les différents postes de déperdition.....	123
Fig.IV.1. Mur en double cloison (15-5-10).....	128

INTRODUCTION GENERALE

Les désordres et les conséquences fâcheuses engendrés par les sollicitations sismiques, dont le phénomène de ruine structurelle partielle ou total des constructions ont fait que la prise en compte du risque sismique dans la conception des ouvrages est devenue plus que nécessaire et ont contribué à la connaissance phénoménologique de l'action sismique.

Le développement rapide des techniques de constructions conjugué aux impératifs d'ordre architectural incite souvent les maîtres d'œuvres à fixer leur choix sur la construction de structures élancées présentant des irrégularités en plan et/ou en élévation. De telles structures sont constituées en général d'ossatures présentant des distributions de rigidités et de masses hétérogènes excédant de loin les normes parasismiques, ce qui est le cas pour notre structure qui est en forme « L ».

Les activités du génie civil, en Algérie ou ailleurs, couvrent non seulement l'état de l'art actuel dans les domaines inhérents aux thèmes majeurs liés aux séismes surtout après celui du 21 MAI 2003 frappé à BOUMERDES, mais prennent aussi de plus en plus les tendances futures sur l'économie d'énergie. Ainsi que le confort qu'on va les évaluer lors de la présente étude sur l'optimisation de l'isolation thermique.

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude technique complète de dimensionnement et de vérification pour un bâtiment de R+9, avec sous-sol, en première partie, et une étude sur l'optimisation de l'isolation thermique, en deuxième partie.

L'étude de la première partie de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

- La première étape portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.

- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (acrotère, garde-corps, escalier).
- La quatrième étape portera sur le calcul des planchers et leurs ferrailages.
- La cinquième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul SAP 2000.
- La sixième étape portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux.
- La septième étape portera sur l'étude de l'infrastructure.

Notre seconde partie portera essentiellement sur

- La première étape présente l'isolation thermique.
- La deuxième étape portera sur des notions générales.
- Le calcul des déperditions, ainsi que la comparaison entre les différentes variantes de mur de remplissage sera détailler dans la troisième étape. cette dernière comporte également le calcul de la puissance de chauffage Q , qui porte une application direct de la méthodologie de D.T.R.C3-2

On terminera le travail par une conclusion générale.

Première partie

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1. Introduction.

Le présent projet est un bâtiment R+9 à usage d'habitation et de commerce sis à KOLEA, dans la wilaya de TIPAZA. Il sera étudié dans le cadre de l'opération location et vente du projet 395 logements, pour la C.N.E.P Banque, avec son délégué C.N.E.P.IMMO. L'étude et la conception sont confiées au bureau d'étude d'habitation d'Alger « BEHA ». Le projet sera réalisé par la société chinoise : société générale pour la construction et l'installation de l'administration G.I.M.P.C.

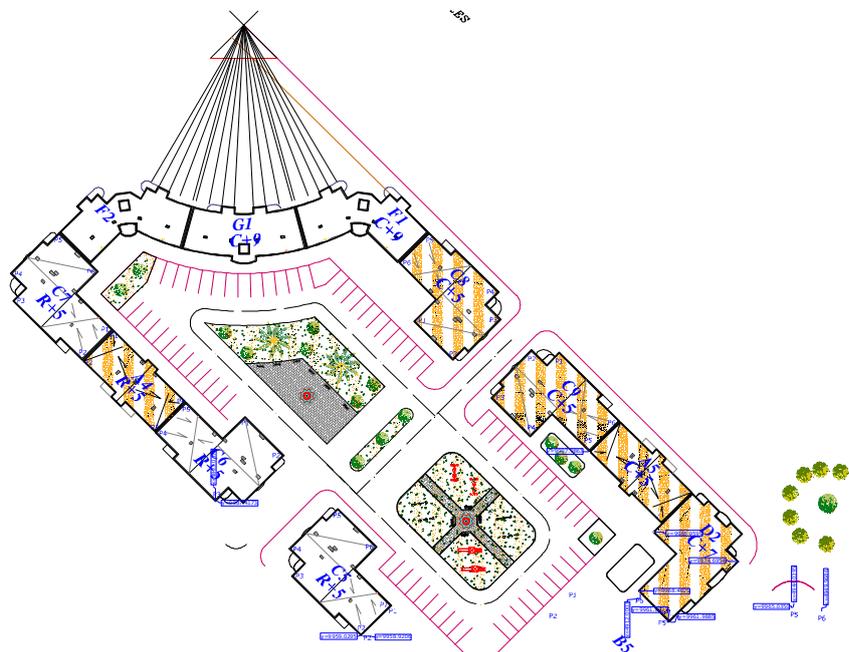


Fig.I.1. Plan d'implantation de l'ouvrage

I.2. Présentation de l'ouvrage.

L'ouvrage qui va faire l'objet de notre étude fait partie du projet cité ci dessus, est un bâtiment R+9(rez-de-chaussée plus 9étages)à usage de commerce et d'habitation :

- des commerces au rez-de-chaussée.
- Des logements à partir du 1er étage jusqu'au 9ème, à raison de deux logements par niveau.

Le bâtiment est classé en groupe d'usage 2, (Bâtiment à usage d'habitations + bureaux avec une hauteur dépassant pas 48 m).Le bâtiment se particularise par sa forme irrégulière en plan, forme en « L»

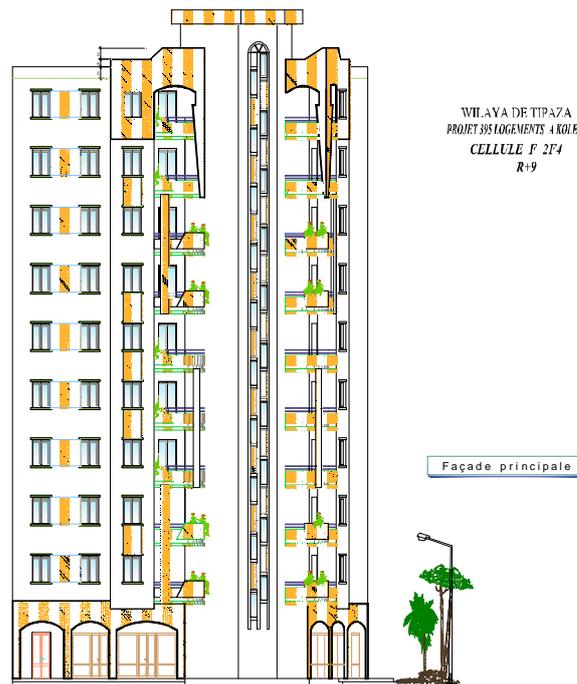
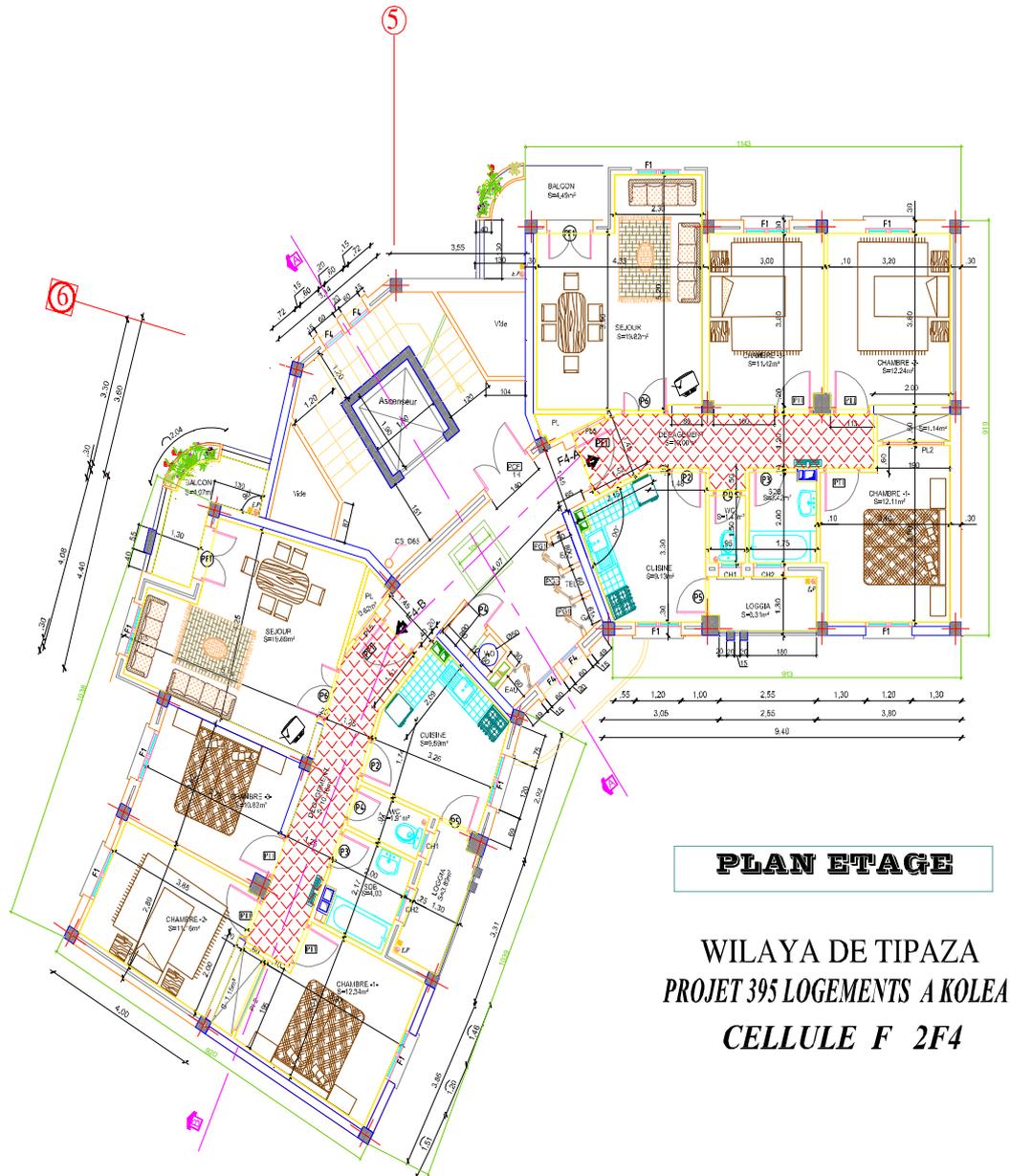


Fig.I.2. Vue de la façade principale

I.2. 1. Dimensions en plan

- -première aile : 9.20x11.45m

➤ deuxième aile : 9.20x10.30m



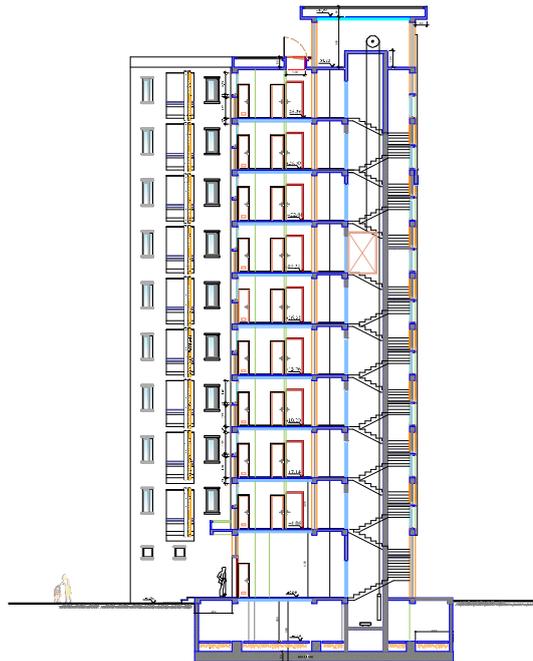
PLAN ETAGE

WILAYA DE TIPAZA
 PROJET 395 LOGEMENTS A KOLEA
 CELLULE F 2F4

Fig.I.3.Vue en plan d'un étage courant.

I.2.2. Dimensions en élévation.

- Hauteur du sous – sol: 2 ,60m.
- Hauteur du RDC: 4,00m.
- Hauteur d'étage: 3,06m
- Hauteur total : 34.62m

**Fig.I.4.** vue en élévation.

1.2.3. Système structural.

La structure résistante est constituée par des portiques et des voiles en béton armé. Afin d'assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales

I.3. Les caractéristiques mécaniques des matériaux.

I.3.1. Béton.

Le béton à utiliser est le béton CPA dosé à 350 Kg / m³ dont les caractéristiques sont les suivantes :

- à l'E.L.U.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } \gamma_b = 1,15 \quad \text{pour situations accidentelles (Séisme).}$$

$$\gamma_b = 1,5 \quad \text{pour situations normales}$$

Le diagramme de contraintes déformations adopté est :

- Parabole- Rectangle pour les sections entièrement comprimées,
- Rectangulaire simplifié pour les autres cas,

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite ultime de cisaillement est limitée à :

$$\tau_u < \text{Min} \left\{ 0,20 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{si F.P.P (Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\tau_u < \text{Min} \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{si F.P. ou F.T.P}$$

- à l'E.L.S.

Contrainte de compression dans le béton $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Déformation longitudinale du béton :

- Pour des contraintes de courte durée : $E_{ij} = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164.19 \text{ MPa}$
- Pour des contraintes de longue durée : $E_{vj} = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818.8 \text{ MPa}$.

- **Coefficient de Poisson :**

- Il est pris égal à : 0 pour le calcul des sollicitations, (ELU)
- Il est pris égal à : 0,2 pour le calcul des déformations, (ELS)

- **Composition du béton**

- Ciment 350 Kg,
- Sable ($D_n \leq 5 \text{ mm}$) 400 Kg,
- Gravillon ($D_n \leq 25 \text{ mm}$) 800 Kg,
- Eau de gâchage 150 – 175 l, avec : E/C = 0,5

I.3.2. Aciers.

L'acier doit être conforme aux normes AFNOR, avec les caractéristiques mécaniques suivantes:

- Modules de déformations longitudinales de l'acier est pris égal à $E = 200000 \text{ MPa}$

- Les aciers utilisés dans cet ouvrage sont en :

- $F_e E 40 \text{ HA type 1} \longrightarrow f_e = 400 \text{ MPa}$ (limite d'élasticité garantie),
- $F_e E 240 \text{ ronds lisses} \longrightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$ (limite d'élasticité garantie),

- Pour le calcul des sollicitations à l'ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec : } \gamma_s = 1,15 \text{ pour les situations normales (} \sigma_s = 348 \text{ MPa)}$$

$$\gamma_s = 1,00 \text{ pour les situations accidentelles (} \sigma_s = 400 \text{ MPa)}$$

- **Cas de la Fissuration Peu Préjudiciable.**

Aucune vérification n'est préconisée, Les contraintes dans l'acier ne sont pas limitées.

- **Cas de la Fissuration Préjudiciable.**

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 (\eta f_{ij})^{\frac{1}{2}} \right\} \quad \text{Avec } \eta = 1 \text{ pour aciers ronds lisses}$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour aciers HA } \varnothing > 6 \text{ mm}$$

$$\eta = 1,3 \text{ pour aciers HA } \varnothing < 6 \text{ mm}$$

Le diamètre des armatures est au moins égal à 6mm.

- **Cas de la Fissuration Très Préjudiciable.**

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ 0,5 f_e, 90 (\eta f_{ij})^{\frac{1}{2}} \right\}$$

- Le diamètre des armatures est au moins égal à 8mm.

I.4. Règlements utilisés.

Le présent projet est élaboré et établi suivant les règles de calculs et de conception qui sont en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

Le C.B.A 93 ;

D.T.R-B.C.2.48 : « Règles Parasismique Algériennes 1999 avec addenda de 2003 » .CGS ;

BAEL 91. : Béton armé aux états limite ;

DTR-B.C.2.2 : « charges permanentes et d'exploitation » .

I.5. Caractéristiques du sol d'assise.

D'après la base des données géologiques et les résultats investigations des géotechniques du laboratoire **LNHC**, la capacité portante admissible du sol d'assise, retenue est $\sigma_{\text{sol}} = 1,6 \text{ bar}$. Il est de nature hétérogène, constitué de sables limoneux à limon sableux, avec la présence de nids de craie, peu graveleuse de couleur brune jaunâtre, d'où la nécessité de faire l'ancrage à 2m.

Les tassements sont admissibles et instantanés lors de la construction.

I.6. Nature du site d'implantation du bâti.

Il est à souligner que la région de « KOLEA » est classée suivant le RPA99/V2003 en **Zone III** (une zone de sismicité élevée), avec un sol d'assise ferme **S2**.

Première partie

**CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT ET
DESCENTE DES CHARGES**

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES.**II.1. Introduction**

D'après le CBA et le RPA 99/ version 2003, le prédimensionnement pour les sections des éléments résistants, a comme objectif principal le pré calcul pour l'évaluation des sollicitations (charges et surcharges). Ce dernier précède le calcul exact, qui vérifie la résistance, la stabilité, et la durée de l'ouvrage. Ce calcul préliminaire concerne :

- Planchers ;
- Poutres ;
- Poteaux ;
- Voiles.

II.2.Prédimensionnement du plancher.

Ce présent ouvrage admet des plancher à corps creux pour les étages courants, et de type dalles pleines, pour les cages des escaliers et les balcons.

II.2.1. Plancher à corps creux.

On a opté pour un plancher semi préfabriqué (Corps creux, poutrelles et dalle de compression) qui présente les avantages suivants :

- _ Facilité de réalisation
- _ Réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique
- _ Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique
- _ Economie dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment

La plancher est fonction de l'épaisseur des poutrelles.

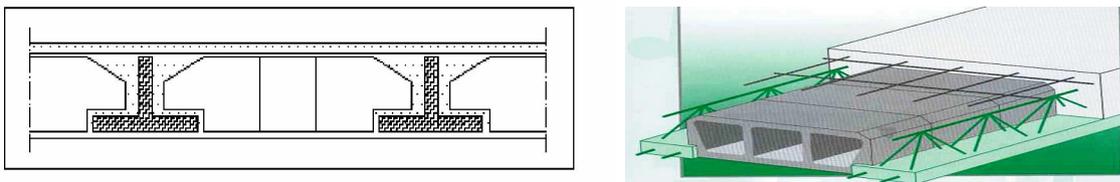


Fig.II.1.schéma d'un plancher en corps creux.

L'épaisseur h est obtenue par la formule empirique suivante qui limite la flèche[1] :

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Où : L_{\max} est la portée maximale, elle est de : $L_{\max} = 490$ cm.

$$\text{Donc : } \frac{490}{25} \leq h \leq \frac{490}{20}$$

D'où : $19,6 \leq h \leq 24,5$ cm on prend $h=20$ cm soit $h=16+4$ cm.

II.2.2. Dalle pleine.

Elle concerne les escaliers, et les dalles permettant l'accès à l'ascenseur. L'épaisseur à adopter sera la plus grande des deux conditions suivantes appliquées au plus grand panneau dont la dimension de portée maximale $L=4,08$ m :

- Condition de résistance mécanique, donnée en fonction de nombre d'appuis sur lesquels repose la dalle[1]. Pour notre cas elle à trois appuis :

$$\frac{Lx}{35} \leq h \leq \frac{Lx}{30}$$

$$\text{D'où } \frac{408}{35} \leq h \leq \frac{408}{30}$$

Donc on aura : $11,67 \leq h \leq 12,63$ cm

On prend $h= 12$ cm.

- Condition supplémentaire (résistance au feu).

{ 7 cm minimum pour espérer une résistance au feu de 1 heure,

{ 11 cm minimum pour espérer une résistance au feu de 2 heures.

On adopte $h= 12$ cm.

II.3.Evaluation des charges.

II.3.1.Plancher terrasse : La terrasse est inaccessible. Elle est protégée par des couches d'étanchéités[2].

Couche	Epaisseur (cm)	G [kN/m ²]
Protection en gravillons roulés 8/15	4	0,68
Etanchéité multicouches	2	0,12
Forme de pente	10	2,20
Isolation en liège	4	0,03
Papier Kraft	.	0,05
Pare vapeur	1	0,06
Film en polyane	.	0,01
Plancher en corps creux	(16+4)	2,80
Enduit de ciment	1,5	0,27
Enduit en plâtre	1,5	0,15
	G	6,37
	Q terrasse non accessible	1

Tab .II.1. Charge permanente due aux planchers terrasse.

II.3.2.Plancher étage courant.

Couche	Epaisseur (cm)	G [kN/m ²]
Revêtement carrelage	02	0,44
Mortier de pose	02	0,40
Lit de sable	03	0,54
Plancher en corps creux	(16+4)	2,80
Enduit de ciment	1,5	0,27
Enduit(1,5) en plâtre ,et cloison	-	1,15
	G	5,6
	Q commerces	5
	Q habitation	1,5

Tab .II.2. Charge permanente due aux planchers courant.

II.3.3. Dalles pleines sur trois appuis

Couche	Epaisseur (cm)	G [kN/m ²]
Carrelage	02	0,44
Mortier de pose	02	0,40
Lit de sable	03	0,54
Dalle pleine	15	3,75
Enduit de ciment	01,5	0,27
Cloisons doubles	15	2,9
Charge permanente	G	5,4
Charge d'exploitation	Q habitation	2,5

Tab .II.3. Charge permanente due aux balcons.

II.3.4. Mur en double cloison.

Couche	Epaisseur(m)	G [kN/m ²]
Enduit de plâtre	1,5	0,15
Enduit de ciment	1,5	0,27
Brique creuse	10	0,9
Lame d'air	05	.
Brique creuse	15	1,3
Enduit de ciment	1,5	0,27
	G	2,9

Tab .II.4. Charge permanente du mur en double cloison (15-5-10).

II.4. Pré dimensionnement des poutres.

Ces élément résistants, en forme de barre transmettent les charges et surcharges appliquées sur le plancher aux éléments porteurs verticaux (voiles et poteaux). Ils se prédimensionnent par les conditions donné par :

- Les formules empiriques suivantes :

$$\frac{\text{Portée max}}{12} \leq h \leq \frac{\text{Portée max}}{10}$$

et

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

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre

- D'après les exigences le RPA99/2003, les poutres, en zone III, doivent respecter les dimensions suivantes :



- $b > 20\text{cm}$
- $h > 30\text{cm}$
- $h/b < 4$
- $b_{\text{max}} < 1.5h + b_1$

Fig.II.2. coupe transversale d'une poutre.

	Sens	Dimensions
Poutres principales	Parallèle à YY	35x45
Poutres secondaires	Parallèle à XX	30x35

Tab .II.5. Dimensions des poutres.

II.5. Pré dimensionnement des poteaux.

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 0,1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé), déterminé par la descente de charges.

Les dimensions à prendre doivent vérifier les inégalités suivantes :

- D'après le RPA99/version 2003(I)

$\text{Min} (b ; h) > 30\text{cm}$ (zone III)

$\text{Min} (b ; h) \geq h_e / 20$

$1/4 < b/h < 4$

- D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 :(I)

L'effort normal ultime N_{ul} agissant dans un poteau (compression centré) doit être au plus égale à la valeur suivante :

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

- Et d'après les règles BAEL91 : elle préconise de prendre la section réduite B_r(III)
 - N_{ult} : Effort normal maximal à l'ELU ($N_u = 1,35 G + 1,5 Q$) calculé en utilisant la règle de dégression verticale.
 - B_r : Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduite de 2 cm, [$B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2$].
 - f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (ici on prend $f_{c28}=25\text{MPa}$)
 - f_e : Contrainte limite élastique des aciers (Ici on prend $f_e = 400 \text{ MPa}$)
 - A_s : Section d'armatures dans le poteau égale à 0,1% de la section réelle du poteau.
 - β : Coefficient de sécurité du béton tel que : $\beta = 1,5$ (situation durable ou transitoire).
 - γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que : $\gamma_s = 1,15$ (situation durable ou transitoire).
 - α : Coefficient fonction de l'élanement du poteau calculé par :

$$\alpha = \frac{0.85}{0.2 + \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2} \quad \text{pour} \quad \lambda \leq 50 \quad \text{---}$$

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

λ : élanement du poteau.

Avec :

$$\lambda = \frac{L_{flambement}}{I} = \frac{L_{flambement}}{b\sqrt{2}}$$

○ Predimensionnement de la section réduite B_r :

$$B_r \geq \left[\frac{\beta \times N_u - A_s \times 0.85 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{f_{bu}} \right] \times 0.9 \dots\dots\dots (1)$$

Tel que $\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$ si $\lambda \leq 50$

$$\beta = \frac{0.85^2}{1500} \quad \text{si} \quad 50 \leq \lambda \leq 70$$

On fixe l'élanement mécanique $\lambda = 35$ pour s'assurer d'être toujours dans le domaine de la compression simple. Donc : $\beta=1.2$

$$\frac{A_s}{Br} \geq 0.9\% \quad (\text{Zone III}) ; \text{pourcentage } \mathbf{minimal} \text{ des armatures.}$$

$$Br(m^2) \geq 0.065 \quad Nu \text{ [MN]} \dots\dots\dots(2)$$

Tel que $Nu = 1.35NG + 1.5NQ$

NG : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

NQ : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

- calcul de Nu : NQ est déterminé par la descente de charge.

II.5.1. Descente des charges.

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

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

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par les règlements « D.T.R.B.C.22 » qui recommandent « d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante ».

Donc:

Sous le terrasse : Q_0

Sous le 9^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_1^n Q_i$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment

D'où :

Niveau	Dégression	Q cumulée [kN/m ²]
Sous le terrasse	Q0	1.0
Sous le 9 ^{ème} étage	Q0 + Q1	2.5
Sous le 8 ^{ème} étage	Q0 + 0,95(Q1 + Q2)	3.85
Sous le 7 ^{ème} étage	Q0 + 0,90(Q1 + Q2 + Q3)	5.05
Sous le 6 ^{ème} étage	Q0 + 0,85(Q1 + Q2 + Q3 + Q4)	6.1
Sous le 5 ^{ème} étage	Q0 + 0,80(Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5)	7.0
Sous le 4 ^{ème} étage	Q0+0.75 (Q1+ Q2+ Q3+ Q4+ Q5+ Q6)	7.75
Sous le 3 ^{ème} étage	Q0+0.71 (Q1+ Q2+ Q3+ Q4+ Q5+ Q6+ Q7)	8.5
Sous le 2 ^{ème} étage	Q0+0.687 (Q1+ Q2+ Q3+ Q4+ Q5+ Q6+ Q7+ Q8)	9.25
Sous le 1 ^{er} étage	Q0+0.67 (Q1+ Q2+ Q3+ Q4+ Q5+ Q6+ Q7+ Q8+ Q9)	10.0
Sous le RDC	Q0+0.65 (Q1+ Q2+ Q3+ Q4+ Q5+ Q6+ Q7+ Q8+ Q9+ QRDC)	13.03

Tab .II.6. Règle de dégression adopté.

Les charges et les surcharges d'exploitations sont calculées pour le poteau rectangulaire le plus chargé :

Pour des sections données pour les poteaux, et connaissant la surface du plancher reprise par le poteau le plus chargé, on va calculer les charges permanentes reprises par ce poteau ainsi que les surcharges d'exploitation avec la règle de dégression donnée précédemment.

On adopte les dimensions suivantes :

$$\begin{aligned}
 30 \times 30 \text{ pour les niveaux 9.8.et7} & \text{ d'où } G_{pot} = (0.3 \times 0.3 \times 3.06)^{25} = 6.89 \text{ kN} \\
 40 \times 40 \text{ pour les niveaux 6.5.et 4} & G_{pot} = (0.4 \times 0.4 \times 3.06)^{25} = 12.24 \text{ kN} \\
 50 \times 50 \text{ pour les niveaux 3.2 et 1} & G_{pot} = (0.5 \times 0.5 \times 3.06)^{25} = 19.13 \text{ kN} \\
 55 \times 55 \text{ pour le RDC et le S-S} & G_{potRDC} = (0.55 \times 0.55 \times 4)^{25} = 30.25 \text{ kN} \\
 & G_{pot S-S} = (0.55 \times 0.55 \times 2)^{25} = 15.13 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

II.5.2. Evaluation de G à chaque niveau.

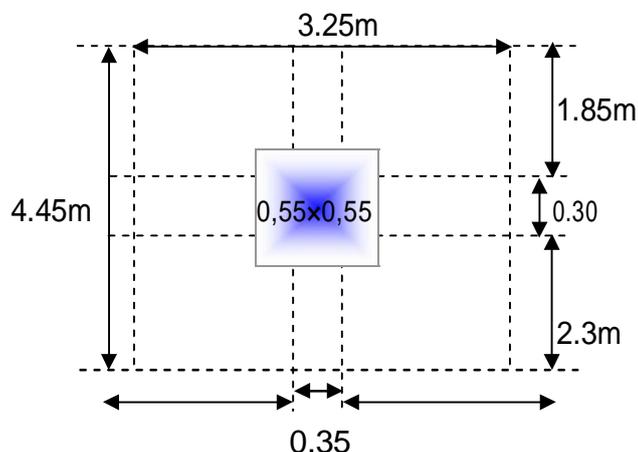


Fig.II.3. Coupe transversale d'un poteau du R.D.C.

La section du poteau sera calculée par la formule (1) avec une majoration de 15% de l'effort normal pour les poteaux centraux sous une poutre à deux travées, pour tenir compte de la discontinuité des différents éléments de plancher ainsi que celle des travées. Les résultats de calcul des sections sont donnés dans le tableau suivant :

Niveau	Elément	G (kN)	Q(kN)	NG(kN)	NU(kN)	1,15NU(kN)
Sous la terrasse	Poutres P	17.52	-	125.05	190.50	219.08
	Poutres S	92.12	-			
	Poteaux		-			
	Plancher		14.46			
Sous le 9 ^{ème} étage	Poutres P	17.52	-	231.01	366.08	421.00
	Poutres S	8.53	-			
	Poteaux	6.88	-			
	Plancher	80.99	36.15			
Sous le 8 ^{ème} étage	Poutres P	17.52	-	322.51	518.90	594.74
	Poutres S	8.53	-			
	Poteaux	6.88	-			
	Plancher	80.99	55.68			
Sous le 7 ^{ème} étage	Poutres P	17.52	-	419.37	675.96	777.04
	Poutres S	8.34				
	Poteaux	12.24				
	Plancher	80.99	73.03			
Sous le 6 ^{ème} étage	Poutres P	17.52	-	538.65	859.50	988.43
	Poutres S	8.53	-			
	Poteaux	12.24	-			
	Plancher	80.99	88.22			
Sous le 5 ^{ème} étage	Poutres P	17.52	-	613.09	979.53	1126.46
	Poutres S	8.53	-			
	Poteaux	12.24	-			
	Plancher	66.53	101.24			
Sous le 4 ^{ème} étage	Poutres P	17.52	-	716.84	1135.85	1306.23
	Poutres S	8.53	-			
	Poteaux	19.13	-			
	Plancher	80.99	112.08			

Sous le 3 ^{ème} étage	Poutres P	17.52	-	820.59	1292.20	1486.04
	Poutres S	8.53	-			
	Poteaux	19.13	-			
	Plancher	80.99	122.94			
Sous le 2 ^{ème} étage	Poutres P	17.52	-	924.34	1448.53	1665.80
	Poutres S	8.53	-			
	Poteaux	19.13	-			
	Plancher	80.99	133.78			
Sous le 1 ^{er} étage	Poutres P	17.52	-	1039.21	1619.86	1862.84
	Poutres S	8.53	-			
	Poteaux	30.25	-			
	Plancher	80.99	144.62			
Sous le RDC	Poutres P	17.52	-	1138.96	1820.25	2093.30
	Poutres S	8.53	-			
	Poteaux	15.13	-			
	Plancher	80.99	188.44			

Tab .II.7. Evaluation de G à chaque niveau.

On a :

$$N_{ult} \leq \alpha \left[\frac{Br \times f_c}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Pour un poteau de 55x55 on a : $N_{ult} \leq 0.7 \left[\frac{0.2809 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.009 \times 400}{1.15} \right] = 5832.6 \text{ KN}$

$N_u (=2093.30 \text{ (KN)}) < N_{ult} (= 5832.6 \text{ KN})$ (la condition est largement vérifiée)

II.5.3. calcul des sections des poteaux.

D'après la formule (2), on a :

$$Br(m^2) \geq 0.065 \quad N_u \text{ [MN]}$$

$$Br = (a - 0.02)^2 \quad \rightarrow \quad a = \sqrt{Br} + 0.02$$

Niveau	1,15NU (kN)	Br (m2)	a (m)
Sous la terrasse	219.08	0.0142	0.1393
Sous le 9ème étage	421.00	0.0273	0.1854
Sous le 8ème étage	594.74	0.0386	0.2132
Sous le 7ème étage	777.04	0.0505	0.2447
Sous le 6ème étage	988.43	0.0642	0.2734
Sous le 5ème étage	1126.46	0.0732	0.2905
Sous le 4ème étage	1306.23	0.0850	0.3114
Sous le 3ème étage	1486.04	0.0965	0.3308
Sous le 2ème étage	1665.80	0.1082	0.3500
Sous le 1er étage	1862.84	0.1210	0.3680
Sous le RDC	2093.30	0.1360	0.3888

Tab .II.8. Calcul des sections des poteaux à chaque niveau.

