



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia

FACULTE DE LA TECHNOLOGIE

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En Vue de l'Obtention du Diplôme Master en Génie Civil
Option : Géotechnique

Thème :

*Etude d'un Bâtiment (R+8) à Usage d'Habitation et
Commercial Contreventé par un Système Mixte
(Voiles - Portiques)*

Préparé par :

Melle. MEZITI Aicha

Mme. MOUSSAOUI Nassima

Promoteur :

Mr : HEZZAM

Jury:

M^r BANOUNE

M^r LARABETTE

Promotion 2012-2013



Remerciements

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions ALLAH le tout puissant pour son aide et pour nous avoir donné la force et la patience afin d'arriver à terminer ce travail.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Mr HAZZAM pour son orientation et pour ses précieux conseils.

Nous remercions les membres de jury qui ont bien voulu juger ce travail et d'y apporter leurs remarques constructives.

Nous tenons vivement à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragements durant tous le parcours de nos études.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Que tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Liste des figures

CHAPITRE I

Figure I.1. Règle des trois pivots.....	08
Figure. I.2. Évolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton.....	15
Figure I.3. Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj}	16
Figure I.4. Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU.....	17
Figure I.5. Diagramme contraintes-déformations de calcul.....	21

CHAPITRE II

Figure II.1. plancher a corps creux.....	24
Figure II.2. schéma d'une poutrelle.....	24
Figure II.3. Disposition des poutrelles.....	25
Figure II.4. Dalles sur trois appuis.....	26
Figure II.5. Dalle sur deux appuis	28
Figure II.6. Schéma terminologie d'escalier.....	29
Figure II.7. vue en plan de l'escalier.....	29
Figure II.8. Schéma statique de l'escalier	30
Figure II.9. vue en plan de l'acrotère.....	30
Figure II.10. Vue en plan de voile	33
Figure II.11. hauteur libre de l'étage	33
Figure II.12. plancher terrasse en corps creux	34
Fig. II.13. Plancher étage courant en corps creux	35
Fig. II.14. Mur extérieur	37
Figure II.15. Schéma statique de la décente de charge.....	41
Figure II.16. Surface revenant au Poteau central B-2.....	42
Figure II.17. Surface revenant au poteau de la cage d'escalier C-2.....	45

CHAPITRE III

Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle.....	56
Figure III.2. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.....	56
Figure III.3. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.....	57
Figure III.4. Schéma statique de la poutrelle.....	58
Figure III.5. Le type des poutrelles.....	59
Figure III.6. schéma statique de la poutrelle.....	59
Figure III.7. Diagramme des moments à l'ELU.....	64
Figure III.8. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	64
Figure III.9. Diagramme des moments à l'ELS.....	65
Figure III.10. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	65

Figure III.11. Diagramme des moments à l'ELU.....	66
Figure III.12. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	66
Figure III.13. Diagramme des moments à l'ELU.....	67
Figure III.14. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	67
Figure III.15. La section de la poutrelle.....	68
Figure III.16. La section de la poutrelle en travée sollicité à la F.S.....	69
Figure III.17. La section de la poutrelle en appui sollicité à la F.S.....	70
Figure III.18. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	84
Figure III.19. Schéma de ferrailage des poutrelles.....	84
Figure III.20. Schéma d'une dalle sur 3 appuis.....	85
Figure III.21. Schéma statique du balcon.....	85
Figure III.22. Schéma de ferrailage de la dalle en console.....	88
Figure II.23. Dalle sur deux appuis.....	89
Figure III.24. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.....	92
Figure III.25. Schéma statique de l'escalier.....	93
Figure III.26. Schéma statique de l'escalier.....	94
Figure III.27. Schéma de Ferrailage de l'escalier.....	103
Figure III.28. Schéma statique du la poutre palière.....	104
Figure III.29. Section creuse équivalente.....	106
Figure III.30. Ferrailage de la Poutre palière.....	108
Figure III .31. la coupe transversale de l'acrotère	109
FigureIII.32. Les Sollicitations sur l'acrotère.....	110
FigureIII.33. Section à ferrailer.....	112
Figure III.34. Schéma de ferrailage da l'acrotère.....	115

CHAPITRE IV

Figure IV.1. Spectre de réponse.....	122
Figure IV.2. disposition des voiles.....	124
Figure IV.3. 1 ^{er} mode de déformation (translation selon x-x).....	124
Figure IV.4. 2 ^{ème} mode déformation (translation selon y-y).....	125
Figure IV. 5. 3 ^{ème} mode de déformation (torsion autour z-z).....	125

CHAPITRE V

Figure V.1. Zone nodale.....	135
figure. V.2. Section d'un poteau.....	146
Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux.....	148
Figure V.4. 2U superposés (avec alternance dans l'orientation).....	150
Figure. V.5. Dispositions constructives des portiques.....	151
Figure V.6. Les moments sur la zone nodale.....	157
Figure V. 7. Disposition constructive des armateurs dans les poutres.....	159
Figure V.8. Schéma de ferrailage des poutres principales et les poutres secondaires de RDC et les étages courants.....	160
Figure V.9. Disposition des armatures dans les voiles.....	162
Figure V. 10. Disposition des voiles.....	163
Figure V.11. Schéma d'un voile plein.....	164
Figure V.12. Schéma de ferrailage d'un voile (V_{x1})	169

CHAPITRE VI

Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolée.....	170
Figure VI.2. Semelle filante.....	171
Figure VI.3. dimension du radier.....	172
Figure VI.4. Présentation de zone d'impact de la charge concentrée.....	174
Figure VI.5. Schéma d'une dalle sur quatre appuis.....	177
Figure VI.6. Schéma de ferrailage du radie.....	182
Figure VI.7. La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures.....	183
Figure VI.8. Sollicitations sur les nervures transversales.....	184
Figure VI.9. Sollicitations sur les nervures longitudinales.....	185
Figure VI.10. Section à ferrailer.....	187
Figure VI. 11. Schéma de ferrailage de la nervure.....	190

Liste des tableaux

CHAPITRE I

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers.....	19
Tableau I.2. L'enrobage des armatures.....	22

CHAPITRE II

Tableau II.1. évaluation des charges et surcharges de plancher terrasse en corps creux...	35
Tableau II.2. évaluation des charges et surcharges de Plancher étage courant en corps creux.....	36
Tableau II.3. évaluation des charges et surcharges des dalles pleine.....	36
Tableau II.4. évaluation des charges et surcharges de mur extérieure.....	37
Tableau II.5. évaluation des charges et surcharges de l'acrotère.....	38
Tableau II.6. évaluation des charges et surcharges de palier.....	39
Tableau II.7. évaluation des charges et surcharges de la volée.....	40
Tableau II.8. Tableau récapitulatif des résultats de la descente de charge (poteau B2)...	44
Tableau II.9. Tableau récapitulatif des résultats de la descente de charge (poteau C2)...	47
Tableau II.10. Tableau récapitulatif des résultats obtenus pour les deux poteaux ...	49
Tableau II.11. Résultat de vérification a la compression simple.....	50
Tableau II.12. Résultat de vérification au flambement.....	52

CHAPITRE III

Tableau III.1. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	59
Tableau III .2. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible...	64
Tableau III .3. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible ...	65
Tableau III .4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'habitation.....	66
Tableau III .5. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'habitation	67
Tableau III.6. Sollicitations maximales aux états limite des poutrelles de chaque niveau.....	68
Tableau III.7. Calcul des armatures principales.....	72
Tableau III.8. Vérification de Cisaillement et l'effort tranchant à l'E.L.U.....	75
Tableau III.9. Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	77
Tableau III.10. Vérification des états limites de déformation.....	82
Tableau III.11. Ferrailage de la dalle en console.....	86
Tableau III.12. Calcul des armatures principales.....	90
Tableau III.13. vérification des contraintes à l'ELS.....	92
Tableau III.14. Calcul des armatures principales.....	96

Tableau III.15. Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	102
Tableau III.16. Vérification de la flèche à l'E.L.S.....	102
Tableau III.17. Les sollicitations de la poutre palière.....	104
Tableau III.18. Calcul des armatures principales.....	105
Tableau III.19. Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	107
Tableau.III.20. Combinaison d'action de l'acrotère.....	111

CHAPITRE IV

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q	118
Tableau IV. 2. Les poids des différents niveaux.....	120
Tableau IV.3. Caractéristiques géométriques des planchers corps creux.....	123
Tableau IV.4. Période de vibration et taux de participation massique.....	126
Tableau IV. 5 . Vérification de l'interaction sous charges verticale.....	127
Tableau IV. 6. Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	128
Tableau IV.7. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	129
Tableau IV.8. Vérification des déplacements de la structure.....	129
Tableau IV.9. Vérification a L'effet $P - \Delta$	131
Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal réduit.....	132

CHAPITRE V

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA.....	135
Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux.....	137
Tableau V.3. Sollicitations dans les poteaux solidaires avec les voiles.....	137
Tableau V. 4. Armatures longitudinales des poteaux.....	142
Tableau V. 5. Armatures transversales des poteaux.....	143
Tableau V.6. Vérification du flambement des poteaux.....	145
Tableau V.7. Vérification des contraintes normales de compression.....	146
Tableau V.8. Vérification des contraintes tangentielles.....	147
Tableau V.9. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA.....	151
Tableau V. 10. Armatures longitudinales des poutres.....	152
Tableau V.11. Vérification de l'effort tranchant.....	154
Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	155
Tableau V.13. Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.....	155
Tableau V.14. Moment résistant dans les poteaux.....	158
Tableau V.15. Moment résistant dans les poutres.....	158
Tableau. V.16. Vérification de la zone nodale.....	159
Tableau V.17. Ferrailage des voiles V_{X1}	167
Tableau V.18. Ferrailage des voiles V_{Y1}	168

CHAPITRE VI

Tableau VI.1. Résumé des résultats de ferrailages.....	179
---	-----

Tableau VI.2. Vérification des contraintes à l'ELS.....	180
Tableau VI.3. Résumé des résultats de redimensionnement de ferrailages.....	181
Tableau VI.4. Vérification des contraintes à l'ELS après le redimensionnement.....	181
Tableau VI.5. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELU).....	184
Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELS).....	185
Tableau VI.7. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinale (ELU) ...	185
Tableau VI.8. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinale (ELS)....	186
Tableau VI.9. Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.....	187
Tableau III.10. Vérification des contraintes à l'ELS.....	189
Tableau VI.11. Résumé des résultats de redimensionnement de ferrailages.....	189
Tableau VI.12. vérification des contraintes à l'ELS.....	189

Sommaire

Notations et symboles

Introduction générale..... 01

CHAPITRE I GENERALITES

I.1. Introduction.....	02
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	02
I.3. Implantation de l'ouvrage.....	02
I.4. Caractéristiques géométrique de l'ouvrage.....	02
I.5. Système de contreventement.....	02
I.6. les éléments structuraux et les éléments non structuraux.....	03
I.7. Caractéristique du sol.....	5
I.8. Régularité de la structure.....	5
I.9. Règlements et normes utilisées.....	6
I.10. Les états-limites.....	6
I.11. Hypothèse de calcul.....	7
I.12. Les actions.....	11
I.13. Caractéristique mécanique des matériaux.....	13

CHAPITRE II PRE DIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction.....	23
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	23
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux.....	31
II.4. Evaluation de charges et surcharges.....	34
II.5. Descente de charge.....	41
II.6. vérification des poteaux.....	49
II.7. Conclusion.....	53

CHAPITRE III CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction.....	54
III.2. étude des planchers.....	54
III.3. Etude des escaliers.....	93
III.4. Etude de la poutre palière.....	104
III.5. Etude de l'acrotère.....	109

CHAPITRE IV

ETUDE SISMIQUE

IV.1. introduction	116
IV. 2. méthodes de calcul.....	116
IV.3. analyse sismique de la structure.....	116
IV.4. Conclusion	133

CHAPITRE V ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction.....	134
V.2. étude des poteaux.....	134
V.3. étude des poutres.	149
V.4. étude des voiles.....	161
V.5. Conclusion	169

CHAPITRE VI ETUDE DES FONDATIONS

VI.1. Introduction	170
VI.2. Choix du type de fondations.....	170
VI.3. Conclusion.....	191

CONCLUSION GENERALE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ANNEXE

Introduction générale

Introduction :

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proches du suivant.

Les études concernant l'activité sismique sont très importantes en termes de prévention des effets des tremblements de terre, les constructions doivent être conçues de manière à résister aux secousses sismiques pour éviter la perte des vies humaines et minimiser les dégâts matériels.

De même qu'il est préférable pour la santé d'un être humain d'avoir une bonne hygiène de vie, avant de se soigner c'est nécessaire, il est préférable pour un bâtiment d'avoir une bonne conception pour optimiser l'application des règles de calcul parasismique en prévision d'un tremblement de terre. Le calcul règlementaire d'un bâtiment mal conçue ne garantit pas son bon comportement, c'est à dire une meilleure stabilité.

Le but des études génie civil est de concevoir des bâtiments capables de résister aux multiples phénomènes naturels (tremblement de terre, vent extrême, neige,...etc.) ceci implique la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés qui les rendent aptes à encaisser les efforts auquel ils seront soumis et à les transmettre aux fondations.

Le présent travail consiste à une étude d'un bâtiment(R+8) à usage d'habitation de 30,6m de hauteur 28m de largeur et 32 m de longueur, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) conformément aux règles parasismiques en vigueur, pour cela ; nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Chapitre I : qui est consacré pour les généralités.
- Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux
- Chapitre III : calcul des éléments secondaires
- Chapitre IV: calcul de l'effort sismique et leur distribution
- Chapitre V: calcul des éléments structuraux
- Chapitre VI: étude de l'infrastructure

Et on termine par une conclusion générale

Tous les calculs ont été menés en utilisant différents codes de calcul et de conception, notamment CBA 93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

I.1.Introduction

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, l'ingénieur en génie civil doit prendre en considération dans l'étude de la structure à la fois les facteurs d'économie, d'esthétique et surtout de sécurité.

Le comportement réel d'une structure soumise à une violente sollicitation sismique est fortement non linéaire et donc très complexe. Durant le séisme, la structure est, en général, sollicitée au-delà du domaine élastique de manière dynamique et cyclique. Même en faisant abstraction de l'incertitude importante entachant la sollicitation elle-même, le comportement sismique structural réel est soumis à une telle variabilité que les méthodes de dimensionnement traditionnelles y perdent leur pertinence et ne doivent être appliquées

Dans ce chapitre des généralités on essaie de donner une description de notre projet ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés pour réaliser ce dernier

I.2.présentation de l'ouvrage

L'ouvrage à étudier est un bâtiment en (R+ 8) à usage d'habitation, il est appartenant au groupe d'usage 2 ayant une importance moyenne, situé à Sétif (cité yahiaoui). Le bâtiment est constitué de:

- un RDC à usage commercial
- des étages comportant des habitations

I.3.Implantation de l'ouvrage

Le bâtiment est situé à Sétif (cité yahiaoui), zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de sismicité moyenne (zone IIa).

I.4.caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

- ✓ Longueur en plan-----32,5 m
- ✓ Largeur en plan-----28,5 m
- ✓ Hauteur du RDC-----3,4 m.
- ✓ Hauteur étage courant-----3,4m
- ✓ Hauteur totale-----30,6m

I.5.système de contreventement :

Selon l'article (3-4-A-1.a) du **RPA 99 version 2003** pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone (**IIa**), il est indispensable d'introduire des voiles porteurs, c'est pour cette raison que nous optons :

- Pour un système de contreventement mixte (portique-voiles) avec justification d'interaction portique-voile qui doit vérifier les conditions suivantes :
 - Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
 - Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
 - Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.6 .les éléments structuraux et les éléments non structuraux

Une structure est constituée de plusieurs éléments aussi différents que divers et dont le rôle peut être déterminé à partir de la contribution de chacun d'eux à la stabilité globale de l'ouvrage.

On peut distinguer deux types d'éléments:

I.6.1.Eléments structuraux

Qui comportent tous les éléments porteurs faisant partie du système de contreventement et les éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement dont la contribution à la stabilité est directe comme : les poteaux, les poutres, les voiles, les fondations, les planchers,

I.6.1.1.les poteaux

Un poteau est un élément qui assure la transmission verticale des charges d'une structure soit à un autre élément porteur, soit à une fondation. On distingue les poteaux « à compression centrée » et les autres dont le moment n'est pas pris en compte dans la justification de la stabilité et la résistance des éléments qui lui sont liés, et qui ne conduisent, par ailleurs, qu'à de petites excentricités de la force extérieure

Les sections des poteaux peuvent prendre plusieurs formes tel que carré, rectangle, polygone et ou circulaire et où le dimensionnement est basé essentiellement sur l'équilibre en compression centrée.

I.6.1.2.les poutres

Une poutre est un solide à ligne moyenne droite, de section rectangulaire en « T » ou en « I » dont la portée est prise entre nus des appuis sauf cas particulier (voiles). Elles assurent une transmission horizontale, soit à une autre poutre, soit à un élément porteur vertical, des charges qui lui sont appliquées. Dans cette fonction, elle est soumise à des sollicitations de flexion et à des sollicitations d'effort tranchant.

I.6.1.3. Les voiles

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales, les efforts horizontaux grâce à leurs rigidités importantes dans ce plan. Des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) est négligeable devant les deux autres. Ils fonctionnent comme des consoles encastrées ont leurs base, sur des fondations superficielles ou des pieux, et ou l'effort normal N due aux charges verticale assure la stabilité de l'ensemble.

Les voiles ont donc principalement pour objet :

- _ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- _ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement

I.6.1.4. Les fondations

On appelle une fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de ce dernier.

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol on cas des radiers) on être assurée par l'intermédiaire d'autre organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

I.6.1.5. les planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. la dalle peut reposer sur 2, 3 ou 4 cotés. L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Ils ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

I.6.1.6. Les escaliers

Les escaliers sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place.

Généralement Il existe deux différents type d'escalier

- Escalier sans palier intermédiaire
- Escalier avec palier intermédiaire ou à palier de repos

I.6.1.7. Balcon : Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastrée dans les poutres.

I.6.2. Les éléments non structuraux

Elle comporte tous les éléments les n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement dont la contribution à la stabilité est passive tel que : acrotères, les murs en maçonnerie, le revêtement ...

I.6.2.1. Acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contretoute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

I.6.2.2. Les murs en maçonnerie : elle comporte deux types :

- Les murs extérieurs : sont en double cloisons, réalisés en brique creuse séparé par une lame d'air.
- Les murs intérieurs : sont réalisés en simple cloisons de brique creuse, leur fonction principale est la séparation des espaces sans l'isolation thermique et acoustique.

I.6.2.3. Revêtement : le revêtement est constitué par :

- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Enduit en ciment pour les murs des façades extérieures.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

I.7. Caractéristique du sol :

- Le site est considéré comme
- Contrainte admissible du sol est de 1,5 bar

I.8. Régularité de la structure :

Selon le RPA99 version 2003 (article 3.5.1), un bâtiment est classé régulière si on respecte les deux critères suivants :

I.8.1. Régularité en plan :

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis a deux direction orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité et le centre des rigidités ne dépassant pas 15% de la dimension du bâtiment

- La forme du bâtiment doit être compacte avec le rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal à 4
- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle de contreventements verticaux pour être considéré indéformable dans leur plan

Dans notre projet on remarque que tous les critères sont vérifiés, donc le bâtiment est régulier en plan.

I.8.2.Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur discontinu.
- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restant constants diminue progressivement sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- Dans le cas de décrochement en élévation la variation des dimensions en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul.

Dans notre projet, on remarque que tous les critères sont vérifiés. donc le bâtiment est régulier en élévation.

Conclusion : selon les critères, le bâtiment est classé régulier en plan et en élévation

I.9 réglementations et normes utilisées :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- ✓ Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- ✓ Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- ✓ Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites
- ✓ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- ✓ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

I .10.Les états-limites :

I .10.1.Définition des états- limites :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

On distingue deux sortes d'état limite :

a)Etat limite ultime ELU

L'état limite ultime ELU correspondant à :

- la perte de l'équilibre statique de la construction (basculement).
- la perte de la résistance de l'un des matériaux (rupture).
- la perte de la stabilité de forme (flambement).

b) Etat limite de service ELS

L'état limite de service définit les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés. Il se traduit par les états limites suivantes :

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

I.11.Hypothèse de calcul :

I.11.1.Hypothèses de calcul à l'ELU :

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles relatives au calcul classique, à savoir :

- ✓ Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- ✓ Du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- ✓ La résistance du béton tendu est négligée.
- ✓ Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰} \longrightarrow \text{en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \longrightarrow \text{en compression simple}$$

- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots) (figure I.1).

➤ **Règle des trois pivot :**

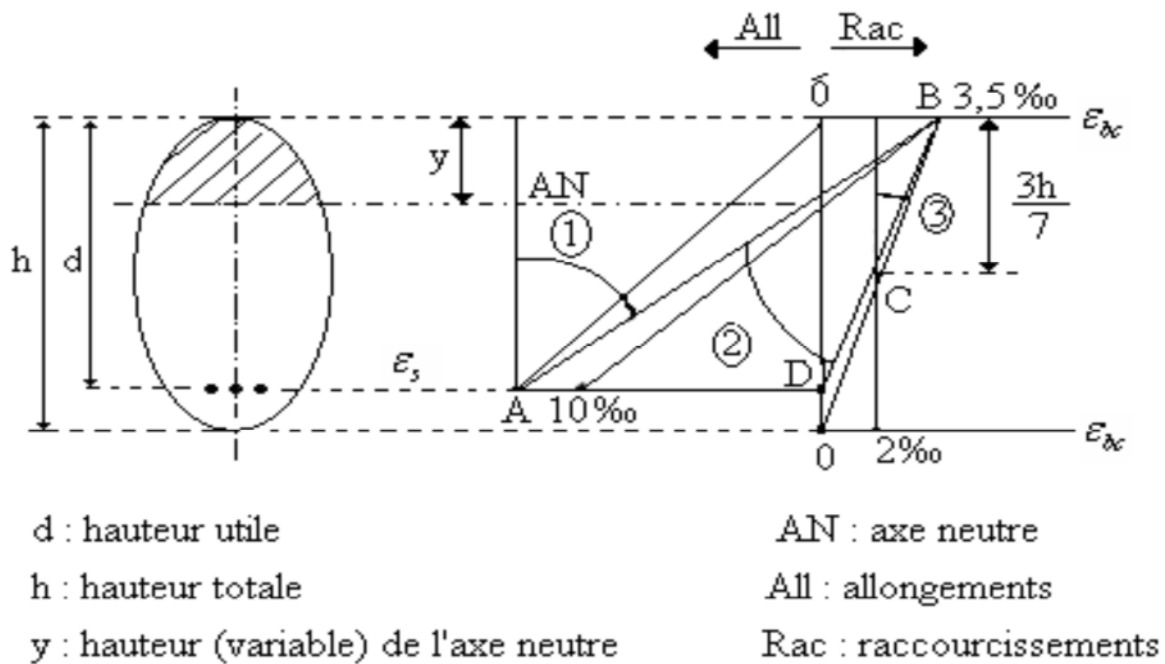


Figure I.1. Règle des trois pivot

Le diagramme passe par :

- Le pivot A si $y \leq 0.2593 * d$
- Le pivot B si $0.2593 * d \leq y \leq h$
- Le pivot C si $y \geq h$

ϵ_{bc} : La déformation du béton à la compression (le raccourcissement relatif du béton comprimé)

ϵ_s : La déformation de l'acier tendue (dilatation relative de l'acier).

A_s : armature longitudinales dans la zone comprimée.

A_s' : Armature longitudinales dans la zone tendue.

Y : position de l'axe neutre.