D’après les formules (I), (II), et (III), ainsi que les résultats obtenues les dimensions suivantes qui vérifient en même temps la formule (7.4.3.1.) du RPA99/v2003

$$v = \frac{Nb}{Bc.fc28} \leq 0.30$$

niveau	dimension	v	v <0.3
Sous la terrasse,9ème et 8ème étage	30x30	0.26	vérifiée
Sous le 7ème, 6ème.5ème étage	40x40	0.28	vérifiée
Sous 4 ème,3 ème,2 ème	50x50	0.26	vérifiée
RDC et S-S	55x55	0.27	vérifiée

Tab .II.9. Dimensions des sections adoptées pour des poteaux.

II.6. Pré dimensionnement des voiles

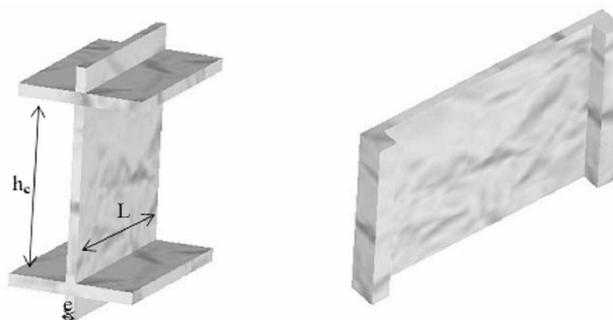


Fig.II.4. Schéma et dimensions des voiles en 3D.

Le pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l’article 7.7.1 du RPA99 servent à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent).

D'après le RPA 99 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4 e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec :

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 « l'épaisseur minimale est de 15 cm », de plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités

A partir de la hauteur libre d'étage $h_e = 2.86$ et des conditions de rigidité aux extrémités, on a

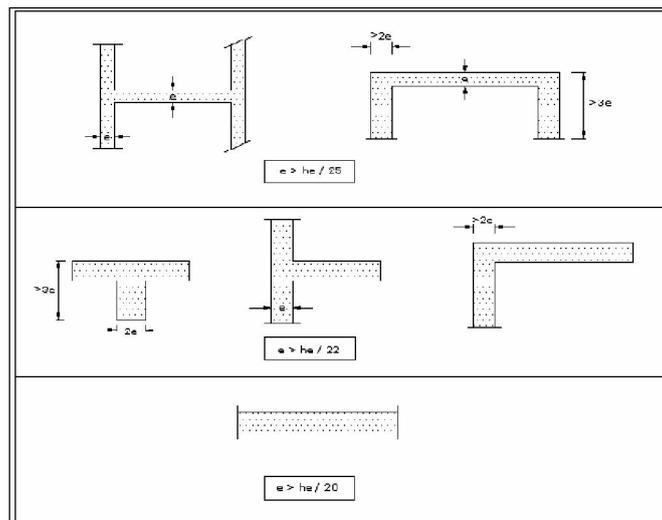


Fig.II.5. Coupe de voile en plan.

- $e \geq \max (e_{min} ; h_e/25, h_e/22; h_e/20)$

d' où:

$$e \geq \max (15 ; 11.44, 13; 14.3)$$

On adopte des voiles de 15 cm

- h_e = hauteur d'étage. (Rez-de-chaussée)

$$h_e = 380 \text{ cm (hauteur libre d'où } e \geq 380/22 = 17.27 \text{ cm)}$$

On adopte des voiles de 20 cm pour le Rez – de- chaussée

Première partie

**CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS NON STRUCTURAUX**

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

III .1. Introduction.

Les éléments secondaires ne contribuent pas directement au contreventement. Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains éléments doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (composante verticale ou horizontale), comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique. Car ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme, ils peuvent même modifier la période d'oscillation de la structure et créer une torsion d'ensemble.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- ❖ Acrotère ;
- ❖ Garde-corps ;
- ❖ Escaliers ;

III .2. Acrotère.

III .2.1. Introduction

L'acrotère est un élément structural de sécurité entourant la terrasse. Il est également conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il est réalisé en béton armé, considéré comme une console encastrée à sa base soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main. Cette dernière est estimée à 1000 N/ml provoquant un moment.

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement, qui se trouve la base pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELS.

III .2.2. Dimensions et Modélisation de l'acrotère Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (III.1)

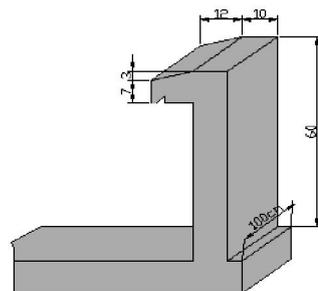


Fig.III.1. Dimensions de l'acrotère.

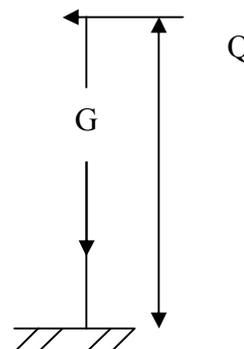


Fig.III.2. Modèle de calcul de l'acrotère.

III .2.4. Détails du ferrailage.

III .2.4.1. Calcul des sollicitations pour une bande d'un mètre d'acrotère.

$$NG \text{ [kN/m]} = 25[0,6 \times 0,1 \times 1 + 0,07 \times 0,12 \times 1 + 0,5 \times 0,12 \times 0,03 \times 1]$$

$$NG = 1,76 \text{ [kN/m]}$$

$$NQ = 1 \text{ [kN/m]}$$

- Pour le ferrailage d'acrotère, on prend une bande de 1 m de longueur.

- **Effort normal:**

$$N_u = 1.35 \times NG = 2,376 \text{ KN/ml}$$

$$N_{ser} = NG = 1,76 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Avec : } NG = 1,76 \text{ KN/ml}$$

$$N_q = 1 \text{ KN/ml}$$

- **Moment de flexion :**

$$M = N_q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ [kN.m/m]}$$

$$M_u = 1.5 \times M_q = 0,9 \text{ [kN.m/m]}$$

$$M_{ser} = M_q = 0,6 \text{ [kN.m/m]}$$

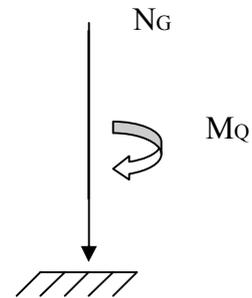


Fig.III.3. Schéma statique des sollicitations.

- **Effort tranchant :**

$$V = NQ = 1 \text{ KN/ml}$$

$$V_u = 1.5 \times V = 1,5 \text{ KN/ml}$$

$$V_{ser} = V = 1 \text{ KN/ml}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que les éléments sont exposés aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...) donc le calcul effectuera à l'ELS. Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armatures pour la zone comprimée (soit : $A_s' = A_s$).

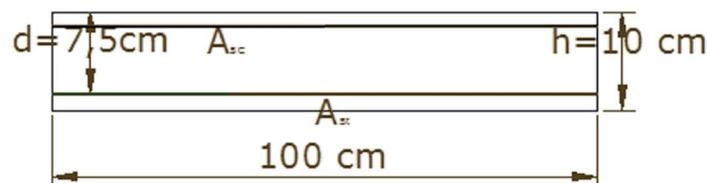


Fig.III.4. Dimensions de la section dangereuse de l'acrotère pour une bande d'un mètre.

III .2.4.2.Ferraillage à l'ø E.L.S.

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN/ml}$$

$$N_{ser} = 1,76 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul de l'excentricité.**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.6/1.76 = 0,3409 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 34.1 \text{ cm.}$$

$$e_0 = 34.1 \text{ cm} \Rightarrow h/6 = 1.66 \text{ cm} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (S.P.C)}$$

- **Evaluation des moments aux niveaux des armatures tendues.**

$$M_{ser a} = M_{ser} + N_{ser} \times (d-h/2)$$

$$M_{ser a} = 0.6 + 1,76 \times (0,09 - 0.1/2)$$

$$\Rightarrow M_{ser a} = 0.644 \text{ KN/ml}$$

- **La contrainte du béton est donnée par l'ø ELS.**

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

- **La contrainte de l'acier.**

Elle est prise en considérant la Fissuration et considérée préjudiciable

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_{st} = \min(2/3 \times 400; 201.6)$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 201,6 \text{ MPa}$$

- **Calcul du moment limité de service M.**

$$x = \frac{15 \sigma_{bc} \cdot d}{15 \sigma_{bc} + \sigma_{st}}$$

$$x = 0,039$$

$$z = d - x/3$$

$$z = 0,062$$

$$M' = 0,5 \cdot b \cdot x \cdot z \cdot \sigma_{bc}$$

$$M' = 0,018 \text{ MN}$$

$$M_{ser} < M' \text{ donc } A' = 0 \text{ (S.S.A.C)}$$

$$A_{ser} = M_{ser} / Z \times \sigma_s$$

$$A_{ser} = 0,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ser} = A_s - N_{ser} / \sigma_{sc}$$

$$\mathbf{A_{ser} = 0.39 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

- **Vérification de condition de non fragilité :**

On a : $A_{smin} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.9056 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On a $A_s < 0.9056 \text{ cm}^2$

Donc $A_s > \max (A_{ser}, A_{min}) \Rightarrow A_s = 0.9056 \text{ cm}^2$

Qui nous donne **4HA8** = 2,01cm²/ml

III .2.4.3. Vérification à l'ELU :

$$\mu = 0.0064$$

$$\alpha = 0.00802$$

Se qui donne une section d'armature calculée à la flexion composée

$$A_{SELU} = 0.3 \text{ cm}^2 < A_{SELS} = 0.39 \text{ cm}^2 \text{ (vérifiée).}$$

III .2.4.4. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u' = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b , 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{bxd} = \frac{1.5}{1 \times 0.075} = 0,02 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_u'$ la condition est vérifiée

III .2.4.5. Vérification au séisme :

D'après le RPA 99/2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

$$F_p = 4 A C_P W_P$$

A: coefficient d'accélération de zone.

$$A = 0,25 \text{ (groupe 2, zone III).}$$

$$C_P = 0,80 \text{ (élément en console)}$$

$$W_P = 0,176 \text{ t/ml}$$

D'où ;

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,80 \times 0,176 = 0,14 \text{ t/ml}$$

On retient comme ferrailage de l'acrotère celui obtenu sous l'ELU et l'ELS si $F_p < 1,5Q$

$F_p < 1,5Q = 0,15 \text{ t/ml}$ la condition est vérifiée.

En conséquence, on devra utiliser la section minimale d'armature (condition de non fragilité) des deux cotés, avec des armatures de répartition d'une section au moins égale à un quart des armatures principales : $A_{sr} = \frac{1}{4} A_{sv}$

Espacement [RPA]: $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm})$ $S_t \leq 30 \text{ cm}$

On prend

$S_t = 25 \text{ cm}$

$A_v = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_r = 2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

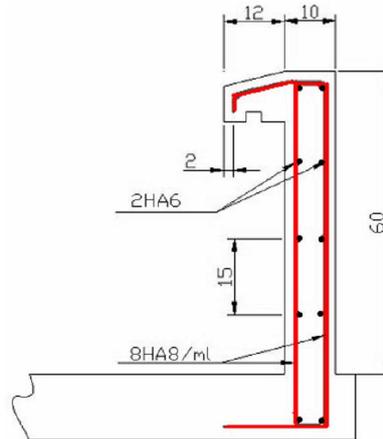


Fig.III.5. Ferrailage de l'acrotère.

III .3. Calcul du garde-corps.

III .3.1. Introduction.

Le garde-corps est un élément non structural de protection, il fait 100 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur. Il sera calculé suivant les mêmes procédures que l'acrotère. Il travaille, comme l'acrotère en flexion composée, mais avec une surcharge de $2,70 \text{ kN/ml}$ due à la main courante concentrée à son extrémité libre.

III .3.2. Dimensions et Modélisation du garde-corps.

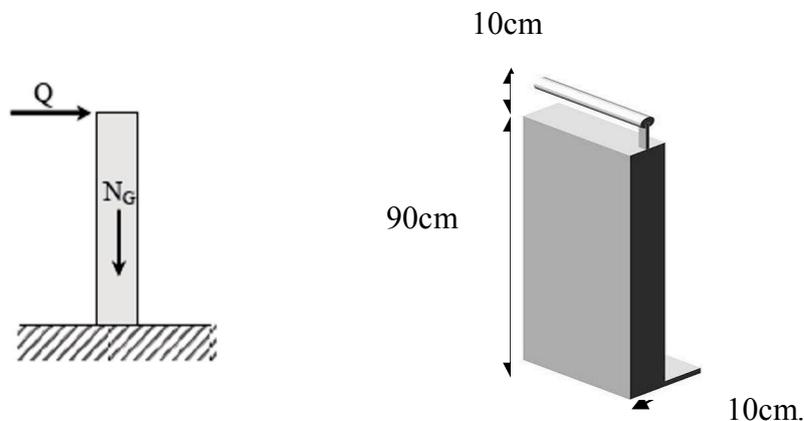


Fig.III.6.détails et modélisation du garde -corps

III .3.3. Evaluation des sollicitations de calcul.

La section dangereuse est la section d'encastrement. Une vérification sous l'action de la composante horizontale de la charge sismique sera faite par la suite.

$$N_G = 25 \times 0,1 \times 0,9 \times 1 = 2,25 \text{ [kN/m]}$$

$$M_{ser} = Q \times L = 1 \times 0,9 = 0,9 \text{ [kN.m]}$$

$$N_{ser} = N_G = 2,25 \text{ KN/ml}$$

$$N_u = 1,35 N_G = 3,0375 \text{ KN/ml}$$

$$M_U = 1,5 M_Q = 1,35 \text{ [kN.m/ml]}$$

Le calcul sera effectué à l'ELS, puisque l'élément est exposé aux intempéries (fissuration est préjudiciable)

III .3.3.1. Calcul à l'ELS.

$$M_{ser} = 0,9 \text{ [kN.m]}$$

$$N_{ser} = N_G = 2,25 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = M_{ser} / N_{ser} = 0,4 \text{ m}$$

$$e_0 = 40 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{ht}{6} = \frac{0,10}{6} = 0,0167 \text{ m}$$

$$e_1 = 1,67 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC)

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au centre de gravité (c.d.g) des armatures tendues. Tel que :

$$M_{ser}/A = M_{ser} + N_{ser} \times (d-h/2) = 0,09 + 0,225 \times (0,09 - 0,1/2) = 0,099 \text{ t.m/ml}$$

La contrainte du béton est donnée à l'ELS.

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

- **La contrainte de l'acier.**

Selon la rectification 99 du BAEL91, article A.4.5.33 (cas de fissuration préjudiciable) on a :

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$$

$$\eta = 1,6$$

$$\sigma_{st} = \min (2/3 \times 400; 201,6) \Rightarrow \sigma_{st} = 201,6 \text{ MPa.}$$

$$x = \frac{15\sigma_{bc}d}{15\sigma_{bc} + \sigma_{st}}$$

$$x = \frac{15 \times 15 \times 0.09}{15 \times 15 + 201.6} = 0.047 \text{ m}$$

$$Z = \frac{d - x}{3} = \frac{0.09 - 0.047}{3} = 0.074 \text{ m}$$

$$M1 = \frac{1}{2.b \times \sigma_{bc} \times Z} = \frac{1}{2 \times 15 \times 0.047 \times 15 \times 0.074} = 0.026 \text{ MN.m/ml}$$

$$\frac{M_{ser}}{A} = 0.09 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml} < M1 = 0.026 \text{ MN.m/ml}$$

$$\frac{M_{ser}}{A} < M1 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées (SSAC).}$$

$$A_{ser1} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.09 \times 10^{-2}}{0.074 \times 201.6} = 0.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_{ser1} - \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} = 0.44 \times 10^{-4} - \frac{0.00225}{201.6}$$

$$A_{ser} = 0.316 \text{ cm}^2$$

III .3.3.2. Vérification à l'ELU :

Selon l'article A.4-4 du B.A.E.L91, en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; \text{ tel que : } e_1 = e_0 + e_a$$

e_0 : Excentricité de la résultante des contraintes normales.

e_2 : Excentricité dus aux effets de second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle.

$$e_0 = M_u / N_u = 1.822 / 3.0375 = 0.6 \text{ m}$$

$$e_2 = 3 \cdot l_f^2 (2 + \alpha \varphi) / 10^4 \cdot h$$

- **Calcul de l'éclatement.**

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.9 = 1.8 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{I/B} ; I = b \cdot h^3 / 12, \text{ et } B = b \cdot x \cdot h ; I = 0.025$$

$$\lambda = l_f / i = 1.8 / 0.025 = 22.09$$

$$\lambda_{\max} = \max(50, 67 \cdot e_0 / h) = 50$$

$$\lambda = 22.09 < \lambda_{\max} = 50.$$

Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

$$\alpha = 10(1 - M_u / 1.5 \cdot M_{ser}) = 0$$

$$e_2 = 3 \times 1.8^2 \times 2 / 10^4 \times 0.1 = 0.0194$$

$$e_a > \text{Max}(2\text{cm}, l/250) = \text{Max}(2\text{cm}, 90/250) \Rightarrow e_a = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = 0.6 + 0.02 = 0.62\text{m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.6 + 0.0194 = 0.63944 \text{ m}$$

$$\text{On a : } l_f/h = 18$$

$$l_f/h \leq \text{max}(15, 20 \cdot e_1/h) = 124 \Rightarrow \text{On tiendra compte des effets du second ordre}$$

On majore N_u , M_u ; tel que la méthode forfaitaire tienne compte des effets du second ordre

En introduisant l'excentricité totale :

$$N'_u = 3.0375 \text{ KN/ml}$$

$$M'_u = N'_u \times (e_1 + e_2) = 3.0375 \times 0.63944 = 1.943 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M'_u + N'_u \times (d - h/2)$$

$$M_{ua} = 1.943 + 3.0375 \times (0.9 - 0.1/2)$$

$$M_{ua} = 4.53 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

III .3.4. Détails du ferrailage.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.53 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.17}$$

$$\mu = 0.03946 < 0.186 \text{ pivot A.}$$

$$\mu < 0.186 \Rightarrow \text{pas d'acier comprimé (SSAC)}$$

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

$$\alpha = 0.050$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.881\text{m}$$

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = 348\text{MPa}$$

$$A_1 = M_{ua} / Z \sigma_s = 4.53 / 0.881 \times 348$$

$$A_s = 0.15 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ ser.}}$$

L'état ELS est le plus défavorable.

III .3.5. Vérification de condition de non fragilité.

$$\text{On a : } A_{s \text{ min}} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.08 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{D'où : } A_s < \mathbf{0.9056 \text{ cm}^2}.$$

$$\text{Donc } A_s > \text{max}(A_{s \text{ ser}}, A_{s \text{ min}}) \Rightarrow A_s = 1.08 \text{ cm}^2.$$

Qui nous donne **4HA8** = 2,01cm²/ml espacée de 25cm.

III.3.6. L'armature de répartition.

$$A_r = A_s / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2$$

III.3.7. Vérification au cisaillement.

$$\tau_u' = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b , 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = V_u / b \times d = 1,5 \times 10^{-3} / 1 \times 0,09 = 0,016 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_u'$ la condition est vérifiée

III.3.6. Vérification du garde-corps sous charges sismiques.

D'après le RPA 99/2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

$$F_P = 4 A C_P W_P \quad (1)$$

A: coefficient d'accélération de zone.

$$A = 0,25 \text{ (groupe 2, zone III).}$$

$$C_P = 0,80 \text{ (élément en console)}$$

$$W_P = 0,176 \text{ t/ml}$$

$$\text{D'où : } F_P = 4 \times 0,25 \times 0,80 \times 0,225 = 0,18 \text{ t/ml}$$

On retient comme ferrailage du garde-corps celui obtenu sous l'ELU et l'ELS si la condition suivante est vérifiée : $F_p < 1,5Q = 0,15 \text{ t/ml}$ (vérifier)

La condition donnée par l'expression (1) n'est pas vérifiée, on doit donc faire un calcul à l'état limite accidentel et la section obtenue dans un sens sera retenue dans l'autre sens tout comme pour l'acrotère. On va refaire les calculs précédents en prenant $Q=2,4 \text{ kN}$, ce qui donne : $A_{St}=1,35 \text{ cm}^2$, donc on retient cette dernière valeur pour les deux sens et on aura le ferrailage suivant :

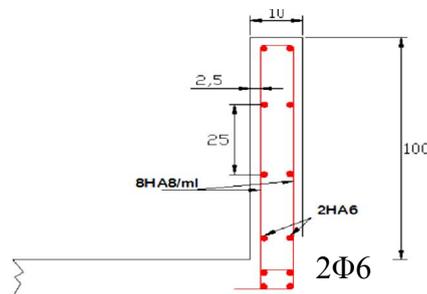


Fig.III.7. Ferrailage du garde-corps

En conséquence, on devra utiliser la section minimale d'armature (condition de non fragilité) des deux cotés, avec des armatures de répartition d'une section au moins égale à un quart des armatures principales : $A_{sr} = \frac{1}{4} A_{sv}$

$$\text{Escapement: } S_t \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) \quad S_t \leq 30 \text{ cm}$$

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

$$A_v = 8\text{HA}8 = 4.02 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

III.4.. Escalier à trois volées.

Les escaliers sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre, constitués de gradins, dalles inclinées (volées), avec des dalles horizontales (paliers) ; ces dernières sont coulées sur place.

Pour notre construction, les escaliers sont faits à trois volées. Ils figurent parmi les types des escaliers présentant des difficultés de modélisation et de calcul

Même s'ils sont considérés comme des éléments secondaires, on intègre leur raideur au modèle afin d'avoir une meilleure appréciation du comportement de la structure.

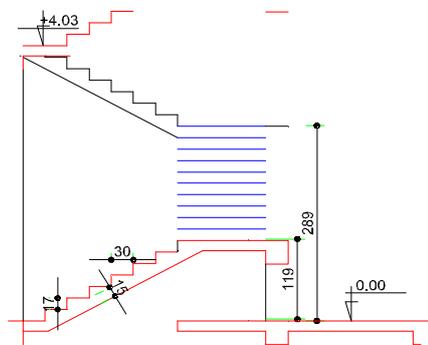


Fig.III.8. 3D de l'escalier à 3 volées.

III.4.1. Caractéristiques Géométriques de l'escalier à 3 volées

La détermination des caractéristiques géométriques des escaliers, sont données par des relations empiriques offrant des conditions de confort et de sécurité aux usagers, données comme suit :

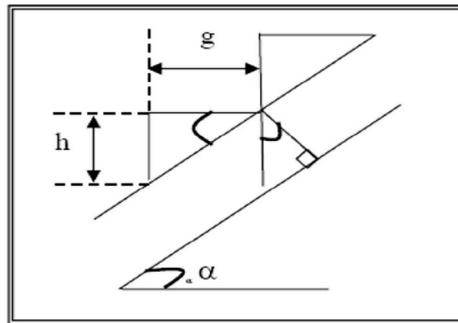
- la formule de sécurité : $h+g \approx 46 \text{ cm}$
- la formule de confort ou de commodité : $g - h \approx 12$
- la relation de Blondel qui est la plus utilisée $55 \leq h+g \leq 65$

h : hauteur de la contre marche ; tel que : h varie de 14 cm à 18.5 cm.

g : giron ou la largeur de la marche ; tel que : g varie de 22 cm à 33 cm.

III.4.2. Pré dimensionnement de la paillasse et des paliers intermédiaires.

Afin de garantir une hauteur d'étage de 3.06m, on opte pour 18 contre marches, de hauteur $h=17\text{cm}$. Ce qui va nous donner un giron : $g = 30 \text{ cm}$.



FigIII.9. Schéma statique de l'escalier

On a 03 volées, La première volée et la troisième sont de hauteur de 0.85 m. La deuxième volée admet une hauteur de 1.36m.

III.4.2.1. □ La première et la troisième volée.

On a $H_1=0.85$ m, aussi on a : $14.5 < h < 18$ cm

Pour : $h=17$ cm ; on aura 5 marches

La longueur de la ligne de foulée sera : $l=g(n-1)=30 \times 4=120$ cm.

L'inclinaison de la paillasse : $\text{tg } \alpha = 17/30$; d'où $\alpha = 29.54^\circ$

La longueur de la paillasse est : $L = 0.85 / \sin \alpha = 1.72$ m.

III.4.2.2. La deuxième volée.

On a $H_1=1.36$ m, aussi on a : $14.5 < h < 18$ cm

Pour : $h=17$ cm ; on aura 8 marches

La longueur de la ligne de foulée sera : $l=g(n-1)=30 \times 7=210$ cm.

L'inclinaison de la paillasse : $\text{tg } \alpha = 17/30$, d'ou $\alpha = 29.54^\circ$

La longueur de la paillasse est : $L = 1.36 / \sin \alpha = 2.75$ m.

III.4.2.3. Rez de chaussée.

Pour le rez-de-chaussée la hauteur d'étage est de **4.08 m**, On a 03 volées, la première et la troisième volée sont de 1.19 m la deuxième volée est de 1.7m.

III.4.2.3.a. La première volée.

On a $H_1=1.19$ m, aussi on a : $14.5 < h < 18$ cm

Pour : $h=17$ cm, on aura 7 marches

La longueur de la ligne de foulée sera : $l=g(n-1)=30 \times 6=180$ cm.

L'inclinaison de la paillasse : $\text{tg } \alpha = 17/30$, d'où $\alpha = 29.54^\circ$

La longueur de la paillasse est : $L = 1.19/\sin \alpha = 2.41 \text{ m}$.

III.4.2.3.b. La deuxième volée.

On a $H_1=1.7 \text{ m}$, aussi on a : $14.5 < h < 18 \text{ cm}$

Pour : $h=17\text{cm}$, on aura 10 marches

La longueur de la ligne de foulée sera : $l=g(n-1)=30 \times 9=270\text{cm}$.

L'inclinaison de la paillasse : $\alpha = 29.54^\circ$

La longueur de la paillasse est : $L = 1.7/\sin \alpha = 3.44 \text{ m}$.

III.4.2.4. L'épaisseur de la volée.

La volée de l'escalier est assimilée à une dalle simplement appuyée des deux cotés.

L'épaisseur de la paillasse est donnée par les formules suivantes :

Condition de résistance : $L/30 < e < L/20$

Condition de limitation de la flèche

$e = \max(\text{portée}/30, 10 \text{ cm})$, avec $L=2.7 \text{ m}$

$e = \max(9, 10 \text{ cm})$

On prend comme épaisseur : **$e = 15\text{cm}$**

On prend la même épaisseur pour le palier de repos.

III.4.2.5. Largeur des escaliers.

Pour des raisons de circulation des personnes le minimum est de 0.60 m . Dans notre cas d'étude, la largeur est de $1.20\text{m} > 0.60\text{m}$.

III.4.3. Evaluation des charges et surcharges.

III.4.3.a. palier.

Palier	épaisseur cm	G [kN/m ²]
Carrelage	2	0.44
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Dalle pleine	15	3.75
Enduit plâtre	2	0.2
Charge permanente	G	5.15
Charge d'exploitation	Q	2.5

Tab.III.1. Evaluation des charges et surcharges pour le palier.

III.4.3.b.palier.

Volée	épaisseur cm	G [kN/m ²]
Carrelage	2	0.44
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Poids propre de la marche	17	1.87 (0.5 × 0.17 × 2.2)
Poids propre de la paillasse	15	4.77 (25 × 0.15 / Cos38.2)
Gard corps	10	1.4
enduit plâtre	2	0.2
Charge permanente	G	9.44
Charge d'exploitation	Q	2.5

Tab.III.2. Evaluation des charges et surcharges pour la volée.

Remarque : comme l'écart entre les poids propres des deux niveaux (RDC ; EC) est petit, le calcul sera effectué pour un seul niveau dont les résultats seront généralisés pour l'ensemble des escaliers.

III.4.4.1 Première et troisièmes volées.

III.4.4.1.1 Model de calcul de la volée

Le chargement peut être représenté sur une poutre équivalente comme suit :

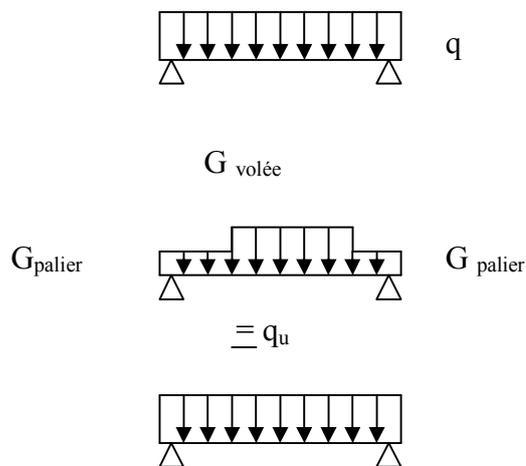


Fig.III.10 Distribution des charges

III.4.4.1.2 Combinaisons de charges.

La combinaison d'action est pour une bande de 1 m.

élément	G	Q	ELU $1,35G+1,5Q$ (kN/m ²)	ELS G+Q (kN/m ²)
Palier	5.15	2.5	10.70	7.65
Paillasse	9.44	2.5	16.50	11.94

Tab.III.3. Combinaison des actions sur l'escalier

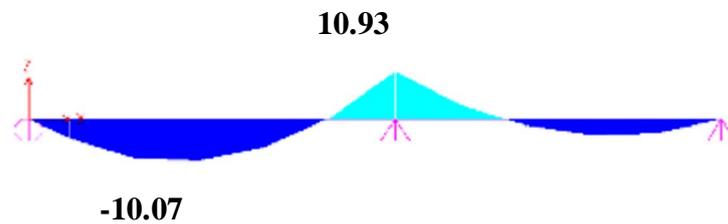
III.4.4.1.3. Sollicitations de calcul avec leurs diagrammes.

	Moment max en travée (kN .m)	Moment max en appui (kN .m)	Effort tranchant en appui (kN)
ELU	10.07	10.93	26.33
ELS	7.28	7.9	-

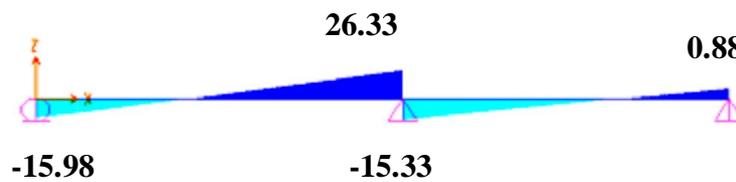
Tab.III.4. Sollicitations de calcul.

- ELU

Moment fléchissant



T : effort tranchant



- ELS

Moment fléchissant

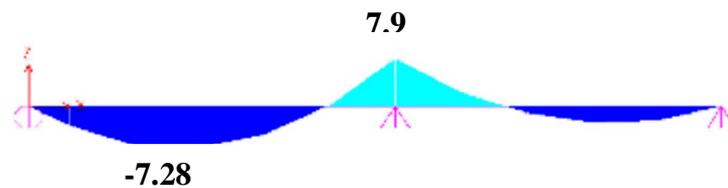


Fig.III.11. Diagramme des sollicitations de calcul à l'ELU et à l'ELS.

III.4.4.1.4. Calcul du ferrailage

La section transversale de la poutre modèle est (100 x 15), avec un enrobage de 2cm, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul se fera à l'ELU seulement. Le tableau **Tab.III.5** donne les résultats de ferrailage à l'ELU.

Pour l'encastrement on disposera une section d'acier égale à **15%** de la section calculée en travée, les calculs sont faits à l'ELU avec une vérification à l'ELS.

Section [cm ²]	As inf [cm ² /ml]	As sup [cm ² /ml]
Travée	2.40	-
Appui	-	2.61

Tab.III.5. Calcul du ferrailage

As long : La section d'armature longitudinale pour une largeur d'escalier égale à 1,20m est :

- En travée : $As_{inf} = 1.20 \times 2.40 = 2.88\text{cm}^2$
- En appui : $As_{sup} = 1.20 \times 2.61 = 3.132\text{cm}^2$
- Le diamètre des barres à utiliser ne doit pas dépasser le dixième de l'épaisseur de la dalle avec un espacement maximal inférieur ou égal au : $\min(e, 33\text{cm})$.
- Nous adopterons une section d'armature **As = 6HA10 = 4.71cm²/ml** espacée de **15cm**.
- Des armatures de répartition sont à prévoir, avec une section au moins égale au quart de celle des armatures longitudinales, ce qui va nous donner **4HA8/ml**

III.4.4.1.5. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = V_u / b \times d = 26,33 \cdot 10^{-3} / 1 \times 0.135 = 0.195 \text{Mpa}$$

$$\tau_u' = \min (0,2f_c t_{28} / \gamma_b , 5\text{MPa}) = 3.33 \text{ (fissure non nuisible)}$$

$\tau_u < \tau_u'$ la condition est vérifiée.