Le schéma donne les positions limites des diagrammes des déformations de la section

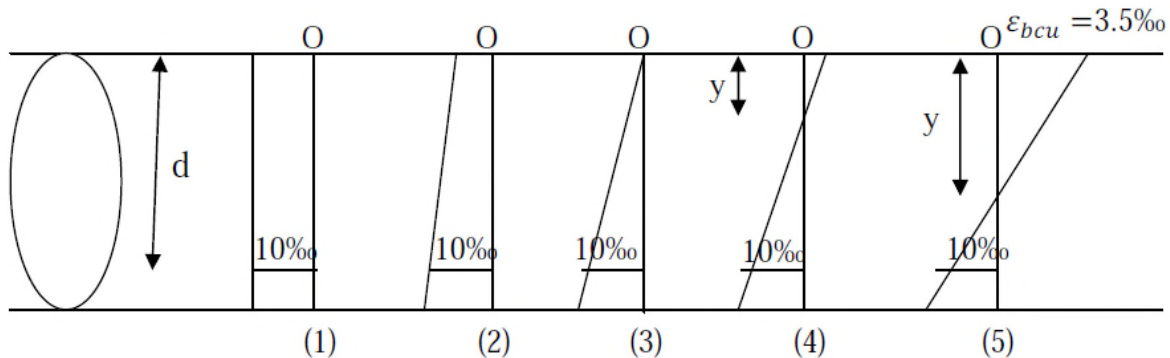
dans l'état limite ultime sollicitation aux différentes sollicitations suivantes :

- La traction pure (traction simple)
- Traction excentrée (flexion composée avec force de traction)
- Flexion simple
- Flexion composée

- Compression pure (compression simple)

Quelque soit le type des sollicitations, le diagramme des déformations passe par l'undes points A, B ou C appelé pivot. On distingue trois domaines :

- ✓ **Dans le domaine 1** : pivot A, l'état limite ultime est définie par l'atteinte de l'allongement limite de 10‰ de l'armature la plus tendue, diagramme de déformation passe par le pivot A, et peut prendre l'une des positions suivantes:



Schéma(1) : correspond à la traction simple (ou la dilatation égale à 10‰)

Schéma(2) : correspond à la traction totale de la section (flexion composée ou la section est entièrement tendue ou force de traction avec une petite excentricité)

Schéma(3) : comme le Schéma(2)

Schéma(4) : correspond à la flexion simple ou composée ou la section est partiellement comprimée avec : $\epsilon_{bc} < \epsilon_{bcu} = 3.5\text{‰}$

Cas particulier :

$$\epsilon_s = 10\text{‰} \text{ et } \epsilon_{bc} = 2\text{‰}$$

$$\frac{y}{d-y} = \frac{2/1000}{10/1000} \longrightarrow y = 0.167d$$

Si on pose $y = \alpha \cdot d$ on obtient $\alpha = 0.167$

Schéma(5) : comme le schéma (4) avec : $\epsilon_{bc} = \epsilon_{bcu} = 3.5\text{‰}$

La position limite AB correspond à axe neutre comme suite :

$$\frac{y}{d-y} = \frac{3.5}{10} \longrightarrow y = 0.259d$$

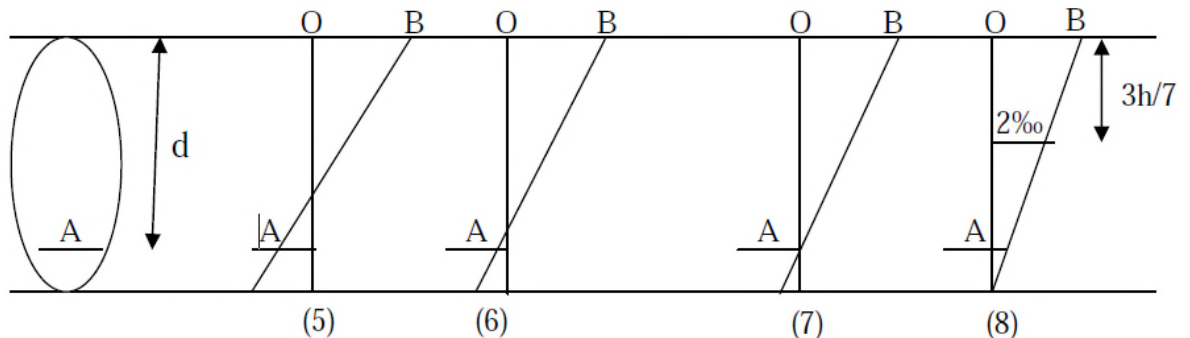
$$y_{AB} = \alpha_{AB} \cdot d = 0.259d \longrightarrow \alpha_{AB} = 0.259$$

Remarque : Le diagramme des déformations passe par le pivot A dans le cas de la flexion simple ou composée si : $\alpha_{AB} \leq 0.259$

On ne peut pas augmenter la zone comprimée par l'augmentation de ϵ_{bc} plus que sa valeur maximale qui est 3.5 ‰, on doit donc diminuer σ_s (donc diminuer ϵ_s)

Le diagramme des contraintes pivot autour de B jusqu'à ce que ϵ_s atteigne zéro, afin de renforcer la zone comprimée et prendre l'une des positions suivantes :

• Dans le domaine 2 : Pivot B, l'état limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3.5‰ de la fibre la plus comprimée du béton, le diagramme des contraintes passe par le pivot B et peut prendre l'une des positions suivantes :



Schéma(6) : correspond à la flexion simple ou composée avec : $\varepsilon_{bc} = \varepsilon_{bcu} = 3.5\text{‰}$ et $\varepsilon_s < 10\text{‰}$

Schéma(7) : comme le schéma (6) avec : $\varepsilon_s = 0$ ($y=d \rightarrow \alpha=1$)

Schéma(8) : correspond à la flexion composée avec force de compression quand le raccourcissement de la fibre la plus comprimée atteint 3.5‰ et raccourcissement nul de la fibre la moins comprimée, c'est l'état limite de domaine(2).

Remarque : la flexion simple ou composée avec un ferrailage tendue $0.259 < \varepsilon < 1$ caractérisée le pivot B, si on fait pivoter la droite de B, la petite zone située au dessous du ferrailage devient tendue (contrainte égale à zéro et le ferrailage devient comprimée) correspond à la flexion composée (section doublement armée et partiellement comprimée) Le pivot B avec : $1 < \alpha < y/d$.

• Dans le domaine 3 : Pivot C, cette zone est caractérisé par un raccourcissement maximal du béton comprimé comprise entre 2‰ et 3.5‰, le diagramme des déformations passe par pivot C et peut prendre l'une des positions suivantes :

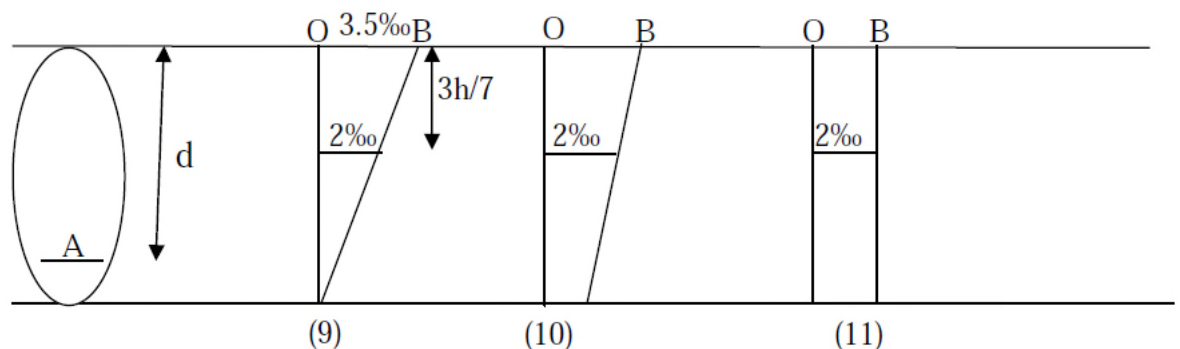


Schéma (10) : correspond à une flexion composée quand la section est entièrement comprimée l'axe neutre sera en dehors de la section

$$\varepsilon_{bc} = \varepsilon_{bcu} = 3.5\text{‰}$$

Schéma (11) : correspond à une compression simple $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ pour toute la section.

Remarque : la compression simple et composée caractérise le pivot C

$2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰}$ au niveau de la fibre la plus comprimée.

$\varepsilon_{bc} < 2 \text{ ‰}$ Au niveau de la fibre la moins comprimée ;

Résumé :

Pivot A : traction simple ou composée, flexion avec l'acier qui atteint l'état limite ultime.

Pivot B : flexion avec le béton qui atteint l'état limite ultime.

Pivot C : compression simple ou composée

I.11.2.Hypothèses de calcul à l'ELS :

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

I.12.Les actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées.

I.12.1.Les différents types d'actions :

- **Actions permanentes (G)** : Les actions permanentes sont celles dont la variation dans le temps est négligeable, elles comprennent :
 - Le poids propre de la structure.
 - Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
 - Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides.
 - Les déformations imposées à la structure.
- **Actions variables (Q)** : Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps, elles comprennent :
 - Les charges d'exploitations.
 - Les charges appliquées aux cours d'exécutions
 - Les charges climatiques (neige et vent).
 - Les effets thermiques.
- **Actions accidentelles (FA)** : Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :
 - Les chocs.

- Les séismes (E).
- Les explosions
- Les feux.

I.12.2. Valeurs de calcul des actions : Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions, puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas du chargement le plus défavorable.

I.12.3. Combinaison d'actions à l'ELU :(CBA article A.3.3.2)

Situation durable ou transitoire : On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, les combinaisons utilisées est :

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

Ψ_{0i} : coefficient de pondération (=0.77 pour les bâtiments à usage courant)

- **Situations accidentelles :**

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

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

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

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

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

I.12.4. Combinaison d'action à l'ELS (CBA93 article A.3.3.3)

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

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

Avec :

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

I.12.5. Combinaisons de calcul :

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

$$\text{Situations durables} \begin{cases} \text{ELU} : 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS} : G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles} \begin{cases} G + Q + E \\ G + Q + 1.2E \text{ pour les structures auto-stables RPA99 (article 5.2)} \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

Avec :

- G : étant l'action permanente.
- Q : charge d'exploitation.
- E : l'action du séisme

I.13. Caractéristique mécanique des matériaux :

I.13.1. Introduction :

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau, prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier et en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.13.2. Béton :

Le béton de ciment présente des résistances à la compression assez élevées, de l'ordre de 25 à 40MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre du 1/10 de sa résistance à la compression.

I.13 .2.1. Les compositions du béton :

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau.

a) ciment:

C'est un liant hydraulique caractérisé par sa propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

Le ciment utilisé pour la réalisation de notre ouvrage en béton armé, est le CPA 325 (ciment portland artificiel). Le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 375kg.

(BAEL91 : article B.1.1).

b) granulats:

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:

- **Sables :**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

- **Pierrailles :**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

c) Les adjuvants :

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton, dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

I.13 .2.2. Dosage du béton :

Le dosage du béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton tel que :

Ciment (C.P.A325)	—————>	350Kg/m ³
Sable ($\emptyset < 5mm$)	—————>	174Kg/m ³
Gravier ($\emptyset < 25mm$)	—————>	366Kg/m ³
Eau de gâchage	—————>	140Kg/m ³

I.13 .2.3. Résistance mécanique du béton :

a) Résistance à la compression :

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

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulat de grosseur au plus égale à 40mm.

D'après le BAEL91, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa pour les éléments principaux.

Cette résistance est donnée par la relation suivante :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{Mpa}$

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases} \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.1})$$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases} \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.1})$$

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

La figure I.1 montre le schéma d'évolution de la résistance du béton :

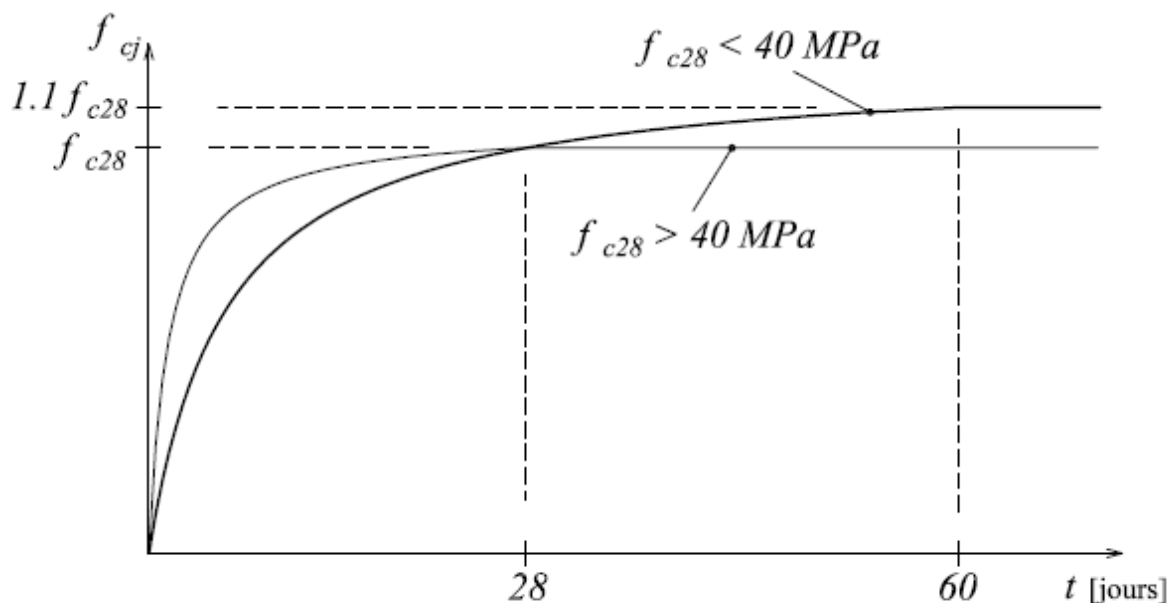


Fig. I.2. Évolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton.

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

b) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.2})$$

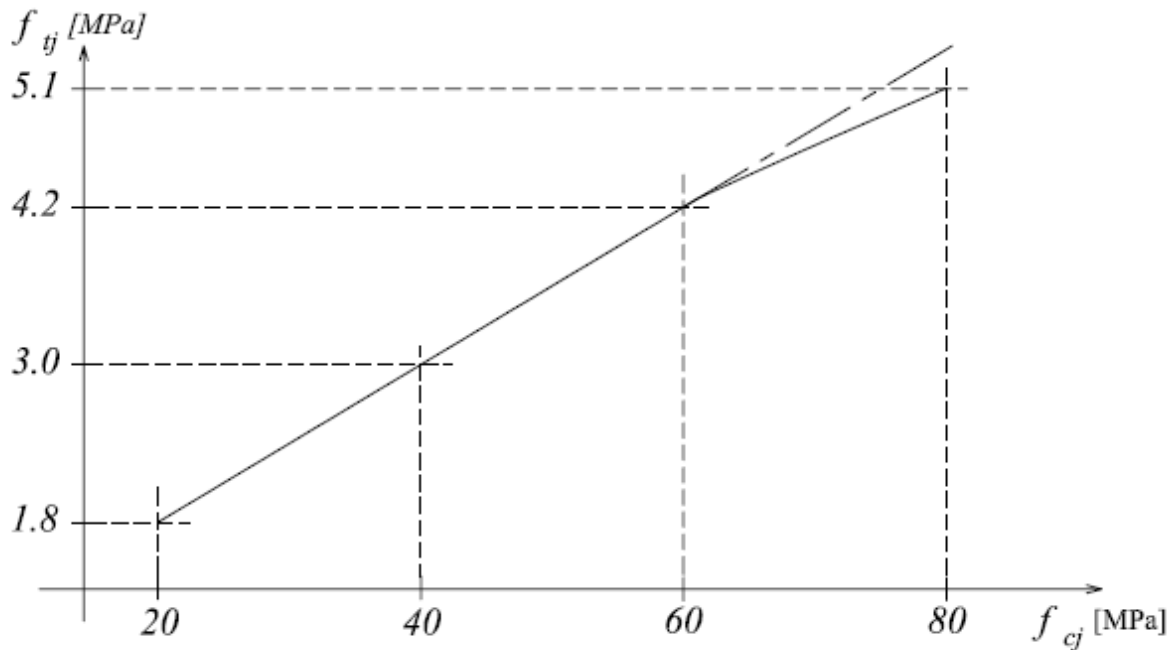


Figure I.3. Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

Pour notre cas $f_{tj} = 2.1 \text{ Mpa}$.

c) Valeurs de calcul à la compression

Contrainte limite à l'ELU :

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$\sigma_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ (CBA93 : article : A.4.3.4.1)}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton, tel que :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{pour les situations durables ou transitoires} \\ 1.15 & \text{pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

θ : Coefficient réducteur, tel que :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } t > 24h \\ 0.9 & \text{si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } 1h \leq t \leq 24h \\ 0.85 & \text{si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } t < 1h \end{cases}$$

Dans notre cas $t \leq 24$ heures d'où :

$$f_{bu} = \begin{cases} 14.2 & \text{pour les situations durables ou transitoires} \\ 18.48 & \text{pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

- **Diagramme des contraintes- déformations**

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

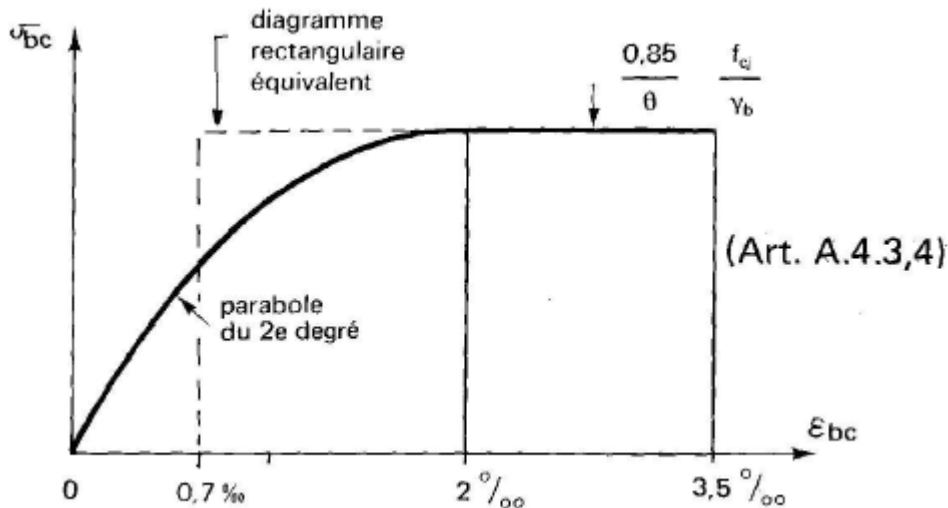


Figure I.4. Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU

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

2⁰/00 : en compression simple ou en flexion composée avec compression

3.5⁰/00 : en flexion simple ou composée

- **Contrainte limite à l'ELS :**

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ (CBA93 article A.4.5.2)}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ donc $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

I.13.2.4. Modules de déformation longitudinale :

- **A court terme :(module de déformation instantanée) :**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton $E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ (CBA93 article A.2.1.2.1)

- **À long terme :(module de déformation différée)**

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ (CBA93 article A.2.1.2.2)

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

$$E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ donc on a :

$$E_{i28} = 32164.20\text{Mpa}$$

$$E_{v28} = 10818.86\text{Mpa}$$

I.13.2.5. Coefficient de poisson : (CBA93 article A.2.1.3)

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur l , à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal, Δl mais également un gonflement transversal. Si a est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient

$a + \Delta a$ et la variation unitaire est $\frac{\Delta a}{a}$

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}} = \nu = \frac{\text{Variation unitaire du côté de la section}}{\text{Raccourcissement unitaire}}$$

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{à l'ELS} \\ 0 & \text{à l'ELU} \end{cases}$$

I.13.2.6. Module de déformation transversale : (CBA93 article A.2.1.3)

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)}$$

$$G = \begin{cases} 0.5 \times E_{ij} & \text{si } \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ 0.42 \times E_{ij} & \text{si } \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

I.13.2.7. Contrainte ultime de cisaillement : (BAEL91 article A.5.1.211)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportant à la fois des barres droites et des barres relevées d'après le BAEL91, la contrainte admissible $\bar{\tau}$ diffère selon que la fissuration est peu nuisible ou nuisible. Elle est donnée suivant le cas comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau} = \min \left(0.20 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right) \text{ pour fissuration peu nuisible} \\ \bar{\tau} = \min \left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right) \text{ pour fissuration nuisible} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bar{\tau} = 3.33\text{Mpa} & \text{fissuration peu nuisible} \\ \bar{\tau} = 2.5 & \text{fissuration préjudiciable} \end{array} \right.$$

I.13.3. Acier :

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.

On distingue :

- **Les treillis soudés**

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.

- **Les ronds lisses**

Ce sont des barres laminées de section circulaires.

- **Les barres de haute adhérence**

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique pour avoir une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

I.13.3.1. Caractéristiques mécaniques des aciers :

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de Rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Haute Adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers

Selon (l'Art 7.2.2 du RPA99/Version 2003), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec $f_e \leq 500\text{MPa}$, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5%.

I.13.3.2. Nuances d'aciers utilisés :

- **Longitudinalement:** On utilise des barres de haute adhérence de nuance FeE400, limite d'élasticité de 400 MPa.
- **Transversalement :** On utilise des ronds lisses de nuance FeE235, de limite d'élasticité de 235 MPa.
- **Les treillis soudés:** Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement

-TL 50 ($\Phi > 6\text{mm}$) ; $f_e = 500\text{Mpa}$.

-TL 52 ($\Phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e = 520\text{Mpa}$

I.13.3.3. Contraintes de calcul aux états limites :

- **Etat Limite Ultime :**

$$\sigma_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \frac{E_s}{\varepsilon_s} & \text{pour } \varepsilon_{sl} \leq \varepsilon_s \end{cases}$$

$$\text{avec } \varepsilon_s = \frac{f_e}{(\gamma_s \times E_s)}$$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{pour une situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{pour une situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

ε_s : Allongement relatif.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité.

Pour notre cas :

$$\sigma_s = \begin{cases} 348 & \text{pour une situation courante} \\ 400 & \text{pour une situation accidentelle} \end{cases}$$

- **Diagramme des contraintes – déformations (acier)(CBA93 article A.2.2.2)**

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ε_s) est conventionnellement défini comme suit :

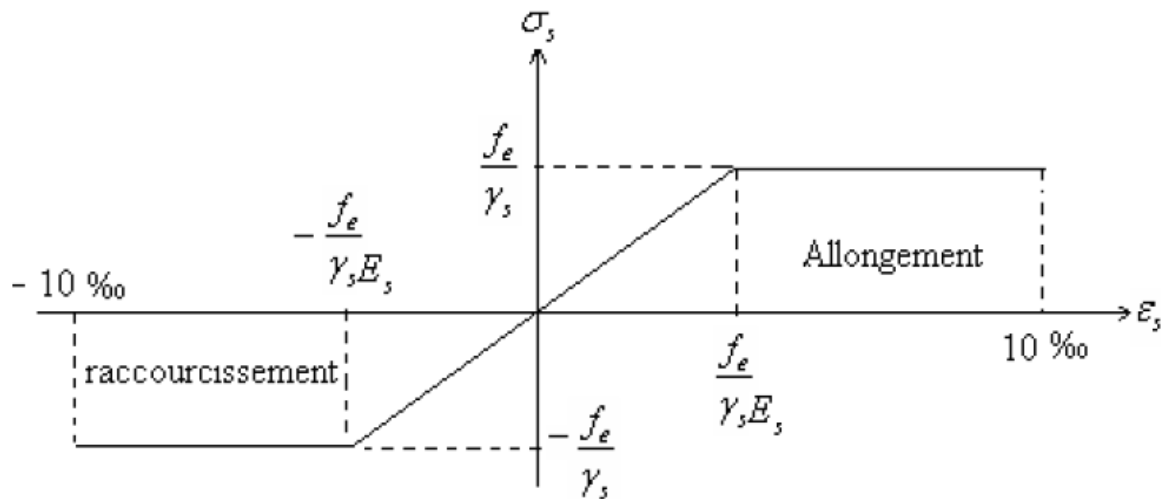


Figure I.5. Diagramme contraintes-déformations de calcul

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ε_s .

▪ Etat Limite de Service

Selon le BAEL91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire.

1) Fissuration peu nuisible

Pas de vérification à faire en dehors de celle imposé par l'ELU.

2) Fissuration préjudiciable

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min \left[\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right]$$

η : Coefficient de fissuration tel que $\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour l'acier RL} \\ \eta = 1.6 & \text{pour l'acier HA} \end{cases}$

3) Fissuration très préjudiciable : (ouvrage à la mer)

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs.

$$\sigma_s \leq \min \left[\frac{1}{3} \times f_e, 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right]$$

➤ Protection des Armatures

Dans le but d'assurer la protection des armatures contre la corrosion et autres effets ; un enrobage de ces dernières est prévu.

Le BAEL91 donne les enrobages à respecter en tenant compte de l'exposition et de lanature de l'ouvrage comme résumé sur le tableau suivant :

Exposition et nature de l'ouvrage	Valeurs minimales de e
Ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.	5cm (1)
Parfois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou à des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.	3cm (2)
Parfois situées dans des locaux couverts et clos et que ne seraient pas exposées aux condensations.	1cm

Tableau I.2. L'enrobage des armatures.

Avec :

e : l'enrobage de l'armature la plus proche de la paroi.

(1): enrobage de 5cm peut être réduit à 3cm si, soit les armatures, soit le béton, sont protégés par un procédé dont l'efficacité a été démontrée.

(2) : La valeur de 3cm peut être ramenée à 2cm lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieure à 40MPa. En effet, l'efficacité de la protection apportée par l'enrobage est fonction de la compacité du béton, laquelle croît avec sa résistance.

II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Les éléments de la structure doivent avoir une section minimale pour pouvoir reprendre et transmettre les efforts sollicitant aux fondations et au sol, pour cela nous nous référons aux recommandations du RPA99 (version 2003), BAEL91, et au CBA93.

II.2.prédimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1.Les planchers :

II.2.1.1.les planchers a corps creux :

a) Définition :

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges etsurcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression.

Le pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le (CBA93. article : B.6.8.4, 2.4)

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles.

h_t : hauteur du plancher

$$L_{\max} = 550 - 30 = 520$$

$$h_t \geq \frac{520}{22.5} \Rightarrow h_t = 23.11\text{cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(20+5) = 25\text{cm}$

Avec :

✚ $h = 20\text{cm}$: hauteur de corps creux.

✚ $h_0 = 5\text{cm}$: hauteur de la dalle de compression.