III.4.4.1.6 Vérification de condition de non fragilité :

$$\text{On a : } A_{smin} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.63 \text{m}^2/\text{ml}$$

La condition est vérifiée. Les armatures d'effort tranchant, ne sont donc pas nécessaires.

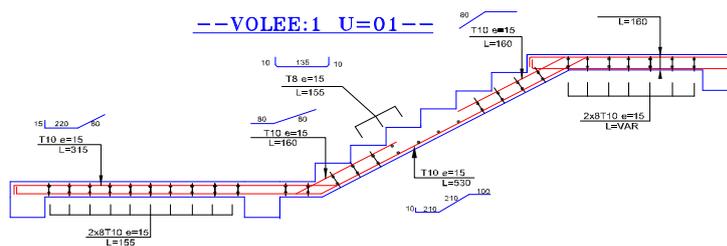


Fig.III.12. Schéma de ferrailage des escaliers (volée 1 et 3).

III.4.4.2. Deuxième volée.

La deuxième volée est encastree au niveau de la poutre palière. Cette dernière est une poutre brisée.

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la condition de limitation de la flèche :

$e = \max(\text{portée} / 30, 10 \text{ cm})$, avec $L=3.14\text{m}$

$e = \max(10.5, 10 \text{ cm})$

On prend comme épaisseur : $e = 15\text{cm}$

On retient cette épaisseur pour les deux paliers de repos.

III.4.4.2.1. Modèle de calcul de la volée.

Le schéma statique de cette partie (2 paliers intermédiaires + une volée à 10 contre marches) sera une console encastrée au niveau de la poutre palière, avec une portée de **1,2m**.

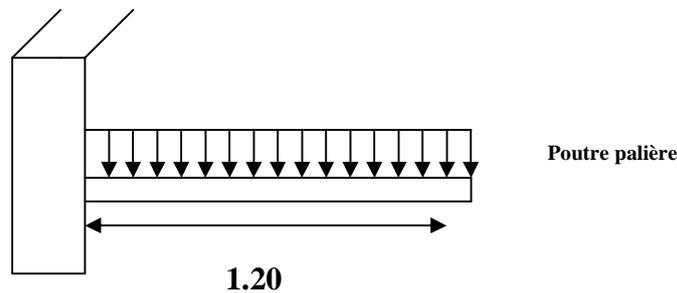


Fig.III.13. Schéma statique de la partie de l'escalier en console.

III.4.4.2.2. Combinaisons de charges.

Les charges et surcharges sont les mêmes que celles des volées précédentes (1et 3).

Combinaison élément	G [kN/m ²]	Q [kN/m ²]	ELU 1,35 G+1,5 Q [kN/m ²]	ELS G+Q [kN/m ²]
Volée	9.44	2.5	16.5	11.95
Palier	5.15	2.5	10.7	7.65
P console	6.58	2.5	12.64	9.08

Tab.III.6. Combinaisons de charges.

III.4.4.2.3. Sollicitations de calcul

Le tableau suivant résume l'ensemble des sollicitations maximales qu'il faut prendre en compte pour dimensionner cette partie de l'escalier.

Sous la Combinaison	Moment fléchissant max [kN.m]	Effort tranchant max [kN]
ELU	9.10	15.2
ELS	6.54	10.90

Tab.III.7. Sollicitations de calcul pour l'escalier à trois volées.

III.4.4.2.4. Calcul du ferrailage.

La section dangereuse à considérer est une section rectangulaire de hauteur 15 cm, de largeur 100cm.

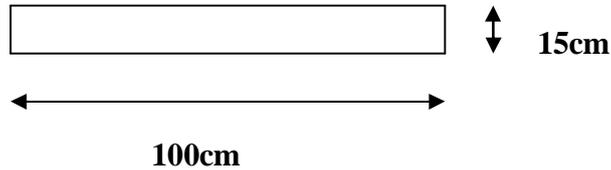


Fig.III.14. Schéma de la section dangereuse.

Dans ce cas on considère que l'encastrement est parfait au niveau de la poutre palière (poutre brisée). Les résultats du ferrailage à l'ELU avec une vérification à l'ELS sont les suivantes :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.10 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.17}$$

$$= 0.035 < 0.186.$$

$\mu < 0.186$: Pivot A, section sans armatures comprimées (S.S.A.C) .

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

$$\alpha = 0.044$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.132\text{m}$$

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = 348\text{MPa}$$

$$A_{s1} = M_{ua} / Z \sigma_s$$

$$A_{s1} = 1.98 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1.5 \text{ cm}^2 ; \text{ donc la condition est vérifiée}$$

III.4.4.2.5. Vérification des contraintes.

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

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

$$A_s' = 0 ; A_s = 1.98 \text{ cm}^2/\text{ml}; n = 15$$

$$Y = 1.74\text{cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3} b_0 y^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$I = 4281.62 \text{ cm}^4$$

Applications numériques.

$$\sigma_{bc} = 2.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}' = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa (condition vérifiée).}$$

Calcul des contraintes de l'acier :

$$\sigma_{st} = 15 M_{ser} (d-y)/I = 273.97 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa (condition vérifiée).}$$

$$A_{sl} > A_{ser}.$$

Le ferrailage adopté pour cette partie sera donc résumé comme suit :

- Au niveau de l'encastrement on aura à disposer 6 HA10/m longitudinalement avec un espacement $St=20\text{cm}$.
- Au moins le quart de la section précédente sera disposée transversalement comme armatures de répartition, soit 4 HA8/m avec un espacement $St=20\text{cm}$.

III.4.4.2.6. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = V_u/b \times d = 15.20.10^{-3}/1 \times 0.135 = 0.112 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u' = \min (0,2f_{c28} / \gamma_b , 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ (fissure non nuisible)}$$

$\tau_u < \tau_u'$ la condition est vérifiée

III.4.4.2.7 Vérification de la condition de non fragilité :

$$\text{On a : } A_{s \text{ min}} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.63 \text{ m}^2/\text{mls}$$

La condition est vérifiée. Les armatures d'effort tranchant, ne sont donc pas nécessaires.

Le ferrailage final est constitué uniquement des armatures longitudinales et de répartition comme indiqué dans les schémas suivants :

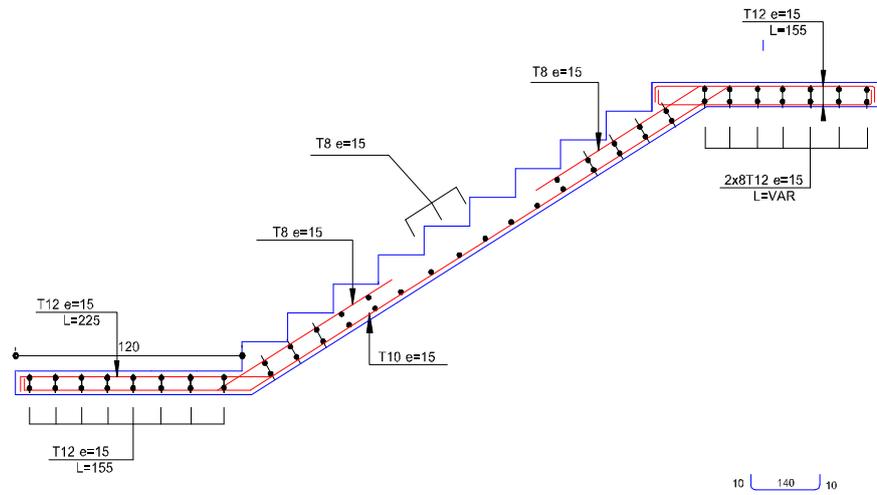


Fig.III.15. Coupe longitudinale de l'escalier en console.

Première partie

CHAPITRE IV : LES PLANCHERS

CHAPITRE IV : LES PLANCHERS

IV.1. Introduction

Un plancher est une aire généralement plane et horizontale, qui délimite les étages. Il assure la fonction de résistance mécanique (supporter son poids propre et les surcharges) et la fonction d'isolation acoustique et thermique.

Mais, sous charges horizontales, le rôle essentiel du plancher, supposé infiniment rigide dans le plan horizontal, est de transmettre les efforts aux éléments porteurs.

Les planchers peuvent être préfabriqués ou coulés sur place. Nous ne nous intéresserons ici qu'aux planchers coulés sur place.

La structure étudiée comporte des planchers à corps creux, et des dalles plaines.

IV.2. Planchers à corps creux.

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des Éléments de remplissage (corps creux) de dimensions (16x20x60) cm³, avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

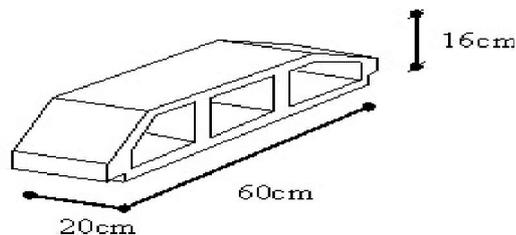


Fig.IV.1.Corps creux

Le calcul sera pour deux éléments :

- Poutrelle ;
- La table de compression.

IV.2.1. Calcul des poutrelles.

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée et distancées par la largeur

d'un corps creux (60cm). Le rôle des poutrelles dans le plancher est d'assurer la transmission des charges verticales directement appliquées sur ce dernier aux poutres principales.

Le dimensionnement, et le ferrailage des poutrelles passe par deux étapes :

1^{ère} étape : avant le coulage de la table de compression.

2^{ème} étape : après le coulage de la dalle de compression.

IV.2.1.1. Avant coulage.

Les poutrelles sont considérées comme des poutres isostatiques, de section rectangulaire ($b \times h$) = (12x4cm²), soumises à leur poids propre, au poids des entrevous et une surcharge concentrée Q appliquée en travée (à miportée) due à la présence d'un ouvrier sur le plancher :

$$Q = \text{Max} (1 \text{ (au milieu de la poutrelle) [kN] ; } 0.5 L_{\text{portée}} \text{ [kN/ml]})$$

$$Q = \text{Max} (1 \text{ KN ; } 0,5 \times 4.11) = 2.055 \text{ kN}$$

Les charges permanentes sont données comme suit :

$$\text{Poids propre de poutrelle : } 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Poids propre du corps creux : } 0.60 \times 1 = 0.6 \text{ KN/ml.}$$

$$G = 0.72 \text{ KN/ml.}$$

IV.2.1.1.a. Combinaisons d'actions.

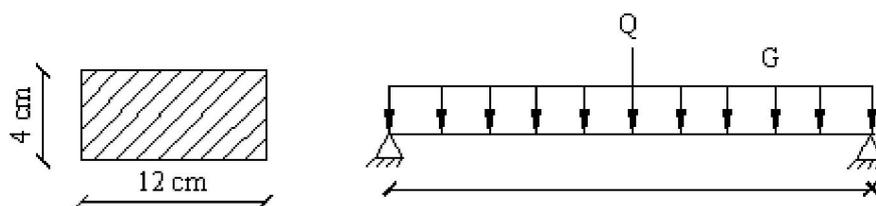


Fig.IV.2. Schéma statique d'une poutrelle

Moment fléchissant :

$$M_G = G \times L^2 / 8 = 1.52 \text{ KN/ml}$$

$$M_Q = Q \times L / 4 = 2.11 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{à ELU : } M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 5.22 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{à ELS : } M_s = M_G + M_Q = 3.63 \text{ KN/ml}$$

IV.2.1.1.b. Sollicitations de calcul.

Moment max en travée [kN.m]		Effort tranchant max en appui [kN]	
ELU	ELS	ELU	ELS
5.22	3.63	3.43	2.44

Tab .IV.1. Sollicitations combinées de calcul des poutrelles.

$$\mu = M_u / b d^2 f_{b_u} ;$$

$$\mu = 5.22 \times 10^{-3} / 0.12 \times 0.036^2 \times 14.17$$

$$\mu = 2.36 > \mu_{lim} = 0.39 \ll \text{Les armatures comprimées A' sont nécessaires} \gg$$

Comme la section est d'une très faible hauteur, il est impossible d'introduire des armatures de compression. La seule solution est de diminuer le moment par une diminution de la portée. Pour ce faire, il est impératif de prévoir des étais.

Les étalements seront disposés de telle façon à diminuer les sollicitations, donc à annuler les armatures comprimées telle que leur espacement L_{max} est calculé comme suit:

$$\mu = M_u / b d^2 f_{b_u} \leq \mu_{lim} = 0.39 \dots \dots \dots (IV-1)$$

Avec :

$$M_u = 1.35 (G \times L_{max}^2 / 8) + 1.5 (Q \times L_{max} / 4)$$

L'inégalité (IV-1) s'écrit :

$$1.35 (G \times L_{max}^2 / 8) + 1.5 (Q \times L_{max} / 4) \leq \mu_{lim} \times b d^2 f_{b_u}$$

AN : on trouve : $L_{max} = 0.96$ m. Donc, pour une travée, 4 étalements sont nécessaires.

IV.2.1.2. Après coulage.

Après bétonnage, la section transversale des poutrelles devient une section en T avec talon, la surface du plancher qui revient à chaque poutrelle est une bande de largeur 0,60m.

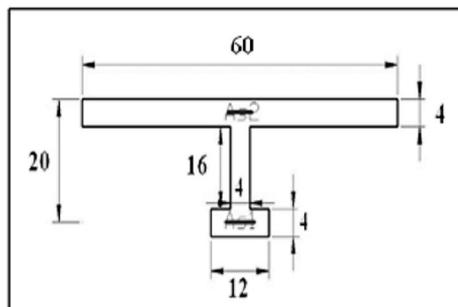


Fig. IV.3. Section de calcul des poutrelles après coulage.

Deux types de poutres continues sont à envisager :

- 3 travées ;
- 7 travées.

IV.2.1.2. a. Combinaisons d'actions.

Niveau	G [kN/ml]	Q [kN/ml]	1,35G+1,5Q [kN/ml]	G+Q [kN/ml]
Terrasse	3.82	0.6	6.06	4.42
Niveau courant	3.36	0.9	5.88	4.26
Locaux commerciaux	3.36	3	9.04	6.36

Tab .IV.2. Actions de calcul des poutrelles après coulage.

Les actions à prendre pour le calcul sont les plus défavorables.

On va prévoir un seul type de poutrelles

Donc, la poutrelle sera sollicitée par une charge uniformément répartie :

$P_u = 9.04 \text{ KN/ml}$.

$P_s = 6.36 \text{ KN/ml}$.

IV.2.1.2.b.Sollicitations de calcul.

Après avoir évalué les sollicitations de calcul on va utiliser le logiciel de calcul de poutres continues RDM 6. Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Type	Sollicitations		Valeur max	Diagrammes
3travées	ELU	Moment D'appui [kN.m]	-17.08	
		Moment En travée [kN.m]	16.43	
		Effort Tranchant D'appui [kN]	24.62	

	ELS	Moment D'appui [kN.m]	-12.02	
		Moment En travée [kN.m]	11.56	
		Effort Tranchant D'appui [kN]	17.32	
7travées	ELU	Moment D'appui [kN.m]	-17.73	
		Moment En travée [kN.m]	9.73	
		Effort Tranchant D'appui [kN]	21.62	
	ELS	Moment D'appui [kN.m]	-12.47	
		Moment En travée [kN.m]	6.84	
		Effort Tranchant D'appui [kN]	15.21	

Tab.IV.3. Sollicitation de calcul des poutrelles après coulage.

IV.2.1.2.c.calcul du ferrailage

IV.2.1.2.c.1. Armatures longitudinales

Puisque les poutrelles ne sont pas exposées aux intempéries, le calcul se fera à l'ELU seulement. (La fissuration est considérée comme peu préjudiciable).

Les résultats sont donnée par le logiciel SOCOTEC comme suit :

type	position	M _{ELU}	As cm ²	Armatures Sup. (cm ²)	Armatures Inf (cm ²)
3 travées	Appui	-17.08	1.43	2HA10	0
	Travée	16.43	2.73	0	2HA12+1HA10
7 travées	Appui	-17.73	2.40	2HA12+1HA10	0
	Travée	9.73	1.67	0	2HA12

Tab IV.4. Ferrailages des poutrelles.

IV.2.1.2.c.2. Armatures transversales.

En adoptant une section d'armature transversale égale à 2Φ6 avec une inclinaison de 90° et un espacement St déterminé par la formule suivante :

$$St \leq \frac{0.9 \times Ast \times fsu}{(\tau_b - \tau_0) \times b}$$

$$\text{Avec : } \tau_b = \frac{Vu}{b_0 \times d} = \frac{24.62 \times 10^{-3}}{0.04 \times 0.216}$$

$$\tau_b = 2.85 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0.3 \times f_{tj} \times K.$$

$$\tau_0 = 0.3 \times 2.1 \times 1 = 0.63 \text{ MPa}$$

$$St \leq \frac{0.9 \times 0.57 \times 10^{-4} \times 348}{(2.85 - 0.63) \times 0.04} = 0.20 \text{ m};$$

On prend un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

IV.2.1.2.d. Vérification au cisaillement.

La vérification de la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme des poutrelles, pour une fissuration peu préjudiciable, [1] est réalisée par :

$$\tau_b \leq \tau_b' = \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = 3.33MPa.$$

Type	position	T _{ELU.MAX} [KN]	b [MPa]	b _d [MPa]
3 travées	appui	24.62	2.85	3.33
7 travées	appui	21.62	2.5	3.33

Tab.IV.5. Calcul de la contrainte de cisaillement du béton des poutrelles.

IV.2.1.2.e. Vérification de la condition de non fragilité.

D'après le BAEL (Art.A.U.2 de BAEL91)

$$\rho \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e},$$

Avec : $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$

$$A_s \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0.31cm^2.$$

On a :

$A_s < 2.26 = 2HA12$; en travée (vérifier)

$A_s < 1.57cm^2 = 2HA10$; en appui (vérifier)

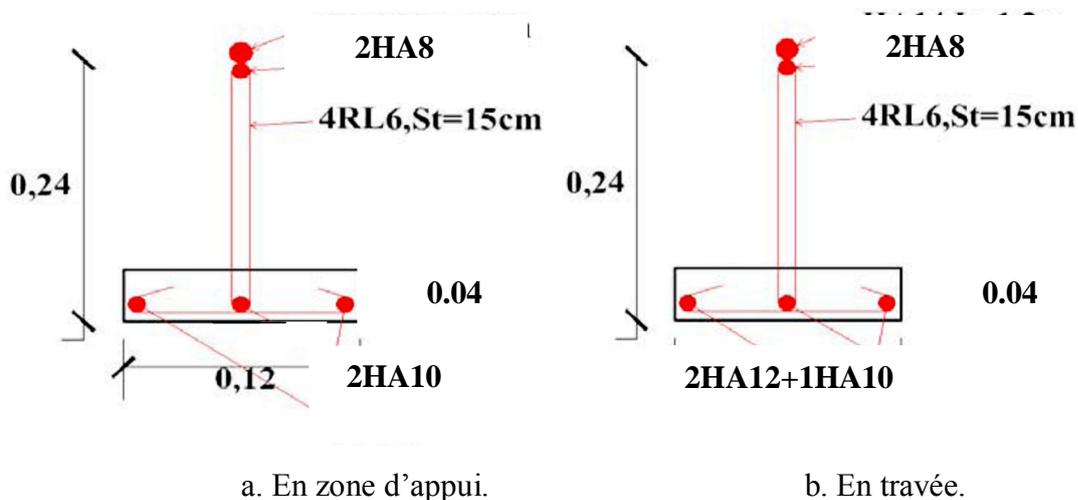


Fig. IV.4. Schémas du ferrailage des poutrelles.

IV.2.2. La table de compression.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 60 cm entre poutrelles. On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations. Le ferrailage est en treillis soudé.

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
 - 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes [CBA] :

On a :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20 cm ;

$$A_s = \frac{4 \times l(cm)}{f_e}$$

$$A_s = \frac{4 \times 60}{240} = 1cm^2$$

On adopte un treillis soudés $\Phi 5$, de nuance FeE240, dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

IV.3. Dalle pleine.

Ce sont des pièces minces et planes dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur. Elles reposent, avec ou sans continuité, sur 2,3 ou 4 appuis constituée par des poutres, poutrelle ou murs.

L'épaisseur de la dalle dépend plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

En effet, les problèmes de déformation imposés par des les revêtements fragiles ou cloisons non démontables conduisent à des rapports $\frac{ht}{l}$ de l'ordre de $\frac{1}{30}$ à $\frac{1}{35}$ pour les dalle sur 2 appuis à $\frac{1}{40}$ à $\frac{1}{50}$ pour des dalles carrées sur 4 appuis.

Pour cette structure on a deux types de dalles pleines :

- Type 1 : dalle en console de 1,3 m sur 3 appuis pour les balcons;
- Type 2 : dalle sur 4 appuis, avec $l_x=1.5m$, $l_y=5.64m$ (dalle d'accès à l'ascenseur);

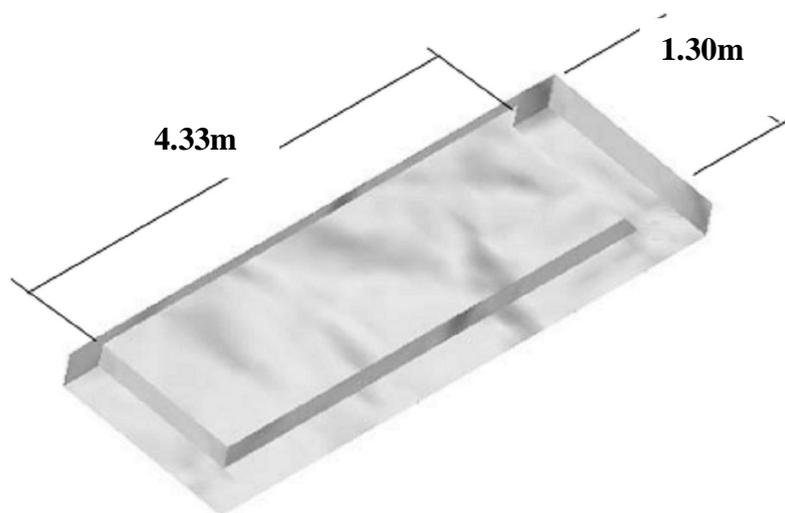


Fig. IV.5. Dalle pleine sur 3 appuis continus.

IV.3.1. Calcul des actions.

Puisque le balcon est exposé aux intempéries, il sera calculé à l'ELU et à l'ELS.

	Eléments	Charges		Combinaisons de Charges
		G	Q	ELU
Type 1	Dalle pleine 15 cm et revêtement	5.4 [kN/m ²]	3.5 [kN/m ²]	12.54[kN/m ²]
	Garde-corps	2.5[kN/m]	-	3.4[kN/m]
Type 2	Dalle pleine 15 cm et revêtement	5.4 [kN/m ²]	2.5[kN/m ²]	11.05[kN/m ²]
	Garde-corps	-	-	

Tab .IV.6. Cas de charges possibles pour les dalles pleines.

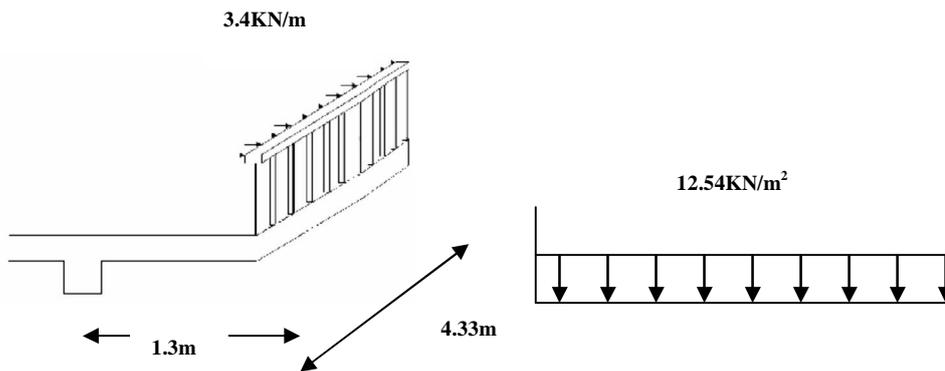


Fig.IV.6 : Charges sur balcons.

IV.3 .2. Sollicitations de Calcul.

Charge linéaire horizontale (en tête du garde-corps) : q_2

Balcon 01 à $B = 4.33$ m ou $q_2 = \text{Min} (0.4 ; 1.3/B)$

$$q_2 = \text{Min} (0.4 ; 1.3/4.33) = 0.30 \text{ KN/m}$$

- Moment à ELU :

$$\begin{aligned} M_u &= (1.35 g + 1.5 q_1) L^2 / 2 + 1.5 q_2 \times 1 \text{ m.} \\ &= (1.35 \times 5.4 + 1.5 \times 3.5) (1.32)^2 / 2 + 1.5 \times 0.30 \times 1. \\ &= 11.04 \text{ KNm/m} \end{aligned}$$

- Moment à ELS :

$$M_{ser} = (g + q_1) L^2 / 2 + (q_2 \times 1) = 7.82 \text{ KNm}$$

IV.3 .3. Calcul du ferrailage.

La section d'acier doit vérifier les conditions suivantes :

- Espacement maximal de 20cm ;
- Diamètre maximal des barres au plus égal au dixième de l'épaisseur ;
- Le pourcentage des armatures au moins égal à 0,9% (barre HA FeE400).

Pour le calcul des armatures on va considérer une section rectangulaire de $(100 \times 15) \text{ cm}^2$, avec un enrobage de 2.5 cm.

- **Calcul à ELU.**

$$A_{su} = 2,64 \text{ cm}^2 \text{ soit: } \mathbf{4HA10} \text{ (} A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \text{)}.$$

- **Calcul à ELS:**

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

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$A_s = M_{ser} / z \cdot \sigma_{st}$$

$$A_s = 3.38 \text{ cm}^2$$

Le cas de ELS est le plus défavorable,

Donc A_s adopté est :

$$A_s = 3.38 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{5HA10} \text{ (} A_s = 3,93 \text{ cm}^2 \text{)}$$

IV.3 .4. Armatures de répartition.

$$A_t = A_s / 4 = 1.97 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (} 4HA8. A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Nous adopterons pour les deux sens (XX et YY) une section de (5HA8/ml) comme armatures inférieures, et (5HA10/ml) comme armatures supérieures. Les armatures principales sont parallèles au sens (XX).

IV.3 .5. Condition de non fragilité.

$$e = 15 \text{ cm } A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

- Effort tranchant :

$$V_u = (1.35 g + 1.5 q_1) L = 16.30 \text{ KN}$$

- Cisaillement :

$$\tau_u = V_u / b.d. = 16.30 \times 10^{-3} / 1 \times 0.135 = 0,120 \text{ MPa} < 0.27 f_{c28} / \gamma_b = 4.5 \text{ MPa. (Vérifiée.)}$$

Première partie

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE.

V .1.Introduction.

Malgré les progrès effectués par le génie parasismique depuis plusieurs décennies, le nombre des victimes des tremblements de terre ne cesse de croître dans le monde. De ce constat accablant, pour les ingénieurs de génie civil, l'étude du comportement des constructions, sous l'action dynamique, est devenue plus que nécessaire.

Les aspects fondamentaux de la sollicitation dynamique sont la variation du chargement dans le temps, et le mode d'équilibre des efforts internes de réduction du fait que la sollicitation sismique génère des forces d'inertie résistantes au mouvement de la structure.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à la modélisation. Cette dernière, revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement, autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, avec un nombre fini d'éléments et de déplacements nodaux. De même, l'expérience a montré que les analyses simplifiées reposant sur les lois de la dynamique des systèmes vibrants aboutissent à des résultats qui reflètent le comportement dynamique réel des ouvrages considérés, ainsi que pour la détermination des déformations et des contraintes développées dans la structure.

De ce fait pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

- ✓ **Modélisation en masse concentrée** : Il est commode d'utiliser la modélisation en masses concentrées dans le cas où la distribution des masses n'est pas tout à fait uniforme ; formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations ;
- ✓ **Modélisation en éléments finis** : dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments. on détermine les inconnues au niveau des nœuds, puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaye tout l'élément puis toute la

structure. Cette méthode constitue une technique très robuste pour exprimer les déplacements d'un système très complexe à l'aide d'un nombre fini de coordonnées.

V .2.Méthode de calcul.

L'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de deux principales méthodes, le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

- **Méthode statique équivalente** ;

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable (les conditions de l'article 4.1.2 des RPA ne sont pas satisfaites) ;

- **Méthode dynamique** : Les règlements Algérien ou étrangers, préconisent en plus de la méthode statique équivalente, l'utilisation de la méthode de calcul dynamique par spectre de réponse ou par intégration direct en utilisant des accélérogrammes réels ou synthétique ;
- La méthode d'analyse par accélérogrammes nécessite l'intervention de spécialistes.

V .2.1.Présentation de la méthode modale spectrale.

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structure ; elle est caractérisée par :

- la définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse de calcul ;
- l'hypothèse d'un comportement globalement linéaire de la structure, permettant l'utilisation des modes propres.

La bonne pratique de la méthode spectrale suppose :

- ✓ l'établissement d'une bonne modélisation,
- ✓ le choix judicieux des modes à retenir,
- ✓ la connaissance des limites de validité des règles de combinaisons des modes et des composantes; la règle quadratique ne doit pas être considéré comme ayant une valeur universelle.

V .3. Nombre de modes à considérer.

Le nombre de modes de vibration à considérer doit être tel que [RPA] :

- □ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit au moins égale à 90% de la masse totale de la structure ;
- Ou que tous les modes retenus ont une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale ;
- Le minimum de modes à retenir est de 3 ;

Dans le cas où les conditions citées ci-dessus ne sont pas observées, le nombre minimal de modes (K) à considérer est donné par l'inégalité suivante [RPA] :

$$K \times 3 \geq N \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

Avec : N est le nombre de niveaux au dessus de sol et T_k la période du mode K

Selon la formule $K \times 3 \geq N$. On va prendre $N = 10$ mode en premier lieu, et on vérifie les conditions ci-dessus.

V .4. Combinaison des réponses modales.

Les réponses modales -effets élémentaire (déplacements et efforts maximaux)- calculées pour différents modes retenus sont combinées de façon à reconstituer l'ensemble des effets du séisme réel.

Le dimensionnement de l'ouvrage doit tenir compte de :

- la multiplicité des directions (x,y,z) d'arrivée d'ondes sismique.

Pour le cas général : les maxima des effets de chaque composante sismique E peuvent être déterminés séparément puis combinés suivant les formule :

$$E = \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$$

$$E = \pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.3E_z$$

$$E = \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \pm E_z$$

Tel que E_x , E_y , et E_z : désignent les déformation ou sollicitations (divisées par un coefficient de comportement R) dues à chacune des composantes horizontales et vertical respectivement E est l'effet de l'action résultante.

- multiplicité des modes de l'oscillateur constitué par l'ouvrage ;
- A ce stade, pour chaque paramètre de dimensionnement (moment de flexion, effort normal, effort tranchant) et pour chaque paramètre de contrôle (rotation, déplacements), la valeur retenue est le maximum (puisque déterminée à partir de spectres de réponses) observé en parcourant la gamme des modules de sol. puisque il s'agit de réponse vibratoire, on doit envisager la possibilité d'un changement de signe de l'ensemble des paramètres.

Ainsi, on se confronte au problème de la combinaison des réponses des modes retenus. Différentes méthodes peuvent être adoptées pour effectuer cette combinaison pour une direction sismique.

➤ **Combinaison arithmétique.**

Les différentes réponse modales passent toutes par leur valeur maximale, au même instant, et avec le signe le plus défavorable pour le dimensionnement : c'est la probabilité pour qu'elles atteignent simultanément leur amplitude maximale.

C'est une addition pure et simple, dans le sens le plus défavorable, des diverses composantes modales.

Sauf cas particulier où un mode serait largement prédominant, une telle méthode est en fait impraticable car elle conduirait à des surdimensionnements très importants et, pour une bonne part injustifiés.

➤ **Superposition quadratique.**

Les différents modes n'atteignent pas leur maximum en même instant, il serait pessimiste de faire l'hypothèse que la sollicitation maximale d'une structure soit égale à la somme des valeurs absolues des sollicitations sous chaque mode.

Si l'on postule l'absence de corrélation entre les différentes réponses modales, on suppose alors que ces réponses sont statiquement indépendantes. Dans ces conditions, le maximum probable d'une réponse de la structure (sollicitation, déplacements, contraintes, accélérations) est la racine carrée de la somme des carrés des réponses x_i , correspondant aux

différents modes :

$$X = \sqrt{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Cette combinaison constitue une bonne approximation de la réalité dans le cas où le spectre de réponse possède une large bande de fréquences et où les modes propres de la structure sont bien séparés. Dans le cas des modes dont les fréquences sont voisines (écart inférieur à 10%), sa validité n'est pas établie parce que leurs réponses ne peuvent plus être considérées comme indépendantes.

Deux modes ayant des fréquences voisines à 10 % près sont regroupés de la manière la plus défavorable, en additionnant les valeurs absolues, avant de combiner quadratiquement le résultat avec les réponses sur les autres modes :

$$X = \sqrt{(Ix_1I + Ix_2I)^2 + \sum_{i=3}^n X_i I^2}$$

➤ **Combinaison quadratique complète (CQC).**

Les réponses modales sont combinées en considérant systématiquement une corrélation entre deux réponses en fonction de l'écart existant entre les deux fréquences propres

associées à ces réponses :

$$X = \sqrt{\sum_{i,j}^n \alpha_{i,j} X_i X_j}$$

$\alpha_{i,j}$: est égale à 1 pour $i=j$ et décroît rapidement lorsque le rapport $\frac{W_i}{W_j}$ augmente à partir de 1 .

La combinaison quadratique habituelle n'est qu'un cas particulier.

V .5.Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique.

- la structure est classée en groupe d'usage 2 (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur est de 34,62, et qui ne dépasse pas les 48 m) suivant la classification des RPA 99 version 2003.
- Le sol est de catégorie S3 (site meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique, avec une contrainte de $\sigma_{sol}=1,6$ bar.
- L'ouvrage se trouve dans une zone de sismicité élevée zone III. (Koulea ; (w) TIPAZA)
- La structure étudiée fait 31,62 m (R+9) de hauteur,
- le système structurel est constitué portiques contreventés par des voiles en béton armé (4b). Dans ce cas les voiles doivent reprendre 20% des charges dues aux sollicitations verticales et la totalité de la charge horizontale.

- la composante verticale de la force sismique n'est pas considérée, de faite de l'absence d'une porte à faux qui dépasse 1,5 m comme stipulé par le RPA.

V .6.Modélisation de la structure.

Vu la complexité de la structure de l'ouvrage, l'utilisation de l'outil informatique et des logiciels de calcul des structures s'impose.

L'étude dynamique est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions à l'aide du logiciel SAP2000. (Version V11). Le logiciel permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (matrice de rigidité, déplacement, et effort) à partir d'une modélisation préalable et appropriée.

Pour la modélisation d'une structure; le logiciel SAP2000 préconise plusieurs modèles fondamentaux, et qui utilise une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

Le modèle adopté est encastré à la base et il comporte 10 niveaux :(R+9). Dans ce model, on ne modélise que le système structurel : poteaux, poutres, et voiles le reste des éléments secondaires (escaliers, balcons...) sont introduits comme charges. Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et les surcharges d'exploitations avec une minoration telle que donnée dans la formule suivante :

$$W=G+\beta xQ \dots(VI.1)$$

Avec :

G : poids propre.

Q : charge d'exploitation.

: coefficient de pondération

= **0.2** : structure d'habitation.

V .6.1Etapes de modélisation.

Il y a lieu de choisir une unité avant d'entamer une session. On a adopté le **KN.m**
Il existe plusieurs méthodes pour la modélisation des structures :

- **Première méthode** : importation d'un modèle à partir de la bibliothèque via le **Menu**.
- **Deuxième méthode** : Création des grilles et utilisation des commandes de dessin propre de SAP2000.

Vu la complexité de notre structure, on a opté pour la deuxième méthode, dont les étapes sont comme suit :

- 1-Les poteaux, poutres et poutrelles sont modélisés par un élément de type FRAME ;
- 2-Les voiles et dalles sont créés par un élément de type SHELL. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers (cage d'escalier) et les zones flexibles. Leurs disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations des RPA99 version 2003 ;
- 3-définition des matériaux ;
- 4-définition des sections ;
- 5-définition des charges (G, Q), et les appliquer aux éléments porteurs ;
- 6-introduction du spectre de réponse à appliquer ;
- 7-définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes :

ELU : 1,35 G+1,5Q

ELS: G+Q

GQEx : G+Q+EX

GQEy : G+Q+EY

08GEx : 0,8G+EX

08GEy: 0,8G+EY

- 8- affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies ;
- 9- Définir les conditions aux limites : pour les fondations en choisissant un type d'appui : encastrement à la base ;
- 10-Définition de noeud maître et lui affecté la masse **m** et le moment d'inertie **Im** :

Tel que :
$$I_m = \frac{I_{xG} + I_{yG}}{A} . m$$

A : section du plancher.

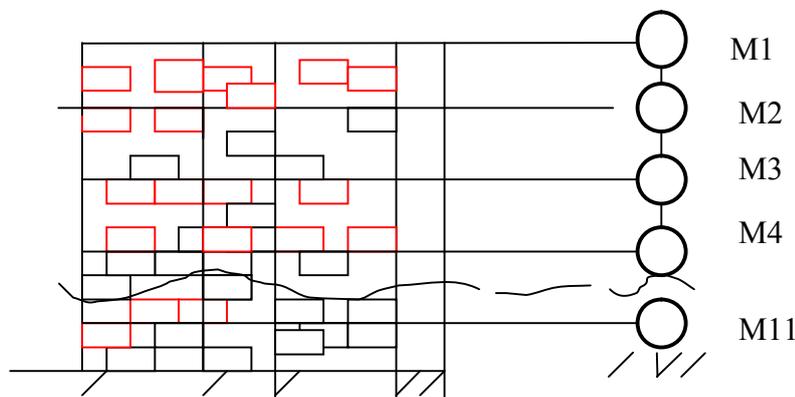


Fig. V.1.Coupe de la modélisation

11- Définir un diaphragme à chaque plancher : La théorie des planchers rigides est mise en évidence par une déclaration de diaphragmes rigides ;

12- Choix du code du règlement : on a choisi le règlement « **EUROCODE 2-1992** » qui est disponible sur le logiciel;

13- lancer l'analyse;

14- ouvrir le fichier résultat dont l'extension est **.OUT** afin de vérifier les déplacements, la période de la structure, le taux de participation de la masse pour voir si le nombre de modes choisis est suffisant ;

15- visualisation des efforts trouvés (**M, N, T**) et du taux de travail des sections.

V .7. Spectre de réponse de calcul.

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre (caractéristique de la structure) et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale à un instant donné. Du point de vue génie parasismique, la réponse maximale importe plus que la chronologie détaillée du mouvement dans le temps.

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression (4.13) du RPA99/V2003.

Il est obtenu en introduisant les données suivantes :

- Coefficient d'accélération de zone $A = 0.25$,
- La catégorie de Site : S3.
- T_1 et T_2 : $T_1 = 0.15$ s ; $T_2 = 0.50$ s (Site S3)
- Pourcentage d'amortissement critique de la structure $\xi = 7$ %.
- Coefficient de comportement global de la structure : $R = 4.0$ (Catégorie A- 4b).
- Facteur de qualité $Q = 1,25$ (le logiciel prend en charge les irrégularités en plan et en élévation).
- Coefficient de pondération des surcharges β : nous retenons pour β la valeur 0.2 (RPA 99 –Tableau 4.5).

L'allure du spectre de réponse est représentée dans la figure « Fig. VI.2 ».

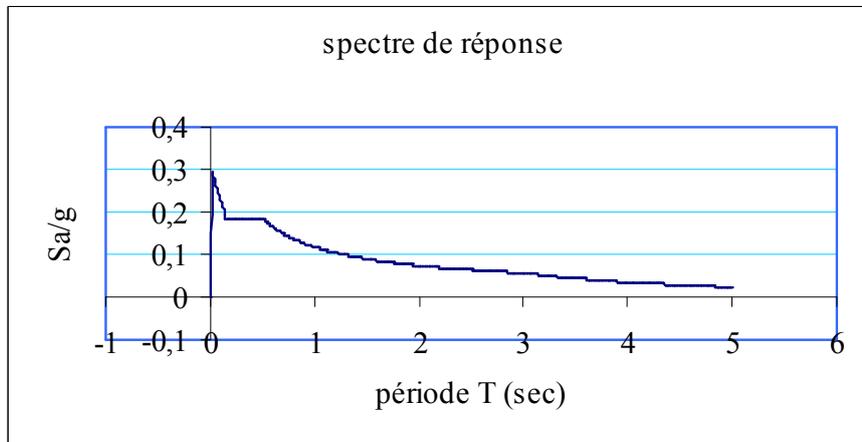


Fig. V.2.L'allure du spectre de réponse.

Les valeurs du spectre de réponse sont données dans le tableau suivant :

Sa/g	T [s]	Sa/g	T [s]	Sa/g	T [s]
0,313	0	0,072	2,1	0,044	3,5
0,228	0,1	0,069	2,2	0,04	3,7
0,186	0,2	0,067	2,3	0,038	3,8
0,186	0,3	0,066	2,4	0,035	4
0,186	0,4	0,064	2,5	0,034	4,1
0,186	0,5	0,062	2,6	0,032	4,2
0,165	0,6	0,061	2,7	0,031	4,3
0,149	0,7	0,059	2,8	0,031	4,31
0,136	0,8	0,058	2,9	0,03	4,4
0,126	0,9	0,056	3	0,028	4,55
0,125	0,91	0,053	3,1	0,028	4,6
0,124	0,92	0,051	3,2	0,027	4,7
0,123	0,93	0,05	3,21	0,026	4,8
0,077	1,9	0,05	3,22	0,025	4,9
0,074	2	0,05	3,23	0,024	5

Tab .V .1.Valeurs du spectre de réponse

V .8.Disposition des voiles.

Le système structurel choisi est un portique contreventé par voile porteurs en béton armé, le choix de ce système structurel est dû à l'existence de vides (cage d'escalier et ascenseur) et une forme en L, ce qui a nécessité le renforcement des zones flexibles. On doit donc vérifier les conditions données par le RPA version 2003, à savoir :

- ✓ Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

Ces constatations nous ont mené à revoir le système de contreventement de la structure, et surtout la disposition et changement de certaines voiles.

Après plusieurs simulations, nous avons opté pour une variante pour laquelle nous avons obtenu des résultats satisfaisants.

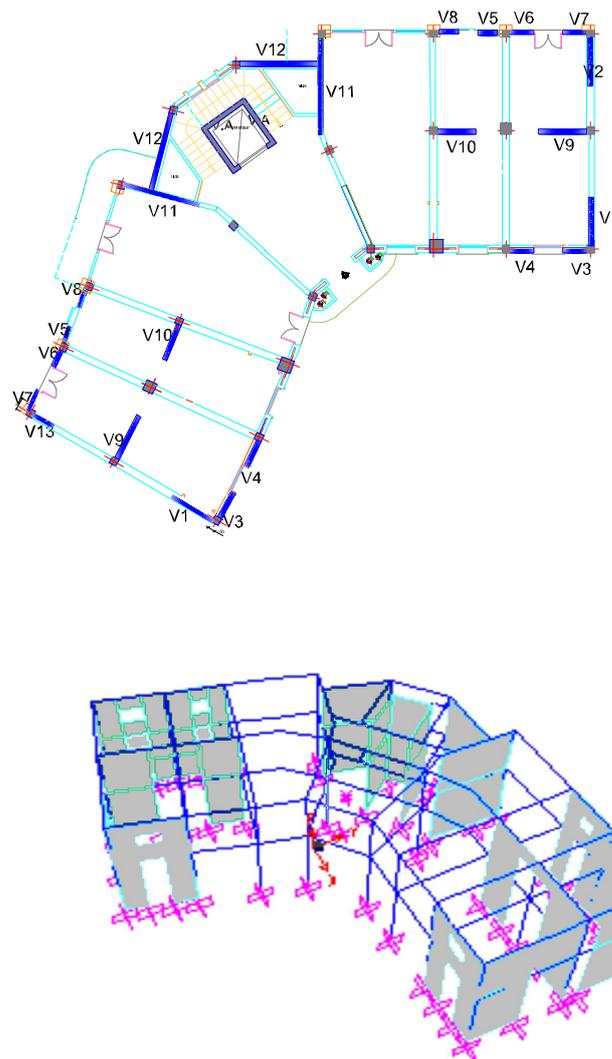


Fig. V.3.Disposition des voiles : vue en plan et en 3D.

V.9. Caractéristiques dynamiques de la structure.

Les tableaux suivants résument toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes considérés :

Mode	Période (Sec)	Translation suivant X	Translation suivant Y	Translation suivant Z
1	0,671664	0,51248	0,07395	0,00002049
2	0,5434	0,05173	0,61239	0,000009092
3	0,404579	0,13338	0,00244	0,000005965
4	0,198656	0,12824	0,01068	0,00007264
5	0,156746	0,00618	0,16795	0,00004265
6	0,122133	0,04301	0,00063	0,00003557
7	0,096639	0,00166	0,00004835	0,00069
8	0,095619	0,04038	0,00241	0,00021
9	0,087317	0,00001361	0,000008083	0,14437
10	0,076742	0,00006785	0,00655	0,05662
11	0,075032	0,00125	0,04926	0,01826

Tab .V .2. Période et réponse modale.

Les résultats numériques résumés dans le tableau précédant, met clairement en évidence la translation, pour le premier et le deuxième mode, et la torsion pour le troisième mode.

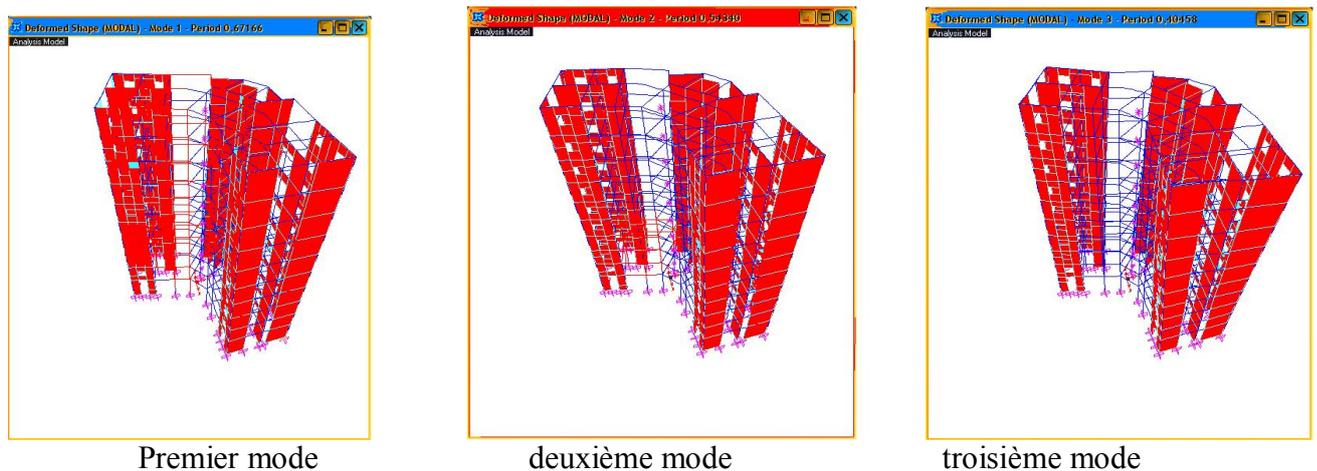


Fig. V.4. la réponse modale de la structure.

Pour le nombre de mode ($N=10$), ne vérifie pas les conditions précédentes (VI.4). On a été obligé d'augmenter le nombre de mode jusqu'à $N=11$.

V .10. Vérifications.

Mode N	% de la masse modale suivant X	% de la masse modale suivant Y	% cumulé de la masse modale suivant X	% cumulé de la masse modale suivant Y
1	0,52227	0,00584	0,51248	0,07395
2	0,00909	0,57863	0,56421	0,68634
3	0,16373	0,09487	0,6976	0,68878
4	0,13103	0,0016	0,82584	0,69946
5	0,01069	0,11734	0,83202	0,86741
6	0,04749	0,07467	0,87504	0,86804
7	0,03883	0,00141	0,8767	0,86809
8	1,363E-08	0,00006026	0,91708	0,8705
9	3,497E-07	0,00006871	0,91709	0,87051
10	0,00128	0,01056	0,91716	0,87706
11	0,00277	0,02657	0,91841	0,92632

Tab .V .3.Participation des masses modales effectives.

En règle générale, l'analyse dynamique reste la meilleure méthode pour obtenir d'une manière plus exacte la répartition des charges sismiques dans les bâtiments irréguliers soumis à des charges latérales.

Cependant, pour évaluer les résultats obtenus, on est obligé d'utiliser la méthode statique équivalente à titre indicatif.

V .10.1Vérification de la période.

$$T \text{ (sec) empirique} = \min \left(C_t \cdot h_N^{3/4}; \frac{0.09 \cdot h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$\text{Donc : } T \text{ (sec) empirique} = \min \left(0.05 \times 31.62^{3/4}; \frac{0.09 \times 31.621}{\sqrt{22}} \right)$$

$$T \text{ (sec) empirique} = \min (0.66 ; 0.60)$$

T =0.60sec.

La valeur de la période numérique (donnée par SAP2000) doit vérifier la condition de [l'article 4.2.4.4] du RPA/2003.

Le règlement exige que la période numérique ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de **30%** ;

Avec : $T_{numérique} = 0.6716 \text{ sec} < 1.3 \times 0.60$

$T_{numérique} = 0.6716 \text{ sec} < 0.78 \text{ sec}$. (La condition est donc vérifiée).

V .10.2.Vérification de la résultante des forces sismiques.

La résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être au moins égale à **80%** de celle calculée par la méthode statique équivalente **V**. dans le cas contraire, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces,

déplacements, moments,...) par le rapport $\frac{0.8V}{Vt}$

L'effort tranchant à la base qu'il faut considérer est donc donné par la formule suivante

$$v_t = \left(\frac{0.8V}{Vt}\right) \times Vt$$

Le calcul de la charge sismique à la base du bâtiment par la méthode statique est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

- **A** : coefficient d'accélération de zone ;
- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen (en fonction de la période fondamentale et de l'amortissement du bâtiment);

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}, \text{ Avec : } T_2 = 0.5 \text{ (sol S}_3\text{)} ; \text{ et } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

$$D = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.5}{0.60}\right)^{2/3}$$

$$D = 1.82$$

- **Q** : facteur de qualité, (pour la méthode, on tient compte de l'irrégularité en plan)
- **R** : coefficient de comportement.
- **W** : poids du bâtiment (déterminé à partir de l'équation (4.1)).

A	D	Q	R	W (kN)	T (s)	V (kN)
0.25	1.82	1.3	4	333771.44	0.54	4964.47

Tab.V.4. calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente.

Les tableaux suivants résument les résultats des efforts ainsi que la vérification citée ci-dessus.

Spectre	F _x (kN)	F _y (kN)
Ex	3791.25	2920.95
Ey	1871.42	4765.4

Tab.V.5. Efforts tranchant à la base

	V _{max} [kN]	0.8 V _{max} [kN]	V _t [kN]		0.8V < V _t		Coefficient de majoration		V _t majoré [kN]	
			FX	FY	X	Y	X	Y	X	Y
Effort tranchant à la base	4964.47	3925.18	3791.25	4482.503	N. vérifié	<i>vérifié</i>	1,035	---	3802.57	4482.503

Tab.V.6. Vérification de la valeur de l'effort tranchant.

V .10.3. Vérification de la participation des éléments résistants au contreventement.

Pour un système de contreventement en voiles, les voiles doivent reprendre en plus de la charge sismique horizontale, au plus 20 % de la charge verticale. Cette vérification est résumée dans le tableau suivant.

Elément	Effort tranchant repris [kN]	Effort vertical repris [kN]	% d'effort tranchant repris [kN]	% d'effort vertical repris [kN]	Effort vertical total à la base [kN]	Effort tranchant total à la base max [kN]
Poteaux	121,273	106891.832	2.71	86.03	124246.05	4482.503
Voiles	4361.23	17354.218	97.29	13.96		

Tab.V.7. Vérification de la répartition des efforts dans la structure.

V .11.Vérification des déplacements latéraux inter- étages.

On détermine les sollicitations, ainsi que les efforts par les combinaisons suivantes :

- G+Q+EX ;G+Q+EY
- 0,8G+EX ;0,8G+EY

En effet, [RPA], l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta k_{max} \leq \Delta k_{abs}$

Où :

- $\Delta k_{abs} = 0.01 h_k$; dont h_k est la hauteur de l'étage « k »
- $\Delta k_{max} = \sqrt{(\Delta k_x)^2 + (\Delta k_y)^2}$
- $k_x = (k) x - (k-1) x$

k_x : déplacement horizontal **relatif** au niveau **k** par rapport au niveau **k-1** dans le sens x (idem dans le sens y, k_y).

Avec :

- $(k)x = R (ek)x$;et
- $(k)y = R (ek)y$
- $(ek)x$; $(ek)y$: déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion qui est pris par le logiciel) et cela dans les deux sens (x et y).

En considérants la combinaison (G+Q+E) (justification vis-à-vis de la déformation) ; cette combinaison représente, le cas le plus défavorable pour notre structure.

Niveau	(ek)x (cm)	(ek)y(cm)	(k)x (cm)	(k)y (cm)	$\Delta k_{max}(cm)$	$\Delta k_{abs}(cm)$	observations
10	2.6	2.41	1.08	0.96	1.44	3.06	vérifié
9	2.33	2.17	1.16	1.08	1.58	3.06	Vérifié
8	2.04	1.9	1.2	1.12	1.64	3.06	Vérifié
7	1.74	1.62	1.24	1.12	1.67	3.06	vérifié
6	1.43	1.34	1.2	1.12	1.64	3.06	Vérifié
5	1.13	1.06	1.16	1.08	1.58	3.06	Vérifié
4	0.84	0.79	1.04	1	1.44	3.06	Vérifié
3	0.58	0.54	0.96	0.92	1.32	3.06	vérifié
2	0.34	0.31	0.76	0.72	1.04	3.06	vérifié
1	0.15	0.13	0.15	0.13	0.19	4.08	vérifié

Tab.V.8. Vérifications des déplacements entre- étages.

Les déplacements inter -étage sont inférieurs aux valeurs limites imposées par le (RPA99/v 2003).

V .12. Justification vis à vis de l'effet P- .

L'effet P- Δ est un effet de 2^{ème} ordre (non linéaire) qui se produit en chaque structure où les éléments de la structure sont soumis à des charges axiales. C'est un effet associé à l'importance de la charge axiale « P » et le déplacement « Δ » L'effet P- Δ est aussi lié à :

- L'importance de la charge axiale P ;
 - La rigidité ou la souplesse de la structure dans l'ensemble ;
 - La souplesse des différents éléments de la structure.
- Les effets de P- peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

- Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$: les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$
- Si $\theta_k > 0.2$: la structure est instable et doit être redimensionnée.
 - P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau **k**. calculé à l'aide de **VI.7**.
 - V_k : Effort tranchant d'étage au niveau **k** où : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Niveau	Hk (m)	Pk (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			kx(cm)	Vk(KN)	θ	ky(cm)	Vk(KN)	θ
10	3.06	3582.34	1.08	725.35	0.019	0.96	855	0.016
9	3.06	6794.94	1.16	1312.89	0.019	1.08	1547.6	0.016
8	3.06	10007.54	1.2	1837.08	0.023	1.12	2161.89	0.016
7	3.06	13265.54	1.24	2304.55	0.023	1.12	2709.70	0.017
6	3.06	16517.54	1.2	2708.27	0.023	1.12	3182.81	0.018
5	3.06	19775.54	1.16	3048.24	0.024	1.08	3581.22	0.019
4	3.06	23170.54	1.04	3336.6	0.023	1	3919.155	0.019
3	3.06	26568.5	0.96	3558.42	0.023	0.92	4179.09	0.019
2	3.06	29966.5	0.76	3713.72	0.023	0.72	4361.09	0.016
1	4.08	33377.44	0.15	3802.57	0.003	0.13	4482.503	0.003

Tab .V.9.Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ

$k < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P - dans le calcul des éléments structuraux.

V .13.Justifications vis à vis de l'équilibre d'ensemble.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement, dus aux cas les plus défavorables des sollicitations.

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.50$$

- $M_S / o = \begin{cases} M_{SX} / o = W \times X_0 \\ M_{SY} / o = W \times Y_0 \end{cases}$
- $M_R = \sum F_i \times h_i$
- M_S : moment stabilisant ;
- M_R : moment renversant dû à l'effort sismique
- (X_0, Y_0) : coordonnées du centre de gravité par rapport au point considéré.
- W : Poids du bâtiment.
- F_i : Force sismique de niveau i
- h_i : hauteur du niveau i, calculé à partir de la base de la fondation qui est encastree de 2.6m.

Le moment de renversement induit par l'action sismique sera calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Niveau	F _X	F _Y
10	725.35	855
9	587.54	692.60
8	524.19	614.29
7	467.47	547.81
6	403.72	473.11
5	339.72	398.41
4	288.36	337.93
3	221.82	259.94
2	155.3	182

1	89	104
---	----	-----

Tab .V.10. Valeur des forces sismique

	Wstructure [kN]	Dimension (X ₀ , Y ₀) [m]	M Stabilisant [kN.m]	M Renversant [kN.m]	M _S / M _R
Suivant X	33377.44	9.25	308741.32	86760.88	3.55
Suivant Y		10.63	354802.187	99301.46	3.57

Tab .V.11. Vérification de la stabilité au renversement à la base

Le bâtiment est stable suivant X et Y selon les exigences du RPA/2003, donc il n'y a pas de risque de renversement.

Conclusion.

L'étude dynamique effectuée par le logiciel SAP 2000/V11 a montré que :

- Les modes de translation avaient une prépondérance pour le sens X ; et il fallait considérer 11 modes de vibration, pour réaliser 90 % de participation de la masse, suivant le sens Y.
- La structure vérifie les exigences imposées par le règlement, mais cela ne veut pas dire qu'on a la sécurité absolue envers le séisme, puisque la structure est dimensionnée à un risque normal ; et que les propriétés locales du sol, la géométrie de la fondation, la profondeur de l'enterrement, la stratification du sol, ainsi que la distance séparant deux structures adjacentes jouent un rôle déterminant dans le comportement vibratoire de la structure.

Actuellement, et malgré les importants progrès réalisés ces dernières années, les approches existant dans la littérature pour prendre en charge simultanément cet ensemble de facteurs,

fortement compliqué au plan individuel déjà , sont encore loin d'expliquer les observations in situ par leur insuffisances numérique et leurs hypothèse simplificatrices.

Première partie

**CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX**

VI.1. Introduction.

Connaissant les sollicitations aux quelles sont soumises les différents éléments structuraux de notre ouvrage, Il devient possible de procéder à leurs ferrailage.

Il s'effectuera selon le règlement BAEL.91, les règles C.B.A.93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ 2003).

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Il concerne les poteaux, poutres, et les voiles.

Afin d'assurer une sécurité à un risque normal , les règles adoptent des combinaisons d'actions qui varient dans le sens le plus défavorable, et dont les actions atteignent des intensités qui génèrent des efforts les plus sollicitant pour la structure. Les objectifs ainsi visés sont pour d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques.

VI.2. Ferrailage des poteaux.

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

Le ferrailage des poteaux s'effectue suivant trois cas suivants :

1^{er} cas $N_{\max} \Rightarrow M$ correspondant

2^{ème} cas $M_{\max} \Rightarrow N$ correspondant

3^{ème} cas $N_{\min} \Rightarrow M$ correspondant

VI.2.1. Combinaisons des charges.

- Selon BAEL 91.E.L.U : Situation durable.

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

- Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle.

$G + Q \pm E$ RPA 99 (\Rightarrow Contrainte dans le béton) (E.L.U. situation accidentelle)

$0,8 G \pm E$ RPA 99 (Ferrailage \Rightarrow Contrainte dans les aciers) (E.L.U. situation accidentelle)

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

VI.2.2. Recommandation de la RPA 99/Version 2003.

- Armatures longitudinales :

- Leur pourcentage minimal est de :

$$A_{\min} = A_s > 0,9 \% b.h \text{ (zone III) ;}$$

- Leur pourcentage maximal est de :

$$A_{\max} = \frac{A_s}{b.h} < 3 \% \text{ en zone courante}$$

$$A_{\max} = \frac{A_s}{b.h} < 6 \% \text{ en zone recouvrement.}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de $50 \Phi_L$;
- La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser 20cm ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante RPA99 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h \cdot f_e}$$

Avec :

- V_U : effort tranchant.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

- St : espacement des armatures transversales.
- ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si l'élanement géométrique (λ_g) dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5.

$\rho_a = 3,75$ dans le cas contraire.

- h : hauteur totale de la section brute.

VI.2.3. Les résultats des sollicitations donnés par SAP2000.

Les résultats des efforts internes et le ferraillage des poteaux pour toutes les combinaisons, donnés par le logiciel SAP2000 sont résumés dans les tableaux qui suivent.

VI.2.4. Poteau non adhérent au voile (isolé).

- **ELU 1,35 G+1,5Q**

Niveau	N _{max} [kN]	M _{cor} [kNm]	M _{max} [kNm]	N _{corr} [kN]	N _{min} [kN]	M _{cor} [kNm]	T _{max} [kN]
RDC-SS	1274.68	6.023	31.002	1113.169	753.571	-4.44	11.18
1-2-3	1090.43	17	36.78	976.82	651.2	-3	24.66
4-5-6	705.46	11.15	30.26	594.88	359.71.	-12.32	20.68
7-8-9	316.11	-0.47	22.63	5.54E ⁻¹⁴	110.80	10.45	14.54

Tab.VI.1. Efforts internes à l'ELU (Situation durable)

- **RPA G+Q±E**

Niveau	N _{max} [kN]	M _{cor}	M _{max}	N _{corr} [kN]	N _{min} [kN]	M _{cor}	T _{max} [kN]
RDC-SS	1607.618	67.1	39.76	1034.34	242.77	-9.11	29.30
1-2-3	1424.70	41.72	107.73	960.71	385.604	10.74	70.21
4-5-6	831.72	52.85	66.26	762.46	218.74	4.88	56.6
7-8-9	331.64	34.41	37.66	285.53	1.55E ⁻¹²	30.34	27.70

Tab.VI.2. Efforts internes sous G+Q±E (situation accidentelle).

○ **RPA 0.8G±E**

Niveau	N _{max} [kN]	M _{cor}	M _{max}	N _{corr} [kN]	N _{min} [kN]	M _{cor}	T _{max} [kN]
RDC-SS	1404,542	79.2	102.94	1050.78	221.18	4.8	29.50
1-2-3	1262.19	41	105.24	732.54	172.68	5	63.95
4-5-6	732.86	52.49	62.35	609.5	89	-48	50.94
7-8-9	264.35	31.18	36.08	243.95	1.54E ⁻¹⁵	13.57	23,80

Tab.VI.3. Efforts internes sous 0.8G±E (situation accidentelle).

VI.2.5. Poteau adhérent au voile.

○ **ELU 1,35 G+1,5Q**

Niveau	N _{max} [kN]	M _{cor}	M _{max}	N _{corr} [kN]	N _{min} [kN]	M _{cor}	T _{max} [kN]
RDC-SS	1223.33	4.59	27.64	646.461	585.52	-4.34	12.8
1-2-3	1283.88	3.5	31.04	633.35	529	4.67	19.03
4-5-6	721.06	3.5	25.27	314.45	238.94	2.6	15.61
7-8-9	281	1.12	17.61	101.92	47.1	0.95	1.63

Tab.VI.4. Efforts internes à l'ELU (Situation durable)

○ **RPA G+Q±E**

Niveau	N _{max} [kN]	M _{cor}	M _{max}	N _{corr} [kN]	N _{min} [kN]	M _{cor}	T _{max} [kN]
RDC-SS	2478.68	71.34	141.629	1225.04	0.34	-6.84	57
1-2-3	2130.73	7.38	177.13	1187.7	0.59	0.53	116.94
4-5-6	1091.49	31.26	160.89	677.1	1.05	-3	98.53
7-8-9	333.21	12.09	0.72	265.7	0.82	-7.9	51.31

Tab.VI.5. Efforts internes sous G+Q±E (situation accidentelle).

○ RPA 0.8G±E

Niveau	N _{max} [kN]	M _{cor}	M _{max}	N _{corr} [kN]	N _{min} [kN]	M _{cor}	T _{max} [kN]
RDC-SS	2212.71	70.04	141.41	1051.64	27.28	-12	57
1-2-3	1953.24	42	115.51	631.45	66.33	-6.84	174.39
4-5-6	928.76	29.27	160.88	158.85	0.085	-4.37	21.96
7-8-9	272.53	11.3	72.16	217.5	0.54	-0.16	51.2

Tab.VI.6. Efforts internes sous 0.8G±E (situation accidentelle).