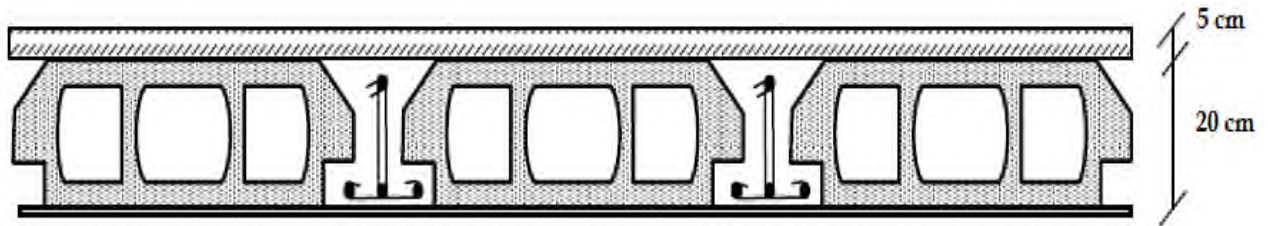


Figure II.1 : plancher a corps creux

b) Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

b : largeur de la table de compression

b_0 : largeur de la nervure

L_x : distance entre nus de deux poutrelles successive.

L_y : distance maximal entre axes d'appuis des poutrelles secondaires.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_t : hauteur totale de la poutrelle.

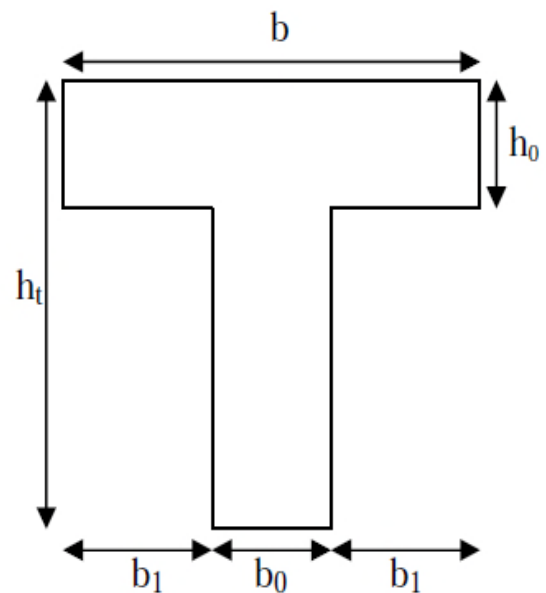


Figure II.2 : schéma d'une poutrelle

$$\text{On a } b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h_t \Rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 20)$$

$$\text{Soit } b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min (L_x / 2, L_y / 10) \quad \text{CBA93(article A.4.1.3)}$$

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

$$L_y = 550 - 30 = 520 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min (55 / 2, 520 / 10) \Rightarrow b_1 \leq (27,5, 52)$$

$$b_1 = 27,5$$

$$b = b_0 + 2b_1 \Rightarrow b = 12 + 2(27,5)$$

Donc on prend $b = 67 \text{ cm}$

c) **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- **Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le deuxième critère comme indique la figure ci-dessous (figure II.3) :

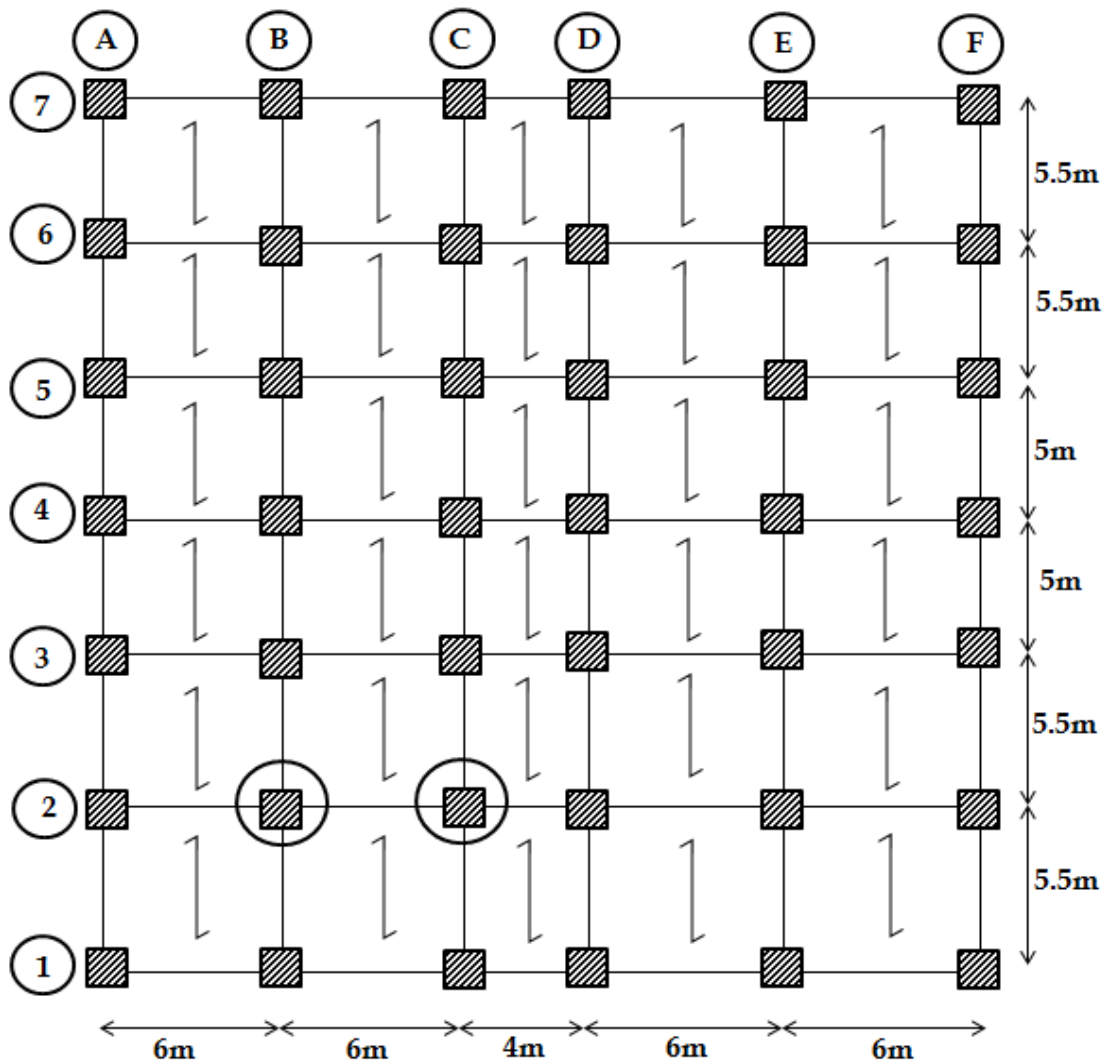


Figure II.3. Disposition des poutrelles

II.2.1.2. Les dalles pleines :

- **définition :**

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont l'une des directions (l'épaisseur h) est petite par rapport aux deux autres (les portées l_x et l_y). On désigne par l_x la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

a) Condition de résistance au feu : (CBA93)

- $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 17\text{cm}$ pour une coupe de feu de quatre heures.

b) condition d'isolation phonique :

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

c) Condition de résistance à la flexion :

– $e \leq \frac{l_x}{20} \Rightarrow$ Pour une dalle sur 1 ou 2 appuis parallèles.

– $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \Rightarrow$ pour une dalle sur quatre appuis et $\rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 0.4$

– $\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow$ Pour une dalle sur trois ou quatre appuis et $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$

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

- **Dalle sur trois appuis (balcon) :**

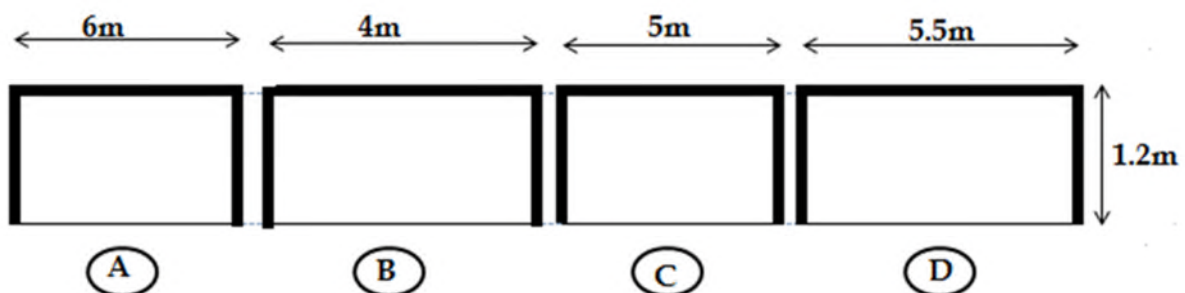


Figure II.4. Dalles sur deux appuis

$$A) l_x = 1.2 - 0.3 = 0.9\text{m}$$

$$l_y = 6 - 0.6 = 5.4\text{m}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{0.9}{5.4} \dots\dots\dots \frac{l_x}{l_y} = 0.16 < 0.4$$

$$B) l_x = 1.2 - 0.3 = 0.9\text{m}$$

$$l_y = 4 - 0.6 = 3.4\text{m}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{0.9}{3.5} \dots\dots\dots \frac{l_x}{l_y} = 0.25 < 0.4$$

$$C) l_x = 1.2 - 0.3 = 0.9\text{m}$$

$$l_y = 5 - 0.6 = 4.4\text{m}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{0.9}{4.4} \dots\dots\dots \frac{l_x}{l_y} = 0.20 < 0.4$$

$$D) l_x = 1.2 - 0.3 = 0.9\text{m}$$

$$l_y = 5.5 - 0.6 = 4.9\text{m}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{0.9}{4.9} \dots\dots\dots \frac{l_x}{l_y} = 0.18 < 0.4$$

Remarque : Dans tous les cas la dalle est travaillée dans le sens de sa petite portée.

Alors ; il suffit de pré dimensionner une seule dalle.

On prend le cas le plus défavorable (cas B) : $l_x=1.2-0.3=0.9$ m

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{90}{45} \leq e \leq \frac{90}{40}$$

$$2 \leq e \leq 2.25$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} e \geq 11\text{cm} & \text{pour la 1}^{\text{ère}} \text{condition} \\ e \geq 13\text{cm} & \text{pour la 2}^{\text{ème}} \text{condition} \\ 2 \leq e \leq 2.25 & \text{pour la 3}^{\text{ème}} \text{condition} \end{array} \right.$$

- Dalle sur deux appuis(balcon) :

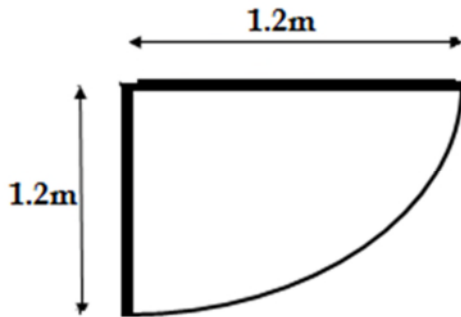


Figure II.5.Dalle sur deux appuis

$$l_x = 1.2 - 0.3 = 0.9\text{m}$$

$$l_y = 1.2 - 0.3 = 0.9\text{m}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{0.9}{0.9} \dots \dots \dots \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0.4$$

$$e \leq \frac{l_x}{20} \Rightarrow e \leq \frac{90}{20} = 4.5\text{cm}$$

Finalement l'épaisseur à retenir pour les deux types de dalle est $e=13$ cm (pour 2 heures de résistance au feu).

II.2.2.L'escalier : L'escalier est assimilé à une dalle brisée simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de « BLONDEL ».

H_0 : demi hauteur d'étage.

L_0 : longueur totale d'escalier.

g : le giron.

h : hauteur de la contre marche.

α : Inclinaison de la paillasse

Dans notre cas ; on a :

- La hauteur d'étage H=3.4m

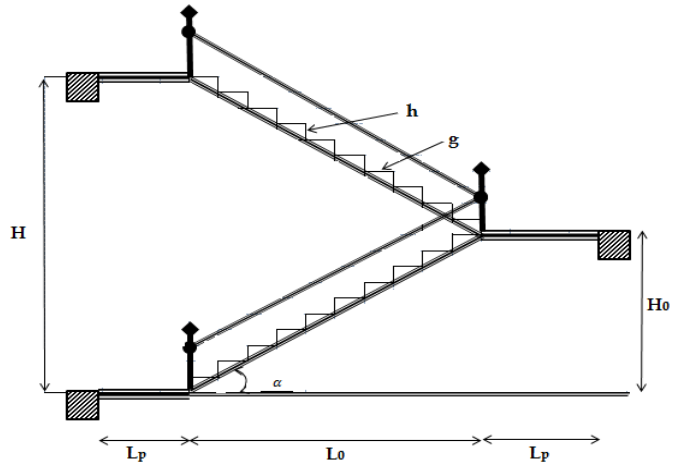
- Le giron g =30cm

➤ **Calcul de nombre de contre marche :**

$$n = (H / 2) * 1 / h$$

$$n = (340 / 2) * 1 / 17$$

Figure II.6. Schéma terminologie d'escalier



n = 10 on opte pour n = 10 et h = 17cm

➤ **Calcul du nombre de marche :**

$$N = n - 1 = 9 \text{ marches}$$

➤ **Calcul de l'angle alpha :**

$$\text{tg} \alpha = H_0 / L_0$$

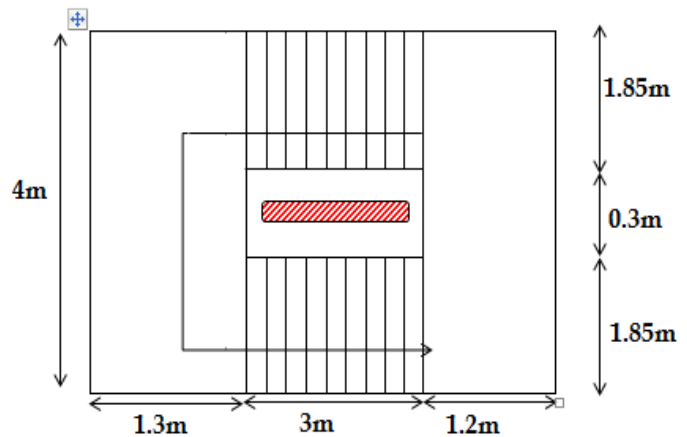
$$H_0 = H / 2 = 170 \text{cm}$$

$$L_0 = 30 * 10 = 300 \text{ cm}$$

$$\text{tg} \alpha = 170 / 300 = 0.56$$

$$\alpha = 29.54^\circ$$

Figure II.7.vue en plan de l'escalier



➤ **Calcul de la longueur inclinée :**

$$L' = (L_0 / \cos \alpha) = 344.82 \text{cm}$$

➤ **Vérification de la relation de blondel**

$$59 \leq g + 2h < 66 \text{cm}$$

$$59 \leq 30 + 2 * 15,5 < 66 \text{cm}$$

$$59 \leq 61 < 66 \text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

➤ **Epaisseur de la paillasse**

$$L / 30 \leq e < L / 20$$

Avec $L = 550\text{cm}$: Distance entre nus des appuis.

$18,33 \leq e < 27,5 \dots$ on opte pour $e = 20\text{cm}$.

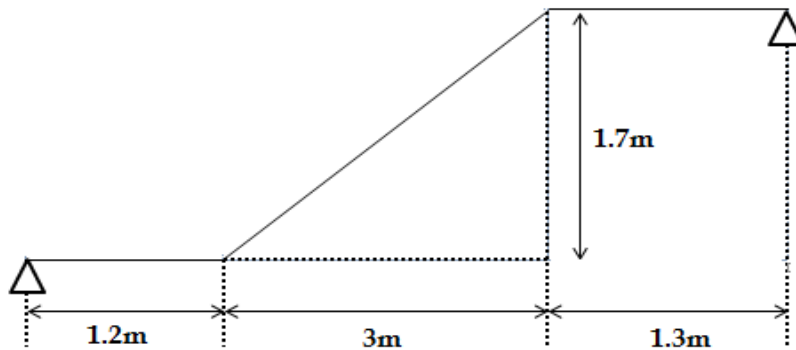


Figure II.8. Schéma statique de l'escalier

II.2.3.L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionné dans les plans d'architecture.

Pour la terrasse inaccessible on prend $H=60\text{cm}$.

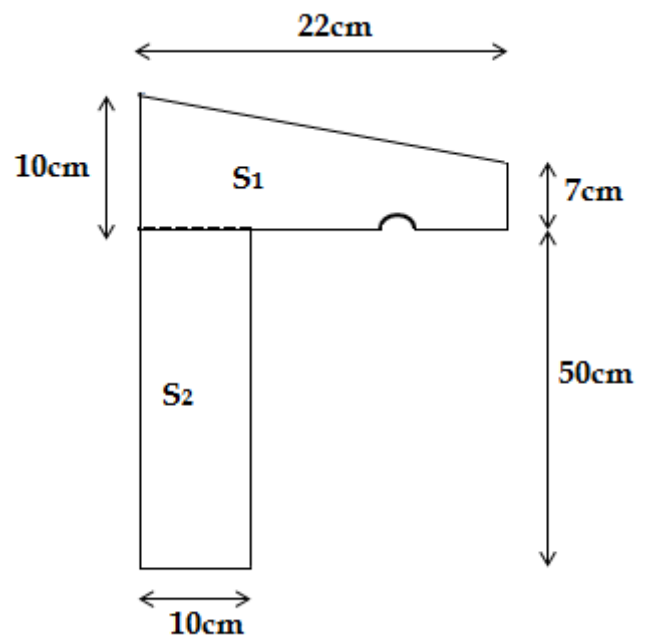


Figure II.9.vue en plan de l'acrotère

$$S_{\text{inacce}} = S_1 + S_2$$

$$S_{\text{inacce}} = \frac{(0.1 + 0.07) \times 0.22}{2} + 0.1 \times 0.5$$

$$S_{\text{inacce}} = 0.0687 \text{ m}^3$$

II.3.prédimensionnement des éléments principaux :**II.3.1 : Les poutres :****II .3.1.1.Les poutres principales :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est:

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

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

$$L_{\max}=600\text{cm}-30\text{cm}=570 \text{ cm}$$

$$\frac{570}{15} \leq h \leq \frac{570}{10} \rightarrow 38 \leq h \leq 57$$

On prend : $h=55\text{cm}$ et $b=30\text{cm}$.

➤ Vérification :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4\text{cm} \end{array} \right. \text{(RPA99 A7.5.1)}$$

Sachant que :

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre

Dans notre cas ; on a pris :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 > 20 \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ h = 60 > 30 \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ \frac{h}{b} = 2 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :

$$b \times h = 60 \times 30 \text{ cm}^2$$

II.3.1.2. Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

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

l_{\max} : Portée libre maximale entre nus d'appuis.

$$l_{\max} = 550 - 30 = 520$$

$$\frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10} \rightarrow 34.66 \leq h \leq 52$$

On prend : $h=50$ et $b=30$

➤ Vérification :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Sachant que :

b : largeur de la poutre

h : hauteur de la poutre.

Dans notre cas ;on a pris:

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifié} \\ h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifié} \\ \frac{h}{b} = 1.33 < 4 \dots \dots \dots \text{vérifié} \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de :

$$b \times h = 50 \times 30$$

II.3.2. Les voiles :

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes:

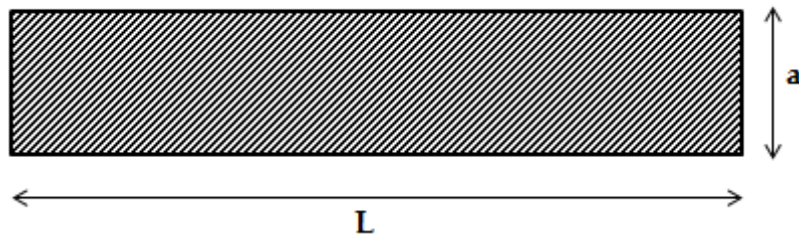


Figure II.10. Vue en plan de voile

$$\begin{cases} a \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15\text{cm} \right] \\ L \geq 4xa \end{cases} \text{RPA99 (article 7.7.1)}$$

$$a \geq \max \left[\frac{340}{22}; 15\text{cm} \right]$$

$$\Rightarrow a \geq \max [15.45\text{cm}; 15\text{cm}]$$

On prend $a=20\text{cm}$

$$L \geq 4xa=80\text{cm}$$

Tel que h_e la hauteur d'étage.

II.3.3. Les poteaux :

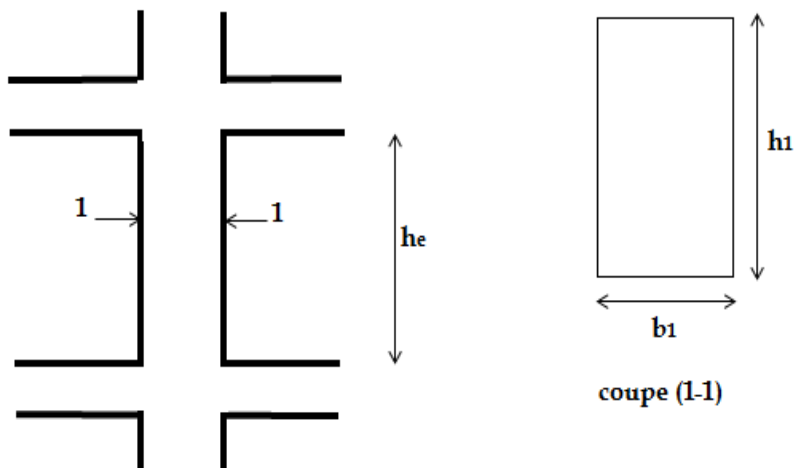


Figure II.11. hauteur libre de l'étage

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

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (Art7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa:

$$\begin{cases} \min(b_1; h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage, elle est égale à 3.4m

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

- Pour les poteaux de 8^{ème} et 7^{ème} étage ; on prend : $b_1 \times h_1 = 40 \times 40\text{cm}^2$
- Pour les poteaux de 6^{ème} et 5^{ème} étage ; on prend : $b_1 \times h_1 = 45 \times 45\text{cm}^2$
- Pour les poteaux de 4^{ème} et 3^{ème} étage ; on prend : $b_1 \times h_1 = 50 \times 50\text{cm}^2$
- Pour les poteaux de 2^{ème} et 1^{er} étage et le RDC ; on prend : $b_1 \times h_1 = 55 \times 55\text{cm}^2$

II.4.évaluation des charges et surcharge :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation.

II.4.1.plancher terrasse inaccessible :

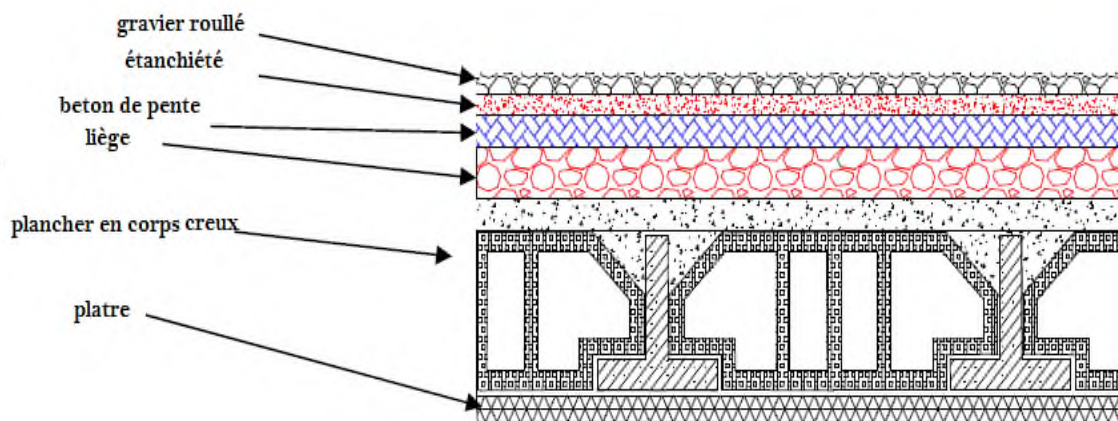


Figure II.12.plancher terrasse en corps creux

Matériau	Poids (KN /m ²)
Gravier roulé	0.80
Étanchéité	0.12
Béton de pente	2.64
Liège	0.16
Plancher en corps creux	3.25
Plâtre	0.30
	$\Sigma = 7.27$

Tableau II.1.évaluation des charges et surcharges de plancher terrasse en corps creux.

La charge permanente totale estimée est : $G = 7.27 \text{KN/m}^2$

D'après le **DTR BC2.2** la charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à : $Q = 1 \text{KN/m}^2$.

II.4.2. Plancher étage courant :

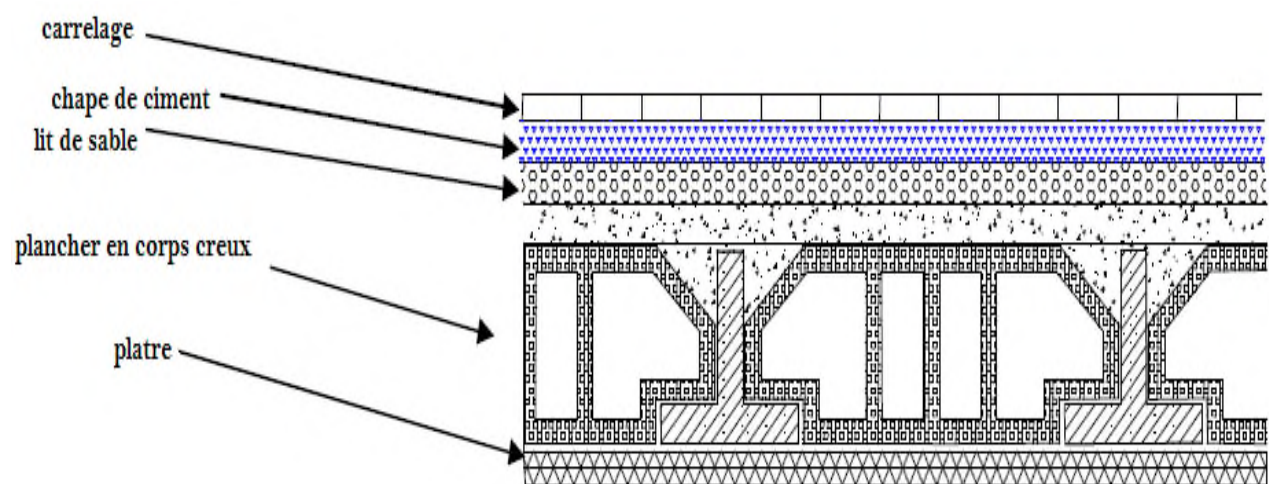


Figure II.13. Plancher étage courant en corps creux

Matériau	Poids (KN/m ²)
Carrelage	1.12
Chape de ciment	0.40
Lit de sable	0.51
Plancher en corps creux	3.25
Plâtre	0.30
Cloison repartie	1
	$\Sigma = 6.58$

Tableau II.2.évaluation des charges et surcharges dePlancher étage courant en corps creux.