VI.2.6. Ferraillage adoptés pour les poteaux.

Les armatures longitudinales obtenues pour les différents types de poteaux sont récapitulées dans le tableau suivant :

Niveau	Section cm ²	As cm ²	Asc cm ²	As _{minRPA} cm ²	As _{réelle} cm ²	Choix des barres
7-8-9	30x30	4.79	0	8.1	10.67	4HA12+4HA 14
4-5-6	40x40	9.8	0	14.4	16.09	8HA16
1-2-3	50x50	0	0	22.5	24.11	12HA16
RDC-SS	55x55	0	0	27.3	28.63	8HA16+4HA 20

Tab.VI.7. Les résultats de ferraillage des poteaux adhérents et non adhérents au voile.

On constate que le ferraillage des poteaux est donné par la section minimale exigée par le R.PA/V2003.

VI.2.7. Vérification de la condition de non fragilité.

$$A_{s_{min}} > \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 2.86 \text{ cm}^2, \text{ la condition est largement vérifiée.}$$

VI.2.8. Armatures transversales.

Les calculs sont établis pour l'effort tranchant maximum, pour chaque niveau, et les résultats sont généralisés, dans le tableau ci-dessous, pour tous les poteaux.

Vérification de la contrainte de cisaillement : « »

- $\tau = \frac{V}{b.d}$
- $\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$
- $\tau_{ult} = \min \{0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MP}\} = 3.25 \text{ MPa}$

niveau	V_{umax} kN	MPa	τ_{bu} MPa	τ_{ult} MPa
RDC-SS	29.50	0.11	1.875	3.25
1-2-3 ^{ème}	70.21	0.312	1.875	3.25
4-5-6 ^{ème}	56.6	0.40	1.875	3.25
7-8-9 ^{ème}	27.70	0.35	1.875	3.25

Tab.VI.8. Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Les conditions sont, donc vérifier, pour tous les niveaux.

La section d'armature transversale A_t , dans les poteaux, est donnée par :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h \cdot f_e}$$

- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant donné en fonction de l'élançement géométrique λ_g , tel que :

$$\rho_a = 2,5 \quad \text{si } (\lambda_g) \text{ dans la direction considérée est supérieur ou égal à } 5.$$

$$\rho_a = 3,75 \quad \text{dans le cas contraire.}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \cdot h_e}{b / \sqrt{12}}$$

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 4.08}{0.55 / \sqrt{12}} = 17.98 > 5$$

$$\text{Donc: } \rho_a = 2,5$$

- S_t : Espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est donnée par :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq 10\text{cm, on prend } S_t = 10\text{cm}$$

En zone courante : $S_t = \min \{b/2, h/2, 10\phi_l\} = 20\text{cm}$, on prend $S_t = 15\text{cm}$

ϕ_l : diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau du RDC :

($\phi_l = 2\text{cm}$)

○ **Zone courante**

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \cdot f_e} = \frac{2.5 \times 29.50 \cdot 10^{-3} \times 0.15}{0.55 \times 400}$$

$$A_t = 0.50\text{cm}^2$$

Le diamètre des armatures transversales est donné par : $\frac{\phi_t}{3} \geq \phi_l$

ϕ_l : diamètre maximal (le plus grand) des armatures longitudinales : $\phi_{t,\min} \geq 8\text{mm}$

On adopte $A_t = 3\text{T}8 = 1.50\text{ cm}^2$ (**1 cadre+étier**)

○ **Zone nodale**

On adopte $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$ (**2 U superposés de HA8**)

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° , ayant une longueur de $10 \phi_t$. Soit $l = 8\text{cm}$.

La quantité d'armatures transversales minimale ($A_t / S_t \times b$) en % est donnée

comme suit : $\lambda_g > 5$, donc $\frac{A_t}{S_t \times b_l} = \frac{2.1}{10 \times 55} = 0.36\% > 0.3\%$

○ **Dispositions constructives.**

a. Longueur de recouvrement.

Selon le RPA99 la longueur de recouvrement est :

$$L_r = 50 \cdot \phi_{L,\max}$$

Pour le RDC: $\phi_{L,\max} = 20\text{ mm} \Rightarrow L_r = 100\text{ cm}$.

b. La zone nodale.

Les dimensions de la zone nodale sont :

$$h' = \text{Max.} (h/6 ; b_l ; 60\text{cm}) = \text{Max} (68\text{ cm} ; 55\text{ cm} ; 60\text{cm})$$

Soit : $h' = 68 \text{ cm}$ pour le RDC

$h' = 60 \text{ cm}$ pour les autres niveaux

$L' = 2 \times h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$. Dans le sens transversal.

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$. Dans le sens longitudinal.

Les résultats du ferraillage transversal pour les autres niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm)	Barres (transversale)		longueur de la zone nodale (cm)		Longueur de recouvrement (cm)	St (cm)	
		zone nodale	zone courante	h'	L'		zone courante	zone nodale
7-8-9	30x30	4HA8	3HA8	60	90	56	15	10
4-5-6	40x40	4HA8	3HA8	60	90	80	15	10
1-2-3	50x50	4HA8	3HA8	60	90	80	15	10
SS-RDC	55x55	4HA8	3HA8	68	90	100	15	10

Tab.VI.9. Les résultats de ferraillage transversale des poteaux.

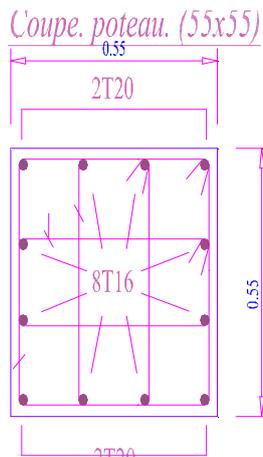


Fig.VI.1. Ferraillage des poteaux du R.D.C

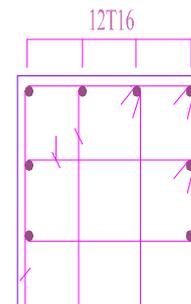


Fig.VI.2. Ferraillage des poteaux des 1^{er}, 2^{ème}, et 3^{ème} niveaux.

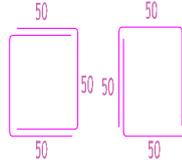


Fig.VI.3. ferrailage transversal.

VI.3. Ferrailage des poutres.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple. Leurs ferrailages sont obtenus sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

- **Situation durable** : $\gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_s = 348$ MPa
 $\gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bu} = 14.7$ MPa
- **Situation accidentelle** : $\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400$ MPa
 $\gamma_b = 1.15 \Rightarrow f_{bu} = 18.48$ MPa

VI.3.1. Combinaisons des charges.

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- selon BAEL 91 : E.L.U : $1,35 G + 1,5 Q$
- selon le R.P.A 99 : $G+Q \pm E$ et $0.8G \pm E$

VI.3.2.1. Recommandation du RPA99 pour le ferrailage des poutres.

1. Armatures longitudinales.

- La section minimale des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre est de

$$A_{\min} = 0.5\% \cdot bh.$$

- Le pourcentage maximum est de

4% en zone courante ;

6% en zone de recouvrement.

- La longueur minimal de recouvrement est de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres /noeuds.
- La longueur minimal de recouvrement est de 50ϕ (zone III).
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

2. Armatures transversales. (RPA 7.5.2.2).

- La quantité des armatures transversales doit vérifier : $A_t=0.03 S.d.$
- L'espacement maximum St_{max} entre les armatures transversales :
 - ✓ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$St_{max} = \min (h/4 ; 1,2\phi)$$
 - ✓ En dehors de la zone nodale : $St_{max} \leq h/2.$

VI.3.2. 2.Résultats du ferraillage.

- **Armatures longitudinales.**

section	solicitation et combinaison		A_s (cm ²)		A_{smin} RPA (cm ²)	Ferraillage adopté	
	08G-E	G+Q+E	travée	appuis		travée	appuis
	Mtravée t.m	M appuis t.m					
Poutre35x45	5.25	8.63	3.66	5.25	7.875	3HA12+3HA14	3HA12+3HA14
Poutre30x35	1.08	0.89	0.84	0.69	5.25	4HA16	4HA16

Tab.VI.10. Ferraillage des poutres.

Poutre palière35x35	2.5	5.2	2.12	4.52	6.125	4HA14	4HA14
---------------------	-----	-----	------	------	-------	-------	-------

Tab.VI.11. Ferraillage de la poutre palière.

Remarque :

Dans notre structure, on a les poutres principales de rive, prennent appuis sur un voile, pour une distance qui dépasse la moitié de leur travée. Les sollicitations engendrées dans cette dernière, sont importantes, ce qui induit à un ferraillage important par rapport au cas précédant. Il est de même pour les poutres secondaires.

Les résultats, pour ce cas particulier, sont résumés dans le tableau suivant :

Ferraillage de la poutre principale

section	sollicitation et combinaison		A _s (cm ²)		A _{smin} RPA (cm ²)	Ferraillage adopté	
	08G-E	G+Q+E					
	M travée t.m	M appuis t.m	travée	appuis		travée (supérieur)	appuis
Poutre35x45	-21.2	-5.07	13.65	3.04	7.875	3HA14+3HA20	3HA12+3HA14
Poutre30x35	5.66	8.64	4.55	7.14	5.25	4HA14	4HA16

Tab.VI.12. Ferraillage des poutres secondaire et des poutres principales de rives.

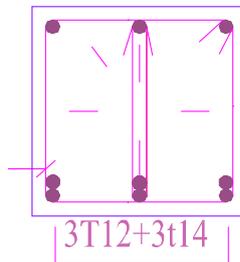


Fig.VI.4.Ferraillage des poutres.

VI.3.3. Vérifications nécessaires pour les poutres.

a. La condition de non fragilité.

- Poutres principales

$$A_{Smin} > \frac{0.23.bd.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.45 \times 0.35 \times 2.1}{400} = 1.90cm^2, \text{ la condition est largement}$$

vérifiée.

- Poutres secondaires

$$A_{Smin} > \frac{0.23.bd.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.35 \times 0.30 \times 2.1}{400} = 1.27cm^2, \text{ la condition est largement}$$

vérifiée.

Les sections adoptées vérifient, également la condition de pourcentage minimum exigé par le RPA99/V2003

b. Armatures transversales.

On considère le cas le plus défavorables.

- $V_{u_{\max}} = 235.44 \text{ KN.}$
- $\tau_{\max} = \frac{V}{b.d} = \frac{0.235}{0.35 \times 0.40} = 1.68 \text{ MPa}$
- $\tau_{\text{ult}} = \min(0.13f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$ (fissuration peu nuisible).
- $\tau_{\max} < \tau_{\text{ult}}$ (vérifiée).
- ✓ **Dispositions constructives selon BAEL91**

Espacement : $St \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}).$

$$St \leq \min(36; 40 \text{ cm}).$$

- ✓ **Dispositions constructives selon RPA99/2003**

$$St \leq \min(h/4; 12\phi_{\text{min}}) \text{ en zone nodale}$$

$$St \leq h/2 \text{ en dehors de la zone nodale}$$

ϕ_{min} : diamètre minimum des armatures longitudinales.

On adopte :

$$St = 10 \text{ cm en zone nodale et ;}$$

$$St = 20 \text{ cm en dehors de la zone nodale.}$$

c. Vérification à L_eELU.

- **Vérification au cisaillement pour l'influence de l'effort tranchant aux voisinages d'appuis.**

- Influence sur le béton : On vérifie que :

$$V_{\text{Max}} \leq 0,267 a.b.f_{c28}$$

où :

$$a = 0,9 d ; a = 0,9 \cdot 425 = 38.25 \text{ cm.}$$

$$\text{donc: } 0,267 a.b.f_{c28} = 0,267 \cdot 0.3825 \cdot 0.3 \cdot 25 = 76.59 \text{ t.}$$

$V_{\text{Max}} = 23.544 \text{ t.} < 76.59 \text{ t.} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- Influence sur les armatures inférieures : On doit vérifier que :

$$V_U + \frac{M_a}{0,9.d} \leq 0$$

$$V_U + \frac{M_a}{0,9.d} = 23.54 + \left(\frac{-22.99}{0,9 \cdot 0,425} \right) = -36.56 < 0 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune condition n'est à vérifier pour les armatures inférieures ; car elles ne sont soumises à aucune traction.

- **Calcul de ϕ_T :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_T \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_{L\text{Min}}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \phi_T \leq \text{Min}(1,28; 1,2; 3,5) = 1,2 \text{ cm}$$

On prend $\phi_T = 8 \text{ mm}$

- $A_{\text{tmin}} = 0.03 \text{ S.d.}$

- Poutre 35x45 : $A_t \geq 0.03 \cdot b \cdot St = 0.03 \times 0.9 \times 0.45 = 1.21 \text{ cm}^2$

- Poutre 30x35 : $A_t \geq 0.4 \cdot b \cdot St / f_e = 0.4 \times 0.3 \times 0.2 / 400 = 0.95 \text{ cm}^2$

- Poutre palière : 30x35 : $A_t \geq 0.95 \text{ cm}^2$

On adopte : **1 cadre HA8 + un étrier HA8.**

Soit $A_t = 1.5 \text{ cm}^2$.

VI.4. Ferrailage des voiles.

Les voiles sont soumis à un moment fléchissant et un effort tranchant provoqués par l'action du séisme, ainsi qu'un effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations.

Donc le ferrailage des voiles s'effectuera sous la flexion composée avec effort tranchant. Ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- Le plan vertical (**aciens verticaux**).
- Le plan horizontal (**aciens horizontaux**), ainsi que des **armatures transversales**.
Le calcul s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003

VI.4.1. Voiles pleins et/ou trumeaux

VI.4.1.1. Ferrailage vertical.

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99/Version2003.

Décrites ci-dessous :

1. L'effort de traction engendrée dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal de béton tendue.

2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être rattachées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
3. les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
4. A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus 15 cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).
5. Le pourcentage minimal d'armatures longitudinal des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile égale a 0.15%
 - ✓ En zone courante égale a 0.10%.
6. Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

VI.4.1.2. Ferrailage horizontal.

1. Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
2. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .
3. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettront la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes.

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99/v2003 préconise les règles suivantes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à :

$$-S \leq \min (1.5 a ; 30\text{cm})$$

Avec : a est l'épaisseur du voile ;

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe ; les barres horizontales doivent être disposées vers

l'extérieur ; le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépassée 1/10 de l'épaisseur de voile.

VI.4.1.3. Armatures transversales.

Les armatures transversales perpendiculaires à la face du voile sont des épingles en nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

VI.4.1.4. Sollicitations et principe de calcul.

a) Sollicitation de calcul.

- Pour le ferrailage : $0.8 G \pm E$.
- Pour la vérification : $G + Q \pm E$

b) Principe de calcul.

Il existe plusieurs approches et méthodes de calcul dont on cite :

- la méthode utilisant des mailles qui est basée sur la détermination des sollicitations (M_g , M_d , N_g , N_d) aux niveaux des nœuds de chaque maille de tous les voiles. Puis on calcule les sollicitations équivalentes (N_U et M_U) pour chaque maille à

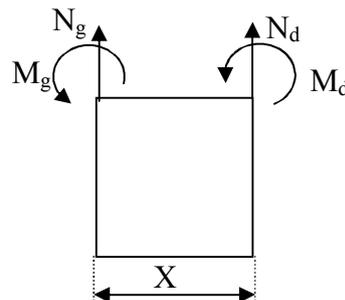


Fig.VI.5. Schéma d'une maille de voile.

son centre de gravité (G). Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations (M, N), selon les différentes combinaisons considérées, on calcule le ferrailage de la maille.

- La méthode de Navier, est une autre méthode de base pour la détermination des contraintes aux niveaux des voiles ou trumeaux. C'est cette méthode qu'on adopte pour la détermination du ferraillage de ses derniers.

Le calcul des armatures se fera donc, par la méthode des contraintes et vérifiée selon R.P.A 99 sous les efforts N_{max} et M_{cor} ,

Ferraillage vertical.

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,

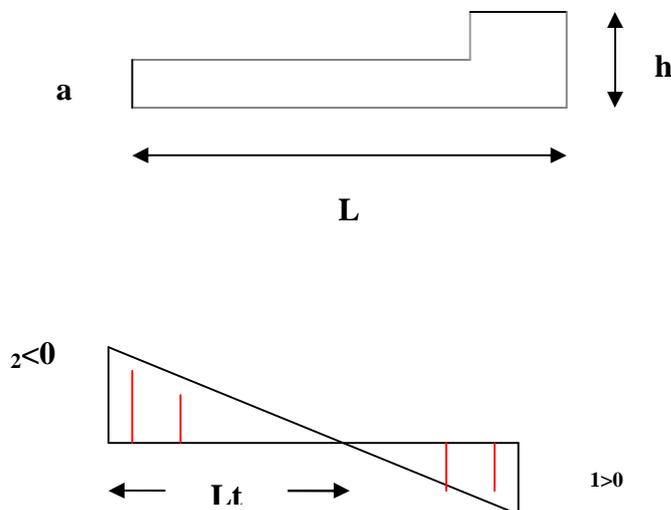


Fig.VI.6.Schéma des contraintes développées dans un voile.

Longueur de la zone tendue
$$L_t = \frac{\sigma_2 \cdot L}{\sigma_2 + \sigma_1}$$

Le calcul sera effectué pour des bandes verticales dont la largeur "d" est déterminée par [2]:

$$d \leq \min (h/2, 2l/3)$$

Où :

l' : Longueur de la zone comprimée.

h : Hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

Détermination des armatures verticales

$$F_t = \frac{\sigma_2 \cdot d \cdot a}{2}$$

D'où

$$A_{Vt} = \frac{F_t}{f_e}$$

VI.4.1.5. Tableaux récapitulatifs de ferraillage des voiles.

La section d'armatures longitudinales sera vérifiée pour une partie tendue [], puis généralisée sur toute la longueur du voile, qui risque être tendue sous l'effet sismique. Le calcul des armatures des voiles se fera pour les types [V_A(e=20) ; V_B(e=15)], on donne ci-dessous le cas le plus défavorable :

On a :

$$A_{min} = \max (0.2\% a.L_t; 0.15\% a.L)$$

Avec :

- L : longueur du voile ;
- L_t : longueur tendue du voile ;

Et:

- St nodale =10cm ;
- St Courante=20cm.

VOILE	A m ²	I m ⁴	L m	V m	N MN	M MN.m	σ ₁ MPa	σ ₂ MPa	L _t m	F(t) MN	A _v cm ²	A _{min}	A adopté zone d'about L _{t1}	A adopté zone courante L _{t2}
V1	0.61	0.47	3.05	1.525	1.29	0.06	2.11	2.12	1.52	0.32	8.07	9.15	2(3T14)	2(11T12)
V2	0.746	0.86	3.75	1.865	2.83	0.250	4.47	3.09	1.52	0.47	11.82	11.19	2(4T14)	2(12T12)
V3	0.34	0.082	1.7	0.85	1.02	0.00025	3.02	3.03	0.84	0.25	6.42	5.1	2(3T12)	2(4T10)

V4	0.34	0.082	1.7	0.85	1.28	0.000145	3.77	3.78	0.84	0.32	8.02	5.1	2(3T12)	2(4T10)
V5	0.35	0.09	1.75	0.875	0.1033	0.0242	3.18	2.71	0.80	0.2186	5.47	5.25	2(3T12)	2(4T10)
V6	0.34	0.082	1.7	0.85	0.9847	0.0255	2.92	2.86	0.84	0.242	6.04	5.1	2(3T12)	2(4T10)
V7	0.34	0.082	1.7	0.85	0.95	0.02	3.03	2.61	0.78	0.255	5.14	5.1	2(3T12)	2(4T10)
V8	0.29	0.05	1.45	0.725	1.1975	0.012	4.30	3.95	0.6945	0.2747	6.87	4.35	2(2T14)	2(6T10)
V9	0.57	0.38	2.85	1.425	1.96	0.0157	3.49	3.37	1.40	0.474	11.84	8.55	2(4T14)	2(8T10)
V10	0.48	0.215	2.40	1.2	1.822	0.03	3.9	3.87	1.20	0.465	11.62	7.04	2(4T14)	2(6T10)
V13	0.32	0.068	1.6	0.8	1.1975	0.012	3.88	3.6	0.77	0.2772	6.92	4.8	2(3T14)-	2(6T10)

Tab.VI.13. Ferraillage vertical des voiles.

voiles d'ascenseur	L (m)	A _{min} (cm ²)	A _v (cm ²)
V11-V12	2.20	4.4	2(12HA12)

Tab.VI.14. Ferraillage vertical des voiles de l'ascenseur.

• **Armatures horizontales :**

D'après (R.P.A 99/2003): $\frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{MPa}$

- $\bar{V} = 1,4 \cdot V_{U \text{ Calcul}}$
- b_0 : épaisseur du voile. $b_0 = 20 \text{ cm}$
- $d = 0,9 \cdot h$ – (hauteur utile).
- h : hauteur totale de la section brute. Tel que $h = 3.06 \text{m}$;
- τ_b : contrainte admissible du béton.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement.**

Le tableau Tab.VI.15, récapitule les résultats relatifs à la vérification au cisaillement.

Dont on vérifie le cas le plus défavorable pour chaque type de voile.

voile	Effort tranchant [kN]	τ_b MPa	$\bar{\tau}_b$ MPa
V1	424.16	1.06	5
V2	507.641	1.28	5
V3	448.36	1.13	5
V4	450.56	1.14	5
V5	295.05	0.74	5
V6	332.74	0.17	5
V7	123.67	0.32	5
V8	233.172	0.60	5
V9	356.66	0.90	5
V10	328.112	0.74	5
V11-V12 (ascenseur)	623.225	1.46	5
V13	147.57	0.37	5

Tab.VI.15. Vérification de la contrainte de cisaillement dans les voiles.

Donc les armatures horizontales ne sont pas nécessaires. On prend le minimum recommandé par le RPA ; tel que :

- Le pourcentage minimal d'armatures est :

Si :

- $\tau_b \leq 0,025.f_c28 = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow 0,15\% \text{ a } .1\text{m}$
- $\tau_b > 0,025.f_c28 = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow 0,25\% \text{ a } .1\text{m}$

On prend $A_{sHmin} = 0.15. \% b.h$

Voile	V1-V2-V3-V4-V5-V9-V10-V11-V12	V6-V7-V8-V13
$A_{sHmin} \text{ cm}^2/\text{ml}$	5	3
$A_{sHadoptée} \text{ cm}^2/\text{ml}$	5HA12 (5.65cm²/ml)	5HA10 (3.925cm²/ml)

Tab.VI.16. Ferrailage horizontal des voiles.

- **Espacement des barres dans les voiles selon le RPA.**

L'espacement maximal des armatures longitudinales dans les voiles est donné par :

$$St \leq \min (1.5 a; 30\text{cm}) = 22.5 \text{ cm.}$$

On prend $St = 20\text{cm}$.

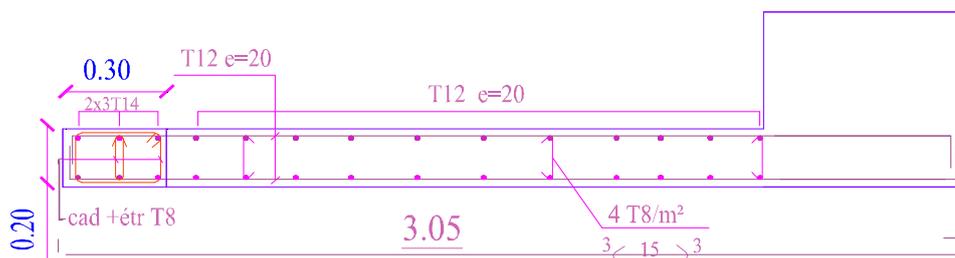


Fig.VI.7.Exemple de Ferrailage des voiles.

VI.4.2 Ferrailage du linteau.

Les linteaux sont calculés à la flexion simple. Dans notre ouvrage, les linteaux sont de type court ($\lambda_g = \frac{1}{h} > 1$)

- **Calcul des contraintes.**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4 \cdot V \cdot U_{\text{calcul}}$$

$d = 0,9h$; h : hauteur du linteau.

D'après (R.P.A 99/2003) :

Si $\tau'_b > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{MPa}$

On dispose les ferrailles longitudinaux (supérieure et inférieure), et transversaux en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les armatures diagonales sont disposées obligatoirement.

On a:

$$A_D = \frac{V}{2.f_e \sin \alpha}$$

Avec:
$$\text{tg} \alpha = \frac{h - 2.d'}{L}$$

$d\phi$ = Distance d'enrobage = 3 cm

L = longueur du linteau = 1.2 m.

- **Section minimale :** D'après (R.P.A 99), on a :

$$A_D \text{ min} = 0,2\% . b . h$$

VI.4.2.1 Les armatures diagonales.

linteau	longueur du linteau	hauteur du linteau	T [KN]	V' KN	τ_b MPa	τ'_b MPa	Ferraillage longitudinal	α^0	$A_{D(\text{cm}^2)}$	A_{Dmi} $\frac{n}{2}$ (cm^2)	A_D choisie
L3 ;4	1.2	0.86	98.76	138.27	1.19	1.5	nécessaire	34	2.20	2.6	4T10 (3.14cm²)
L5 ;8	0.9	0.86	127.83	178.97	1.54	1.5	nécessaire	41.6 3	2.4	2.7	4T10
L6,7	1.08	0.86	69.76	97.67	0.84	1.5	-	-	-	-	-
L9	1.2	0.85	228.28	319.6	2.78	1.5	nécessaire	33.3 5	5.2	2.56	4T10
L10	1.2	0.85	149.4	209.16	1.82	1.5	nécessaire	33.3 5	3.4	2.56	4T10

Tab. VI.17. Les armatures diagonales des linteaux.

Espacement exigé par R.P.A 99 : $S_t = 10\text{cm}$.

VI.4.2.2 Les armatures longitudinales, transversales et les armatures de peau.

- **Armatures longitudinales.**

D'après le [6], on a :

$$(A_L; A_L') \geq 0,15\% \cdot b \cdot h = 1,94\text{cm}^2$$

$$A_L = M/Z \cdot f_e;$$

M: moment fléchissons max

$$A_L = M/Z \cdot f_e = 125,26 / 0,85 - 2 \times 0,03 \times 400 = 3,97 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA12**

- **Armatures transversales.**

D'après [6] on a :

$$\tau_b > 0,025 \cdot f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_t \geq 0,25\% \cdot b \cdot S_t$$

$$S_t \leq h/4 = 21,25\text{cm}$$

$$\text{Soit: } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_{t\min} = 0,25\% \cdot 20 \times 15 = 0,75\text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_t = \mathbf{2 \ T \ 10} = 1,57 \text{ cm}^2$$

- **Armature de peau (section courante).**

$$A_C \geq 0,2\% \cdot b \cdot h = 0,2\% \cdot 15 \cdot 86 = 2,58 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_C = \mathbf{2 \cdot (2 \cdot T10)} = 3,14 \text{ cm}^2.$$

Conclusion.

- Les poutres se trouvant entre deux voiles, sont soumises à une grande concentration des efforts ;
- Les bouts de voiles provoquent une concentration des efforts au niveau des poutres et poteaux adjacents ;

- Les poteaux sont ferrailés avec les valeurs minimales des RPA. il est de même pour le ferraillage horizontal des voiles.

Première partie

CHAPITRE VII : L'INFRASTRUCTURE.

VII .1.Introduction.

Les fondations sont l'interface entre le sol avec lequel elles se déplacent et la superstructure qui subit les forces d'inertie. Outre les charges verticales qu'elles transmettent ordinairement s'ajoute l'action du séisme. Cette dernière engendre sur les fondations des efforts :

- horizontaux directs (effort tranchant, composante horizontale)
- verticaux directs (composante verticale)
- verticaux induits (moments de renversement)
- des déplacements imposés (tassement différentiel, mouvements de sol)

Le sol lui même est susceptible de se déformer, voire de perdre sa cohésion. La fondation a aussi comme rôles :

- Limiter les tassements différentiels éventuels ;
- Assurer l'encastrement de la structure dans le terrain ;
- L'exploitation des sous-sols.

Il existe plusieurs types de fondations, la sélection se fait selon

- Capacité portante du sol d'assise.
- Charges transmises de la superstructure au sol.
- Distances entre les différents points d'appuis.
- Système structural adopté.
- le coût du projet.
- On distingue des fondations :
 - superficielles ;
 - semi- profondes ;
 - profondes.

Le choix du système de fondation, moyennement quelques précautions (limitation de pente), est effectué dans les mêmes conditions qu'en situation non sismique.

Selon le rapport de sol préliminaire, l'ancrage est à 2m par rapport au terrain naturel, ce qui a nécessité la disposition des voiles périphériques continues qui relient le système de fondation et le niveau de base formant ainsi un caisson rigide.

On a opté pour un radier général, du fait de l'importance des charges transmises au sol, pour assurer l'étanchéité de sous sol, et d'éviter la remontée des eaux. Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et les voiles. Il 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, du radier, poids du voile périphérique, poids des terres et du moment créé par la charge sismique

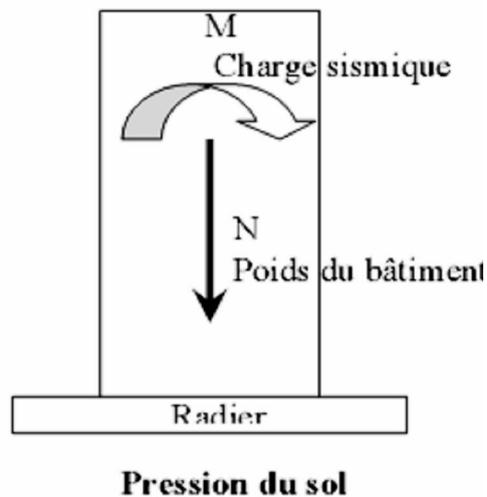


Fig.VII.1.Schéma des efforts appliqués à la structure.

VII .2.Etude du Voile Périphérique.

VII .2.1.Conditions minimales des RPA.

Selon le RPA les conditions minimales que doivent satisfaire les voiles périphériques sont :

- Epaisseur $e \geq 15$ cm.
- On doit disposer deux nappes d'armatures symétriques
- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est de 0,1%.
- Un recouvrement de 40Φ pour le renforcement des angles.

Dans notre cas, on a adopté des voiles périphériques :

- d'épaisseur $e = 20$ cm, et ;
- de hauteur $h = 2,60$ m.

VII .2.2.Modélisation et calcul du voile périphérique.

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumise à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.

a. Sollicitations de calcul.

Les voiles sont soumis à la pression des terres. Cette pression est une charge triangulaire répartie le long de voile. Par hypothèse, ce dernier est considéré encasté parfaitement au niveau du massif des fondations.

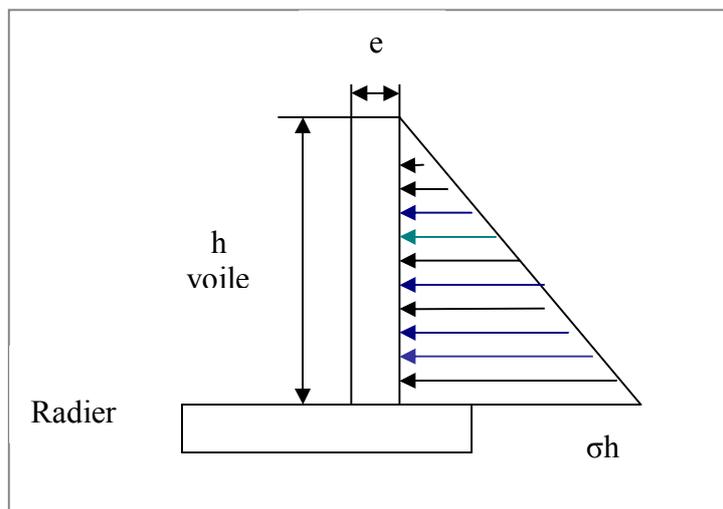


Fig. VII.2. Schéma statique du voile périphérique.

Les voiles périphériques sont considérés sollicités en flexion simple.

Tel que :

$$\sigma_h = \gamma_d \cdot H \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 18.5 \times 2.6 \times 0.45$$

$$\sigma_h = 21.65 \text{ KN/m}^2$$

γ_d : Poids spécifique du remblai = 18.5kN/m³;

φ : Angle de frottement interne du remblai = 22°.

Le voile est donc soumis à une charge triangulaire qu'on assimilera en charge uniformément répartie équivalente à $\frac{1}{2} \cdot \sigma h = p = 10.83 \text{ KN/m/ml}$

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur $l_y = 4.90 \text{ m}$ et comme hauteur $l_x = 2.60 \text{ m}$; ceci revient à dimensionner une dalle sur 4 appuis (les appuis sont les poteaux et les poutres).

On applique donc les règles du BAEL 91 pour ce type de dalles pour 1 mètre linéaire.

$$\alpha = \frac{l_x}{L_y} = \frac{2.6}{4.9} = 0.53 > 0.4$$

B .Ferrailage horizontal.

Donc la dalle travaille dans les deux sens, d'où

-sens de la grande portée (y) : $L = 4.9 \text{ m}$.

$$M_{oy} = \frac{p \cdot L_y^2}{8} = 32.51 \text{ KN} \cdot \text{m /ml}$$

suivant y	En travée (x0.75) [KN. m]	En appui (x0.5) [KN. m]
		24.38

Tab .VII.1. Valeurs des moments de calcul pour le voile périphérique.

Les résultats du ferrailage sont donnés dans le tableau suivant pour 1 m.l

suivant y	En travée [cm²]	En appui [cm²]	Section Min RPA [cm²]	Section adoptée [cm²]	
				En travée	En appui
	4.87	3.2	2(5HA8)	(6HA12)	3,76(6HA8)

Tab .VII.2. Ferrailage du voile périphérique.

On adopte le ferrailage minimum du RPA : **(5HA8)/face/ml** pour les deux sens.

VII .3.Etude des fondations.

VII .3.1.Combinaisons des charges.

Selon le RPA99 version 2003, les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

- G + Q±E
- 0.8G ± E

À l'aide de ces combinaisons de charges et avec un taux de travail admissible $\sigma_{sol} = 1.6$ bar, on pourra déterminer le système de fondation à adopter.

VII .3.2.Choix du type de fondations.

Le sol d'assise a une bonne capacité portante à **2m** de profondeur par rapport au terrain naturel. Pour choisir le type de fondation approprié on doit vérifier la surface totale nécessaire, on doit donc calculer l'effort transmis au sol.

Combinaison	Effort Normal [kN]	Moment M_x [kN. m]	Moment M_y [kN .m]
G + Q±E	35414.445	132324.6805	88082.4677
0.8G ± E	25526.307	125497.3537	53939.1935

Tab .VII.3.Efforts émit à la base.

Une fondation de type radier s'impose, donc on va adopter un radier avec une surface totale, donnée par :

La surface totale nécessaire est $S_{Nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Selon le rapport de sol préliminaire, on a :

- $\sigma_{sol} = 1.6$ bars
- Ancrage = 2 m par rapport au terrain naturel

$$N_s = 35414.445 \text{ KN}$$

VII.3.3. Calcul du radier.

Prédimensionnement du radier.

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les piliers de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

➤ VII.3.3.a. surface du radier :

Cette surface est déterminée par le taux du travail du sol.

$$\text{Soit alors : } S_{\text{radier}} = \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{On a } S_{\text{base}} = 236.411 \text{ m}^2$$

$$\text{Avec: } N = N_{\text{ser}} + N_{\text{infra}}$$

- $N = N_{\text{ser}} + (P_{\text{rad}} + P_{\text{dalle.f}} + P_{\text{mur}} + P_{\text{remb}})$
- N_{ser} : effort normal de la superstructure à l'EIS qui égale à 3541.4445 t
- P_{rad} : poids estime du radier égale à $236.411 \times 2,5 \times 0,3 = 177.30 \text{ t}$
- P_{REMB} : poids estime du remblais égale à $236.411 \times 1,8 \times 0,5 = 212.77 \text{ t}$
- P_{mur} : le poids du mur de soutènement égale à $73.42 \times 2.6 \times 0,2 \times 2,5 = 477.23 \text{ t}$
- $P_{\text{dalle.f}}$: le poids de la dalle flottante égale à $236.411 \times 2,5 \times 0,12 = 70.92 \text{ t}$

On pose : $P_{\text{rad}} + P_{\text{dalle.f}} + P_{\text{mur}} + P_{\text{REMB}} = P_{\text{infra}}$ (poids de l'infrastructure).

$$P_{\text{infra}} = 177.30 \text{ t} + 212.77 \text{ t} + 477.23 \text{ t} + 70.92 \text{ t} = 938.21 \text{ t}$$

D'où:

$$N = N_{\text{ser}} + (P_{\text{rad}} + P_{\text{dalle.f}} + P_{\text{mur}}) = 3541.4445 + 938.21 = 4499.6644 \text{ t}$$

$$S_{\text{nec}} \geq \left(\frac{4499.6644}{16} \right) = 281.22 \text{ m}^2$$

On la surface de la base : $S_{\text{base}} = 236.4111 \text{ m}^2$

On remarque que : $S_{rad} > S_{base}$.

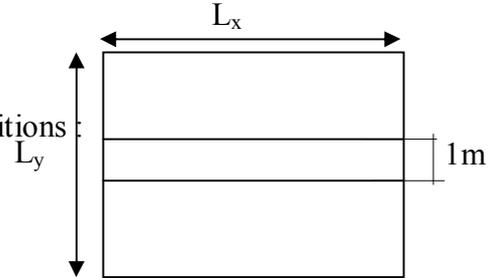
Donc $S_{rad} = S_{base} + L_{deb} \times L_{p\acute{e}rim\grave{e}tre}$

Soit $L_{deb} = 80 \text{ cm}$.

$S_{rad} = 295.147 \text{ m}^2$

➤ **VII.3.3.b.Épaisseur du radier.**

L'épaisseur du radier est déterminée par trois conditions :



b.1.condition forfaitaire.

-au niveau des nervures.

$$h \geq \frac{L_{max}}{10} \quad ;$$

Avec :

$L_{max} = 4.9 \text{ m}$

Donc : $h \geq \frac{490}{10} = 49 \text{ cm}$

Soit : $h \geq 50 \text{ cm}$.

Fig. VII.3. Schéma du radier.

b.2.Condition de non cisaillement.

$$\tau_v = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_v = 0.05 f_c 28 = 1.25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad d \geq \frac{V}{\tau \cdot b} \quad ;$$

Où : V : effort tranchant dans le panneau le plus sollicité.

$$V = q \cdot L_{max}/2$$

q : pression sous le radier qui égale à $\frac{N}{S_{rad}}$

Pour une bande de 1 m : $q = 16 \text{ t/ml}$.

$$V = (16 \times 4.9 / 2) = 39.2 \text{ t}$$

D'où :

$$d \geq \frac{V}{\tau \cdot b} = d \geq \frac{0.392}{1,25 \cdot 1}$$

$d \geq 0.3136$

$$\text{Or : } h \geq \frac{d}{0.9} = 0.3487$$

On prend: $h = 40\text{cm}$.

b.3. Condition de la rigidité.

Pour un radier rigide, dont la répartition des contraintes est linéaire on doit vérifier ;

$$\text{avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3.K}{E} \left(\frac{2.L \max}{\pi} \right)^4}$$

Où :

- L : entre axe des poteaux égale à : 4.9 m
- L_e : la longueur élastique.
- E : module d'élasticité du béton. ($E = 32164,2 \text{ MN/m}^2$).
- I : moment d'inertie de la section qui égale à : $\frac{b.h^3}{12}$
- K : coefficient de raideur du sol (Coefficient de réaction mécanique)
Soit $K = 40 \text{ MN/m}^3$. (Sol moyen).
- b : largeur de la bande égale à 1m.

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{32164.2} \left(\frac{2 \times 4.9}{3,14} \right)^4} = 0.7078\text{m}$$

Donc la disposition des nervures est une solution obligatoire pour rendre le radier rigide.

Choix de l'épaisseur du radier

Nous adopterons pour l'épaisseur du radier :

$$h = 50\text{cm} ;$$

$$40\text{cm}$$

$$h = 100 \text{ cm, pour les nervures .}$$

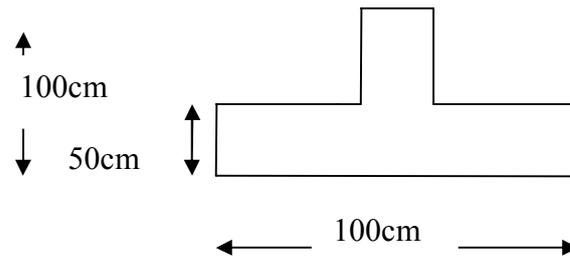


Fig. VII.4. Schéma des dimensions du radier.

VII.3.4. Caractéristiques géométriques du radier.

VII .3.4.1. Surface.

- $S_{\text{rad}} = 295.147\text{m}^2$
- La forme du radier suit le contour de la base, et les longueurs maximales dans les deux directions sont : $L_x = 22.18\text{ m}$, $L_y = 19.27\text{ m}$

VII .3.4.2. Centre de gravité.

- Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :
 $X_G \text{ radier} = 3.18\text{ m}$, $Y_G \text{ radier} = 0.86\text{ m}$.
- Les coordonnées du centre de gravité de la structure:
 $X_G \text{ structure} = 3.15\text{ m}$, $Y_G \text{ structure} = 0.90\text{ m}$.

VII .3.4.3. Moments d'inertie.

Les moments d'inertie dans les deux directions X et Y sont :

$$I_{xG} = 8397.87\text{ m}^4, I_{yG} = 11461.52\text{ m}^4.$$

VII .3.5. Vérifications diverses.

VII .3.5.1. Vérification à la poussée hydrostatique.

L'effort normal N_G (G, sans surcharge) doit vérifier l'inégalité suivante, pour que notre ouvrage résiste à la sous-pressions, tel que :

$$N_G \geq F_s \cdot H \cdot S \cdot \gamma_w$$

Avec :

- $F_s = 1,5$: coefficient de sécurité.
- $\gamma_w = 10\text{ KN/m}^3$: poids volumique de l'eau
- S: surface du radier. = 295.147m^2

- H : hauteur d'encrage = 2 m.

$F_{s.H.S.} \gamma_w = 1,5 \times 2 \times 295.147 \times 0.01 = 8.86 \text{ MN} < N_G = 31.776 \text{ MN} \Rightarrow \text{vérifié.}$

Remarque :

Afin de diminuer la pression hydrostatique, on prévoit de couler sur place, du béton de propreté dosé à 150Kg de ciment par m³ de gros béton, sur une hauteur de 10cm sur toute la surface de la fondation du bâtiment.

VII .3.5.2.Vérification au poinçonnement.

Une vérification locale concernant le non poinçonnement aux droits du voile le plus sollicité et le poteau le plus sollicité est nécessaire car ces derniers constituent des charges concentrées par rapport à l'ensemble (radier).

Une force est localisée lorsque les dimensions de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle ; sous l'action des forces localisées, il y'a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement par l'effort tranchant.

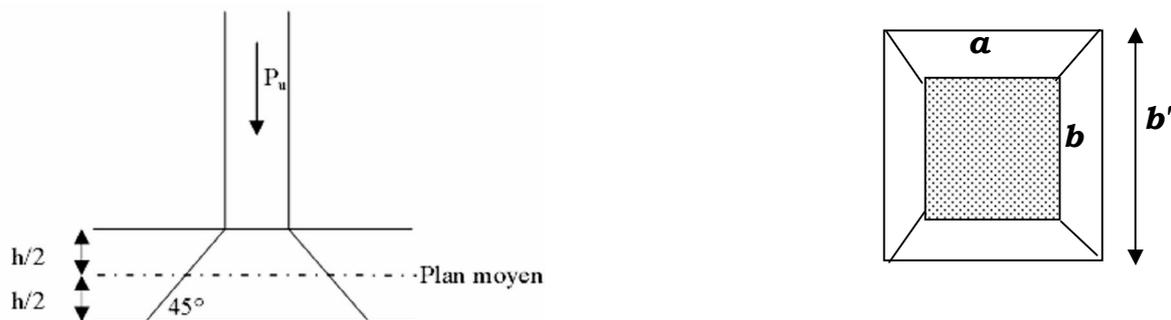


Fig. VII.5.Schéma de transmission des charges sur le radier.

La vérification au non poinçonnement se traduit par l'inégalité suivante :

$$N_{ELU} \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_c 28}{\gamma_b}$$

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

Avec :

- N_u = charge de calcul à ELU ;
- h = épaisseur totale de la dalle ;
- U_c = périmètre du contour au niveau du feuillet moyen ;
 $U_c = 2(A+B) = 2(a+b+2h)$;

- a et b = dimensions en plan du poteau ;
 - $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
 - $\gamma_b = 1.5$ (situation normale) ;
- ✓ D'après les résultats de la combinaison (1.35G+1.5Q), l'effort normal maximal au niveau -2.6m (niveau sous sol) est remarqué au poteau 4(55x55) à l'intersection de deux nervures.

On a:

$$N_{u_{\max}} = 1.264 \text{ MN}$$

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

$$U_c = 2 \times (55 + 55 + 100) = 420 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$D'où : 0.045 \times 4.20 \times 0.50 \times 25 / 1.5 = 1.575 \text{ MN}$$

$$N_{u_{\max}} = 1.264 \text{ MN} < 1.575 \text{ MN} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

- ✓ Le voile le plus sollicité est le voile V8, de longueur 4.0 m Il transmet une charge $N_u = 1.508 \text{ MN}$.

Ce qui donne un effort normal pour une bande de un mètre linéaire (1ml) :

$$N_u / \text{ml} = 1.508 / 4.0 = 37.70 \text{ t/ml}$$

$$N_u / \text{ml} = 0.3528 \text{ MN/ml}$$

$$U_c = (1 + 2 \times 0.5 + 0.4) \times 2 = 4.8 \text{ m}$$

$$0.045 \times 4.8 \times 0.50 \times 25 / 1.5 = 1.8 \text{ MN}$$

$$N_u = 1.508 < 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.8 \text{ MN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc il n'y a pas risque de poinçonnement du radier.

VII .3.5.3. Vérification des contraintes dans le sol.

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.

- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

Le diagramme de la contrainte sous le radier, peut être rectangulaire ou trapézoïdal. La contrainte maximale exercée sur le sol ne doit pas dépasser la valeur suivante :

$$q_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4 * 1ml} < \sigma_{\text{sol admissible}} = 0.16 \text{ MPa.}$$

Les contraintes sous le Radier sont données par : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} .y$

Les efforts transmis au sol sont :

- $G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 31.78 + 3.8 = 35.58 \text{ MN}$
- $Q_{\text{bat}} = 3.54 \text{ MN}$
- $M_y = M_{y\text{base}} + V_x \times h_{\text{ancrage}} = -122.084 + 7.53 \times 2 = 137.144 \text{ MN.m}$
- $M_x = M_{x\text{base}} + V_y \times h_{\text{ancrage}} = 26.663 + 6.48 \times 2 = 39.623 \text{ MN.m.}$

VII .3.6.1. Calcul des contraintes sous G+Q+E (vérification des contraintes max).

- **Sens X-X :**

$$N = G + Q = 39.12 \text{ MN ;}$$

$$M = 39.623 \text{ MN.m ; } I_{yG} = 11461.52 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M}{I_{yG}} .xG = \frac{39.12}{295.147} - \frac{39.623}{11461} .x3.18 = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M}{I_{yG}} .xG = \frac{39.12}{295.147} + \frac{39.623}{11461} .x3.18 = 0.143 \text{ MPa}$$

$$q_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4 * 1ml} = \frac{3 \times 0.143 + 0.12}{4 * 1ml} = 0.138 < \sigma_{\text{sol admissible}} = 0.16 \text{ MPa. (Vérifié)}$$

- **Sens Y-Y :**

$$M = 137.144 \text{ MN.m ;}$$

$$I_{xG} = 8397.87 \text{ m}^4,$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{xG}} \cdot YG = \frac{39.12}{295.147} - \frac{137.144}{8397.87} \cdot x0.86 = 0.118 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yG}} \cdot YG = \frac{39.12}{295.147} + \frac{137.144}{8397.87} \cdot x0.86 = 0.146 \text{ MPa}$$

$$q_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4 \cdot 1ml} = \frac{3 \cdot 0.146 + 0.118}{4 \cdot 1ml} = 0.139 < \sigma_{\text{sol admissible}} = 0.16 \text{ MPa. (Vérifié).}$$

VIII .3.6.2. Calcul des contraintes sous 0,8G+E (vérification au soulèvement).

L'effort total est donné par $N = 0,8G = 28.464 \text{ MN}$

- Sens X-X :

$$N = G + Q = 39.12 \text{ MN} ; M = 39.623 \text{ MN.m} ; I_{yG} = 11461.52 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yG}} \cdot XG = \frac{28.464}{295.147} - \frac{39.623}{11461} \cdot x3.18 = 0.085 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yG}} \cdot XG = \frac{28.464}{295.147} + \frac{39.623}{11461} \cdot x3.18 = 0.108 \text{ MPa}$$

$$q_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4 \cdot 1ml} = \frac{3 \cdot 0.108 + 0.085}{4 \cdot 1ml} = 0.1022 < \sigma_{\text{sol admissible}} = 0.16 \text{ MPa. (Vérifié)}$$

- Sens Y-Y :

$$M = 137.144 \text{ MN.m} ;$$

$$I_{xG} = 8397.87 \text{ m}^4,$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{xG}} \cdot YG = \frac{28.464}{295.147} - \frac{137.144}{8397.87} \cdot x0.86 = 0.083 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yG}} \cdot YG = \frac{28.464}{295.147} + \frac{137.144}{8397.87} \cdot x0.86 = 0.11 \text{ MPa}$$

$$q_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4 \cdot 1ml} = \frac{3 \cdot 0.11 + 0.083}{4 \cdot 1ml} = 0.104 < \sigma_{\text{sol admissible}} = 0.16 \text{ MPa. (Vérifié)}$$

VII .3.7. Ferrailage du radier

- Le ferrailage du radier se calcule sous les sollicitations maximales obtenues par l'application la combinaison la plus défavorable elles sont obtenues sous la combinaison : G+Q+E
- Le calcul sera mené par les moments isostatiques du panneau dalle dont les dimensions sont importantes.
- On fait le calcul pour une bande de 1 m, d'épaisseur h=50cm, d'où : $q = 16 \text{ t/m}$
- Le radier se calcule comme une dalle renversée, en flexion simple, la fissuration étant considérée comme très préjudiciable, et les calculs seront menés selon les prescriptions du BAEL, dont le ferrailage est calculé à ELS.

On a le panneau du radier le plus défavorable: (3.50 x4.90).

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.10}{4.50} = 0.688 > 0,4 \text{ les panneaux travaillent dans les deux sens avec les moments}$$

de flexion suivants :

- $M_{0x} = \mu_x \times q \times l^2_x$; $\mu_x = 0.077$
- $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$; $\mu_y = 0.5575$

$\mu_x; \mu_y$: coefficients donnés en fonction de $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

L_x et L_y : Portées entre nus d'appuis de la dalle avec la continuité qui est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires :

- En travée :

Pour un panneau continu

$$M_{tx} = 0.75M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0.75M_{0y}$$

Pour un panneau de rive

$$M_{tx} = 0.85M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0.85M_{0y}$$

- En appui : (continu)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{0x}$$

- En appui : (de rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_{0x}$$

Les efforts tranchants maximaux qui se situent au milieu des bords de la dalle sont donnés par :

$$\text{Au milieu du bord } l_y : T_{\max} = \frac{q \times l_x \times l_y}{2 \times l_y + l_x}$$

$$\text{Au milieu du bord } l_x : T_{\max} = \frac{q \times l_x}{3}$$

Pour tenir compte de la continuité, nous augmentons l'effort tranchant voisin de rive de 15%.

Dans notre cas, nous avons :

	Valeurs de μ	Moments Isostatiques (KN.m/ml)	M.en travée (x0,85) (KN.m/ml)	M.en appui		Tx KN	1.15Tx KN
				(x0,5)	(x0,3)		
Suivant X	0.077	118.40	100.64	59.2	35.52	165.34	190.14
Suivant Y	0.5575	66.01	56.10	59.2	35.52	184.46	212.14

Tab. VII.4. Valeurs des moments et des efforts tranchant à l'ELS.

Les résultats de ferrailage sont donnés dans le tableau suivant (l'enrobage est de 5cm)

- A l'ELS

Section d'armature en cm^2	En travée		En appui	
	Asc[cm^2]	Ast[cm^2]	Asc[cm^2]	Ast[cm^2]
Suivant X	0	12.084	0	6.974
Suivant Y	0	6.598	0	6.974

Tab. VII.5. le ferrailage à l'ELS.

- A l'ELU

Section d'armature en cm^2	En travée		En appui	
	Asc[cm^2]	Ast[cm^2]	Asc[cm^2]	Ast[cm^2]
Suivant X	0	6.55	0	3.82

Suivant Y	0	3.62	0	3.82
-----------	---	------	---	------

Tab. VII.6. le ferrailage à l'ELU.

- Ferrailage adopté

Section d'armature en cm ²	En travée		En appui	
	Asc[cm ²]	Ast[cm ²]	Asc[cm ²]	Ast[cm ²]
Suivant X	0	8T14 (12.37)	0	5T14 (7.69)
Suivant Y	0	5T14 (7.69)	0	5T14 (7.69)

Tab. VII.7. Ferrailage adopté.

- Condition de fragilité :

La condition de non fragilité est satisfaite car $\rho = \frac{A_s}{b.h} = \frac{7.69}{0.5.1} \cdot 10^{-4} = 0.1538\% > \rho_{\min} = 0.08\%$

- Vérification au cisaillement :

$$\tau_b = \frac{1.15T_{\max}}{b.d} = \frac{0.213}{0.5 \cdot 0.9} = 0.471 < \tau_{\text{admissible}} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

Selon les résultats, on constate qu'il n'y a pas de risque de cisaillement.

Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VII .3.8.Ferrailage des nervures.

Les nervures sont des sections en T réversé, ferrillées à la flexion simple.

Pour l'étude des nervures du radier on utilise la méthode forfaitaire. Comme pour une poutre continue. On utilisera pour tenir compte des moments de continuités les coefficients donnés par le BAEL.

Les moments doivent vérifier les conditions suivantes :

- Pour les moments en travées.

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} \{ (1+0.3\alpha) M_0 ; 1.05M_0 \}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire ;}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

Tel que :

$$\alpha = \frac{q}{q+g} \quad ; (\alpha=0 : \text{car il n'y a pas de charges d'exploitations appliquées directement sur le radier })$$

- M_t : moment en travée.
- $M_{e,w}$: les moments sur appuis.
- pour les moments sur appuis :

$M_{ap} = 0.6M_0$ pour une poutre à deux travées ;

$M_{ap} = 0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;

$M_{ap} = 0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

✓ Répartition des charges :

Les charges réparties sur les nervures

Sont triangulaires ou trapézoïdales,

Elles sont définies comme suit pour chaque cas :

- Charges triangulaires :

$$P_1 = \frac{q \cdot L_{x1}}{3}$$

- Charge trapézoïdale :

$$P_2 = q \cdot \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \frac{Lx}{2} \quad ; \alpha = l_x / l_y$$

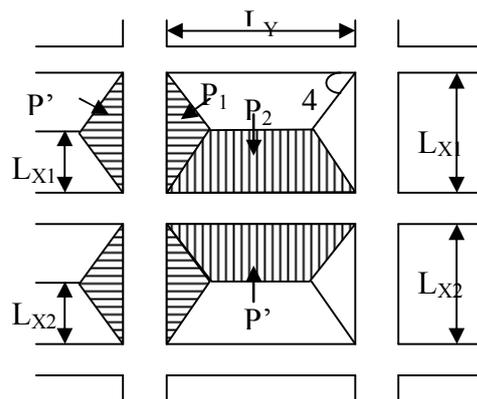


Fig. VII.6. Schéma de répartition de charge.

q : charge répartie par m² de dalle , se calcule sous des charges permanentes et sous des charges d'exploitation en utilisant les combinaisons de calcul.

$q = 16 \text{ t/ml} = 0.16 \text{ MN}$.

✓ **Calcul des sollicitations :**

Les calculs se mèneront pour deux types de nervures :

• **Sens longitudinal :**

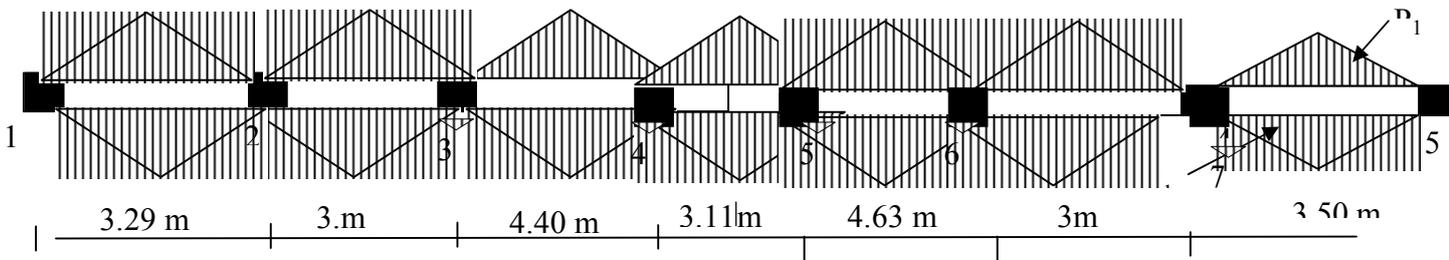


Fig. VII.7. Schéma de répartition de charge dans le sens longitudinal.

✓ $P = P_1 + P'_1$

✓ $P = \frac{q \cdot L_x}{2} + \frac{q \cdot L_x}{2}$

✓ $P = q \cdot L_x$

• **Sens transversal.**

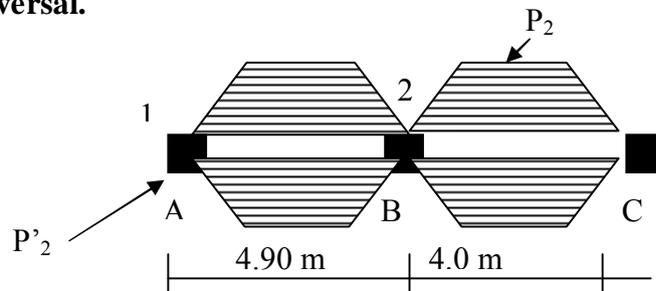


Fig. VII.8. Schéma de répartition de charge dans le sens transversal.

✓ $P_2 = q \cdot \left(L_x - \frac{L_{y1}}{2} \right)$

✓ $P'_2 = q \cdot \left(L_x - \frac{L_{y2}}{2} \right)$

✓ $P = P_2 + P'_2$.

Pour notre cas, on prend le cas le plus défavorables : il s'agit de la poutre principales à deux travées (4.9 ; 4) m

La charge uniformément répartie équivalente à la charge trapézoïdale appliquée est donnée par :

$$P_M = q \cdot \left(1 - \frac{\alpha 1^2}{3}\right) \frac{Lx1}{2} + q \cdot \left(1 - \frac{\alpha 2^2}{3}\right) \frac{Lx2}{2}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

$$P_M = 0.209 + 0.185 = 0.395 \text{ MN.m}$$

$$PV = q \cdot \left(1 - \frac{\alpha 1}{2}\right) \frac{Lx1}{2} + q \cdot \left(1 - \frac{\alpha 2}{2}\right) \frac{Lx2}{2}$$

$$PV = 0.148 + 162 = 0.310 \text{ MN}$$

Travée	Moment en travée Isostatique [MN.m]	Moment en travée Continue [MN.m]
AB	1.185	0.711
BC	0.79	0.474

Tab. VII.8. Valeurs des moments en travée de la nervure la plus chargée.

Appui	A	B	C
Moment [MN.m]	0	0.711	0

Tab. VII.9. Valeurs des moments sur appuis.

o Vérification

$$0.711 + \frac{0 + 0.711}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0.3\alpha M_0); 1.05 M_0\}$$

$$0.711 + \frac{0 + 0.711}{2} = 1.126 \geq \text{Max}\{0.711; 0.746\} \text{ vérifiée.}$$

VII .3.8.1. Calcul du ferrailage.

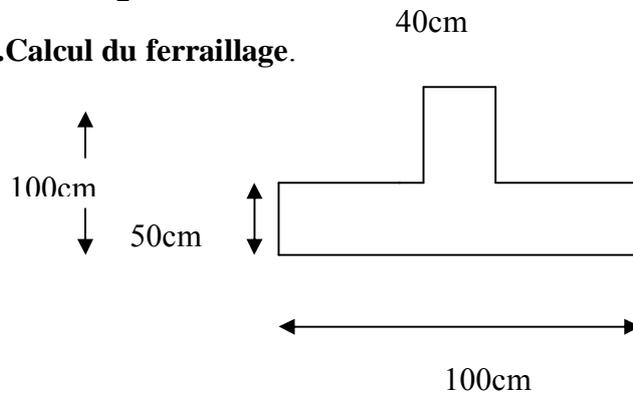


Fig. VII.9. Schéma d'une coupe transversale en travée.

Pour le calcul du ferrailage on considère une section en T en travée, et une section rectangulaire sur appui

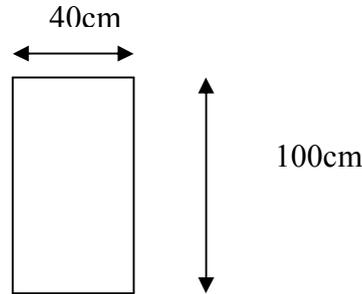


Fig. VII.10.Schéma d'une coupe transversale en appui.

On considère les moments max en appui et en travée pour le ferrailage du reste des nervures, les résultats sont données dans le tableau suivant :

	En appui	En travée
Section d'acier [cm ²]	25.13 (8HA20)	25.13 (8HA20)

Tab. VII.10.Résultats du ferrailage en appui et en travée de la nervure.

Vérification de l'effort tranchant.

$$\bar{\tau}_U = \text{Min}\left(f_{c28} \cdot \frac{0,15}{\gamma_b}; 4MPa\right) \Rightarrow \bar{\tau}_U = 2,5MPa.$$

$$\tau_U = \frac{V_{Max}}{b_0 \cdot d} \quad (V_{max} = 759.5KN) \text{ nœuds A, B}$$

$$\tau_u = 1.98 < 2.5MPa \text{ pour l'appui}$$

Donc la condition est vérifiée. Les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

• **Sens transversal.**

- Le diamètre des aciers transversaux est :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_{t \text{ min}}; \frac{b_0}{10}\right) \quad \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{1000}{35}; 20; \frac{400}{10}\right) = 20 \text{ mm.}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

- L'écartement des aciers transversaux :

$$St \leq \text{Min}(0.9d; 40cm) = 40cm$$

Soit: $St = 10cm.$

- $\tau_0 = 0.3f_c/28 = 0.63 \text{ MPa}$, $\tau_t = \tau_u - \tau_0$
 $\tau_t = 1.98 - 0.63 = 1.35 \text{ MPa}$
- On a : $\rho_t = \max \{ \rho_{t0} ; \rho_{\min} \}$
 $\rho_{\min} = \max \{ 0.5\tau_u ; 0.4 \text{ MPa} \} / f_e = 0.0016$
 $\rho_{t0} = (\tau_u (h/2) - \tau_0) / (0.9f_{su} (\cos \alpha + \sin \alpha))$
 $\tau_0 = 0.3f_{ij,k}$ (k=1 : flexion simple)
 $\rho_{t0} = 4.31\text{‰}$. D'où $\rho_t = \rho_{t0} = 4.31\text{‰}$

Donc : $A_{t/\min} = \rho_t \cdot S_t \cdot b$

$$A_{t/\min} = 0,0043 \cdot 0.1 \times 0.4 = 1,72 \text{ cm}^2.$$

D'où : $A_t = 4 T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (2 cadres en U alternés).

VIII .3.8.2. Etude du débord du radier.

Le débord fonctionne comme une console soumise à une charge uniformément répartie, elle a comme dimensions : une portée = **0.8m**, hauteur = **0,5 m**, une bande de largeur **1m**.

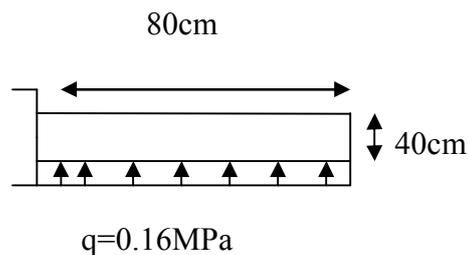


Fig. VII.11. Schéma d'une coupe transversale pour le débords du radier.

Les valeurs du moment, effort tranchant et les résultats du ferrailage sont donnés dans le tableau suivant :

Moment fléchissant [kN.m]	Effort tranchant [kN]	Section d'acier en flexion [cm ²]
51.2	128	2.97 (5HA10=3.92 cm ²)

Tab. VII.11. Valeurs du ferrailage en appui et en travée de la nervure.

On va vérifier la valeur de la contrainte tangentielle, cette dernière ne doit pas dépasser la valeur admissible $0.05f_c = 1.25 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{V_{Max}}{b_0 \cdot d} = \frac{0.128}{0.4 \times 0.9} = 0.35 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa (vérifiée)}$$

Pour des raisons de la pratique et la réalisation, on adopte le même ferrailage du radier pour le débord.