La charge permanente totale estimée est : **$G = 6.58\text{KN/m}^2$**

D'après le **DTR BC2.2** la charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à : **$Q = 2.5\text{KN/m}^2$** .

II.4.3.Les dalles pleines :

Matériau	Poids (KN/m ²)
Carrelage	1.12
Chape de ciment	0.40
Lit de sable	0.51
Dalle pleine	1.40
Plâtre	0.30
Cloison repartie	1
	$\Sigma = 4.73$

Tableau II.3.évaluation des charges et surcharges des dalles pleine

La charge permanente totale estimée est : **$G = 4.73\text{KN/m}^2$**

D'après le **DTR BC2.2** la charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à : $Q = 3.5 \text{KN/m}^2$.

II.4.4. Murs extérieures

a. Définition

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment, et se manifestent par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée

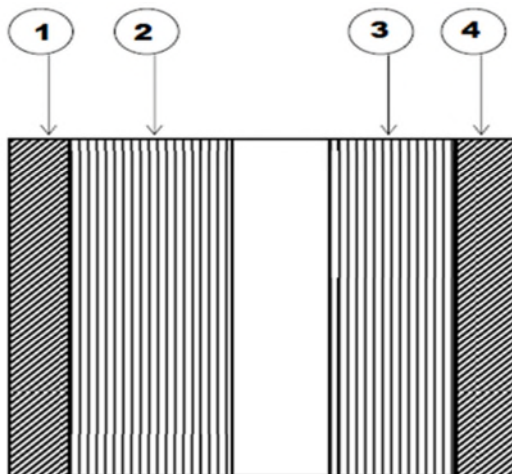


Figure II.14. Mur extérieur

N°	Matériau	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m^3)
1	Plâtre	3	0.30
2	Brique	15	2.25
3	Brique	10	
4	Enduit en mortier	3	0.54
			$\Sigma = 3.09$

Tableau II.4.évaluation des charges et surcharges demur extérieure.

La charge permanente totale estimée est : $G = 3.09 \text{KN/m}^2$

D'après le **DTR BC2.2** la charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à : $Q = 2.5 \text{KN/m}^2$.

II.4.5.L'acrotère :

➤ Charge permanente :

➤ Poids propre :

$$\gamma_b = 2500 \text{kg/m}^3$$

$$G_1 = (S_{\text{inacce}} \times 1^{\text{ml}}) \times \gamma_b$$

$$G_1 = (0.0687 \times 1) \times 2500$$

$$G_1 = 171.75 \text{kg/m}^2$$

S_{inacce} : c'est la surface de l'acrotère inaccessible.

γ_b : C'est le poids volumique du béton

➤ Enduit de ciment :

- Enduit extérieure (e=1.5cm) :

$$G_2 = \rho \times e \times h = 2000 \times 0.015 \times 0.6 \times 1^{\text{ml}} = 18 \text{kg/m}^2$$

- Enduit intérieure (e=2cm) :

$$G_3 = \rho \times e \times h = 2000 \times 0.02 \times 0.6 \times 1^{\text{ml}} = 24 \text{kg/m}^2$$

$$\text{Donc } G = G_1 + G_2 + G_3 = 171.75 + 18 + 24 = 213.75 \text{kg/m}^2$$

Description	Poids (KN/m ²)
Corps de l'acrotère	1.71
Enduit de ciment extérieure	0.18
Enduit de ciment intérieure	0.24
	$\Sigma = 2.13$

Tableau II.5.évaluation des charges et surcharges del'acrotère.

La charge permanente totale estimée est : $G = 2.13 \text{KN/m}^2$

D'après le **DTR BC2.2** la charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à : $Q = 1 \text{KN/m}^2$.

II.4.6.L'escalier :

➤ Palier :

Description	Epaisseur (m)	Densité (kg/m^3)	Poids (kg/m^2)
Revêtement	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.20	25	5
enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			$\Sigma = 6.36$

Tableau II.6.évaluation des charges et surcharges de palier.

La charge permanente totale estimée est : $G = 6.36 \text{KN/m}^2$

D'après le **DTR BC2.2** la charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à : $Q = 2.5 \text{KN/m}^2$.

➤ **La volée :**

Description	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement horizontal	0.02	20	0.40
Revêtement vertical	0.013	20	0.26
Matière de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marche	0.17/2	22	1.87
Paillasse	0.2/cosα	25	5.74
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			$\Sigma = 9.23$

Tableau II.7.évaluation des charges et surcharges de la volée

La charge permanente totale estimée est : **$G = 9.23 \text{KN/m}^2$**

D'après le **DTR BC2.2** la charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à : **$Q = 2.5 \text{KN/m}^2$** .

II.5.La descente de charge :

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

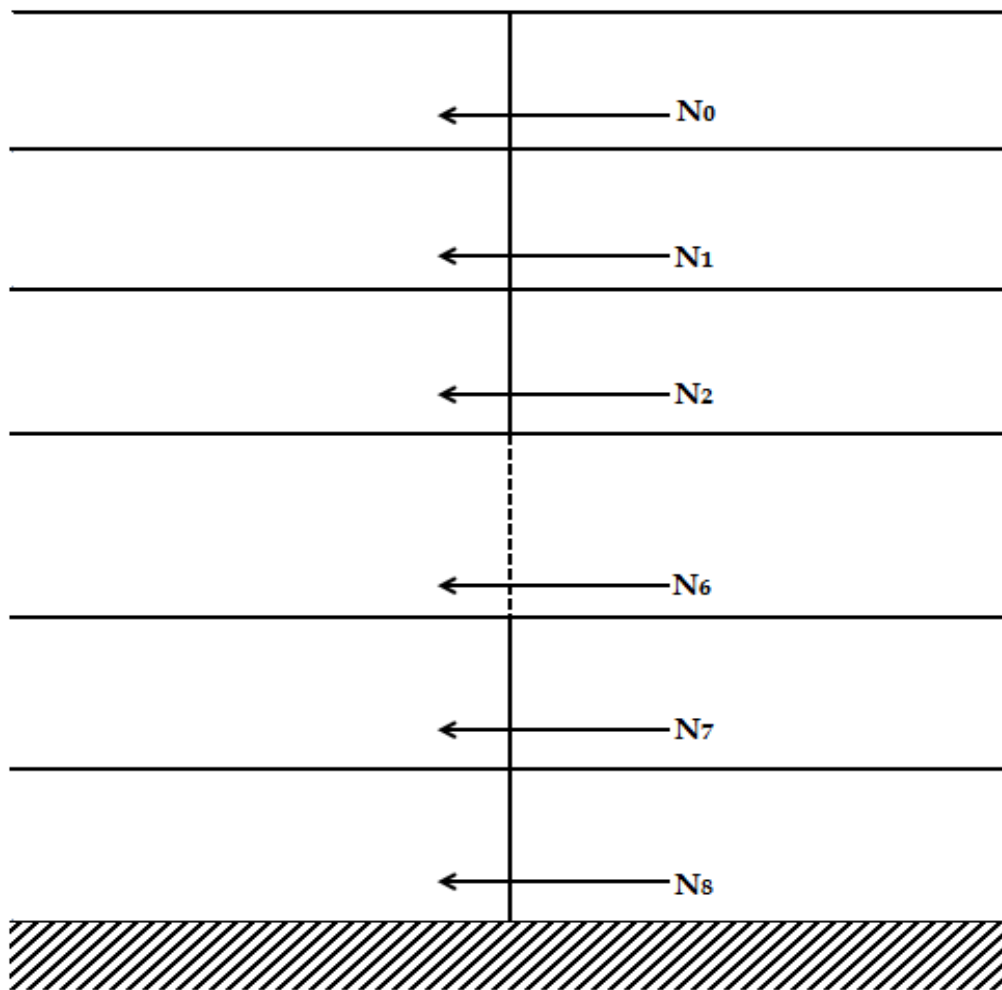


Figure II.15. Schéma statique de la descente de charge

➤ **Enoncé de la loi de dégression: DTR B.C 2.2** (article 6.3)

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales :

$Q_1 = Q_2 = \dots \dots \dots Q_{10} = Q$ (Étages à usage d'habitation), et soit La surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

- Niveau 0: Q_0
- Niveau 1: $Q_0 + Q$
- Niveau 2: $Q_0 + Q + 0.9Q$
- Niveau 3: $Q_0 + Q + 0.9Q + 0.8Q$
- Niveau 4: $Q_0 + Q + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q$
- Niveau 5: $Q_0 + Q + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q$
- Niveau 6: $Q_0 + Q + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + 0.5Q$
- Niveau 7: $Q_0 + Q + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + 0.5Q + 0.4Q$
- Niveau 8: $Q_0 + Q + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + 0.5Q + 0.4Q + 0.3Q$
- Niveau 9: $Q_0 + Q + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + 0.5Q + 0.4Q + 0.3Q + 0.2Q$

➤ **Poteau B-2 :**

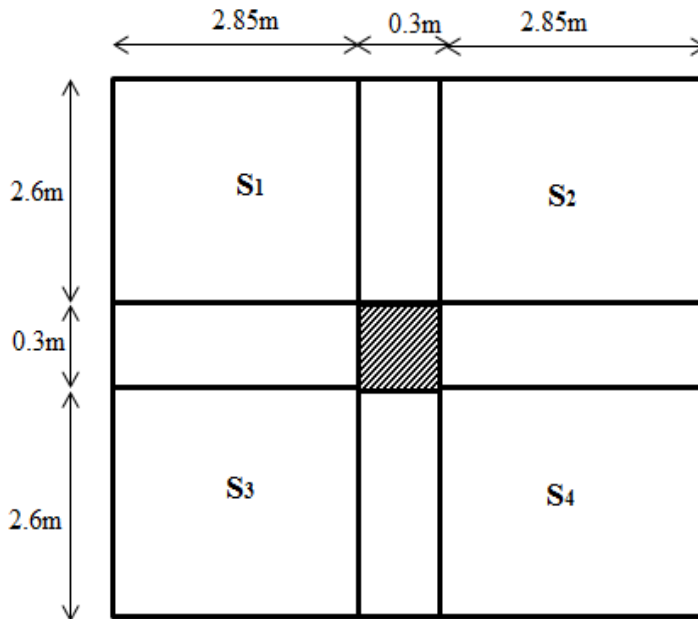


Figure II.16. Surface revenant au Poteau central B-2

➤ **La surface afférente :**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = (2.6 \times 2.85) \times 4 = 29.64 \text{ m}^2$$

➤ **Les charges et surcharges :**

- Plancher terrasse inaccessible : $\begin{cases} G = 29.64 \times 7.27 = 215.48\text{KN} \\ Q = 29.64 \times 1 = 29.64\text{KN} \end{cases}$
- Plancher étage courant de 1à8 : $\begin{cases} G = 29.64 \times 6.58 = 195.03\text{KN} \\ Q = 29.64 \times 1.5 = 44.46\text{KN} \end{cases}$
- Plancher de RDC : $\begin{cases} G = 29.64 \times 6.58 = 195.03\text{KN} \\ Q = 29.64 \times 1.5 = 44.46\text{KN} \end{cases}$
- Poutre principales : $P_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.55 \times 5.2 = 21.45\text{KN}$
- Poutre secondaires : $P_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.5 \times 5.7 = 21.375\text{KN}$
- Poids total des poutres :

$$P_{\text{pout}} = P_{pp} + P_{ps}$$

$$P_{\text{pout}} = 21.45 + 21.375 = 42.825\text{KN}$$

- Pour les poteaux de 8^{ème} et 7^{ème} étage ; on prend :

$$P_1 = 25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.4 = 13.6\text{KN}$$

- Pour les poteaux de 6^{ème} et 5^{ème} étage ; on prend :

$$P_2 = 25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.4 = 17.21\text{KN}$$

- Pour les poteaux de 4^{ème} et 3^{ème} étage ; on prend :

$$P_3 = 25 \times 0.5 \times 0.5 \times 3.4 = 21.25\text{KN}$$

- Pour les poteaux de 2^{ème} et 1^{er} étage et le RDC ; on prend :

$$P_4 = 25 \times 0.55 \times 0.55 \times 3.4 = 25.71\text{KN}$$

Niveaux	Eléments	G(KN)	Q(KN)	G _t (KN)	Q _t (KN)
N ₀	Plancherterrasse inaccessible	215.48		271.9	29.64
	Poteau	13.6	29.64		
	Poutres	42.82			
N ₁	N ₀	271.9	29.64	523.35	74.1
	Plancherétagecourant	195.03	44.46		
	Poutres	42.82			
	Poteau	13.6			
N ₂	N ₁	523.35	74.1	778.41	114.11
	Plancherétagecourant	195.03	40.014		
	Poutres	42.82			
	Poteau	17.21			
N ₃	N ₂	778.41	114.11	1033.47	149.68
	Plancherétagecourant	195.03	35.57		
	Poutres	42.82			
	Poteau	17.21			
N ₄	N ₃	1033.47	149.58	1292.57	180.7
	Plancherétagecourant	195.03	31.12		
	Poutres	42.82			
	Poteau	21.25			
N ₅	N ₄	1292.57	180.7	1551.67	207.38
	Plancherétagecourant	195.03	26.68		
	Poutres	42.82			
	Poteau	21.25			
N ₆	N ₅	1551.67	207.38	1815.23	229.61
	Plancherétagecourant	195.03	22.23		
	Poutres	42.82			
	Poteau	25.71			
N ₇	N ₆	1815.23	229.61	2078.79	247.39
	Plancherétagecourant	195.03	17.78		
	Poutres	42.82			
	Poteau	25.71			
N ₈	N ₇	2078.79	247.39	2342.35	260.73
	Plancherétagecourant	195.03	13.34		
	Poutres	42.82			
	Poteau	25.71			

➤ **Calcul de l'effort normal (N) :**

À l'ELU :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35(2342.35) + 1.5(260.73)$$

$$N_u = 3553.26 \text{ KN}$$

À l'ELS :

$$N_s = G + Q$$

$$N_s = (2342.35) + (260.73)$$

$$N_s = 2603.08 \text{ KN}$$

➤ **Poteau C-2**

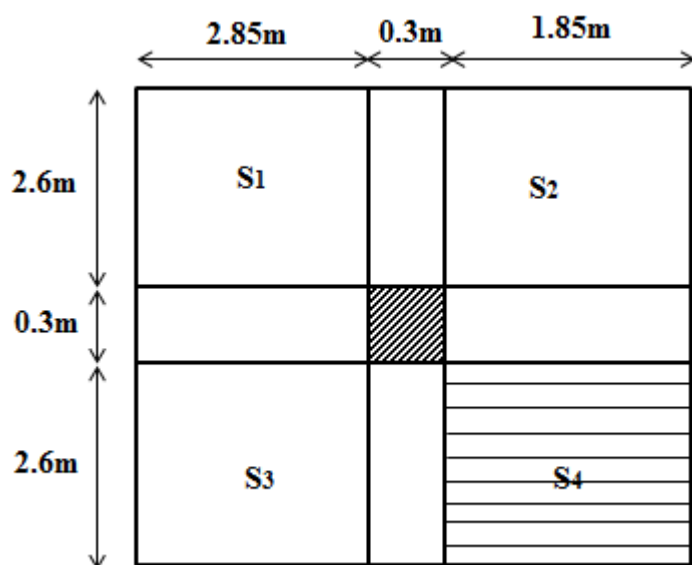


Figure II.17. Surface revenant au Poteau C-2

➤ **La surface afférente :**

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S = (2.6 \times 2.85) \times 2 + (2.6 \times 1.85) = 19.63 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{escalier}} = 2.6 \times 1.85 = 4.81 \text{ m}^2$$

Remarque : pour le plancher terrasse :

$$S = 19.63 + 4.81 = 24.44 \text{ m}^2$$

➤ Les charges et surcharges :

- Plancher terrasse inaccessible : $\begin{cases} G = 24.44 \times 7.27 = 177.68\text{KN} \\ Q = 24.44 \times 1 = 24.44\text{KN} \end{cases}$
- Plancher étage courant de 1 à 8 : $\begin{cases} G = 19.63 \times 6.58 = 129.16\text{KN} \\ Q = 19.63 \times 1.5 = 29.44\text{KN} \end{cases}$
- Plancher de RDC : $\begin{cases} G = 19.63 \times 6.58 = 129.16\text{KN} \\ Q = 29.64 \times 1.5 = 29.44\text{KN} \end{cases}$
- Escalier $\begin{cases} G = 9.24 \times 4.81 = 44.44\text{KN} \\ Q = 2.5 \times 4.81 = 12.03\text{KN} \end{cases}$
- Poutre principales : $P_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.55 \times 5.2 = 21.45\text{KN}$
- Poutre secondaires : $P_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.5 \times 4.7 = 17.62\text{KN}$
- Poids total des poutres :

$$P_{pout} = P_{pp} + P_{ps}$$

$$P_{pout} = 21.45 + 17.62 = 39.07\text{KN}$$

- Pour les poteaux de 8^{ème} et 7^{ème} étage ; on prend :

$$P_1 = 25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.4 = 13.6\text{KN}$$

- Pour les poteaux de 6^{ème} et 5^{ème} étage ; on prend :

$$P_2 = 25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.4 = 17.21\text{KN}$$

- Pour les poteaux de 4^{ème} et 3^{ème} étage ; on prend :

$$P_3 = 25 \times 0.5 \times 0.5 \times 3.4 = 21.25\text{KN}$$

- Pour les poteaux de 2^{ème} et 1^{er} étage et le RDC ; on prend :

$$P_4 = 25 \times 0.55 \times 0.55 \times 3.4 = 25.71\text{KN}$$

Niveaux	Eléments	G(KN)	Q(KN)	G _t (KN)	Q _t (KN)
N ₀	Plancherterrasse inaccessible	177.68		230.35	24.44
	Poteau	13.6	24.44		
	Poutres	39.07			
N ₁	N ₀	230.35	24.44	456.62	65.91
	Plancherétagecourant	129.16	29.44		
	Poutres	39.07			
	Poteau	13.6	12.03		
	Escalier	44.44			
N ₂	N ₁	456.62	65.91	686.5	104.44
	Plancherétagecourant	129.16	26.50		
	Poutres	39.07	12.03		
	Poteau	17.21			
	Escalier	44.44			
N ₃	N ₂	686.5	104.44	916.38	140.02
	Plancherétagecourant	129.16	23.55		
	Poutres	39.07	12.03		
	Poteau	21.25			
	Escalier	44.44			
N ₄	N ₃	916.38	140.02	1150.3	172.66
	Plancherétagecourant	129.16	20.61		
	Poutres	39.07	12.03		
	Poteau	21.25			
	Escalier	44.44			
N ₅	N ₄	1150.3	172.66	1384.22	202.35
	Plancherétagecourant	129.16	17.66		
	Poutres	39.07	12.03		
	Poteau	21.25			
	Escalier	44.44			
N ₆	N ₅	1384.22	202.35	1622.6	229.1
	Plancherétagecourant	129.16	14.72		
	Poutres	39.07	12.03		
	Poteau	25.71			
	Escalier	44.44			
N ₇	N ₆	1622.6	229.1	1860.98	252.91
	Plancherétagecourant	129.16	11.78		
	Poutres	39.07	12.03		
	Poteau	25.71			
	Escalier	44.44			

N ₈	N ₇	1860.98	252.91	2099.36	273.77
	Plancher étage courant	129.16	8.83		
	Poutres	39.07	12.03		
	Poteau	25.71			
	Escalier	44.44			

➤ **Calcul de l'effort normal (N) :**

À l'ELU :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35(2099.36) + 1.5(273.77)$$

$$N_u = 3244.79 \text{ KN}$$

À l'ELS :

$$N_s = G + Q$$

$$N_s = 2099.36 + 273.77$$

$$N_s = 2373.13 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de l'effort normal (N) :**

À l'ELU :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35(903.63) + 1.5(140.02)$$

$$N_u = 1429.93 \text{ KN}$$

À l'ELS :

$$N_s = G + Q$$

$$\begin{aligned} N_s &= 903.63 + 140.02 \\ &= 1043.65 \text{ KN} \end{aligned}$$

➤ **récapitulation des résultats :**

Poteaux	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	Ns (KN)
Poteau B-2	2099.36	273.77	3244.79	2373.13
Poteau C-2	2342.35	260.73	3553.26	2603.08

Tableau II.10 : Les résultats obtenus pour les deux poteaux

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10% tel que :

$$N_u = 1.1(1.35G + 1.5Q)$$

➤ **L'effort normal maximum**

$$N_u^{\max} = 3553.26 \text{ KN} \Rightarrow N_u^{\text{maj}} = 1.1 \times 3553.26 = 3908.58 \text{ KN}$$

II.6. vérification des poteaux :

II.6.1. Vérification à la compression simple du poteau rez de chaussé :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$$

Avec B : section du béton.

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{3908.58 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.26 \text{ m}^2$$

On a $B = 0.55 \times 0.55 = 0.3 \text{ m}^2 \geq 0.26 \text{ m}^2$ vérifiée

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

	RDC ; 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Nu(KN)	3908.58	2646.40	1781.51	899.44
B_{cal} (m ²)	0.26	0.18	0.12	0.06
B_{adp} (m ²)	0.30	0.25	0.20	0.16
$B_{cal} \leq B_{adp}$ (m ²)	Vérifié	vérifié	Vérifié	vérifié

Tableau II.11: résultat de vérification à la compression simple de bâtiment R+8

II.6.2. Vérification au flambement :

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

$$N_u \leq a \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers.

a : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

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

On calcule l'élanement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

➤ **Vérification du poteau du rez de chaussée :**

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$$l_f = 0.7 \times 3.4 = 2.38\text{m}$$

$$B = 0.55 \times 0.55 = 0.3\text{m}^2$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.55^3}{12} = 7.62 \times 10^{-3}\text{m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{7.62 \times 10^{-3}}{0.3}} = 0.16$$

$$\lambda = \frac{2.38}{0.16} = 14.88 < 50 \Rightarrow a = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{14.88}{35}\right)^2} = 0.82$$

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

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

$$B_r \geq \frac{3908.58 \times 10^{-3}}{0.82 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} \Rightarrow B_r \geq 0.22\text{m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (0.55 - 0.02) \times (0.55 - 0.02) = 0.82\text{m}^2 \geq 0.22\text{m}^2$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Poteau	R.D.C,1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Nu(KN)	3908.58	2646.40	1781.51	899.44
B_{adp} (m ²)	0.30	0.25	0.20	0.16
l_0 (m)	3.4	3.4	3.4	3.4
l_f (m)	2.38	2.38	2.38	2.38
$I \times 10^{-3}$ (m ⁴)	7.62	5.2	3.42	2.13
i (m)	0.16	0.14	0.13	0.11
λ	14.88	17	18.3	21.64
α	0.82	0.81	0.80	0.79
B_{rcal} (m ²)	0.22	0.15	0.10	0.05
B_{radp} (m ²)	0.28	0.23	0.18	0.14

Tableau II.12: résultat de vérification au flambement

II.10. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

Poutres principales : $(30 \times 55) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $(30 \times 50) \text{ cm}^2$

Poteaux de RDC ,1ère et 2ème étage : $(55 \times 55) \text{ cm}^2$

Poteaux de, 3ème et 4ème étage : $(50 \times 50) \text{ cm}^2$

Poteaux de 5ème et 6ème étage : $(45 \times 45) \text{ cm}^2$

Poteaux de 7ème et 8ème étage : $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

III.1. INTRODUCTION

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section des aciers nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 addenda 2003...).

III.2. ETUDE DES PLANCHERS

Le choix du type de plancher dépend de son utilisation pour satisfaire les conditions suivantes:

- Résistance mécanique en supportant les sollicitations externes.
- Limitation des flèches pour éviter les désordres dans les cloisons et revêtements.
- L'isolation thermique et acoustique.
- La résistance au feu.

III.2.1. Calcul des planches à corps creux

III.2.1.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

a) Pré dimensionnement

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que :
 $h_t = (20 + 5) \text{ cm}$.

- Hourdis de 20cm d'épaisseur et de 65cm de largeur.
- Table de compression de 4cm.

b) Méthodes de calcul des sollicitations

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, les deux méthodes les plus utilisées sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.

III.2.1.2. La méthode forfaitaire

Le BAEL91 (Article. III, 4) propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire.

Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
- Le rapport des portées successives (L_i/L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.

Avec L_i, L_{i+1} : longueur entre nu d'appui de deux portées successive.

- Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
- La fissuration est considérée peu nuisible (FPN) et ne comprend pas la tenue du béton armée ni celle de revêtement

a) Principe de la méthode forfaitaire :

- **Les moments fléchissant :**
 - **En travée :**

$$1) M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{array} \right.$$

$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$: Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

$$2) \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots \text{pour une trvée de rive} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \text{pour une travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

Avec : $M_0 = \frac{p \times l_i^2}{8}$

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : Moment en travée de la travée considérée.

l_i : Portée de la travée.

- **En appuis :**

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

$-0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.

$-0.5 \times M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$-0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

• **Remarque :**

-De part et d'autre de chaque appui intermédiaire. On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

-Ainsi que d'après le **RPA99** le moment des appuis de rive égal à 15% du moment isostatique encadrant de l'appui considéré ($0.15M_0$).

• **Evaluation des efforts tranchants :**

On peut évaluer l'effort tranchant par la méthode de RDM, en tenant compte de la continuité :

$$V = V_0 + \frac{M_g + M_d}{l_i}$$

$$V_0 = \frac{q \times l_i}{2}$$

M_g et M_d sont des moments sur appuis, on les prend avec leurs signes (signe négatifs (-)).

V_0 : L'effort tranchant isostatique.

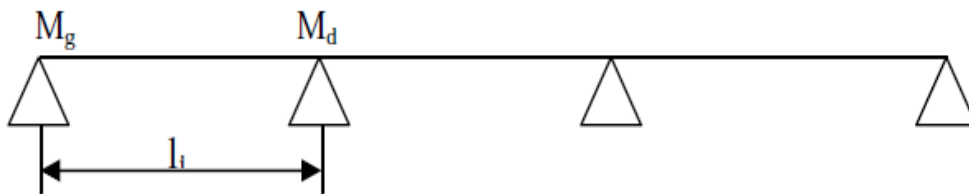


Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle

Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 :

1) De 15% si la poutre a deux travées :

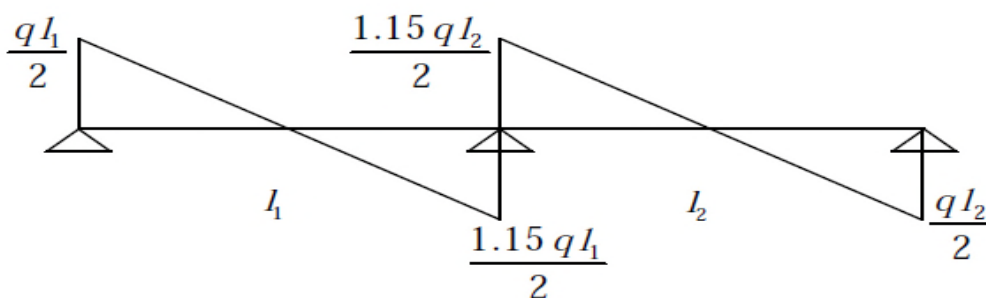


Figure III.2. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées

2) De 10% si une poutre a plus de deux travées :

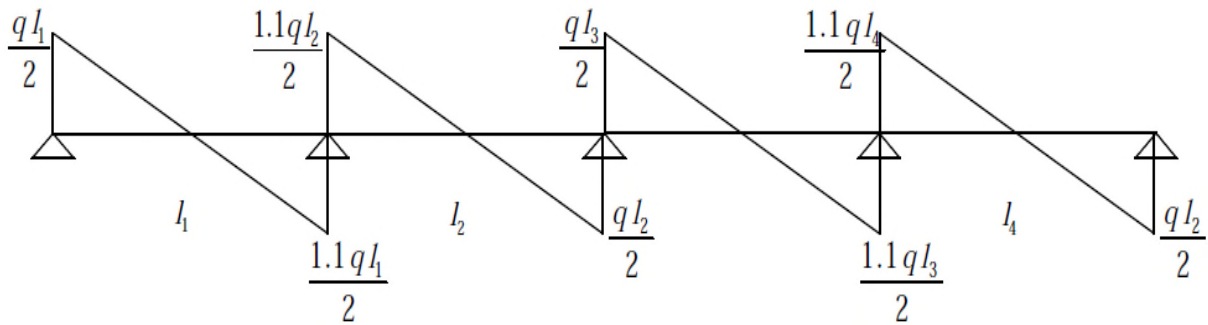


Figure III.3. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

III.2.1.3. Méthode de Caquot

a) Conditions d'application

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

b) Principe de la méthode

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

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées $Q > (2G ; 5\text{KN/m}^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

➤ Evaluation des moments

• En appuis :

$$M_i = -\frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)}$$

$$l' = \begin{cases} 1 & \text{travée de rive} \\ 0.8l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

l'_g, l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite.

q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

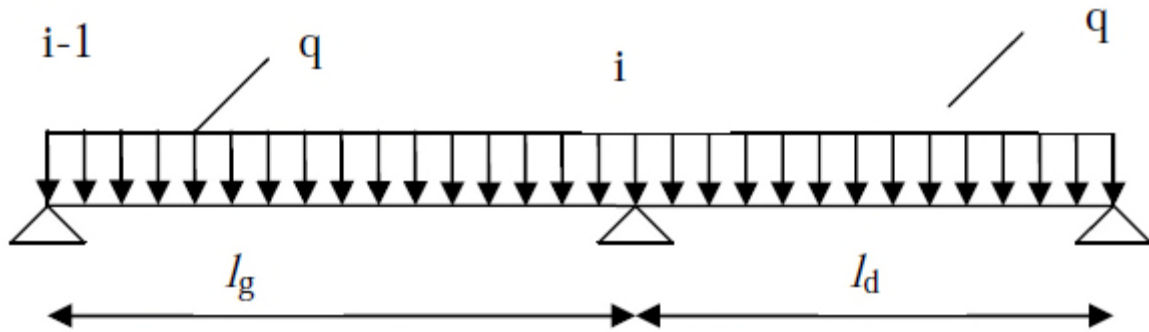


Figure III.4. Schéma statique de la poutrelle.

- **En travée**

$$M(x) = M_0 + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

M_0 : Moment statique

$$M_0(x) = \frac{p_u \times x}{2} (1 - x)$$

$$M(x) = \frac{p_u \times x}{2} (1 - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow x = x_0$$

$$x_0 = \frac{l}{2} + \left[\frac{M_g - M_d}{l \times p_u} \right]$$

$$M_{\max}^t = M(x_0)$$

- **Evaluation des efforts tranchants**

$$V_g = \frac{p_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL(Art L. III. 3)}$$

$$V_d = -\frac{p_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL(Art L. III. 3)}$$

III.2.1.4. Le type de poutrelles

Dans tous les planchers de notre bâtiment ; on a le seul type des poutrelles suivant :

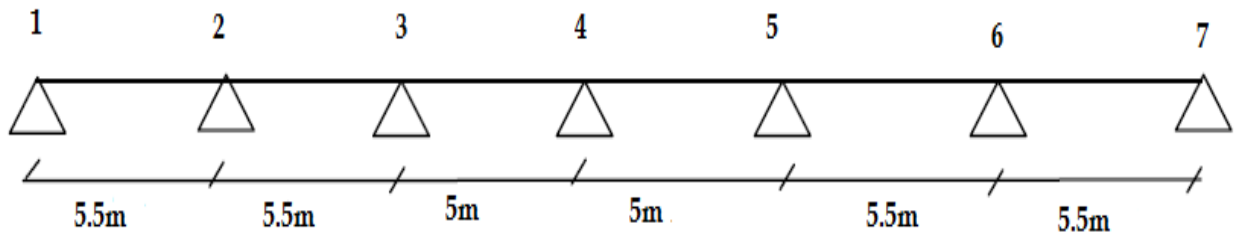


Figure III.5. Le type des poutrelles

a) Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

1) à l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$, $p_u = 0.67q_u$

2) à l'ELS : $q_s = G + Q$, $p_s = 0.67q_s$

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	p _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	p _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	7.27	1	11.31	7.57	8.27	5.54
Etages d'habitation	6.58	1.5	11.13	7.45	8.08	5.41

Tableau III.1. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

b) Calcul des sollicitations

- Pour le plancher terrasse inaccessible

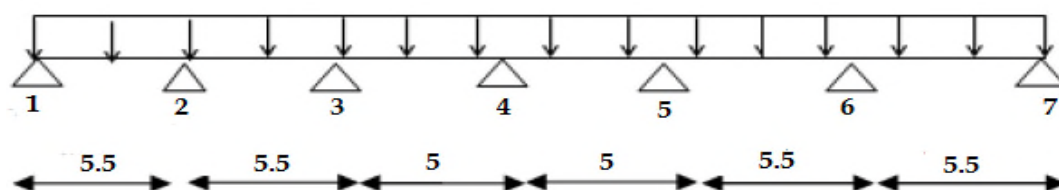


Figure III.6. schéma statique de la poutrelle.

✓ **Choix de la méthode de calcul :**

Pour le plancher terrasse inaccessible on a : $Q=1 \text{ KN/m}^2$, $G=7.27 \text{ KN/m}^2$

$$Q \leq 2 \times G \Rightarrow 1 < 14.54 \dots \dots \dots \text{verifié}$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{5.5}{5} = 1.1 \Rightarrow 0.8 < 1.1 < 1.25 \dots \dots \dots \text{verifié}$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{5}{5.5} = 0.9 \Rightarrow 0.8 < 0.9 < 1.25 \dots \dots \dots \text{verifié}$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{5}{5} = 1 \Rightarrow 0.8 < 1 < 1.25 \dots \dots \dots \text{verifié}$$

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites, alors on utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations.

✓ **Calcul des sollicitations :**

$$P_u = 7.57 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 5.54 \text{ KN/m}$$

$$G = 7.27 \text{ KN/m}^2$$

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

✓ **Calcul les Moments isostatiques :**• **A l'ELU**

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

-Travées 1-2 ,2-3,5-6,6-7 :

$$M_0 = 28,62 \text{ KN.m}$$

-Travées 3-4,4-5 :

$$M_0 = 23,65 \text{ KN.m}$$

• **A l'ELS**

$$M_0 = \frac{p_s \times l^2}{8}$$

-Travées 1-2 ,2-3,5-6,6-7 :

$$M_0 = 20,95 \text{ KN.m}$$

-Travées 3-4,4-5 :

$$M_0 = 17,31 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments sur les appuis :**▪ **Appuis de rive :**

$$M_1 = M_7 = 0$$

Remarque :

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

▪ **Appuis intermédiaires :**• **A L'ELU**

$$M_2 = M_6 = -0.5 \max(M_{01}, M_{02}) = -14.31 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_5 = -0.4 \max(M_{02}, M_{03}) = -11.45 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -0.4 \max(M_{03}, M_{04}) = -9.64 \text{ KN.m}$$

• **A L'ELS**

$$M_2 = M_6 = -0.5 \max(M_{01}, M_{02}) = -10.47 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_5 = -0.4 \max(M_{02}, M_{03}) = -8.38 \text{ KN.M}$$

$$M_4 = -0.4 \max(M_{03}, M_{04}) = -6.92 \text{ KN.M}$$

✓ **Les moments fléchissant en travées :**

$$1) M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha) \times M_0 \\ 1.05 \times M_0 \end{array} \right.$$

$$2) \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} \times M_0 \quad \text{travée de rive} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} \times M_0 \quad \text{travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 8.27} = 0.12$$

$$1 + 0.3\alpha = 1.036; \quad \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.618; \quad \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.518$$

• **A L'ELU**▪ **Travées de rive 1-2, 6-7 :**

$$1) M_t + \frac{0 + 14.31}{2} \geq \max((1.036 \times 28.62); (1.05 \times 28.62))$$

$$M_t \geq \max(22.49; 22.89) \rightarrow M_t \geq 22.89 \text{ KN.m}$$

$$2) M_t \geq 0.618 \times 28.62 \rightarrow M_t \geq 17.69 \text{ KN.m}$$

On adopte pour :

$$M_t = 22.89 \text{ KN.m}$$

▪ **Travées intermédiaires 2-3, 5-6 :**

$$1) M_t + \frac{14.31 + 11.45}{2} \geq \max((1.036 \times 28.62), (1.05 \times 28.62))$$

$$M_t \geq \max(16.77, 17.17) \rightarrow M_t \geq 17.17 \text{ KN.m}$$

$$2) M_t \geq 0.518 \times 28.62 \rightarrow M_t \geq 14.825 \text{ KN.m}$$

On adopte pour : $M_t=17.17\text{KN.m}$

▪ **Travées intermédiaires 3-4,4-5 :**

$$1)M_t + \frac{11.45 + 9.64}{2} \geq \max((1.036 \times 23.65); (1.05 \times 23.65))$$

$$M_t \geq \max(13.965; 14.29) \rightarrow M_t \geq 14.29\text{KN.m}$$

$$2)M_t \geq 0.518 \times 23.65 \rightarrow M_t \geq 12.25\text{KN.m}$$

On adopte pour : $M_t=14.29\text{KN.m}$

• **A L'ELS :**

▪ **Travées de rive 1-2,6-7 :**

$$1)M_t + \frac{0 + 10.47}{2} \geq \max((1.036 \times 20.95); (1.05 \times 20.95))$$

$$M_t \geq \max(16.47; 16.76) \rightarrow M_t \geq 16.76\text{KN.m}$$

$$2)M_t \geq 0.618 \times 20.95 \rightarrow M_t \geq 12.95\text{KN.m}$$

On adopte pour $M_t=16.76\text{KN.m}$

▪ **Travées intermédiaires 2-3 ,5-6 :**

$$1)M_t + \frac{10.47 + 8.38}{2} \geq \max((1.036 \times 20.95); (1.05 \times 20.95))$$

$$M_t \geq \max(12.28,12.57) \rightarrow M_t \geq 12.57\text{KN.m}$$

On adopte pour $M_t=12.57\text{KN.m}$

▪ **Travées intermédiaires 3-4,4-5 :**

$$1)M_t + \frac{8.38 + 6.92}{2} \geq \max((1.036 \times 17.31); (1.05 \times 17.31))$$

$$M_t \geq \max(10.28,10.525) \rightarrow M_t \geq 10.525\text{KN.m}$$

$$2)M_t \geq 0.518 \times 17.31 \rightarrow M_t \geq 8.97\text{KN.m}$$

On adopte : $M_t=10.525\text{KN.m}$

✓ **Les efforts tranchants :**

• **A L'ELU**

▪ **Travée 1-2 :**

$$V_1 = \frac{p_u \times l}{2} = \frac{7.57 \times 5.5}{2} = 20.82\text{KN}$$

$$V_2 = -1.1 \times V_1 = -22.90\text{KN}$$

▪ **Travée 2-3 :**

$$V_2 = 1.1 \times \frac{p_u \times l}{2} = 1.1 \times \frac{7.57 \times 5.5}{2} = 22.90\text{KN}$$

$$V_3 = -\frac{p_u \times l}{2} = -20.82\text{KN}$$

- **Travée 3-4 :**

$$V_3 = \frac{p_u \times l}{2} = \frac{7.57 \times 5}{2} = 18.925\text{KN}$$

$$V_4 = -1.1 \times V_3 = -20.82\text{KN}$$

- **Travée 4-5 :**

$$V_4 = 1.1 \times \frac{p_u \times l}{2} = 1.1 \times \frac{7.57 \times 5}{2} = 20.82\text{KN}$$

$$V_5 = -\frac{p_u \times l}{2} = -18.925\text{KN}$$

- **Travée 5-6 :**

$$V_5 = \frac{p_u \times l}{2} = \frac{7.57 \times 5.5}{2} = 20.82\text{KN}$$

$$V_6 = -1.1 \times V_5 = -22.90\text{KN}$$

- **Travée 6-7 :**

$$V_6 = 1.1 \times \frac{p_u \times l}{2} = 1.1 \times \frac{7.57 \times 5.5}{2} = 22.90\text{KN}$$

$$V_7 = -\frac{p_u \times l}{2} = -20.82\text{KN}$$

- **AL'ELS :**

- **Travée 1-2 :**

$$V_1 = \frac{p_s \times l}{2} = \frac{5.54 \times 5.5}{2} = 15.235\text{KN}$$

$$V_2 = -1.1 \times V_1 = -16.76\text{KN}$$

- **Travée 2-3 :**

$$V_2 = 1.1 \times \frac{p_s \times l}{2} = 1.1 \times \frac{5.54 \times 5.5}{2} = 16.76\text{KN}$$

$$V_3 = -\frac{p_s \times l}{2} = -15.235\text{KN}$$

- **Travée 3-4 :**

$$V_3 = \frac{p_s \times l}{2} = \frac{5.54 \times 5}{2} = 13.85\text{KN}$$

$$V_4 = -1.1 \times V_3 = -15.235\text{KN}$$

- **Travée 4-5 :**

$$V_4 = 1.1 \times \frac{p_s \times l}{2} = 1.1 \times \frac{4.54 \times 5}{2} = 15.235\text{KN}$$

$$V_5 = -\frac{p_s \times l}{2} = -13.85\text{KN}$$

- **Travée 5-6**

$$V_5 = \frac{p_s \times l}{2} = \frac{5.54 \times 5.5}{2} = 15.235\text{KN}$$

$$V_6 = -1.1 \times V_5 = -16.76\text{KN}$$

▪ Travée 6-7 :

$$V_6 = 1.1 \times \frac{p_s \times l}{2} = 1.1 \times \frac{5.54 \times 5.5}{2} = 16.76\text{KN}$$

$$V_7 = -\frac{p_s \times l}{2} = -15.235\text{KN}$$

On résume les calculs dans les tableaux suivants :

Travée	L (m)	p_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
1-2	5.5	7.75	28.62	0	-14.31	22.89	20.82	-22.90
2-3	5.5	7.75	28.62	-14.31	-11.45	17.17	22.90	-20.82
3-4	5	7.75	23.65	-11.45	-9.64	14.29	18.93	-20.82
4-5	5	7.75	23.65	-9.64	-11.45	14.29	20.82	-18.93
5-6	5.5	7.75	28.62	-11.45	-14.31	17.17	20.82	-22.90
6-7	5.5	7.75	28.62	-14.31	0	22.89	22.90	-20.82

Tableau III .2.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

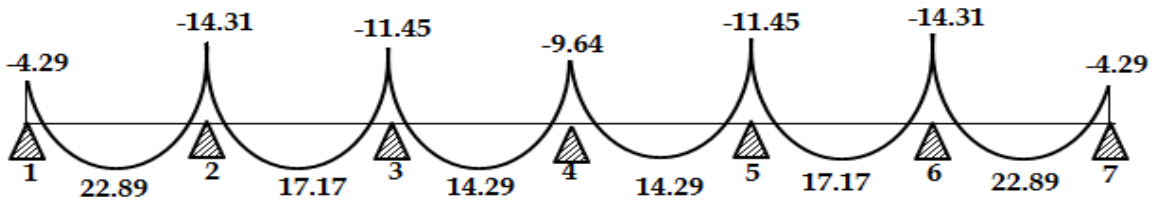


Figure III.7.Diagramme des moments à l'ELU

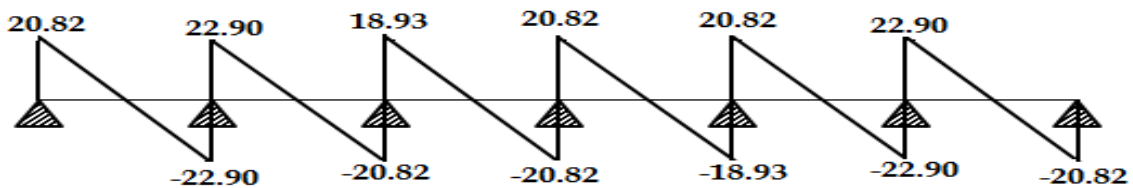


Figure III.8.Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
1-2	5.5	5.54	20.95	0	-10.47	16.76	15.235	-16.76
2-3	5.5	5.54	20.95	-10.47	-8.38	12.57	16.76	-15.235
3-4	5	5.54	17.31	-8.38	-6.92	10.525	13.85	-15.235
4-5	5	5.54	17.31	-6.92	-8.38	10.525	15.235	-13.85
5-6	5.5	5.54	20.95	-8.38	-10.47	12.57	15.235	-16.76
6-7	5.5	5.54	20.95	-10.47	0	16.76	16.76	-15.235

Tableau III .3. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

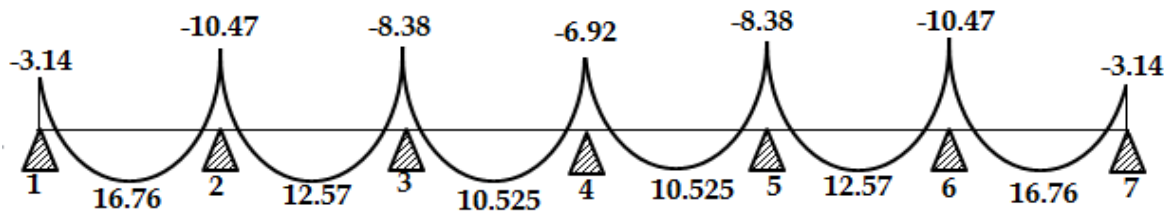


Figure III.9. Diagramme des moments à l'ELS

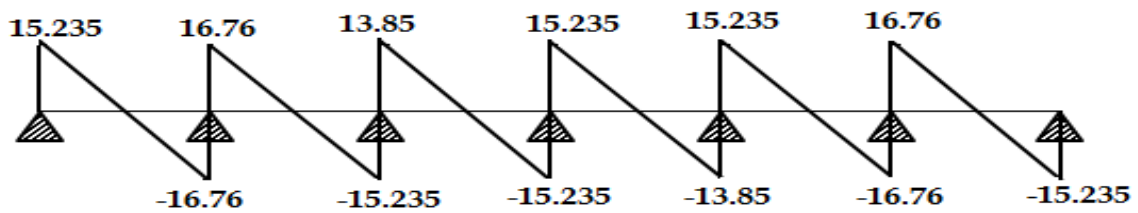


Figure III.10. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

- Pour le plancher étage courant :

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
1-2	5.5	7.45	28.17	0	-14.085	22.69	20.49	-22.54
2-3	5.5	7.45	28.17	-14.085	-11.27	17.056	22.54	-20.49
3-4	5	7.45	23.28	-11.27	-9.31	14.67	18.625	-20.49
4-5	5	7.45	23.28	-9.31	-11.27	14.67	20.49	-18.625
5-6	5.5	7.45	28.17	-11.27	-14.085	17.056	20.49	-22.54
6-7	5.5	7.45	28.17	-14.085	0	22.69	22.54	-20.49

Tableau III .4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'habitation

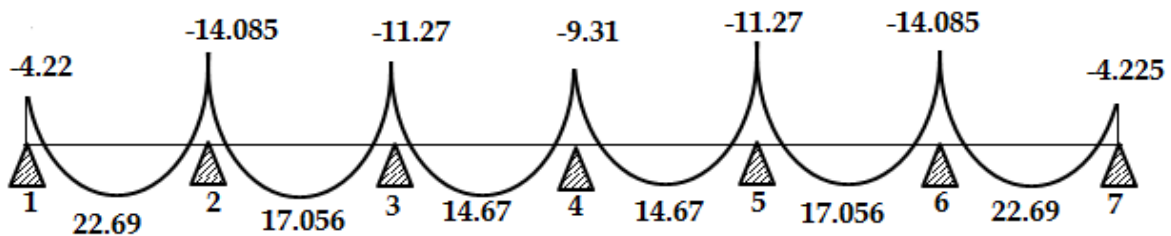


Figure III.11. Diagramme des moments à l'ELU

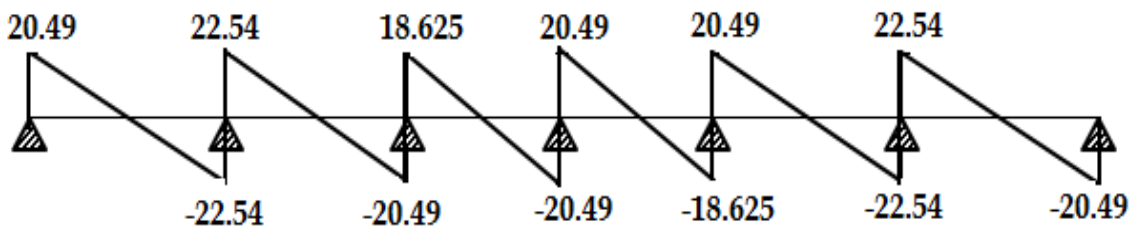


Figure III.12. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
1-2	5.5	5.41	20.46	0	-10.32	16.435	14.88	-16.365
2-3	5.5	5.41	20.46	-10.32	-8.18	12.345	16.365	-14.88
3-4	5	5.41	16.91	-8.18	-6.76	10.37	13.525	-14.88
4-5	5	5.41	16.91	-6.76	-8.18	10.37	14.88	-13.525
5-6	5.5	5.41	20.46	-8.18	-10.32	12.345	14.88	-16.365
6-7	5.5	5.41	20.46	-10.32	0	16.435	16.365	-14.88