Conclusion.

- Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures. Or : les combinaisons sismiques donnent les résultats les plus défavorables pour le dimensionnement des fondations, et elles ont influé directement sur le choix de radier comme type de fondation, afin d'assurer une meilleure répartition des contraintes sur le sol.

Deuxième partie

CHAPITRE I : Introduction.

I.1.Introduction.

Avec l'augmentation de la demande de l'énergie, qui est accompagnée par le pauvrement des ressources naturelle de cette dernière, ainsi que la sensibilisation sur les effets néfastes causés par les fabrications industrielle, il est devenu plus que nécessaire de rationaliser sa consommation dans l'habitat, et ceci fait appel à une sérieuse intervention pour les pertes et le gaspillage d'énergie. C'est seulement à partir de 1997 que l'on a commencé à se préoccuper en Algérie des questions d'isolation thermique, Il est indispensable avant de construire un bâtiment d'étudier ses échanges thermiques avec le milieu extérieur et aussi afin d'assurer le confort thermique à ses occupants.

Pour tenir compte des deux facteurs à la fois : caractéristiques thermiques et coût, il est impératif de faire une optimisation des remplissages pour différentes variantes. Les méthodes de calcul, sont basées sur l'évaluation des déperditions calorifiques à travers les parois, par l'application de la réglementation thermique (D.T.R.C.3-2), qui est suffisante pour trouver des solutions admissibles pour l'isolation thermique.

On peut définir l'isolation thermique d'une manière simple comme une protection de la structure contre des facteurs climatiques (variation de température, courant d'air...) qui peuvent influencer sur le confort des usagers soit dans la période d'été (climatisation) ou bien l'hiver (chauffage)

L'isolation permet à la fois de réduire nos consommations d'énergie de chauffage et/ou de climatisation et d'accroître notre confort. Mais ce n'est pas tout : l'isolation est également bénéfique pour l'environnement car, en réduisant les consommations, elle permet de préserver les ressource énergétiques et de limiter les émissions de gaz à l'effet de serre. Il existe des produits d'isolation adapté à chaque situation : pour les murs, les planchers, les plafonds, les fenêtres, et pour l'intérieure ou l'extérieure.

I.2 Objet du l'étude thermique:

- Détermination des déperditions calorifiques des bâtiments;
- Vérification de la conformité des bâtiments à la réglementation thermique ;
- Dimensionnement des installations de chauffage des bâtiments;
- Conception thermique des bâtiments.

L'or de l'installation d'un chauffage dans une structure il faut d'abord déterminer la puissance nécessaire pour assurer une température ambiante suffisantes a l'usager (car l'analyse ce fait en fonction d échange thermique entre l'intérieur et l'extérieur) et prendre en considération l'économie d'énergie.

De point vu bilan thermique, chauffer un local c'est lui fournir une quantité de chaleur qui compense ses pertes vers l'extérieur de manière à amener sa température à un niveau de confort déterminé.

Les pertes du local se produisent à travers les parois et par l'air qui s'échappe par les ouvertures ou leurs interstices. Elles sont d'autant plus importantes que l'écart est élevé entre les températures internes et externes.

Deuxième partie

CHAPITRE II : Notions de base.

II.1. Les modes d'échanges thermiques.

Le transport de la chaleur peut s'effectuer de proche en proche dans un matériau solide sans que les particules de celui-ci soient elles même déplacées. Il peut aussi se produire d'un corps à un autre sans aucun contact ni support matériel. Enfin, il peut accompagner le déplacement des particules d'un fluide qui transportent avec elles l'énergie qu'elles ont reçue. Ces trois modes de transmission de l'énergie correspondent à trois phénomènes physiques parfaitement distincts qui sont : la conduction, le rayonnement et la convection.

a) Par rayonnement.

Tous les corps solides et liquides émettent, par leur surface de l'énergie sous forme d'ondes électromagnétiques. Si cette énergie rencontre un corps absorbant ses longueurs d'ondes, elle se transforme en chaleur.

b) Par convection.

Ce mode d'échange thermique est propre aux fluides, les molécules directement au contact d'une surface solide absorbent ou cèdent de la chaleur suivant les températures respectives de la surface et des fluides.

c) Par conduction.

La conduction traduit l'échange de chaleur s'effectuent par propagation à l'intérieur d'un solide.

Le phénomène de l'échange de chaleur entre deux ambiances (extérieure et intérieure) de température différente ($T_1 > T_0$), séparées par une paroi, s'effectue par la façon suivante :

La chaleur issue du milieu intérieur est transmise par rayonnement et convection. Elle traverse la paroi par conduction, puis elle est restituée au milieu extérieur par rayonnement et convection.

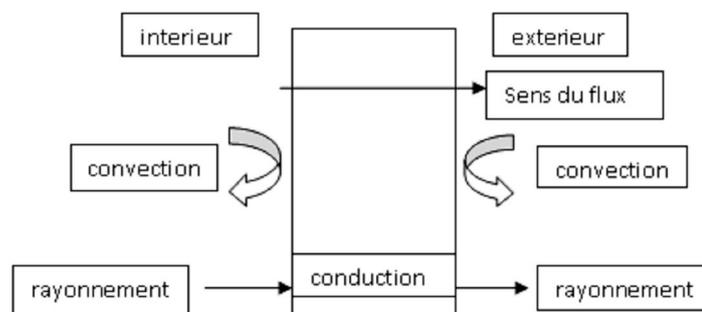


Figure II.1 : L'échange de la chaleur entre deux ambiances séparées par une paroi.

II.2. Flux de chaleur.

Le flux de chaleur (symbole « Φ ») est la quantité de chaleur (Q) échangée par unité de temps (t) :

$$\phi = \frac{Q}{t} [W] \dots \dots \dots (1)$$

Il exprime une énergie par unité de temps, c'est-à-dire une puissance, et se mesure en Watt.

Pour le calcul des déperditions de chaleur dans le bâtiment, de rapporter le flux a unité de surface « A ». Ce rapport s'appelle densité de flux (symbole « ϕ ») :

$$\phi = \frac{\Phi}{A} [W / m^2] \dots \dots \dots (2)$$

II.3. Coefficient de conductivité.

La conductivité thermique d'un corps (symbole « λ ») est, par définition, la densité de flux le traversant pour une différence de 1°C entre les deux faces séparés par un mètre d'épaisseur.

Elle s'exprime, dans le système SI en : $[W / m^2 \cdot ^\circ C]$ (c'est l'unité que nous employons partout, sauf indication spécial)

Remarque : les valeurs indiquées dans les tables de calcul, et en particulier celles données par le « D.T.R », tiennent compte d'un certain taux d'humidité courant et d'une température conventionnelle ; de ce fait ils sont dénommés « λ utiles » exprimés en $[W / m^2 \cdot ^\circ C]$

II.4. Résistance thermique.

Dans les calculs à effectuer en isolation thermique, en à besoin de connaître la résistance d'un corps d'épaisseur donné au flux de chaleur. Cette résistance thermique, notée « R » est proportionnelle à sa conductivité :

$$R = \frac{e}{\lambda} [m^2 \cdot ^\circ C / W] \dots\dots\dots (3)$$

Avec : e (épaisseur du matériau) exprimée en mètre.

II.5. Coefficient de transmission surfacique K.

Dans le cas d'un mur séparant deux ambiances internes le coefficient « K » est donné par la formule :

$$\frac{1}{K} = \sum R + \frac{1}{h_e} + \frac{1}{h_i} [m^2 \cdot ^\circ C / W] \dots\dots\dots (4)$$

- $\sum R$ exprimée en $[m^2 \cdot ^\circ C / W]$ représente la somme des résistances thermiques des différents couches des matériaux constituant la paroi ;
- La somme $\frac{1}{h_e} + \frac{1}{h_i} [m^2 \cdot ^\circ C / W]$ représente la somme des coefficients d'échanges superficiels, prise conformément aux conventions adoptés (Tableau (1.2) [DTR])

II.6. Les déperditions calorifiques.

Elles sont égales au flux de chaleur sortant d'un local, ou d'un groupe de locaux, par transmission de chaleur à travers les parois et par renouvellement d'air, pour un degré d'écart de température entre l'intérieur et l'extérieur. Elles sont exprimées en $[W / ^\circ C]$

II.7. Les déperditions calorifiques de base.

Elles sont égales au flux de chaleur sortant d'un local, ou d'un groupe de locaux, par transmission de chaleur à travers les parois et par renouvellement d'air, dans les conditions intérieures et extérieures de base. Elles s'expriment en watt [W]

Remarques :

- un logement peut être considéré comme un local unique ou un groupe de locaux

- les déperditions calorifiques sont calculées en régime stationnaire et indépendant du système de chauffage.
- les apports de chaleur dus à l'inertie thermique des parois et du mobilier, et ceux dus à l'occupation des locaux ne sont pas pris en compte.

Deuxième partie

CHAPITRE III : Document technique réglementaire D.T.R.C3-2.

III.1. Généralités

Le document technique réglementaire D.T.R (C3-2) apporte une première réponse aux problèmes liés à la thermique des bâtiments. Il met à la disposition des professionnels des méthodes d'évaluations thermique des logements pour le problème d'hiver.

L'exigence réglementaire sur laquelle s'appuie ce DTR consiste à limiter les déperditions calorifiques des logements en fixant un seuil à ne pas dépasser (appelé déperditions de référence). Le respect de ce seuil permet une économie de 20 à 30% sur la consommation d'énergie pour le chauffage des logements, sans pour autant se réaliser au détriment du confort des utilisateurs.

Le D.T.R (C.3-2) s'applique exclusivement aux bâtiments à usage d'habitation.

III.2. Objet de D.T.R.C3-2 et domaine d'application.

Le D.T.R. (C.3-2) a pour objet de fixer les méthodes de :

- Détermination des déperditions calorifiques ;
- Dimensionnement des installations de chauffage des bâtiments ; on introduit alors la notion de déperdition de « base » ;
- Conception thermique des bâtiments.

III.3. Conventions.

III.3.a. Conventions de température.

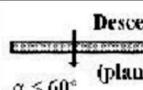
Les conductivités thermiques des matériaux et résistances thermiques des éléments de construction sont définies pour une température de 10⁰C.

On admet d'ailleurs que la conductivité thermique des matériaux varie peu pour la plage de températures rencontrées dans l'environnement du bâtiment

III.3.b. Conventions d'échanges superficiels.

- par convection et rayonnement, une paroi échange de la chaleur avec les deux milieux séparés par la paroi. (voir fig.II.1.). cet échange est pris en compte dans les calculs grâce à un coefficient d'échange dit superficiel noté « h ». ce coefficient s'exprime en $[W / m^2 . ^0 C]$.

- Les résistances thermiques d'échanges superficiels intérieur, $ri = \frac{1}{hi}$, et extérieur $re = \frac{1}{he}$, sont données dans le tableau ci-dessous :

$\frac{l}{h}$ en m ² .°C/W	Paroi en contact avec :			Paroi en contact avec :		
	1/h _i	1/h _e	1/h _i + 1/h _e	1/h _i	1/h _e	1/h _i + 1/h _e
 Latéral (Mur) $\alpha > 60^\circ$	0,11	0,06	0,17	0,11	0,11	0,22
 Ascendant (toiture) $\alpha < 60^\circ$	0,09	0,05	0,14	0,09	0,09	0,18
 Descendant (plancher) $\alpha < 60^\circ$	0,17	0,05	0,22	0,17	0,17	0,34

Tab.III.1. Les résistances d'échanges superficiels.

III.4.Méthodologie.

Sur la base du dossier technique, le concepteur doit effectuer les opérations suivantes :

- Définir les volumes thermiques ;
- Calculer pour chaque volume thermique les pertes par transmissions et les pertes par renouvellement d'air ;
- Vérifier que les déperditions par transmission du logement sont inférieures aux déperditions de références conformément aux inscriptions D.T.R (C3-2) ;
- Calculer éventuellement les déperditions de base qui expriment les besoins de chauffage.

IVII.5. Expressions générales des déperditions.

III.5.1.déperditions totales d'un logement.

Les déperditions totales D pour un logement, contenant plusieurs volumes thermiques sont données par :

$$D = \sum Di \text{ [W/ } ^\circ\text{C].....(5)}$$

Où : D_i (en $W/°C$) représente les déperditions totales du volume i .

III.5.2.déperdition totales d'un volume.

Les déperditions totales D_i d'un volume i (figure IV..1) sont donnés par :

$$D_i = (D_T)_i + (D_R)_i \text{ [W/ } °C] \dots\dots(6)$$

Où :

- D_T (en $W/°C$) représente les déperditions par transmission du volume i ,
- D_R (en $W/°C$) représente les déperditions par renouvellement d'air du volume i .

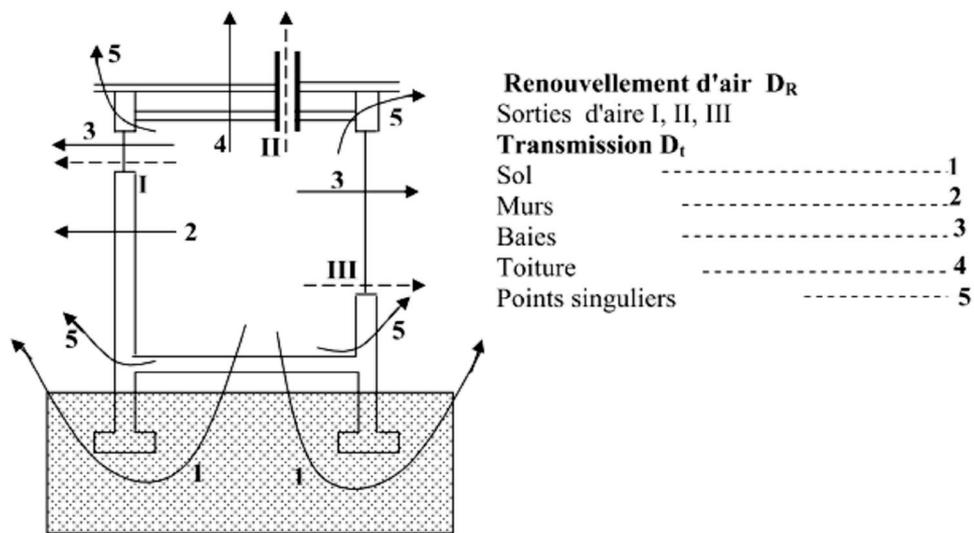


Fig.III.1. les différents postes de déperdition.

III.5.3.déperdition par transmission d'un volume.

Les déperditions par transmission $(D_T)_i$ sont données par :

$$(D_T)_i = (D_s)_i + (D_{li})_i + (D_{sol})_i + (D_{inc})_i \text{ [W } °C] \dots\dots(7)$$

Où

- D_s (en $W/°C$) représente les déperditions surfaciques à travers les parties courantes des parois en contact avec l'extérieure (D.T.R.C 3-2 ; cf.chapitre3) ;
- D_{li} (en $W/°C$) représente les déperditions à travers les liaisons (D.T.R.C 3-2 ; cf. Chapitre4) ;
- D_{sol} (en $W/°C$) représente les déperditions à travers les parois en contact avec le sol. (D.T.R.C 3-2 ; cf. Chapitre5) ;

- D_{inc} (en $W/°C$) représente les déperditions à travers les parois en contact avec les locaux non chauffés (D.T.R.C 3-2 ; cf. Chapitre6).

III.5.4.déperdition par renouvellement d'air d'un volume.

Les déperditions par renouvellement d'air d'un volume i (DR) $_i$ sont donnés par :

$$(D_R)_i = (D_{RV})_i + (D_{RS})_i \quad [W \text{ } ^\circ C] \dots (8)$$

- DRV (en $W/°C$) représente les déperditions due au fonctionnement normal des dispositifs de ventilation (cf. chapitre 7)
- DRS (en $W/°C$) représente les déperditions supplémentaires dues au vent (cf. chapitre 7)

III.6. Vérification et déperdition de référence.

III.6.1. Vérification réglementaire.

Les déperditions par transmission D_t du logement doivent vérifier

$$D_t \leq 1.05 \times D_{réf} [W \text{ } ^\circ C] \dots (9)$$

Où :

- D_t (en $W/°C$) : représente les déperditions par transmission du logement,
- $D_{réf}$ (en $W/°C$) : représente les déperditions de référence.

III.6.2.calcul des déperditions de référence.

Les déperditions de référence $D_{réf}$ sont calculées par la formule suivante :

$$D_{réf} = a \times S_1 + b \times S_2 + c \times S_3 + d \times S_4 + e \times S_5 [W \text{ } ^\circ C] \dots (10)$$

Où :

-Les S_i (en m^2) représentent les surfaces des parois en contact avec l'extérieur, un comble, un vide sanitaire, un local non chauffé ou le sol. Elles concernent respectivement S_1 la toiture, S_2 le plancher bas, y compris les plancher sur les locaux non chauffés, S_3 les murs, S_4 les portes, S_5 les fenêtres et les porte-fenêtre. S_1 , S_2 , S_3 sont comptées à l'intérieur des locaux, S_4 , S_5 sont comptées en prenant les dimensions du pourtour de l'ouverture dans le mur ;

-Les coefficients a, b, c, d, e (en $w/m^2\text{°C}$), dépendent de la nature du logement et de la zone climatique. (cf. Annexe 1 du D.T.R)

III.7. Calcul des déperditions de base.

III.7.1.Exigence réglementaire.

Le calcul de la puissance de chauffage d'un logement doit comporter le calcul des déperditions de base selon la méthode décrite dans le DTR. Pour cela, on doit prendre en compte un écart de température entre les ambiances intérieure et extérieure, dit écart de température de base.

III.7.2.déperditions de base totales.

Les déperditions de base totales D_b pour un local, contenant plusieurs volumes thermiques, ont pour expression :

$$D_b = \sum (D_b)_i \text{ [W]} \dots\dots\dots (11)$$

Où : $(D_b)_i$ (en w) représente les déperditions de base pour chaque volume thermique i .

III.7.3. déperditions de base pour un volume

Les déperditions de base pour un volume thermique $(D_b)_i$ ont pour expression

$$(D_b) = D_i \times (t_{bi} - t_{be}) \text{ [W]} \dots\dots\dots(12)$$

Où :

- D_i (en $w/\text{°C}$) représente les déperditions totales du volume thermique i ;
- t_{bi} (en °C) est la température intérieure de base du volume considéré;
- t_{be} (en °C) est la température extérieure de base du lieu d'implantation de la construction.

III.7.4. Température intérieur de base.

La température intérieure de base est la température de l'air que l'on désire obtenir au centre de la pièce en absence de tout apport de chaleur autre que celui fourni par l'installation de chauffage.

Sauf spécifications particulières, on prendra les valeurs suivantes de la température intérieure de base :

- ✓ Immeuble d'habitation, maison individuelle Pièce principale, pièce de service 21°C,
- ✓ Cage d'escalier chauffée, circulation chauffée en continu I 8°C,
- ✓ Bureau chauffé en continu 21°C,
- ✓ Magasin chauffé en continu 21°C,
- ✓ Local artisanal chauffé en continu 21°C.

En effet, par souci d'économie, une installation de chauffage n'est jamais calculée pour assurer le confort optimal pour la température la plus basse de tous les minima annuels. Le D.T.R C3-2) introduit une température extérieure de référence, dite température de base. Dans le cas où des locaux ne sont pas chauffés en continu, ils doivent être considérés comme des locaux non chauffés.

III.7.5. Température extérieur de base.

- a) La température extérieure de base est une température telle que les températures minimales quotidiennes ne lui sont inférieures que cinq jours par an.
- b) La température extérieure de base est fonction de l'altitude et de la zone climatique où est implanté le projet.
- c) Le tableau suivant fixe les valeurs de la température extérieure de base :

ZONE	Altitude (m)	t_{be} (en °C)	ZONE	Altitude (m)	t_{be} (en °C)
A	< 300	6	C	500 à 1000	- 2
	300 à 500	3		≥ 1000	- 4
	500 à 1000	1			
	≥ 1000	-1			
B	< 500	2	D	< 1000	5
	500 à 1000	1		≥ 1000	4
	≥ 1000	-1			
B'	<500	0	D'	< 1000	5
	≥ 500	voir Zone B			

Tab. III.2. Les valeurs de la température extérieure de base.

Deuxième partie

CHAPITRE IV : Application de la méthodologie de D.T.R.C3-2.

IV. Application de la méthodologie de D.T.R.C3-2.

IV.1 .a .Calcul des déperditions de référence :(D_{réf})

Surface	Désignation	Valeurs de calcul [m ²]
S1	La terrasse	81.48
S2	Plancher bas(y compris plancher sur locaux non chauffés)	-
S3	Les murs	90
S4	Les portes	6.5
S5	Les fenêtres	9.4

Tab. IV.1.Les surfaces des parois

$$D_{réf} = a \cdot xS1 + b \cdot xS2 + c \cdot xS3 + d \cdot xS4 + e \cdot xS5$$

Notre projet sera implanté à KOULEA (w. Tipaza), donc dans la zone climatique A. notre étude pour l'optimisation thermique concerne en premier lieu le logement ou l'appartement le plus sensible aux changements climatique. C'est le dernier niveau.

D'où :

Zone	a	b	c	d	e
A	1.10	2.40	1.20	3.50	4.50

Tab. IV.2.Les coefficients de la zone climatique.

A.N :

$$D_{réf} = 262.68 \text{ [W /}^\circ\text{C]}$$

IV.1. b .Calcul des pertes par transmission.

Coefficient de conductance K pour le plancher étage vers l'extérieur.

Eléments constitutifs	Epaisseur e[m]	Conductivité thermique λ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m ² . °C/W]
-Protection en gravillons roulés	0.04	1.2	0.033
8/15	0.02	0.23	0.086
- Etanchéité multicouches	0.07	1.75	0.04
- Forme de pente	0.04	0.046	0.86
- Polystyrène expansé	(16+4)	-	0.140
- Plancher en corps creux	0.015	0.35	0.042
- Enduit en plâtre	-	-	0.22
-résistance d'échange superficielle			$\Sigma R=1.42$

Tab. IV.3.Les coefficient K pour le plancher étage

$\Sigma R=1.42$ [m². °C/W] ;

Donc : $K=1/R =0.70$ [w/m²°C]

IV.2. Etude des variantes proposées pour les murs

IV.2. 1.Variante 1. Double cloison sans doubler des voiles.

- double cloison brique
- 1.5cm enduit plâtre à l'intérieur
- 1.5cm enduit ciment à l'extérieur

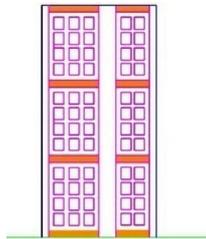


Fig.IV.1. Mur en double cloison (15-5-10).

IV.2.1.1. Calcul de la conductance K.**IV.2.1.1.a. Partie courante du mur de façade**

Eléments constitutifs	Epaisseur e[m]	Conductivité thermique λ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m ² . °C/W]
- brique creuse	0.15	-	0.30
- lame d'air	0.05	-	0.160
- brique creuse	0.10	-	0.20
- enduit plâtre à l'intérieur	0.015	1.15	0.042
- mortier bâtard, à l'extérieur	0.015	-	0.013
-résistance d'échange thermique	-	-	0.17
			$\Sigma R=0.885$

Tab.IV.4. Calcul de la résistance R d'un mur de façade.

$$\Sigma R=0.885 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W] ;}$$

$$\text{Donc : } K=1/R =1.13 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

IV.2.1.1.b. Partie courante du mur de séparation entre les appartements :

Eléments constitutifs	Epaisseur e[m]	Conductivité thermique λ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m ² . °C/W]
- brique creuse	0.15	-	0.30
- enduit plâtre à l'intérieur	0.015	0.35	0.042
- mortier bâtard, à l'extérieur	0.015	1.15	0.013
-résistance d'échange thermique	-	-	0.22
			$\Sigma R=0.575$

Tab.IV.5. Calcul de la résistance R d'un mur de séparation.

$$\Sigma R=0.575 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W] ;}$$

$$\text{Donc : } K=1/R =1.74 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

IV.2.1.1.c .Au niveau de la retombée de poutres secondaire, ou au niveau des poteaux du mur de façade (extérieur)

Eléments constitutifs	Epaisseur e[m]	Conductivité thermique λ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m ² . °C/W]
-mortier	0.02	1.15	0.017
-béton armé	0.30	1.75	0.171
-enduit plâtre	0.02	0.35	0.057
- résistance superficielle	-	-	0.170
			$\Sigma R=0.415$

Tab .IV. 6. Calcul de la résistance de la retombée d’une poutre secondaire ou d’un poteau.

$\Sigma R=0.415$ [m². °C/W] ;

Donc : $K=1/R =2.40$ [w/m²°C]

IV.2.1.1.d .Au niveau des poteaux du mur en contact du mur de séparation (local non chauffé).

$R=[(0.415-0.17)+0.22]=0.465$ [m². °C/W] ;

donc : $K=1/R =2.15$ [w/m²°C]

IV.2.1.1.e. Au niveau de la retombée d’une poutre principale en contacte du milieu extérieur.

Eléments constitutifs	Epaisseur e[m]	Conductivité thermique λ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m ² . °C/W]
-mortier	0.02	1.15	0.017
-béton armé	0.35	1.75	0.2
-enduit plâtre	0.02	0.35	0.057
- résistance superficielle	-	-	0.170
			$\Sigma R=0.444$

Tab .IV.7. Calcul de la résistance de la retombée d’une poutre principale.

$\Sigma R=0.444$ [m². °C/W] ;

donc : $K=1/R =2.25$ [w/m²°C]

IV.2.1.1.f. Au niveau de la retombée d'une poutre principale en contact du local non chauffé.

Eléments constitutifs	Epaisseur e[m]	Conductivité thermique λ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m ² . °C/W]
-mortier	0.02	1.15	0.017
-béton armé	0.35	1.75	0.2
-enduit plâtre	0.02	0.35	0.057
- résistance superficielle	-	-	0.22
			$\Sigma R=0.494$

Tab .IV.8. Calcul de la résistance de la retombée d'une poutre principale.

$\Sigma R=0.494$ [m². °C/W] ; donc :

$K=1/R =2.024$ [w/m²°C]

IV.2.1.1.g. Mur de façade en voile non doublés.

Eléments constitutifs	Epaisseur e[m]	Conductivité thermique λ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m ² . °C/W]
-mortier bâtard	0.02	1.15	0.017
-béton armé	0.15	1.75	0.08
-enduit plâtre	0.02	0.35	0.057
- résistance superficielle	-	-	0.170
			$\Sigma R=0.324$

Tab.IV.9. Calcul de la résistance R d'un mur en voile.

$\Sigma R=0.264$ [m². °C/W] ;

Donc : $K=1/R =3.08$ [w/m²°C].

IV.2.1.1. h. Mur de séparation en voile.

Eléments constitutifs	Epaisseur e[m]	Conductivité thermique λ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m ² . °C/W]
- mortier bâtard	0.02	1.15	0.017
-béton armé	0.15	1.75	0.08
-enduit plâtre	0.02	0.35	0.057
- résistance superficielle	-	-	0.22
			$\Sigma R=0.374$

Tab.IV.10. Calcul de la résistance R d'un mur en voile.

$$\Sigma R = 0.374 [\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{W}] ;$$

$$\text{Donc : } K = 1/R = 2.673 [\text{w}/\text{m}^2\text{ }^\circ\text{C}]$$

IV.2.1.1.i. Coefficient de conductance K pour les ouvrants.

- Porte vitrée en bois donnant vers l'extérieur : $K = 4.5 [\text{w}/\text{m}^2\text{ }^\circ\text{C}]$
- Porte opaque de bois donnant vers un local : $K = 2 [\text{w}/\text{m}^2\text{ }^\circ\text{C}]$
- Parois avec occultation : $R_{occ} = 0.16 + \frac{e_{occ}}{\lambda_{occ}} (\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{W})$
- Parois vitrées nues : $K_{vn} = 5 [\text{w}/\text{m}^2\text{ }^\circ\text{C}]$
- Pour une fenêtre : $\frac{1}{K_f} = \frac{1}{K_{vn}} + R_v + R_{rid} + R_{occ}$

Avec :

- $R_{occ} = 0.16 + \frac{e_{occ}}{\lambda_{occ}} = 0.16 + \frac{0.01}{0.15} = 0.22 (\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{W})$
- $R_{rid} = 0.030 (\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{W})$
- $R_v = 0.025 (\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{W})$
- $K_{vn} = 5$ (vitrage simple, en bois)
- $K_f = 1/0.481 = 2.07 [\text{w}/\text{m}^2\text{ }^\circ\text{C}]$.

Pour une porte-fenêtre :

$$\frac{1}{K_{pf}} = \frac{1}{K_{vn}} + R_v + R_{rid} + R_{occ} ;$$

Avec :

- $R_{occ} = 0.16 + \frac{e_{occ}}{\lambda_{occ}} = 0.16 + \frac{0.01}{0.15} = 0.22 (\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{W})$
- $R_{rid} = 0.030 (\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{W})$
- $R_v = 0.025 (\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{W})$
- $K_{vn} = 4.5$ (vitrage simple, en bois)
- $K_{pf} = 1/0.50 = 2.0 [\text{w}/\text{m}^2\text{ }^\circ\text{C}]$

IV.2.1.2. Calcul des déperditions.

IV.2.1.2.A .déperdition à travers les parois en contact avec l'extérieur (surfacades) : D_s

parois		A_i (ext)	K_i	$A_i.K_i$
mur	façade extérieure	39.36	1.27	49.98
	voile extérieure	31.43	3.08	96.80
porte extérieure		1.80	2	3.6
fenêtres		9.4	2.07	19.45
porte fenêtre		2.52	2	5.04
poutres principales		2.37	2.25	5.34
poutres secondaires		2.78	2.4	6.67
poteaux		3.86	2.4	9.27

Tab.IV.11. Calcul des déperditions surfacades vers l'extérieur.

- K_i : (en $w/m^2\text{°C}$) est le coefficient de transmission surfacique de chaque partie,
- $A_{i(\text{ext})}$: (en m^2) est la surface intérieure de chaque partie surfacique, en contact du l'extérieur)

$$D_s = \sum K_i.A_i = 196.15 \quad [w/\text{°C}]$$

IV.2.1.2.B. Déperdition à travers les parois en contact avec les locaux non chauffés D_{Inc} .

Un local non chauffé est un local pour lequel le chauffage n'existe pas ou risque d'être interrompu pendant de longues périodes, ainsi tout local chauffé par intermittence.

Les déperditions D_{Inc} par transmission par degré d'écart à travers une paroi en contact avec un local non chauffé sont données par la formule suivante :

$$D_{\text{Inc}} = T_{\text{au}} \cdot \left[\sum K_{\text{Inc}}.A_{\text{Inc}} \right] \quad [w/\text{°C}]$$

Où :

- K_{Inc} (en $w/m^2\text{°C}$) est le coefficient de transmission surfacique de chaque partie,
- A_{Inc} : (en m^2) est la surface intérieure de chaque partie surfacique, du local non chauffé),
- K_l (en $w/m\text{°C}$) est le coefficient de transmission linéique de chaque liaison,

L (en m) est la longueur intérieure de chaque liaison,

- Tau est le coefficient de réduction de température ; il est soit :
 - ✓ calculé dans le cas général,
 - ✓ déterminé forfaitairement,
 - ✓ fixé par les pièces du marché.

Paroi	Tau	A _i	K _i	K _i .A _i
-mur de séparation	0.35	11.56	1.74	20.10
-voile de séparation	0.35	7.50	2.673	20
-poteaux	0.35	0.84	2.15	1.8
-porte	0.35	2.18	2	4.36
-retombées	0.35	1.92	2.024	3.8
résultat		24		50.06

Tab.IV.12. Calcul des déperditions surfaciques vers les locaux non chauffés.

Avec :

Tau =0.35 (valeur forfaitaire : cas de circulation ouvrant directement vers l'extérieur)

$$D \ln c = Tau. \left[\sum K \ln c. A \ln c \right] [W/°C]$$

$$D \ln c = 0.35 \times .50.06 = 17.521 [w /°C]$$

IV.2.2.2.C .Déperdition à travers les liaisons: D_{li}

Les déperditions par pont thermique pour tout le logement peuvent être évaluées à 20% des pertes surfacique par transmission à travers les parois du logement, soit :

$$D_{li} = 0.2 \sum K_{li}.A_{li} = 0.20 \left(\sum (K_{x}A_{ext}) + Tau \sum K \ln c. A \ln c \right) [w/°C]$$

$$D_{li} = 0.20(196.15) + 0.35 \times 17.521 = 40.45 [w/°C]$$

IV.2.1.2.D. Déperdition à travers les parois en contact avec le sol :D_{sol}

Notre étude concerne un appartement du dernier niveau. Avec l'hypothèse que tous les appartements sont chauffés à la même température, donc le flux de chaleur est nul entre les logements.