Tableau III .5. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'habitation

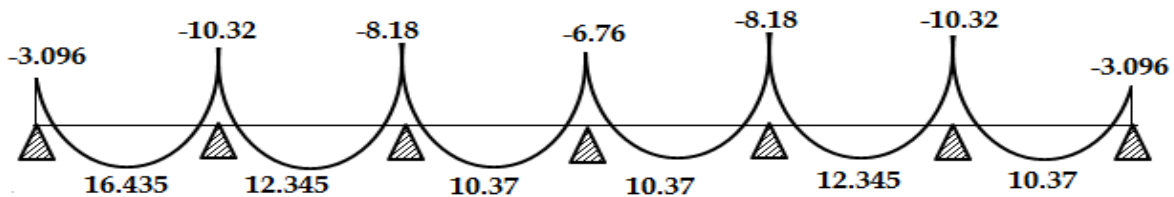


Figure III.13. Diagramme des moments à l'ELU

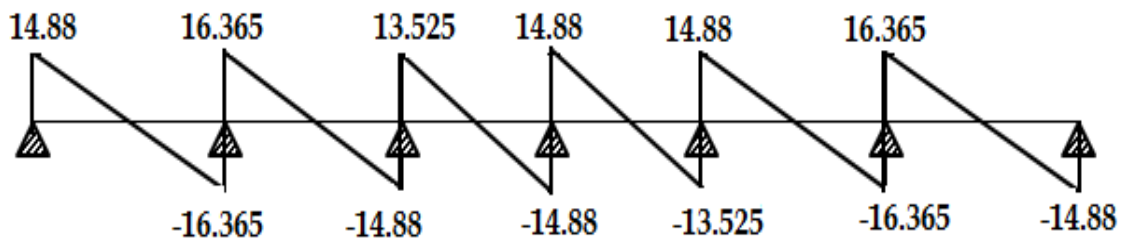


Figure III.14. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

III.2.1.5. les Sollicitations maximales

Le ferrailage des poutrelles se fait suivant les sollicitations maximales. Ces dernières sont récapitulées dans les tableaux suivants :

Les sollicitations maximales aux états limite des différents types de poutrelles de chaque niveau

Etage	Etats limites							
	ELU				ELS			
	M_{max}^{app} (KN. m)		M_{max}^{trav} (KN. m)	V_{max} (KN)	M_{max}^{app} (KN. m)		M_{max}^{trav} (KN. m)	V_{max} (KN)
	Rive	Intermedi-aire			Rive	Intermedi-aire		
terrasse inaccessible	-4.29	-14.31	22.89	22.90	-3.14	-10.47	16.76	16.76
Etage courant	-4.22	-14.085	22.69	22.54	-3.096	-10.32	16.44	16.36

Tableau III.6. Sollicitations maximales aux états limite des poutrelles de chaque niveau

III.2.1.6. Ferrailage des poutrelles

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

- Exemple de ferrailage (plancher de la terrasse inaccessible)

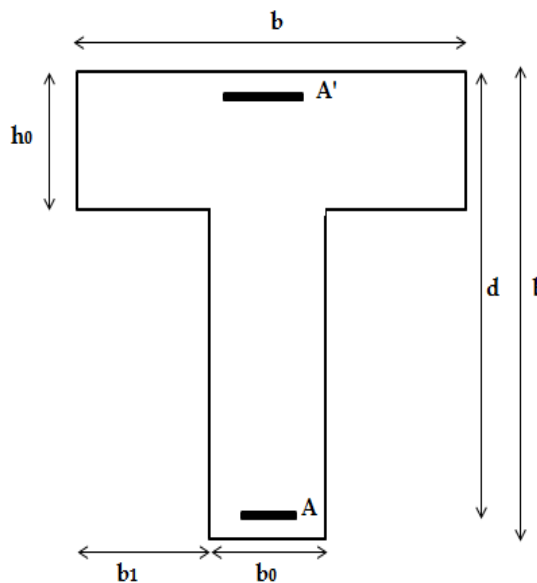


Figure III.15. La section de la poutrelle

a) En travée :

On ferraille toutes les poutrelles avec les sollicitations maximales à l'ELU.

$$M_u = 2289 \text{ KN.cm} ; V_u = 2290 \text{ KN.cm}$$

$$b = 67 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; h = 25 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; d = 23 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 2.5 \text{ KN/cm}^2 ; f_e = 40 \text{ KN/cm}^2 ; f_{bu} = 1.42 \text{ KN/cm}^2$$

- Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 67 \times 5 \times 1.42 \times \left(23 - \frac{5}{2} \right) = 9751.85 \text{ KN.cm}$$

$M_u = 2289 \text{ KN.cm} < M_{tu} = 9751.85 \text{ KN.cm} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous emmène à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

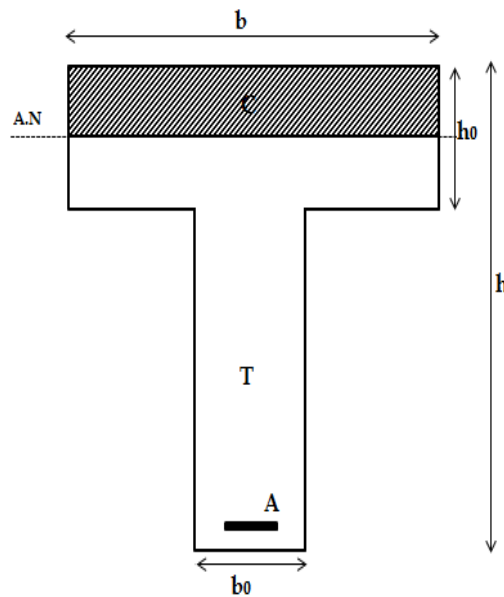


Figure III.16. La section de la poutrelle en travée sollicitée à la F.S

- Calcul des armatures :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{2289}{1.42 \times 23^2 \times 67} = 0.045 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10^0/00 \Rightarrow f_{bu} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{40}{1.15} = 34.78 \text{ KN/cm}^2$$

On a : $\mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.39$

$$\mu_{bu} < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

✓ Calcul d'A_t:

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{bu}} \text{ avec } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045}) = 0.058$$

$$Z = 23(1 - 0.4 \times 0.058) = 22.47\text{cm}$$

$$A_t = \frac{2289}{22.47 \times 34.78} = 2.93\text{cm}^2$$

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

✓ Vérification :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 67 \times 23 \times 0.21}{40} = 1.86\text{cm}^2$$

$$A_t > A_{\min} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

Donc on opte: A_S=A_t=2.93cm²

On choisit: A_t= 2HA12 + 1HA10 (2.26+0.79=3.05 cm²)

b) En appui :

- appuis intermédiaires

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire :

b₀ × h .

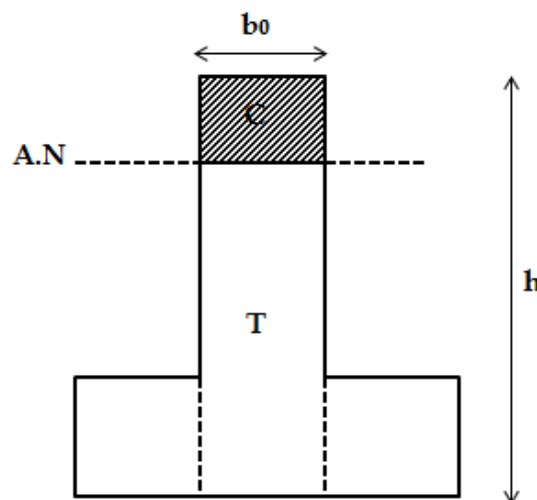


Figure III.17.La section de la poutrelle en appui sollicité à la F.S

$$M_a^{\text{int}} = 14.31 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{\text{bu}}} = \frac{1431}{12 \times 23^2 \times 1.42} = 0.16 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{\text{st}} = 10^0/00 \Rightarrow f_{\text{bu}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{40}{1.15} = 34.78 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{On a } \mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.39$$

$$\mu_{\text{bu}} < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

✓ **Calcul de A_a :**

$$A_a = \frac{M_a^{\text{int}}}{f_{\text{bu}} \times Z}$$

$$\text{avec } \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{bu}}}] \text{ et } Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 0.22, Z = 21 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{1431}{21 \times 34.78} = 1.96 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 23 \times 0.21}{40} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_a \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

On opte pour A_a et on choisit **2HA12** (2.26 cm^2)

• **Appui de rive :(calcul forfaitaire)**

$$M_a^{\text{rive}} = 4.29 \text{ KN.m} = 429 \text{ KN.cm}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{b_0 \times d \times f_{\text{bu}}} = \frac{429}{12 \times 23^2 \times 1.42} = 0.05 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{\text{st}} = 10^0/00 \Rightarrow f_{\text{bu}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{40}{1.15} = 34.78 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{On a } \mu_1 = 0.39$$

$$\mu_{\text{bu}} < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

✓ **Calcul d' A_a :**

$$A_a = \frac{M_a^{\text{rive}}}{f_{\text{bu}} \times Z}$$

$$\text{Avec } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \text{ et } Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.05}) = 0.064$$

$$Z = 23(1 - 0.4 \times 0.064) = 22.41 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{429}{34.78 \times 22.41} = 0.55 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_a > A_{\min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

On opte pour A_a et on choisit **1HA10** (0.79 cm^2)

Pour les autres types de planchers le calcul se fera avec la même méthode précédantest les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant :

	Elément	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{adopté} (cm²)
Plancher Terrasse	Travée	22.89	0.045	0.058	0.22	2.93	1.86	2HA12+1HA10=3.05
	Appui Intermédiaire	14.31	0.16	0.22	0.21	1.96	0.33	2HA12=2.26
	Appui de rive	4.29	0.05	0.064	0.22	0.55	0.33	1HA10=0.79
Etage Courant	Travée	22.69	0.045	0.058	0.22	2.9	1.86	2HA12+1HA10=3.05
	Appui Intermédiaire	14.085	0.15	0.20	0.21	1.93	0.33	2HA12=2.26
	Appui de rive	4.22	0.047	0.06	0.22	0.54	0.33	1HA10=0.79

Tableau III.7.Calcul des armatures principales

❖ **Vérification à l'ELU :**

- **Cisaillement**

$$V_u = 22.90 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{22.90}{12 \times 23} = 0.083 \text{KN/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_u = \min[0.13 f_{c28}, 4 \text{Mpa}] = 3.25 \text{Mpa} = 0.325 \text{KN/cm}^2$$

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

- **Choix des armatures transversales**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi, \frac{b_0}{10}\right) = 10 \text{mm}$$

On adopte un épingle ϕ_8 avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{cm}^2$

- **L'espacement**

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 20.7 \text{cm}$$

$$S_t \leq A_t \frac{0.8f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3f_{tj}K)}$$

$K=1$ flexion simple FPN, pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ Flexion simple, armatures

$$S_t \leq A_t \frac{0.8f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3f_{tj}K)} \Rightarrow S_t \leq 1.01 \frac{0.8 \times 40}{12(0.083 - 0.3 \times 0.21)}$$

- $S_t \leq 134.66 \text{cm}$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 400}{0.4 \times 12}$$

- $S_t \leq 84.16 \text{cm}$

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

- **Vérification à l'effort tranchant**

Le plancher terrasse

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

- **Appui intermédiaire**

$$A_l = A_a + A_t = 2.26 + 3.05 = 5.31 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \left(22.9 \times 10^{-3} - \frac{14.31 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.23} \right) = -1.33 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (n'a pas d'influence sur les armatures longitudinales A_l)

- **Appui de rive**

Au niveau de l'appui de rive on a $M_u = 0$.

$$A_l = A_t + A_a = 0.79 + 3.05 = 3.84 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 22.9 \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq 0.66 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

- **Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{22.9 \times 10^{-3} \left(\frac{0.67-0.12}{2} \right)}{0.9 \times 0.23 \times 0.67 \times 0.05} = 0.91 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.91 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Pour les autres types de planchers les vérifications se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant :

Type	Cisaillement	Armature transversale	espacement	Jonction table nervure	Armatures longitudinales Aux appuis	
					Appui Intermédiaire	Appui de rive
Vérification	$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times dbh_0} \leq \bar{\tau}$ $\bar{\tau} = 3.25\text{Mpa}$	$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{35}, \emptyset, \frac{b_0}{10}\right)$	$S_t \leq \min(0.9, 40\text{cm})$	$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times dbh_0}$ $\bar{\tau} = 3.25\text{Mpa}$	$A_l \geq \frac{Y_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right)$	$A_l \geq \frac{Y_s}{f_e} \times V_u$
plancher Terrasse	$\tau_u = 0.83\text{Mpa}$ Vérifié	épingle \emptyset_8 avec $A_t=2\text{HA}8=1.01\text{cm}^2$	$S_t=15\text{cm}$	$\tau_u = 0.91\text{Mpa}$ vérifié	$A_l = 5.31\text{cm}^2$ $A_l \geq -1.33\text{cm}^2$ vérifié	$A_l = 3.84\text{cm}^2$ $A_l \geq 0.66\text{cm}^2$ vérifié
Etage Courant	$\tau_u = 0.82\text{Mpa}$ Vérifié	épingle \emptyset_8 avec $A_t=2\text{HA}8=1.01\text{cm}^2$	$S_t=15\text{cm}$	$\tau_u = 0.91\text{Mpa}$ vérifié	$A_l = 5.31\text{cm}^2$ $A_l \geq -1.31\text{cm}^2$ Vérifié	$A_l = 3.84\text{cm}^2$ $A_l \geq 0.65\text{cm}^2$ vérifié

Tableau III.8. Vérification de Cisaillement et l'effort tranchant à l'E.L.U

❖ **Vérification à l'ELS :**

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

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

✓ **En travée :**

$$M_t^{max} = 16.76\text{KN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL91. L. III. 3}$$

$$H = 0.67 \frac{0.05^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.23 - 0.05)$$

$$\Rightarrow H = 1.4 \times 10^{-5}$$

H>0 (alors l'axe neutre passe par la table de compression ⇒ calcul d'une section rectangulaire b×h)

- Calcul de y :

$$by^2 - 30 \times A(d - y) = 0$$

$$67y^2 - 30 \times 3.05(23 - y) = 0$$

$$67y^2 - 91.5y - 2104.5 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Solution d'équation(1) est : y=4.96cm

Calcul le moment d'inertie I :

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

$$I = \frac{67 \times 4.96^3}{3} + 15 \times 3.05(23 - 4.96)^2$$

$$\Rightarrow I = 17614.15\text{cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{16.76 \times 10^{-3}}{17614.15 \times 10^{-8}} \times 0.0496$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 4.72\text{Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots$ vérifié(BAEL E.III.2)

✓ En appuis intermédiaires :

$$M_t^{\max} = 10.47\text{KN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL91. L. III. 3}$$

$$H = 0.67 \frac{0.05^2}{2} - 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times (0.23 - 0.05)$$

$$\Rightarrow H = 2.27 \times 10^{-4}$$

H>0 (alors l'axe neutre passe par la table de compression ⇒ calcul d'une section rectangulaire b×h)

- Calcul de y :

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

$$\frac{67}{2}y^2 - 30 \times 3.05(23 - y) = 0$$

$$y^2 - 1.01y - 23.27 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Solution d'équation(2) est : y=4.35cm

Calcul le moment d'inertie I :

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

$$I = \frac{67 \times 4.35^3}{3} + 15 \times 2.26(23 - 4.35)^2$$

$$\Rightarrow I = 13629.5\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad \text{(CBA Art A. 5. 3. 3)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.47 \times 10^{-3}}{13629.5 \times 10^{-8}} \times 0.0435$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3.34\text{Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{Mpa} \dots\dots\dots$ vérifié

Pour les autres types de planchers les vérifications se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant :

	Elément	M _{ser} (KN.m)	y(cm)	I×10 ⁻⁴ (m ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} ≤ σ _{bc}
Plancher Terrasse	Travée	16.76	4.96	16714.15	4.72	15	Vérifié
	Appui	10.47	4.35	13629.5	3.34	15	Vérifié
Etage courant	Travée	16.44	4.96	16714.15	4.63	15	Vérifié
	Appui	10.32	4.35	13629.5	3.29	15	Vérifié

Tableau III.9.Vérification des contraintes à l'E.L.S

• **Etat limite de déformation :**

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

- **Evaluation de la flèche :(CBA 93 Article B.6.5.3).**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}, \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}, \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{BAEL91 (Article L. VI, 2)}$$

On a $\frac{h}{l} = \frac{25}{550} = 0.045 < \frac{1}{16}$ pas vérifié

-On a la condition non vérifié, donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

Avec :

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

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

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

La flèche admissible pour une poutre supérieure à 5 m est :

$$f_{adm} = 0.5 + \frac{l}{100} = 0.5 + \frac{550}{1000} = 1.05 \text{cm}$$

- **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.67 \times G$:La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.67 \times G$:La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.67 \times (G + Q)$:La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

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

- **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre : $y = 4.96$ cm.

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A \times \left(d - \frac{h}{2}\right)^2$$

$$I_0 = \frac{67 \times 25^3}{12} + 15 \times 3.05 \times \left(23 - \frac{25}{2}\right)^2$$

$I_0 = 92283.52 \text{cm}^4$ (I_0 c'est le moment d'inertie de la section totale).

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} \Rightarrow \rho = \frac{3.05}{12 \times 23} = 0.011$$

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

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

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

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

- **Les contraintes :**

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

- **Inerties fictives (I_f) :**

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

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

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}; I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}; I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p};$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

- **Evaluation des flèches**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} l^2}{10 \times E_i \times I_{fij}}; f_{gi} = \frac{M_{gser} l^2}{10 \times E_i \times I_{fig}}; f_{ji} = \frac{M_{pser} l^2}{10 \times E_i \times I_{fip}}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} l^2}{10 \times E_v \times I_{fig}}$$

$$q_{jser} = 0.67 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.67 \times 5.89 = 3.95 \text{ Kn/m}$$

$$q_{gser} = 0.67 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.67 \times 7.27 = 4.87 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.67 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.67 \times (7.27 + 1) = 5.54 \text{ Kn/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \frac{3.95 \times 5.5^2}{8} = 11.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \frac{4.87 \times 5.5^2}{8} = 13.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \frac{5.54 \times 5.5^2}{8} = 15.71 \text{ KN.m}$$

$$y = 4.96 \text{ cm}; A_s = 3.05 \text{ cm}^2; I = 16714.15 \text{ cm}^4; I_0 = 92283.52 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \frac{0.12}{0.67}\right) 0.011} \Rightarrow \lambda_i = 3.76$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 3.76 \Rightarrow \lambda_v = 1.5$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{11.20 \times (0.23 - 0.0496) \times 10^{-3}}{16714.15 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 181.32 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{13.81 \times (0.23 - 0.0496) \times 10^{-3}}{16714.15 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 223.58 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{15.71 \times (0.23 - 0.0496) \times 10^{-3}}{16714.15 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sp} = 254.34 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 181.32 + 2.1} = 0.635$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 223.58 + 2.1} = 0.69$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 254.34 + 2.1} = 0.72$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 92283.52}{1 + 3.76 \times 0.635} = 29965.72 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 92283.52}{1 + 3.76 \times 0.69} = 28241.67 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 92283.52}{1 + 3.76 \times 0.72} = 27382.35 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 92283.52}{1 + 1.5 \times 0.69} = 49882.98 \text{cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{11.20 \times 10^{-3} \times 5.5^2}{10 \times 32164.2 \times 29965.72 \times 10^{-8}} = 0.0035 \text{m}$$

$$f_{gi} = \frac{13.81 \times 10^{-3} \times 5.5^2}{10 \times 32164.2 \times 28241.67 \times 10^{-8}} = 0.0046$$

$$f_{pi} = \frac{15.71 \times 10^{-3} \times 5.5^2}{10 \times 32164.2 \times 27382.35 \times 10^{-8}} = 0.0054$$

$$f_{vg} = \frac{15.71 \times 10^{-3} \times 5.5^2}{10 \times 10721.4 \times 49882.98 \times 10^{-8}} = 0.009$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.009 - 0.0035 + 0.0054 - 0.0046 = 0.0063 \text{m}$$

$$\Delta f_t = 0.63 \text{ cm} < f_{adm} = 1.05 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Pour les autres types de planchers les vérifications se feront avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant :

Etage		Plancher Terrasse	Etages courants
Q_{ser} (KN/m)	Q_{jser} (KN/m)	3.95	2.85
	Q_{gser} (KN/m)	4.87	4.41
	Q_{pser} (KN/m)	5.54	5.41
M_{ser} (KN.m)	M_{jser} (KN.m)	11.20	8.08
	M_{gser} (KN.m)	13.81	12.51
	M_{pser} (KN.m)	15.71	15.34
I_0 (cm ⁴)		92283.52	92283.52
ρ		0.011	0.011
λ_i		3.76	3.76
λ_v		1.5	1.5
σ_{sj} (Mpa)		181.32	130.81
σ_{sg} (Mpa)		223.58	202.47
σ_{sp} (Mpa)		254.34	248.35
μ_j		0.635	0.53
μ_g		0.69	0.66
μ_p		0.72	0.72
I_{ij}		29965.72	33918.69
I_{ig} (cm ⁴)		28241.67	29156.67

$I_{fp}(\text{cm}^4)$	27382.35	27382.35
$I_{vg}(\text{cm}^4)$	49882.98	51010.99
$f_{ji}(\text{m})$	0.0035	0.0022
$f_{gi}(\text{m})$	0.0046	0.0040
$f_{pi}(\text{m})$	0.0054	0.0053
$f_{gv}(\text{m})$	0.009	0.0085
$\Delta f(\text{cm})$	0.63	0.76
$f_{adm}(\text{cm})$	1.05	1.05
$\Delta f < f_{adm}$	Vérifié	vérifié

Tableau III.10. Vérification des états limites de déformation

III.2.1.7. Ferrailage de la dalle de compression

- **Armatures perpendiculaires à la nervure**

Selon le CBA93 (Art B. 6. 8. 4. 2. 3) :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 0.67}{235} = 1.14 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte $A_{\perp} = 5\phi 6 = 1.41 \text{cm}^2/\text{ml}$

Espacement : $S_t = 20 \text{cm}$

- **Armatures parallèles à la nervure :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.57 \text{cm}^2}{\text{ml}}$$

On adopte : $A_{//} = 4\phi 6 = 1.13 \text{cm}^2/\text{ml}$

Espacement : $S_t = 25 \text{cm}$

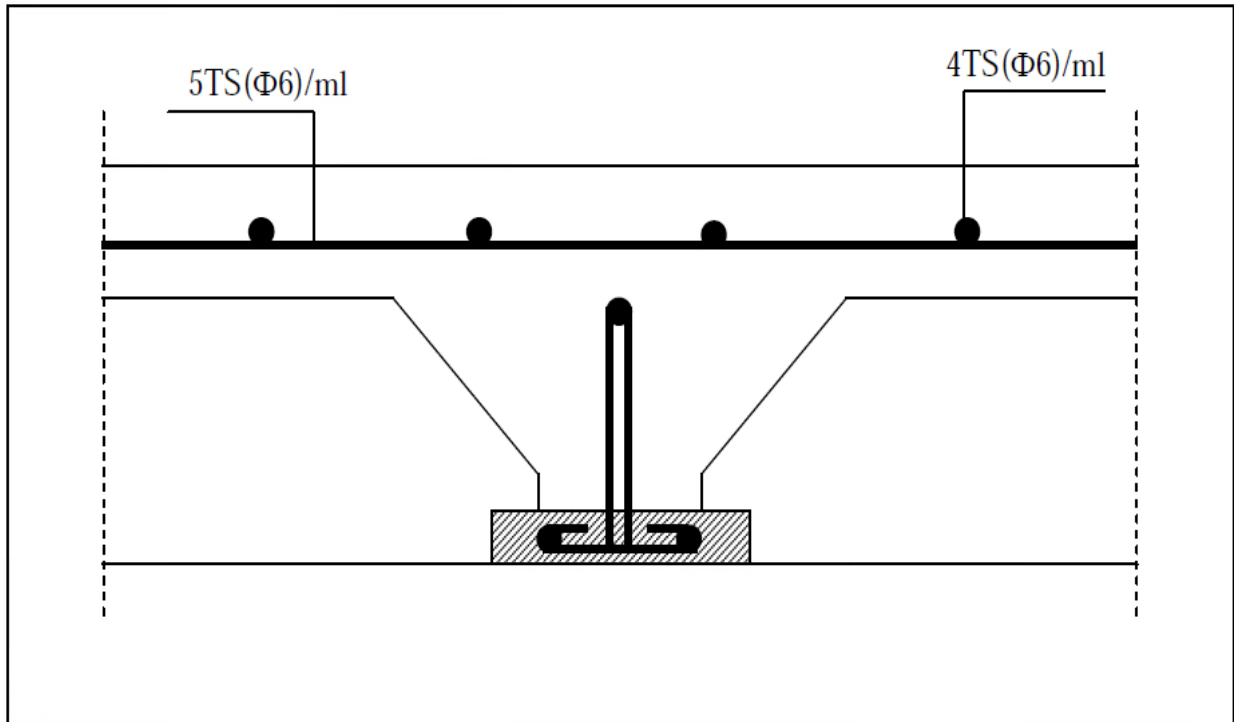


Figure III.18. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2.1.8. Schéma de ferrailage des poutrelles

type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
plancher Terrasse			
Étage courant			

Figure. III.19. Schéma de ferrailage des poutrelles

III.2.2. Etude des dalles pleines

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

III.2.2.1. dalle sur 03 appuis

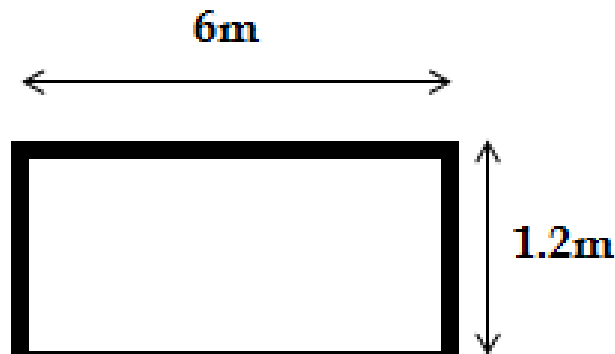


Figure III.20. Schéma d'une dalle sur 3 appuis

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.2}{6} = 0.2 < 0.4$$

⇒ La dalle travaille dans un seul sens (sens x) (console).

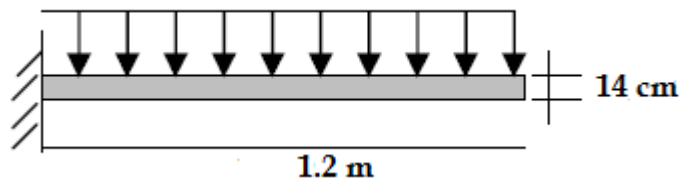


Figure III.21. Schéma statique du balcon

III.2.2.1.1. Evaluation des charges

$$p_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,73 + 1,5 \times 3,5 = 11,63 \text{ KN/m}^2.$$

Calcul des sollicitations à l'ELU

$$M_u = -p_u \times \frac{l^2}{2} = -11,63 \times \frac{1,2^2}{2} = -8,37 \text{ KN.m} \quad (p_u=0)$$

$$V_u = \frac{p_u \times l}{2} = \frac{11,63 \times 1,2}{2} = 6,98 \text{ KN}$$

III.2.2.1.2. Ferrailage

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de 1 m de largeur.

a) Les aciers longitudinaux :

On a : b = 100cm, h = 14cm, d = 12cm, $f_{c28}=25\text{Mpa}$ et $f_e=400\text{Mpa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{8.37 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.12^2} = 0.041$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.39 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.052$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1175\text{m}$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{f_s \times Z} = \frac{8.37 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1175} = 2.05\text{cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 0.21}{40} = 1.45\text{cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

On adopte pour A_s et on choisit **3HA10** ($A_s=2.36\text{cm}^2/\text{ml}$)

	Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{adp}}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Armatures principales	8.37	0.041	0.052	0.1175	2.05	5HA8=2.36

Tableau III.11. Ferrailage de la dalle en console

Sens y-y :

✓ **Armatures de répartition:**

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59\text{cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit **4HA8** (2.01cm^2).

- **Calcul des espacements :**

$$S_{TX} = \min(33\text{cm}, 3 \times e) = \min(33\text{cm}, 3 \times 14) \Rightarrow S_{TX} = 20\text{cm}$$

$$S_{TY} = \min(45\text{cm}, 4 \times e) = \min(45, 4 \times 14) \Rightarrow S_{TY} = 25\text{cm}$$

- **Vérifications:[BAEL91] :**

- ✓ **l'effort tranchant :**

$$b = 100 \text{ cm}, d = 14.4\text{cm}, V_u = 6.98 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{6.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.058 < \bar{\tau} = 1.25\text{Mpa}$$

- **Les sollicitations à l'ELS :**

$$p_s = G + Q = 4.73 + 3.5 = 8.23 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} \Rightarrow M_{ser} = \frac{8.23 \times 1.2^2}{2} = 5.92\text{KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2} b y^2 + 15 A(y - d) = 0 \Rightarrow y = 2.58\text{cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A (y - d)^2 = 3713.72\text{cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.92 \times 10^{-3}}{3713.72 \times 10^{-8}} \times 0.0258 = 2.03\text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

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

On a : Fissuration nuisible

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e, \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.6\text{Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{5.92 \times 10^{-3}}{3713.72 \times 10^{-8}} (0.12 - 0.0258)^2 = 21.22 \text{Mpa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

• **Etat limite de déformation :**

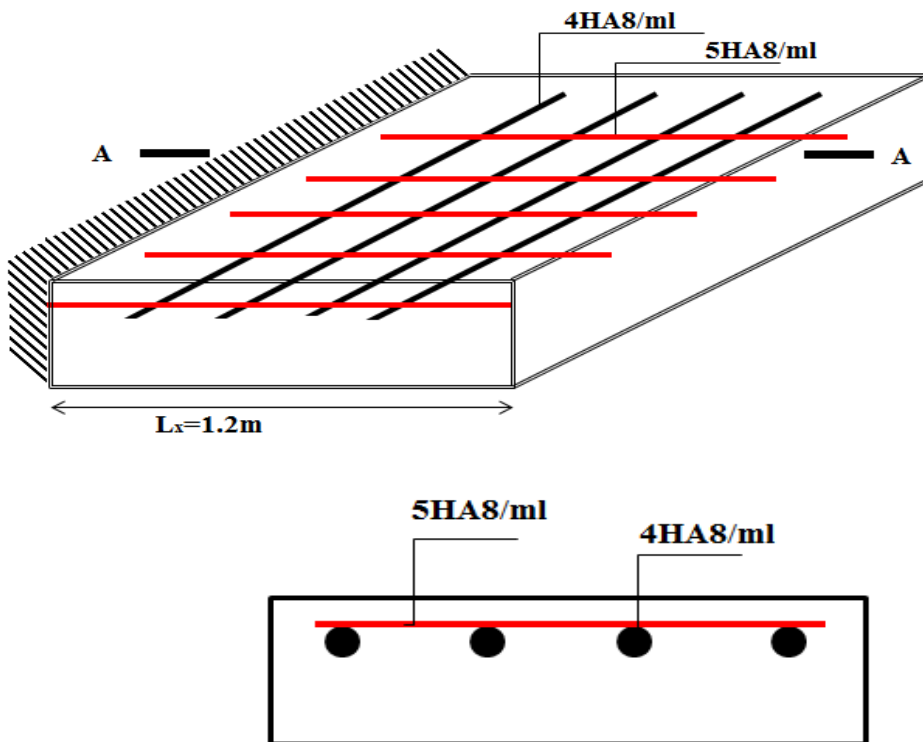
La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.14}{1.2} = 0.166 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{l} = 0.166 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.1 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.00267 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0.006 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

• **Schéma de Ferrailage**



Coupe : A-A

Figure III.22. Schéma de ferrailage de la dalle en console

III.2.2.2. dalle sur 02 appuis :

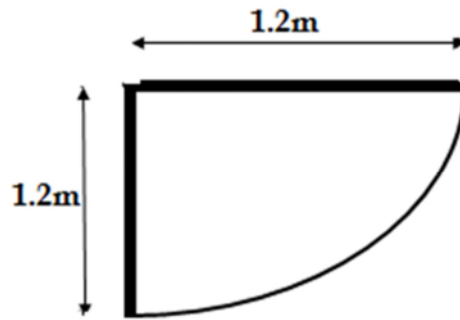


Figure II.23. Dalle sur deux appuis

$$l_x = 1.2\text{m}$$

$$l_y = 1.2\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.2}{1.2} = 1 > 0.4$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens

- **Calcul des sollicitations :**
 - **A l'ELU**

On a: $G = 4.73\text{KN/m}^2$, $Q = 3.5\text{KN/m}^2$

$$p_u = 1.35G + 1.5Q = 11.63\text{KN/m}^2$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times p_u \times l_x^2 = 0.0368 \times 11.63 \times 1.2^2 = 0.616 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 1 \times 0.616 = 0.616 \end{cases}$$

En travée:

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 0.52 \\ M_y^t = 0.85 \times M_{0y} = 0.52 \end{cases}$$

En appui:

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_{0x} = -0.308\text{KN.m}$$

- **Ferraillages**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On a : $b = 100\text{cm}$, $e = 14\text{cm}$, $d = 12\text{cm}$, $f_{c28}=25\text{Mpa}$ et $f_e=400\text{Mpa}$.

- **la condition de non fragilité**

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{3 - \rho}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = A_a^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\text{Avec } f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.12\text{cm}^2 > A_x & n' \text{ est pas vérifié, donc on ferraille avec } A_{\min} \\ A_y^{\min} = A_a^{\min} = 1.12\text{cm}^2 > A_y & n' \text{ est pas vérifié, donc on ferraille avec } A_{\min} \end{cases}$$

- **Calcul des armatures principales :**

Sens		Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (Cm^2/ml)	A_{adp} (Cm^2/ml)
Travée	x-x	0.52	0.0025	0.0031	0.12	0.12	4HA10=3.14
	y-y						
Appui	x-x	0.308	0.0015	0.0019	0.12	0.073	4HA10=3.14
	y-y						

Tableau III.12.Calcul des armatures principales

- **Espacement des armatures**

$$S_{TX} = \min(33\text{cm}, 3 \times e) = \min(33\text{cm}, 3 \times 14) \Rightarrow S_{TX} = 25\text{cm}$$

$$S_{TY} = \min(45\text{cm}, 4 \times e) = \min(45, 4 \times 14) \Rightarrow S_{TY} = 25\text{cm}$$

- **Vérification l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 1.25\text{Mpa}$$

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{11.63 \times 1.2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 4.65\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{4.65 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.039 \text{Mpa} < 1.25 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- à l'ELS

- Calcul des sollicitations

$$q_s = G + Q = 4.73 + 3.5 = 8.23 \text{KN/m}^2$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0441 \times 8.23 \times 1.2^2 = 0.52 \text{KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 1 \times 0.52 = 0.52 \text{KN.m} \end{cases}$$

En travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 0.44 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{0y} = 0.44 \text{KN.m} \end{cases}$$

En appui

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_{0x} = -0.26 \text{KN.m}$$

- vérification des contraintes :

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{adm} = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e, \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.6 \text{Mpa}$$

Calcul de y :

$$\frac{1}{2} b y^2 + 15 A (y - d) = 0 \Rightarrow y = 2.92 \text{cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A (y - d)^2 = 4713.13 \text{cm}^4$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Moments	Valeurs (KN. m)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_s$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
x-x	M_t	0.44	0.27	15	12.71	201.6	Vérifiée
	M_a	-0.26	0.16	15	7.51	201.6	Vérifiée
y-y	M_t	0.44	0.27	15	12.7	201.6	Vérifiée
	M_a	-0.26	0.16	15	7.51	201.6	Vérifiée

Tableau III.13. Vérification des contraintes à l'ELS

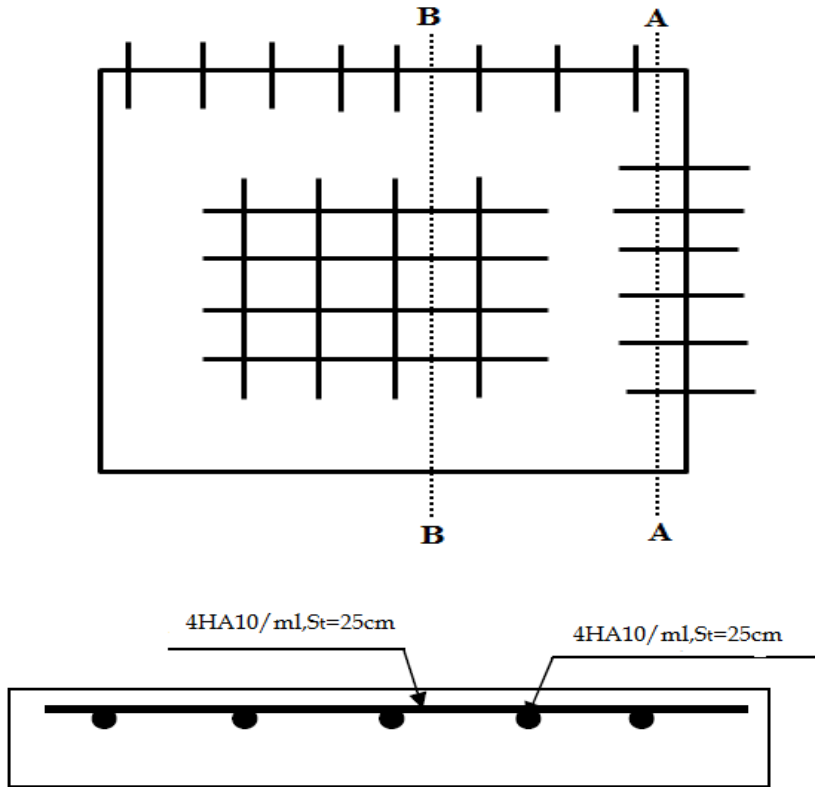
Etat limite de déformation

$$\frac{h}{l} = \frac{0.14}{1.2} = 0.166 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

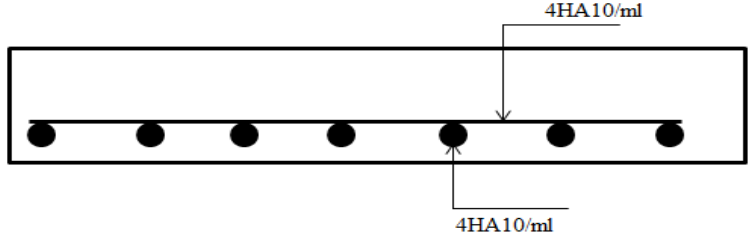
$$\frac{h}{l} = 0.166 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.0 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.00267 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0.006 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Schéma de ferrailage



Coupe A-A



Coupe B-B

Figure III.24. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis

III.3. Etude des escaliers

L'escalier travaille à la flexion simple.

Le schéma statique de l'escalier est assimilé à une poutre simplement appuyée, la volée et le palier sont uniformément chargés.

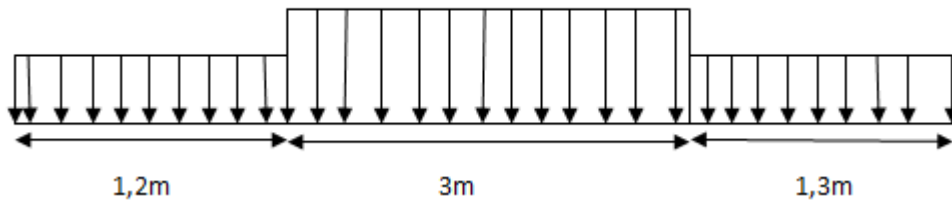


Figure III.25. Schéma statique de l'escalier

III.3.1. Evaluation des charges et surcharges

$$\text{La volée : } \begin{cases} G = 9,24 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le palier : } \begin{cases} G = 5,36 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

III.3.2. combinaison de charge

$$\text{La volée } \begin{cases} \text{a l'ELU : } q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35.9,24) + (1,5.2,5) = 16,22 \text{ KN/m}^2 \\ \text{a l'ELS : } q_s = G + Q = 9,24 + 2,5 = 11,74 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le palier } \begin{cases} \text{a l'ELU : } q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35.5,36) + (1,5.2,5) = 10,98 \text{ KN/m}^2 \\ \text{a l'ELS : } q_s = G + Q = 5,36 + 2,5 = 7,86 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

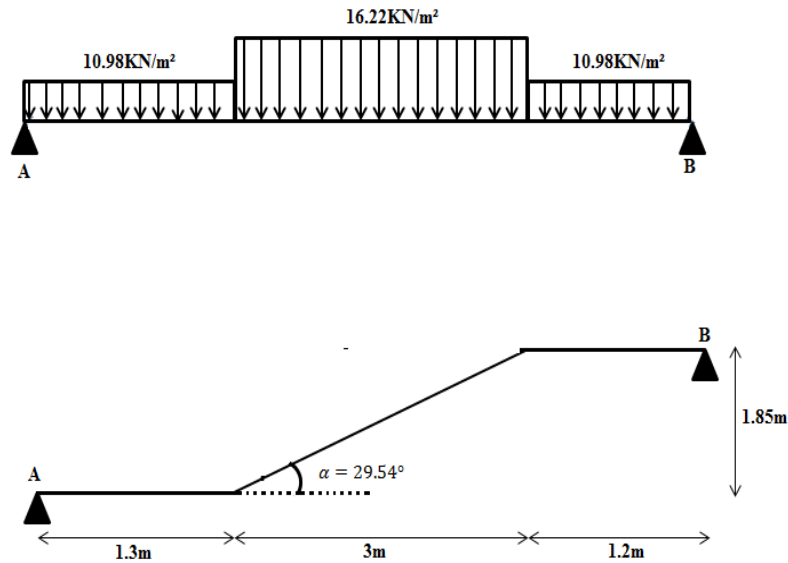


Figure III.26. Schéma statique de l'escalier

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux. Pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 16,22 \times 3 + 10,98 \times 1,3 + 10,98 \times 1,2.$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 76,11 \text{ kN}.$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Leftrightarrow \left(16,22 \times 3 \times \left(\frac{3}{2} + 1,3 \right) \right) + \left(10,98 \times 1,3 \times \left(\frac{1,3}{2} \right) \right) + \left(10,98 \times 1,2 \times \left(\frac{1,2}{2} + 3 + 1,3 \right) \right) - (R_B \times 5,5) = 0.$$

$$\Rightarrow (136,25) + (9,28) + (64,56) = 5,5 \times R_B$$

$$\Rightarrow R_B = 38,2 \text{ kN}$$

$$R_B + R_A = 76,11 \text{ kN} \Rightarrow R_A = 37,91 \text{ kN}$$

III.3.3. Calcul des sollicitations

- Effort tranchant :

- $0 \leq x \leq 1,3 \text{ m}.$

$$T_Y(x) = -37,91 + 10,98x.$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = -37,91 \text{ kN}. \\ T_Y(1,3) = -23,64 \text{ kN}. \end{cases}$$

$$\blacksquare 1,3 \leq x \leq 4,3\text{m.}$$

$$T_Y(x) = +16,22x - 44,72.$$

$$\begin{cases} T_Y(1,3) = -23,64\text{KN.} \\ T_Y(4,3) = 25,03\text{KN.} \end{cases}$$

$$\blacksquare 0 \leq x \leq 1,2\text{m}$$

$$T_Y(x) = +38,2 - 10,98x.$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 38,2\text{KN.} \\ T_Y(1,2) = 25,03\text{KN.} \end{cases}$$

• **Moment fléchissant :**

$$\blacksquare 0 \leq x \leq 1,3\text{m.}$$

$$M(x) = -37,91x + 10,98 \frac{x^2}{2}.$$

$$M(x) = -5,49x^2 + 37,91x.$$

$$\begin{cases} M(0) = 0\text{KN. m} \\ M(1,3) = 40\text{KN. m.} \end{cases}$$

$$\blacksquare 1,3 \leq x \leq 4,3\text{m.}$$

$$M(x) = 37,91x - 16,22 \frac{(x - 1,3)^2}{2} - 10,98 \times 1,3 \times \left(\frac{1,3}{2} + (x - 1,3) \right).$$

$$\begin{cases} M(1,3) = 40\text{KN. m} \\ M(4,3) = 37,94\text{KN. m.} \end{cases}$$

$$\blacksquare 0 \leq x \leq 1,2\text{m}$$

$$M(x) = 10,98 \frac{x^2}{2} - 38,2x$$

$$M(x) = 5,49x^2 - 38,2x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{KN.m} \\ M(1,2) = 37,94 \text{KN.m} \end{cases}$$

Le moment max à « x₀ » tel que :

$$\begin{aligned} T(x_0) = 0 &\Rightarrow x_0 = 2,76 \text{m.} \\ M(2,76) &= 57,22 \text{KN.m.} \\ M_{\max} &= 57,22 \text{KN.m.} \end{aligned}$$

Le moment max et l'effort tranchant max sont :

$$\begin{cases} M_{\max} = 57,22 \text{KN.m} \\ V_{\max} = 38,2 \text{KN.} \end{cases}$$

Donc on a : $\begin{cases} M^t = 0,75. M_{\max} = 42,92 \text{KN.m} \dots \dots \dots \text{en travée.} \\ M^a = -0,5. M_{\max} = -28,61 \text{KN.m} \dots \dots \dots \text{en appui.} \end{cases}$

III. 3. 4. Ferrailage des escaliers

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

$$\begin{aligned} b = 100 \text{cm} \quad h = 200 \text{cm} \quad d = 18 \text{cm} \quad f_{c28} = 25 \text{Mpa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{Mpa} \\ f_{st} = 400 \text{Mpa} \end{aligned}$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

	<i>M(KN.m)</i>	μ_{bu}	α	Z(m)	<i>A_{CAL}</i> (cm ² /ml)	<i>A_{min}</i> (cm ² /ml)	<i>A_{Adobré}</i> (cm ² /ml)
En travée	42.92	0.093	0.12	0.17	7.25	2.17	4HA16=8.04
En appuis	28.61	0.062	0.08	0.17	4.83	2.17	4HA14=6.16

Tableau III.14.Calcul des armatures principales

- **Armatures de répartition (secondaire) :**

Selon l'article E. 8. 2. 41 du BAEL91 lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$

Alors :

En travée :

$$A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{8,04}{4} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : $4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec $S_t = 25 \text{ cm}$

En appuis :

$$A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : $4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Vérifications à l'Etat Limite Ultime :**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 8,04 \text{ cm} > A_{\min} = 2,17 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{verifier.}$

En appuis : $A_t = 6,16 \text{ cm} > A_{\min} = 2,17 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{verifier.}$

- ✓ **Vérification des espacements**

D'après Le BAEL91 les espacements sont :

-Armatures principales :

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

$$S_t \leq (3 \times 20; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

- Armatures secondaires

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

$$S_t \leq (4 \times 20; 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07}{\gamma_b} \cdot f_{c28} = 1,16 \text{ Mpa.}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u.$$

$$\tau_u = \frac{38.2}{1 \times 0.18} = 0.212 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0.212 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

✓ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A_l = A_a + A_t \Rightarrow A_l = 8.04 + 6.16 = 14.2 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left(38.2 \times 10^3 - \frac{28,61 \times 10^5}{0.9 \times 18} \right) \times \frac{1.15}{400 \times 10^2} = -3.78 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 14.2 \text{ cm}^2 > -3.78 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

✓ Vérification de la section à l'ELS

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant avec la même méthode précédant.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 11.74 \times 3 + 7.86 \times 1.3 + 7.86 \times 1.2.$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 54.87 \text{ KN.}$$

$$\begin{aligned} \sum M_{/A} = 0 \Leftrightarrow & \left(11.74 \times 3 \times \left(\frac{3}{2} + 1.3 \right) \right) + \left(7.86 \times 1.3 \times \left(\frac{1.3}{2} \right) \right) \\ & + \left(7.86 \times 1.2 \times \left(\frac{1.2}{2} + 4.3 \right) \right) - (R_B \times 5.5) = 0. \end{aligned}$$

$$\Rightarrow (98.62) + (6.64) + (46.28) = 5.5 \times R_B$$

$$\Rightarrow R_B = 27,55\text{KN}$$

$$R_B + R_A = 54,87\text{KN} \Rightarrow R_A = 27,32\text{KN}.$$

III.3.5. Calcul des sollicitations

- **Effort tranchant**

- $0 \leq x \leq 1,3\text{m}.$

$$T_Y(x) = -27,32 + 7,86x.$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = -27,32\text{KN}. \\ T_Y(1,3) = -17,11\text{KN}. \end{cases}$$

- $1,3 \leq x \leq 4,3\text{m}.$

$$T_Y(x) = +11,74x - 32,36.$$

$$\begin{cases} T_Y(1,3) = -17,11\text{KN}. \\ T_Y(4,3) = 18,11\text{KN}. \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 1,2\text{m}$

$$T_Y(x) = +27,55 - 7,86x.$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 27,54\text{KN}. \\ T_Y(1,2) = 18,11\text{KN}. \end{cases}$$

- **Moment fléchissant**

- $0 \leq x \leq 1,3\text{m}.$

$$M(x) = -7,86 \frac{x^2}{2} + 27,32x$$

$$M(x) = -3,93x^2 + 27,32x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{KN.m} \\ M(1,3) = 28,88 \text{KN.m.} \end{cases}$$

$$\blacksquare 1,3 \leq x \leq 4,3 \text{m.}$$

$$M(x) = 27,32x - 11,74 \frac{(x-1,3)^2}{2} - 7,86 \times 1,3 \times \left(\frac{1,3}{2} + (x-1,3) \right).$$

$$\begin{cases} M(1,3) = 28,88 \text{KN.m} \\ M(4,3) = 27,39 \text{KN.m.} \end{cases}$$

$$\blacksquare 0 \leq x \leq 1,2 \text{m}$$

$$M(x) = -7,86 \frac{x^2}{2} + 27,55x$$

$$M(x) = -3,93x^2 + 27,55x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{KN.m} \\ M(1,2) = 27,39 \text{KN.m} \end{cases}$$

Le moment max à « x_0 » tel que :

$$T(x_0) = 0 \Rightarrow x_0 = 2,76 \text{m.}$$

$$M(2,76) = 41,35 \text{KN.m.}$$

$$M_{\max} = 41,35 \text{KN.m.}$$

Le moment max et l'effort tranchant max sont :

$$\begin{cases} M_{\max} = 41,35 \text{KN.m} \\ V_{\max} = 27,54 \text{KN.} \end{cases}$$

Donc on a : $\begin{cases} M^t = 0,75. M_{\max} = 31,01 \text{KN.m} \dots \dots \dots \text{en travée.} \\ M^a = -0,5. M_{\max} = -20,68 \text{KN.m} \dots \dots \dots \text{en appui.} \end{cases}$

• Contrainte d'adhérence

$$\tau_{\text{ser}} < \overline{\tau_{\text{ser}}}.$$

$$\overline{\tau_{\text{ser}}} = 0,6. \psi^2. f_{t28}. \quad \text{avec: } \psi = 1,5 \rightarrow \text{pour les(HA).}$$

$$\overline{\tau_{\text{ser}}} = 2,835 \text{Mpa.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$: étant la somme des périmètres des barres .