D'où :

$$D_{sol} = 0 [w/°C]$$

IV.2.1.3. Vérification réglementaire.

Selon le D.T.R.(C3-2) la vérification se fait comme suit :

$$D_t \leq 1.05 \times D_{\text{réf}} \text{ [W } ^\circ\text{C]} \text{ (équation 9)}$$

$$\text{On a : } D_{\text{réf}} = 260.16 \text{ [W } ^\circ\text{C]}$$

$$(D_T)_i = (D_S)_i + (D_{li})_i + (D_{sol})_i + (D_{inc})_i \text{ [W } ^\circ\text{C]}$$

$$(D_T)_I = (\sum (Kx A_{ext}) + \tau \sum K \ln c.A \ln c) + 0.20(\sum (Kx A_{ext}) + \tau \sum K \ln c.A \ln c) \text{ [W } ^\circ\text{C]}$$

$$(D_T)_I = 1.2(\sum (Kx A_{ext}) + \tau \sum K \ln c.A \ln c) = 1.2(196.15 + 0.35 \times 17.521) \text{ [W } ^\circ\text{C]}$$

$$(D_T)_I = 242.74 \text{ [W } ^\circ\text{C]} \leq 1.05 \times 262.68 = 275.814 \text{ [W } ^\circ\text{C]} \text{ vérifiée.}$$

IV.2.2. Variante 2 : Simple cloison sans doubler des voiles.

- simple cloison brique 12trous
- 1.5cm enduit plâtre, à l'intérieur
- mortier bâtard à, l'extérieur

IV.2.2.1. Calcul de la conductance K**IV.2.2.1.a. Partie courante du mur de façade**

Eléments constitutifs	Epaisseur e[m]	Conductivité thermique λ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m ² . °C/W]
- brique creuse	0.15	-	0.30
- enduit plâtre à l'intérieur	0.015	0.35	0.042
- mortier bâtard à, l'extérieur	0.015	1.15	0.012
-résistance d'échange thermique	-	-	0.17
			$\Sigma R = 0.524$

Tab.IV.13. Calcul de la résistance R d'un mur de façade pour la variante 2

$$\Sigma R = 0.524 \text{ [m}^2 \cdot ^\circ\text{C/W]} ; \text{ donc :}$$

$$K = 1/R = 1.90 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

IV.2.2.1.b. Partie courante du mur de séparation entre les appartements :

$$R = [(0.426 - 0.17) + 0.22] = 0.575 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]} ;$$

$$\text{Donc : } K = 1/R = 1.74 \text{ [w/m}^2\text{°C]}.$$

IV.2.2.1.c .Au niveau de la retombée de poutres secondaire, ou au niveau des poteaux du mur de façade

$$\Sigma R = 0.415 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]} ;$$

$$\text{Donc : } K = 1/R = 2.40 \text{ [w/m}^2\text{°C]}.$$

IV.2.2.1.d .Au niveau des poteaux du mur en contact du mur de séparation (local non chauffé).

$$R = [(0.415 - 0.17) + 0.22] = 0.465 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]} ;$$

$$\text{Donc : } K = 1/R = 2.15 \text{ [w/m}^2\text{°C]}.$$

IV.2.2.1.e. Au niveau de la retombée d'une poutre principale.

$$\Sigma R = 0.444 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]} ;$$

$$\text{Donc : } K = 1/R = 2.25 \text{ [w/m}^2\text{°C]}.$$

IV.2.2.1.f. Au niveau de la retombée d'une poutre principale en contacte du local non chauffé.

$$\Sigma R = 0.494 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]} ;$$

$$\text{Donc : } K = 1/R = 2.024 \text{ [w/m}^2\text{°C]}.$$

IV.2.2.1.g. Mur de façade en voile non doublés

$$\Sigma R = 0.264 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]} ;$$

$$\text{Donc : } K = 1/R = 3.08 \text{ [w/m}^2\text{°C]}.$$

IV.2.2.1.h. Mur de séparation en voile.

$$\Sigma R = 0.374 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]} ; \text{ donc :}$$

$$K = 1/R = 2.673 \text{ [w/m}^2\text{°C]}.$$

IV.2.2.2. Calcul des déperditions.**IV.2.2.2.A .Déperdition à travers les parois en contact avec l'extérieur (surfaiques) : D_s**

parois		A_i (ext)	K_i	$A_i.K_i$
mur	façade extérieure	39.36	1.9	74.80
	voile extérieure	31.43	3.08	96.80
porte extérieure		1.80	2	3.6
fenêtres		9.4	2.07	19.46
porte fenêtre		2.52	2	5.04
poutres principales		2.37	2.25	5.34
poutres secondaires		2.78	2.4	6.68
poteaux		3.86	2.4	9.27

Tab.IV.14. Calcul des déperditions surfaiques de la variante 2.

- K_i : (en $w/m^2\text{°C}$) est le coefficient de transmission surfaique de chaque partie,
- $A_{i(\text{ext})}$: (en m^2) est la surface intérieure de chaque partie surfaique, en contact du l'extérieur)

$$D_s = \sum K_i.A_i = 221.50 \text{ [w/°C]}.$$

IV.2.2.2.B. Déperdition à travers les parois en contact avec les locaux non chauffés D_{inc} .

$$D_{\text{inc}} = \tau_{\text{inc}} \left[\sum K_{\text{inc}} A_{\text{inc}} \right] \text{ [w/°C]}$$

$$D_{\text{inc}} = 0.35 \times .50.06 = 17.521 \text{ [w /°C]}$$

IV.2.2.2.C .Déperdition à travers les liaisons: D_{li} .

$$D_{\text{li}} = 0.2 \sum K_{\text{li}}.A_{\text{li}} = 0.20 \left(\sum (K_{\text{ext}} A_{\text{ext}}) + \tau_{\text{inc}} \sum K_{\text{inc}} A_{\text{inc}} \right) \text{ [w/°C]}$$

$$D_{\text{li}} = 0.20(221.50) + 0.35 \times 17.521 = 45.532 \text{ [w/°C]}$$

IV.2.2.2.D. Déperdition à travers les parois en contact avec le sol : D_{sol} .

$$D_{\text{sol}} = 0 \text{ [w/°C]}$$

IV.2.2.3. Vérification réglementaire.

Selon le D.T.R.(C3-2) la vérification se fait comme suit :

$$D_t \leq 1.05 \times D_{\text{réf}} [\text{W } ^\circ\text{C}] \text{ (équation 9)}$$

On a: $D_{\text{réf}} = 260.16 [\text{W } ^\circ\text{C}]$

$$(D_T)_I = 1.2 \left(\sum (K \times A_{\text{ext}}) + \tau \sum K \ln c \cdot A \ln c \right) = 1.2 (221.50 + 0.35 \times 17.521) [\text{W } ^\circ\text{C}]$$

$$(D_T)_I = 273 [\text{W } ^\circ\text{C}] < 1.05 \times 262.68 = 275.814 [\text{W } ^\circ\text{C}] \text{ .vérifiée}$$

Cette deuxième variante est vérifiée de justesse.

IV.2.3. Variante 3 :

- simple cloison brique 8trous
- 4cm polystyrène expansé
- placoplâtre (B.A.B)

IV.2.3.1. Calcul de la conductance K

IV.2.3.1.a. Partie courante du mur de façade

Eléments constitutifs	Epaisseur e[m]	Conductivité thermique λ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m ² . °C/W]
- brique creuse	0.10	-	0.2
-placoplâtre (B.A.B)	0.013	0.35	0.037
-polystyrène expansé	0.04	0.046	0.86
- enduit ciment à l'extérieur	0.015	1.15	0.013
-résistance d'échange thermique	-	-	0.17
			$\Sigma R = 1.28$

Tab.IV.15. Calcul de la résistance R d'un mur de façade de la variante3.

$$\Sigma R = 1.28 [\text{m}^2. ^\circ\text{C}/\text{W}] ;$$

$$\text{Donc : } K = 1/R = 0.78 [\text{w}/\text{m}^2\text{°C}]$$

IV.2.3.1.b. Partie courante du mur de séparation entre les appartements :

$$R = [(0.426 - 0.17) + 0.22] = 0.575 [\text{m}^2. ^\circ\text{C}/\text{W}] ;$$

Donc : $K=1/R = 1.74 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$

IV.2.3.1.c .Au niveau de la retombée de poutres secondaire, ou au niveau des poteaux du mur de façade

$\Sigma R=0.415 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]} ;$

Donc : $K=1/R = 2.40 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$

IV.2.3.1.d .Au niveau des poteaux du mur en contact du mur de séparation (local non chauffé).

$R= [(0.415-0.17) +0.22]=0.465 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]} ;$

Donc : $K=1/R = 2.15 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$

IV.2.3.1.e. Au niveau de la retombée d'une poutre principale.

$\Sigma R=0.444 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]} ;$

Donc : $K=1/R = 2.25 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$

IV.2.3.1.f. Au niveau de la retombée d'une poutre principale en contacte du local non chauffé.

$\Sigma R=0.494 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]} ;$

Donc : $K=1/R = 2.024 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$

IV.2.3.1.g. Mur de façade en voile.

$\Sigma R=0.684 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]} ;$

Donc : $K=1/R = 1.46 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$

IV.2.3.1.h. Mur de séparation en voile.

$\Sigma R=0.374 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]} ;$

Donc : $K=1/R = 2.673 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$

IV.2.3.2. Calcul des déperditions.**IV.2.3.2.A .Déperdition à travers les parois en contact avec l'extérieur (surfaiques) : D_s**

parois		Ai(ext)	Ki	Ai.Ki
mur	façade extérieure	39.36	0.78	30.70
	voile extérieure	31.43	1.46	45.88
porte extérieure		1.80	2	3.6
fenêtres		9.4	2.07	19.45
porte fenêtre		2.52	2	5.04
poutres principales		2.37	2.25	5.34
poutres secondaires		2.78	2.4	6.67
poteaux		3.86	2.4	9.27

Tab.IV.16. Calcul des déperditions surfaiques de la variante 3

$$D_s = \sum K_i.A_i = 125.95 \quad [w/°C]$$

IV.2.3.2.B.Déperdition à travers les parois en contact avec les locaux non chauffés D_{ln c}

$$D_{ln c} = 0.35 \times 50.06 = 17.521 \quad [w /°C]$$

IV.2.3.2.C .Déperdition à travers les liaisons: D_{li}

$$D_{li} = 0.2 \sum K_{li}.A_{li} = 0.20(\sum (K_{x}A_{ext}) + \tau \sum K_{ln c}.A_{ln c}) \quad [w/°C]$$

$$D_{li} = 0.20(125.95) + 0.35 \times 17.521 = 26.42 \quad [w/°C].$$

IV.2.3.2.D. Déperdition à travers les parois en contact avec le sol :D_{sol}

Avec la même l'hypothèse, le flux de chaleur est nulle entre les logements chauffés à la même température, donc

$$D'ou : \quad \mathbf{D_{sol}=0} \quad [w/°C].$$

IV.2.3.3. Vérification réglementaire.

$$\text{On a : } D_{\text{réf}} = 260.16 \text{ [W } ^\circ\text{C]}$$

$$(D_T)_I = 1.2 \left(\sum (K \times A_{\text{ext}}) + \text{Tau} \sum K \ln c \cdot A \ln c \right) = 1.2 (125.95 + 0.35 \times 17.521) \text{ [W } ^\circ\text{C]}$$

$$(D_T)_I = 158.50 \text{ [W } ^\circ\text{C}] \leq 1.05 \times 262.68 = 275.814 \text{ [W } ^\circ\text{C}] \text{ vérifiée}$$

IV.2. 4. Variante 4 : Double cloison avec doublage des voiles en brique.

- double cloison brique
- 1.5cm enduit plâtre à l'intérieur
- 1.5cm enduit ciment à l'extérieur

IV.2.4.1. Calcul de la conductance K.**IV.2.4.1.a. Partie courante du mur de façade.**

Eléments constitutifs	Epaisseur e[m]	Conductivité thermique λ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m ² . °C/W]
- brique creuse	0.15	-	0.30
- lame d'air	0.05	-	0.160
- brique creuse	0.10	-	0.20
- enduit plâtre à l'intérieur	0.015	1.15	0.042
- mortier bâtard, à, l'extérieur	0.015	-	0.013
- résistance d'échange thermique	-	-	0.17
			$\Sigma R = 0.885$

Tab.IV.17. Calcul de la résistance R d'un mur de façade

$$K = 1/R = 1.13 \text{ [w/m}^2\text{°C]}.$$

IV.2.4.1.b. Partie courante du mur de séparation entre les appartements.

$$K = 1/R = 1.74 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

IV.2.4.1.c. Au niveau de la retombée de poutres secondaire, ou au niveau des poteaux du mur de façade (extérieur).

$$K = 1/R = 2.40 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

IV.2.4.1.d. Au niveau des poteaux du mur en contact du mur de séparation (local non chauffé).

$$K = 1/R = 2.15 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

IV.2.4.1.e. Au niveau de la retombée d'une poutre principale en contact du milieu extérieur.

$K=1/R =2.25 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$

IV.2.4.1.f. Au niveau de la retombée d'une poutre principale en contact du local non chauffé.

$K=1/R =2.024 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$

IV.2.4.1.g. Mur de façade en voile.

Eléments constitutifs	Epaisseur e[m]	Conductivité thermique $\lambda \text{ [W/m. °C]}$	Résistance thermique R [m ² . °C/W]
-mortier bâtard	0.02	1.15	0.017
-béton armé	0.15	1.75	0.08
-enduit plâtre	0.02	0.35	0.057
-lame d'air	0.05	-	0.16
-brique creuse	0.10	-	0.20
- résistance superficielle	-	-	0.170
			$\Sigma R=0.684$

Tab.IV.18. Calcul de la résistance R d'un mur en voile.

$\Sigma R=0.684 \text{ [m}^2\text{. °C/W]}$.Donc : $K=1/R =1.46 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$.

IV.2.4.1. h. Mur de séparation en voile.

$K=1/R =2.673 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$

IV.2.4.2.Calcul des déperditions.

IV.2.4.2.A .Déperdition à travers les parois en contact avec l'extérieur (surfaiques) : Ds

parois		Ai (ext)	Ki	Ai.Ki
mur	façade extérieure	39.36	1.27	49.98
	voile extérieure	31.43	1.46	45.88
porte extérieure		1.80	2	3.6
fenêtres		9.4	2.07	19.45
porte fenêtre		2.52	2	5.04
poutres principales		2.37	2.25	5.34
poutres secondaires		2.78	2.4	6.67

poteaux	3.86	2.4	9.27
---------	------	-----	------

Tab.IV.19. Calcul des déperditions surfaciques vers l'extérieur

$$D_s = \sum K_i.A_i = 145.23 \quad [w/°C]$$

IV.2.4.2.B. Déperdition à travers les parois en contact avec les locaux non chauffés D_{inc} .

$$D \ln c = 0.35 \times .50.06 = 17.521 \quad [w /°C]$$

IV.2.4.2.C .Déperdition à travers les liaisons: D_{li} .

$$D_{li} = 0.20(145.23) + 0.35 \times 17.521) = 30.28 \quad [w/°C]$$

IV.2.4.2.D. Déperdition à travers les parois en contact avec le sol : D_{sol} .

$$D_{sol} = 0 \quad [w/°C]$$

IV.2.4.3. Vérification réglementaire.

$$D_{réf} = 260.16 \quad [W /°C]$$

$$(D_T)_I = 1.2 (\sum (K_x A_{ext}) + \tau \sum K \ln c . A \ln c) = 1.2(145.23 + 0.35 \times 17.521) \quad [W /°C]$$

$$(D_T)_I = 181.64 \quad [W /°C] \leq 1.05 \times 262.68 = 275.814 \quad [W /°C] \text{ vérifiée.}$$

IV.2.5. Variante 5 : Simple cloison avec doublage des voiles en brique.

- simple cloison brique 12trous
- 1.5cm enduit plâtre, à l'intérieur
- mortier bâtard à, l'extérieur

IV.2.5.1. Calcul de la conductance K.

IV.2.5.1.a. Partie courante du mur de façade

Eléments constitutifs	Epaisseur e[m]	Conductivité thermique λ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m ² . °C/W]
- brique creuse	0.15	-	0.30
- enduit plâtre à l'intérieur	0.015	0.35	0.042
- mortier bâtard à, l'extérieur	0.015	1.15	0.012
-résistance d'échange thermique	-	-	0.17
			$\Sigma R = 0.524$

$$\Sigma R = 0.524 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W] ;}$$

$$\text{Donc : } K = 1/R = 1.90 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

IV.2.5.1.b. Partie courante du mur de séparation entre les appartements.

$$K = 1/R = 1.74 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

IV.2.5.1.c. Au niveau de la retombée de poutres secondaire, ou au niveau des poteaux du mur de façade.

$$K = 1/R = 2.40 \text{ [w/m}^2\text{°C].}$$

IV.2.5.1.d. Au niveau des poteaux du mur en contact du mur de séparation (local non chauffé).

$$K = 1/R = 2.15 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

IV.2.5.1.e. Au niveau de la retombée d'une poutre principale.

$$K = 1/R = 2.25 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

IV.2.5.1.f. Au niveau de la retombée d'une poutre principale en contacte du local non chauffé.

$$K = 1/R = 2.024 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

IV.2.5.1.g. Mur de façade en voile.

$$K = 1/R = 1.46 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

IV.2.5.1.h. Mur de séparation en voile.

$$K = 1/R = 2.673 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

IV.2.5.2.Calcul des déperditions.

IV.2.5.2.A .Déperdition à travers les parois en contact avec l'extérieur (surfaiques) : D_s

parois		Ai(ext)	Ki	Ai.Ki
mur	façade extérieure	39.36	1.9	74.78
	voile extérieure	31.43	1.46	45.88
porte extérieure		1.80	2	3.6
fenêtres		9.4	2.07	19.45
porte fenêtre		2.52	2	5.04
poutres principales		2.37	2.25	5.34
poutres secondaires		2.78	2.4	6.67
poteaux		3.86	2.4	9.27

Tab.IV.21. Calcul des déperditions surfaiques de la variante 5.

$$D_s = \sum K_i.A_i = 164.70 \quad [w/^{\circ}C]$$

IV.2.5.2.B.Déperdition à travers les parois en contact avec les locaux non chauffés D_{ln c}.

$$D_{ln c} = 0.35 \times .50.06 = 17.521 \quad [w/^{\circ}C]$$

IV.2.5.2.C .Déperdition à travers les liaisons: D_{li}

$$D_{li} = 0.2 \sum K_{li}.A_{li} = 0.20(\sum (K_x A_{ext}) + Tau \sum K_{ln c}.A_{ln c}) \quad [w/^{\circ}C]$$

$$D_{li} = 0.20(164.70) + 0.35 \times 17.521 = 34.17 \quad [w/^{\circ}C]$$

IV.2.5.2.D. Déperdition à travers les parois en contact avec le sol :D_{sol}

$$D_{sol} = 0 \quad [w/^{\circ}C]$$

IV.2.5.3.Vérification réglementaire.

Selon le D.T.R.(C3-2) la vérification se fait comme suit :

$$D_t \leq 1.05 \times D_{\text{réf}} \text{ [W } ^\circ\text{C]} \text{ (équation 9).}$$

$$\text{On a: } D_{\text{réf}} = 260.16 \text{ [W } ^\circ\text{C]}$$

$$(D_T)_I = 1.2 \left(\sum (K \times A_{\text{ext}}) + \tau \sum K \ln c \cdot A \ln c \right) = 1.2 (164.70 + 0.35 \times 17.521) \text{ [W } ^\circ\text{C]}$$

$$(D_T)_I = 205 \text{ [W } ^\circ\text{C]} \leq 1.05 \times 262.68 = 275.814 \text{ [W } ^\circ\text{C]} \text{ vérifiée}$$

IV. 3. Calcul des déperditions par renouvellement d'air.

Les déperditions par renouvellement d'air doivent être prise en compte seulement lors du dimensionnement des installations de chauffage des locaux d'habitation. La vérification thermique réglementaire ne tient pas compte des déperditions par renouvellement d'air.

Les déperditions par renouvellement d'air tiennent compte des déperditions dues au fonctionnement des dispositifs de ventilation ; ainsi que les déperditions supplémentaire par infiltrations dues à l'effet du vent.

D'où les déperditions pour renouvellement d'air pour un logement ont pour expression :

$$D_R = 0.34 \times (Q_v + Q_s) \text{ [w]}$$

Où :

- 0.34 (en W.h/m³°C) est la chaleur volumique de l'air ;
- Q_v (m³/h) : est le débit spécifique de ventilation ;
- Q_s : est le débit supplémentaire par infiltrations dues au vent.

IV 3.1.Calcul du débit spécifique de ventilation Q_v.

$$Q_v = \text{Max} (0.6 \times V_h ; Q_{v_{\text{réf}}}) \text{ [m}^3\text{/h]}$$

Où : V_h (en m³) désigne le volume habitable ;

Tel que :

$$V_h = \text{hexS} = 3.06 \times 81.48 = 249.32 \text{ m}^3 \text{ (locaux chauffés)} \Rightarrow 0.6 \times V_h = 149.592 \text{ m}^3.$$

- Q_{v_{réf}} : (en m³/h) le débit extrait de référence.

- $Q_{v\text{réf}} = \left(\frac{5 \times Q_{v\text{min}} + Q_{v\text{max}}}{6} \right) [\text{m}^3/\text{h}]$
- $Q_{v\text{min}} = 100 \text{ m}^3/\text{h}$ (Nombre de pièces principale=04 pièces)
- $Q_{v\text{max}} = 120 + 30 = 150 \text{ m}^3/\text{h}$

Alors : $Q_{v\text{réf}} = \left(\frac{5 \times 100 + 150}{6} = 108.34 \right) [\text{m}^3/\text{h}]$

$Q_v = \text{Max} (149.592 ; 108.34) = 149.592 \text{ m}^3/\text{h}$

IV. 3.2 .Calcul du débit supplémentaire par infiltrations dues au vent Qs.

Le débit supplémentaire par infiltrations dues au vent Qs pour un logement est donné par la formule :

$$Q_s = \sum (P_{pi} \times e_{vi}) [\text{m}^3/\text{h}]$$

Où : Ppi (en m³/h sous ΔP=1pa) est la perméabilité à l’air de la paroi i ;

e_{vi} (sans dimension) est le coefficient d’exposition au vent affecté à la parois i.

$$P_{pi} = \sum (P_{oj} \times A_j) [\text{en m}^3/\text{h sous } \Delta P=1\text{pa}]$$

Où : P_{oj} [en m³/h sous ΔP=1pa] est la perméabilité surfacique à l’air de l’ouvrant j ;

A_j (en m²) est la surface de l’ouvrant.

Parois	A _j [m ²]	H _i [m]	Tau	classe de rugosité	e _{vi}	P _{oj}	P _{pi}	Q _{si}
-Porte d’entrées	2.184	29.61	0.40	IV	4.80	06	13.104	25.16
-Fenêtres x (05)	1.68	30.11	1	IV	5.78	04	6.72	38.84
-portes-fenêtres	2.52	29.61	1	IV	4.80	06	15.12	72.58
-Porte de loggia	1.806	29.61	1	IV	4.80	06	10.84	52.04

Tab.IV.22. Calcul de Qs

$Q_s = \sum Q_{si} = 188.62 [\text{m}^3/\text{h}]$

$D_R = 0.34 \times (Q_v + Q_s) = 0.34 \times (149.597 + 188.62) [\text{w/}]$

A.N : **Dr= 115 [w]**

IV. 4. Calcul des déperditions de base (D_B).

Les déperditions de base sont données par la formule :

$$D_B = D_i \times (t_{bi} - t_{be}) \text{ [W]}$$

D_i (en $W/^\circ C$) déperdition totales ($D_i = D_t + D_R$)

t_{bi} : [$^\circ C$] est la température intérieur de base = $21^\circ C$;

t_{be} : [$^\circ C$] est la température extérieur de base = $6^\circ C$.

Ces températures sont données par le D.T.R (C3-2)

IV. 5. Calcul de la puissance de chauffage Q.

Théoriquement : la puissance du chauffage $Q = D_B$;

Pratiquement : compte tenu des pertes calorifiques dues au réseau se tuyauterie, l'inertie du bâtiment (air et parois), la puissance fournie par une chaufferie doit être supérieure à D_B .

IV. 5. 1. Puissance du chauffage Q.

Cette puissance est donnée par la formule :

$$Q = (t_{bi} - t_{be}) \times [[1 + \max(c_r ; c_{in}) \times D_t] + [(1 + c_r) \times D_R]]$$

Où :

- c_{in} (sans dimension) représente un coefficient de surpuissance = 0.10 (chauffage continu),
- c_r : (sans dimension) est le ratio estimé des pertes calorifiques dues au réseau de tuyauteries éventuel = 0.10

D'où : $Q = (15^\circ C) \times [[1 + 0.10] \times D_t] + [(1 + 0.10) \times D_R]]$

IV. 5. 2. Calcul de la puissance de chauffage Q pour les variantes.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Variante	D_t [$W/^\circ C$]	D_R [$W/^\circ C$]	Q [W]
----------	------------------------	------------------------	---------

1	242.74	115	5890.5
2	273	115	6402
3	158.50	115	4512.75
4	181.64	115	4894.56
5	205	115	5280

Tab.IV.23. Puissance de chauffage Q pour les cinq variantes.

IV.6. Conclusion.

Après avoir fait une comparaison entre les variantes, on peut conclure que :

- ✓ La variante 3, avec une puissance de chauffage $Q = 4512.75$ [W], donne la meilleure isolation thermique, et donc la plus grande économie de chauffage par rapport aux quatre autres variantes. C'est-à-dire que les constituants de cette variante ont des caractéristiques thermiques qui permettent de minimiser les déperditions calorifiques. Toutefois cette solution est plus coûteuse du fait de l'utilisation du placoplâtre.
- ✓ Vient ensuite la variante 4, avec une puissance de chauffage de $Q = 4894.56$ [W], qui est un compromis pour le coût.

La variante 5, vient en troisième position, cette variante a donné une grande puissance de chauffage $Q = 5280$ [W]. Elle vérifie aussi la condition réglementaire, mais elle induit à un surcoût d'exploitation de 7.88% par rapport à la variante 4, et de 17 % par rapport à la variante 3. Ce surcoût semble raisonnable, au vu des gains réalisés sur le coût de la construction.

Les solutions basées sur des murs en bétons nécessitent un doublage isolant ou de matériaux de bonne résistance thermique. Tels que des briques avec une interposition d'une lame d'air. en effet, la variante 2 qui est conforme à la réglementation de justesse (plus de

40% par rapport à la 3^{ème} variante), est largement améliorée grâce à l'ajout de doublages en brique des voiles dans la variante 5.

Pour les voiles l'intérêt de l'ajout de la cloison avec une lame d'air est aussi de diminuer les déperditions par les ponts thermique, et par les désordres engendrés les condensations dues à ces phénomènes.

IV.6. Conclusion.

Après avoir fait une comparaison entre les variantes, on peut conclure que :

- ✓ La variante 3, avec une puissance de chauffage $Q= 4512.75$ [W], donne la meilleure isolation thermique, et donc la plus grande économie de chauffage par rapport aux quatre autres variantes. C'est-à-dire que les constituants de cette variante ont des caractéristiques thermiques qui permettent de minimiser les déperditions calorifiques. Toutefois cette solution est plus coûteuse du fait de l'utilisation du placoplâtre.
- ✓ Vient ensuite la variante 4, avec une puissance de chauffage de $Q= 4894.56$ [W], qui est un compromis pour le coût.

La variante 5, vient en troisième position, cette variante a donné une grande puissance de chauffage $Q= 5280$ [W]. Elle vérifie aussi la condition réglementaire, mais elle induit un surcoût d'exploitation de 7.88% par rapport à la variante 4, et de 17 % par rapport à la variante 3. Ce surcoût semble raisonnable, au vu des gains réalisés sur le coût de la construction.

Les solutions basées sur des murs en bétons nécessitent un doublage isolant ou de matériaux de bonne résistance thermique. Tels que des briques avec une interposition d'une lame d'air. En effet, la variante 2 qui est conforme à la réglementation de justesse (plus de 40% par rapport à la 3^{ème} variante), est largement améliorée grâce à l'ajout de doublages en brique des voiles dans la variante 5.

Pour les voiles l'intérêt de l'ajout de la cloison avec une lame d'air est aussi de diminuer les déperditions par les ponts thermiques, et par les désordres engendrés les condensations dues à ces phénomènes.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce projet, nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur pour le choix du modèle de calcul à considérer pour l'étude de la structure.

Après la réalisation des deux parties « étude technique » et « optimisation thermique » qui constituent notre mémoire de projet de fin d'études, et à la lumière des résultats on peut conclure que :

- La forme irrégulière du bâtiment a été un facteur négatif qui a augmenté la complexité de son comportement ; et rendant nécessaire l'analyse tridimensionnelle avec l'outil informatique et un logiciel performant de calcul, à savoir SAP2000.
- Le projet nous a permis aussi de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, et cela est dû à la forme irrégulière en plan de notre structure. Celle-ci était dictée par des contraintes d'urbanisme.
- Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions des voiles ont été essayés. La variante retenue a donné des résultats acceptables en terme de période, déplacements et efforts.
- La quantité de voile n'implique pas nécessairement un bon comportement de la structure ; c'est au disposition optimale qui permet de donner des résultats satisfaisants qui se traduisent par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier.
- Dans notre étude sur l'optimisation de l'isolation thermique, nous avons pu souligner les exigences de la réglementation, et les tendances futures vers l'économie d'énergie dans l'intérêt des habitas, a travers le calcul des variantes sur les murs.
- L'adjaction d'un isolant tel que le polystyrène expansé dans les murs n'apporte pas une économie d'énergie de chauffage très importante par rapport à une double cloison en brique. la variant composée d'une seul brique de 15cm, a donné des résultats acceptables du point vu thermique. Néanmoins il faut veiller à doubler tous les voiles avec au minimum une cloison de brique 5 trous et une lame d'air.
- L'objectif primordial, pour l'ingénieur est dans la meilleure maîtrise du rapport coût/sécurité, par une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales.

Néanmoins on tient à donner les propositions suivantes:

- ✓ La réalisation d'un joint sismique entre les ailes de la structure est une possibilité pour diminuer le nombre de voile, faciliter son étude, et surtout améliorer son comportement.
- ✓ il est intéressant que l'étude soit complétée par une optimisation économique pour les variantes de mur.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous a permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus à l'E.N.S.P d'une part, et d'acquérir des connaissances sur l'utilisation du logiciel SAP2000, ainsi que la mise en application des règlements en vigueur d'une autre part.

Nous espérons que ce modeste travail constituera un début pour exploiter ces connaissances, et le développement de la réflexion inventive dans la vie pratique.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] CBA93.C.G.S.
- [2] D.T.R-B.C.2.2 : « Charges permanentes et charges d'exploitations »
- [3] D.T.R-B.C.2.48 : « Règles Parasismique Algériennes » (RPA 99/ version 2003).C.G.S.
- [4] Belazoughi, M : «Cours de béton armé tome 2 ».O.P.U.2004.
- [5] BAEL 91.
- [6] Henry, Thonier : « Conception et calcul des structures de bâtiment tome 1-2-3-4». Presse des ponts et chaussées.1992.
- [7] A.CAPRA, V.DAVIDOVICI: « Calcul dynamique des structures en zone sismique »Eyrolles.1982
- [8] Davidovici, V : « La construction en zone sismique ». Le moniteur, 1999.
- [9] J.Perchat << Pratique du BAEL 91 >>. Eyrolles. 1998.
- [10] Mr. BOUTEMEUR : « Cours de Béton Armé 4^{ième} Année »
- [11] Gagliardini, O : « Cours de beton armé ». Université de Grenoble I. 2004.
- [12] J.Perchat << Pratique du BAEL 91 >>. Eyrolles. 1998.
- [13] I.AOUARI ; A.BADJA << Etude d'une tour(R+15) de forme irrégulière>> PFE. ENP. Juin 2008.
- [14] D.T.R-B.C.3.2 : « Réglementation thermique des bâtiments d'habitation ».
- [15] S.BENGUERRAH << Optimisation thermique dans l'habitation>> PFE. ENP. Juin 1999.

Logiciels.

- SAP 2000 V11.Computer and Stuctures, Inc. université de Berkeley.A California.2007.
- Dalle, V1.00.026. SOCOTEC.1998.
- Flexi, V1.00.026. SOCOTEC.1998.
- Auto CAD 2008. Auto Desk Inc.2003.
- Microsoft Office Excel 2007.
- Microsoft Office word 2007.