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi.$$

$$n = 4, \phi = 14, \Rightarrow \sum U_i = 17,584 \text{cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{27,54 \cdot 10^3}{0,90 \cdot 18 \cdot 17,584 \cdot 10^2} = 0,97 \text{Mpa.}$$

$$\overline{\tau_{ser}} \geq \tau_{ser} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

• Etat limite de compression de béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc}.$$

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{b}{2} \times Y^2 + 15 \times A \times Y - 15 \times A \times d = 0.$$

Moment d'inertie :

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

Contrainte σ_{bc} :

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

Contrainte $\bar{\sigma}_{bc}$:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa.}$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Elément	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc} vérifiée
Travée	31.01	5.49	24389.55	6.98	15	
Appui	20.68	4.92	19778.23	5.14	15	

Tableau III.15. Vérification des contraintes à l'E.L.S

III. 3. 6 État limite de déformation

• Vérification de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

$\frac{h}{L} = \frac{20}{550} = 0,036 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots$ Condition non vérifié. La

Première condition n'est pas vérifiée, donc on procède à la vérification la flèche. La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

-Pour une poutre simplement appuyé de portée supérieur à 5m, la flèche admissible est prise égale à : $f_{adm} = 0,5 + \frac{L}{1000}$. Ce qui nous donne dans notre cas : $f_{adm} = 10,5mm$.

Q_{ser} (KN/m)	Q_{jser} (KN/ml)	3.74
	Q_{gser} (KN/m)	6
	Q_{pser} (KN/m)	7.63
M_{ser} (KN.m)	M_{jser} (KN.m)	17.98
	M_{gser} (KN.m)	27.12
	M_{pser} (KN.m)	35.15
I₀ (m ⁴)		0.00339
ρ		0.0047
λ_i		4.44
λ_v		1.77
σ_{sj} (Mpa)		146.85
σ_{sg} (Mpa)		221.46
σ_{sp} (Mpa)		287.07
μ_j		0.24
μ_g		0.41
μ_p		0.512
If_{ij} (m ⁴)		0.0017
If_{ig} (m ⁴)		0.0013
If_{ip} (m ⁴)		0.0011
If_{vg} (m ⁴)		0.0021
f_{ji} (mm)		0.94
f_{gi} (mm)		1.92

f_{pi} (mm)	2.87
f_{gv} (mm)	0.009
Δf (cm)	3.54
f_{adm} (mm)	10.5
$\Delta f < f_{adm}$	Vérifié

Tableau III.16.Vérification de la flèche à l'E.L.S.

III. 3. 7. Schéma de ferrailage de l'escalier

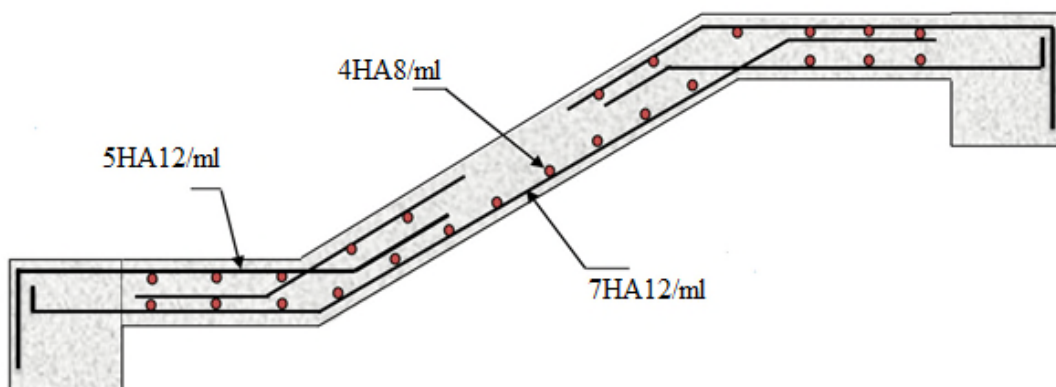


Figure III.27.Schéma de Ferrailage de l'escalier

III. 4. Etude de la poutre palière

III.4.1. définition

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

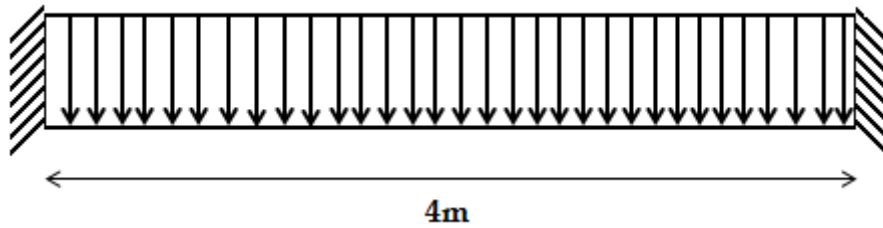


Figure III.28. Schéma statique du la poutre palière

• **Dimensionnement :**

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 26,66\text{cm} < h < 40\text{cm}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm}. \\ h \geq 30\text{cm}. \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4. \end{array} \right. \text{RPA. VII. 7. 5.}$$

On prend $b = 35\text{cm}, h = 35\text{cm}.$

• **Les charges sur la poutre :**

G_0 : Poids propre de la poutre.

$$G_0 = 0,35^2 \times 25 = 3.06\text{KN/m}.$$

• **Les sollicitations de la poutre palière :**

ELU	ELS
$R_B = 38.2\text{KN}$	$R_B = 19.85\text{KN}$
$P_u = 1.35.G_0 + R_B$	$P_s = G_0 + R_B$
$P_u = 42.33\text{KN/m}$	$P_s = 22.91\text{KN/m}$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 28.22\text{KN.m}$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 15,27\text{KN.m}$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -56,44\text{KN.m}.$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -30.55\text{KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 84.66\text{KN}$	$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 45.82\text{KN}$

Tableau III.17.Les sollicitations de la poutre palière

III. 4.2. Ferrailage de la poutre palière en flexion simple

$b = 35\text{cm}, h = 35\text{cm}, d = 33\text{cm}, f_{c28}=25\text{Mpa}, f_{bu} = 14,2\text{Mpa}, f_e = 400\text{Mpa}.$

Elément	Moment (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)		$A_{\min} (\text{cm}^2)$
Travée	28.22	0.052	0.067	0.32	2.52	6.125
Appui	56.44	0.16	0.23	0.25	6.2	6.125

Tableau III.18.Calcul des armatures principales

Exigence du RPA Art7.5.2.1 : $A_{\min} = 0,5\% \quad b \times h \Rightarrow A_{\min} = 6.125\text{cm}^2$

✓ **Vérification à l'ELU :**

- **L'effort tranchant :**

$$V_u = 84,66\text{KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,73\text{Mpa}. \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}, 4\text{Mpa}\right) = 3,25\text{Mpa}. \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u. \quad \text{c'est vérifié.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A > \left(84,66 \times 10^{-3} - \frac{56,44 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,37}\right) \times \frac{1,15}{400}.$$

$$A > -2,44\text{cm}^2.$$

- **Calcul de l'espacement S_t :**

$$S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 31.5\text{cm}.$$

On adopte : $\begin{cases} S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{en travée.} \\ S_t = 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{en appui.} \end{cases}$

Calcul des armatures transversales à la flexion simple :

$$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \emptyset_1^{\min}\right) \Rightarrow \emptyset \leq 10\text{cm. on prend: } S_t = 15\text{cm}.$$

III. 4. 3. Calcul de la section d'armature à la torsion :

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis parle palier et la volée C'est le moment d'appui de l'escalier (**Figure III-16**).

$$M^{torsion} = M_{tu} = 28.61 \text{KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

Avec :

Ω : Aire du contour tracer à mi-hauteur

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

e : Epaisseur de la paroi $e = \frac{b}{6}$

U : Périmètre de la section : $U = 2[(b - e) + (h - e)]$

$$e = \frac{40}{6} = 5.83 \text{cm}$$

$$\Omega = (0,35 - 0,058) \times (0,35 - 0,058) = 0,085 \text{m}^2$$

$$U = 2[(0,35 - 0,058) + (0,35 - 0,058)] = 0.17 \text{m}$$

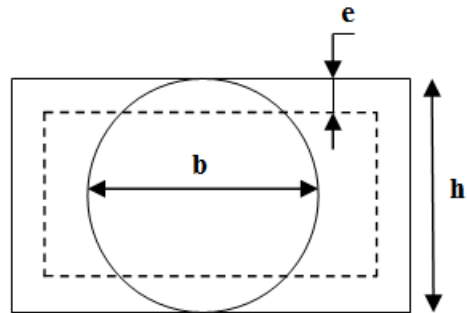


Figure III.29. Section creuse équivalente

$$A_{Torsion} = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{28.61 \times 0.17 \times 1.15}{2 \times 0.085 \times 400 \times 10^3} = 0.82 \text{cm}^4$$

• **Vérification de la de contraintes de cisaillement dû à la torsion :**

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{28.61}{2 \times 0.085 \times 0.058} = 2.9 \text{Mpa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13f_{c28}; 4 \text{Mpa}) = 3.25 \text{Mpa}$$

$\tau_{utor} < \tau_{adm}$ vérifié.

• **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$\tau = \sqrt{\tau_{Fs}^2 + \tau_T^2} \Rightarrow \tau = \sqrt{0.73^2 + 2.9^2} = 2.99 \text{Mpa} < 3.25 \text{Mpa} \quad \text{vérifié.}$$

Calcul des armatures transversales à la torsion :

On fixe l'espaceur comme suit :

- **En travée :** $S_t = 15 \text{cm}$.

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} \Rightarrow \frac{28.61 \times 0.15}{2 \times 0.085 \times 348 \times 10^3} = 0.72 \text{cm}^2$$

- **En appuis :** $S_t = 10 \text{cm}$.

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} \Rightarrow \frac{28.61 \times 0.1}{2 \times 0.085 \times 348 \times 10^3} = 0.48 \text{cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b \Rightarrow A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2$$

• **Section d'armatures finale :**

- **En travée :**

$$A^t = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{Torsion}}}{2} \Rightarrow A^t = 2,52 + \frac{0,82}{2} = 2,93 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 6,125 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{\min} soit $A_{\min} = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8,01 \text{ cm}^2$

- **En appui :**

$$A^a = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{Torsion}}}{2} \Rightarrow 6,2 + \frac{0,82}{2} = 6,61 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,125 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A^a , soit $A^a = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8,01 \text{ cm}^2$.

- La section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_T = 0,4 + 1,58 = 1,98 \text{ cm}^2. \text{ On opte : } A_T = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

Etat limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

- Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

Elément	M_{sr} (KN. m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MP)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
Travée	15,27	7,43	28499,92.	3,84	15	
Appui	30,55	10,85	61982,96	0,03	15	

Tableau III.19. Vérification des contraintes à l'E.L.S

- **État limite de déformation**
 - **Vérification de la flèche**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{400} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.087 \geq 0.063 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.087 \geq 0.075 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0017 \leq 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4.4. Schéma de ferrailage de la poutre palière

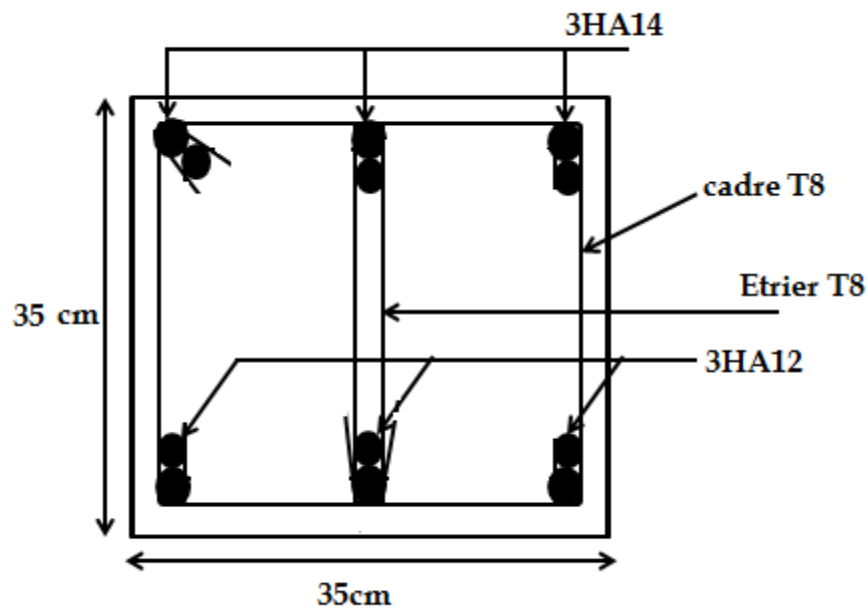


Figure III.30. Ferrailage de la Poutre palière

III.5. Etude de l'acrotère

III.5. 1. Définition

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III.5.2. Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III.5.3. Evaluation des charges et surcharges

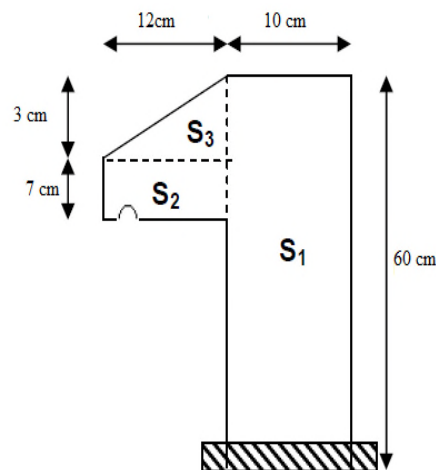


Figure. III.31. la coupe transversale de l'Acrotère

✓ Evaluation des charges

Après le pré dimensionnement on a :

Poids propre : $S = 0.090\text{m}^2$.

La surface : $G_t = 2.25\text{KN/ml}$.

La charge due à la main courante : $Q = 1\text{KN/m}^2$

La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times G_t$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 pour la zone et le groupe d'usages appropriés. [Tab (4.1) du RPA99]

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 [Tab. (6. 1) du RPA99].

G_t : Poids de l'élément considéré.

$$\begin{aligned} &\text{-Pour notre cas : - Groupe d'usage 2} \\ &\text{- Zone II(Sétif).} \end{aligned} \Rightarrow \begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ G_t = 2.25\text{KN/ml} \end{cases}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.25 = 1.08\text{KN.}$$

✓ Calcul des sollicitations

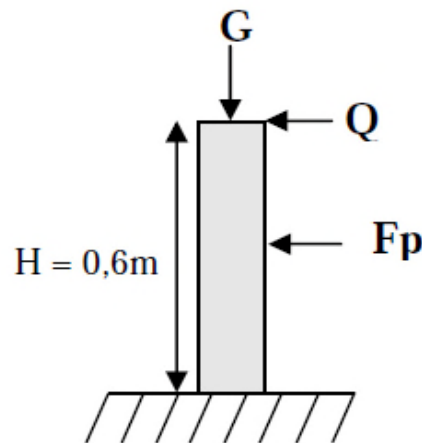


Figure .III.32. Les Sollicitations sur l'acrotère

Calcul du centre de gravité $G(X_G, Y_G)$: $X_G = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i}$, $Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i}$

$$X_G = \frac{0.1 \times 0.6 \times \left(\frac{0.1}{2}\right) + 0.07 \times 0.12 \times \left(\frac{0.12}{2} + 0.1\right) + 0.12 \times 0.03 \times 0.5 \times \left(\frac{0.12}{3} + 0.1\right)}{0.090}$$

$$X_G = 0.051\text{m.}$$

$$Y_G = \frac{0.1 \times 0.6 \times \left(\frac{0.6}{2}\right) + 0.12 \times 0.07 \times \left(\frac{0.07}{2} + 0.5\right) + 0.12 \times 0.03 \times 0.5 \times \left(\frac{0.03}{3} + 0.57\right)}{0.090}$$

$$Y_G = 0.261\text{m}$$

Moment engendré par les sollicitations :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = 3.43 \text{ KN} \\ N_Q = 0 \text{ KN} \\ N_{F_p} = 0 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \\ M_Q = Q \times H = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_G = 0.28 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	3.43	4.63	3.43
(M KN.m)	0.88	0.9	0.6

Tableau.III.20.Combinaison d'action de l'acrotère

III. 5. 4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

On a:

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{4.63} = 0.19 \text{ m} \\ \frac{H}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m} \end{array} \right.$$

$e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est Partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple. Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

Telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{h}{250}\right) \Rightarrow e_a = \left(2\text{cm}, \frac{60}{250}\right) = 2\text{cm}.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0}, \quad \text{et : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \text{ (BAEL 91 Article A.4.3.5).}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi Permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement . $l_f = 2 \times h = 1.2m$.

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$\text{Donc : } \begin{cases} e_2 = 0.00864m. \\ e = e_1 + e_2 + e_a = 0.22m. \end{cases}$$

III.5. 5.Calcul à l'ELU

✓ **Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composé sont**

$$N_U = 4.63, M_U = N_U \times e = 4.63 \times 0.22 \Rightarrow M_U = 1.02KN.m.$$

✓ **Ferraillage**

$$h = 10cm, d = 8cm, b = 100cm.$$

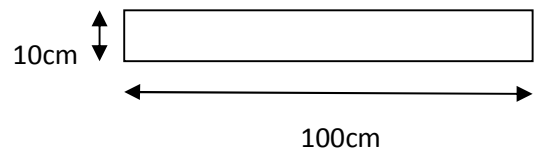


Figure .III.33.Section à ferrailer

$$M_{UA} = M_U + N_U \times \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{UA} = 0.9 + 4.63 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 1.04KN.m.$$

M_{UA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.04}{0.08^2 \times 1 \times 14.2 \times 10^3} = 0.0114Mpa. < \mu_1 = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0143$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.0143) = 0.08m$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A_l = \frac{1.04}{0.08 \times 348 \times 10^3} = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N_U}{\sigma_s} \Rightarrow A_s = 0.37 \times 10^{-5} - \frac{4.63}{348 \times 10^3} = 0.24 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification à l'E.L.U**

✓ **La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte pour : } A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

✓ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2. \Rightarrow A_r = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Espacement**

1. **Armatures principale :** $S_t \leq \frac{100}{3} \Rightarrow S_t \leq 33.33 \text{ cm}.$ on adopte pour : $S_t = 30 \text{ cm}.$

2. **Armatures de répartitions :** $S_t \leq \frac{60}{3} \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}.$ on adopte pour : $S_t = 20 \text{ cm}.$

✓ **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5 \text{ Mpa}.$$

$$V_U = F_P + Q \Rightarrow V_U = 1.08 + 1 = 2.08 \text{ KN}.$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{2.08}{1 \times 0.08} = 0.026 \text{ Mpa}.$$

$$\tau_U < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifié (pas de risque de cisaillement)}$$

✓ **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{\text{ser}} < 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}.$$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{V_U}{(0.9d \times \sum U_i)}$$

$\sum U_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum U_i = n \times \emptyset \times \pi \Rightarrow \sum U_i = 4 \times 0.8 \times 3.14 = 10.048\text{cm.}$$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{2.08 \times 10^{-3}}{(0.9 \times 0.08 \times 0.10048)} = 0.29\text{Mpa.}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83\text{Mpa.} \quad (\text{BAEL91 Article A. 6. 1, 21})$$

ψ_s : Est le coefficient de scellement.

$\tau_{\text{ser}} < 2.83\text{Mpa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

III. 5. 6. Vérification à l'ELS

$d = 0.08\text{m}$, $N_{\text{ser}} = 3.43\text{KN}$, $M_{\text{ser}} = Q \times h = 0.6\text{KN.m}$, $\eta = 1.6$ pour les HR.

✓ Vérification des contraintes

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot Y_{\text{ser}}$$

$$\sigma_s = 15 \times N_{\text{ser}} \times \frac{(d - Y_{\text{ser}})}{I}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) = 201.6\text{Mpa}$$

✓ Position de l'axe neutre

$C = d - e_A$. Tel que e_A : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0.6}{3.43} = 0.175\text{m.}$$

$e_A > \frac{h}{6} = 0.10\text{m} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

$$C = d - e_A = -0.095\text{m}$$

$$Y_{\text{ser}} = Y_c + C.$$

$$Y_c^3 + P \times Y_c + q = 0.$$

$$P = -3C^2 + 90 \times A \times \frac{(d - C)}{b} \Rightarrow P = -3 \times (-0.095)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 + 0.095)}{1}$$

$$P = -0.024m^2$$

$$q = -2 \times C^3 - 90 \times A \times \frac{(d - C)^2}{b} \Rightarrow q = -0.0017m^3.$$

En remplaçant "q" et "p" dans l'équation, sa résolution donne :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times P^3}{27} \Rightarrow \Delta = 0.0017^2 + \frac{4 \times (-0.024)^3}{27} = 8.42 \times 10^{-7}$$

$$\Delta > 0 \Rightarrow t = 0.5 \times (\sqrt{\Delta} - q) = 1.31 \times 10^{-3}$$

$$Z = t^{1/3} = (1.31 \times 10^{-3})^{1/3} = 0.11m.$$

$Y_c = Z - \frac{P}{3 \times Z} = 0.18m. \Rightarrow Y_{ser} = 0.18 - 0.095 = 0.088m.$ (Distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section).

III. 5. 7. schéma de ferrailage

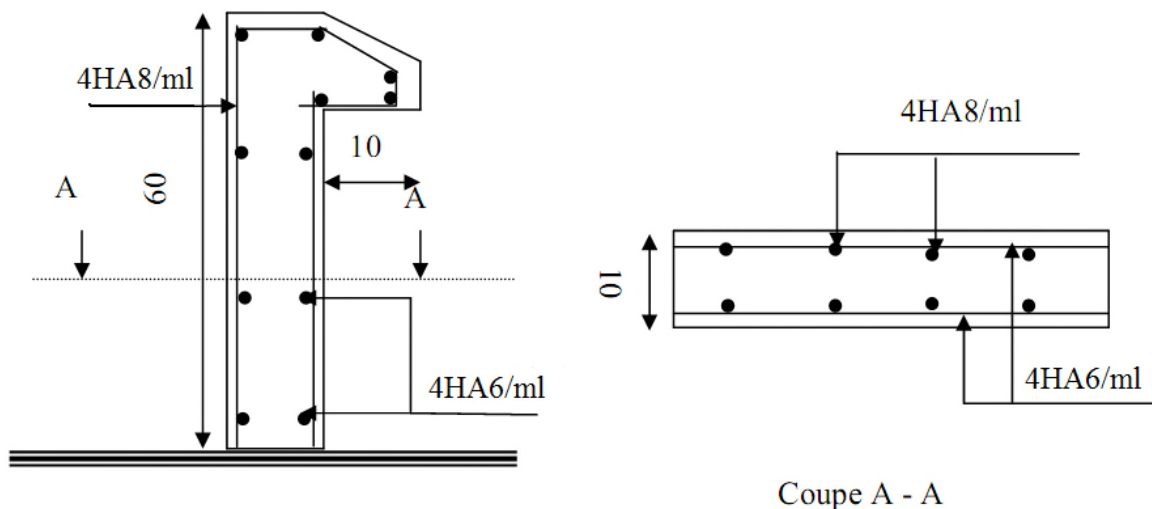


Figure .III.34.Schéma de ferrailage da l'acrotère

IV.1. INTRODUCTION

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation.

Alors les constructions se comportent comme une console, encadrées à la base lors des sollicitations sismique, qui s'applique comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations

Selon le RPA99/ version 2003 (Art 3. 4. A. 1. a), tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à l'article (3. 4. A. 1. a) du RPA99/ version 2003, la structure sera mixte (voiles+portiques), par conséquent elle présente un aspect intéressant du point de vue économique.

Dans cette étude On fait appel à un modèle mathématique de calcul à base des éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utiliser est le SAP2000 version.14.2.2.

IV. 2. METHODES DE CALCUL

Les règles parasismiques (RPA99 addenda 2003) offrent trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique est réunis car elle est régulière en plan et en élévation, se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans tout les cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

IV.3. ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

La méthode retenue pour l'analyse du comportement sismique de notre structure est la méthode d'analyse modale spectrale. L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non- conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément. Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé. Ainsi l'effort tranchant à la base est calculé par la méthode statique équivalente.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

IV.3.1. Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$1- T_1 = C_T \times h^{3/4}. \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.4).}$$

$$2- T_2 = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec : $T = 1.3 \times \min(T_1, T_2)$.

h_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
 $\Rightarrow h_N = 30,6m$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage
 $\Rightarrow C_T = 0.05$. **RPA (tableau 4.6)**

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.
 On prend la plus petite valeur pour T .

D'où : $T_2 = 0,65s$

Sens-x : $D = 28m \Rightarrow T_2 = 0,52s$.

Sens-y : $D = 32m \Rightarrow T_2 = 0,49s$.

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 0.676s. \\ T_{sy} = 0.637s. \end{cases}$$

IV.3.2. Calcul de la force sismique totale :

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

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

RPA 99 (Article .4.2.3).

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique. (RPA tableau 4.1)

Dans notre cas : $\begin{cases} \text{grouped usage 2} \\ \text{zonesismique : IIa} \end{cases} \quad A=0.15$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est on fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans notre cas on à un Contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q.$ RPA 99 (Article .4.2.3).

P_q :Est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.(Tableau 4.4 du RPA99 addenda 2003)

Critère Q	Valeurs de $p_q(x)$		Valeurs de $p_q(y)$	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
Condition minimale des files porteuses		0.05		0.05
Redondance en plan	0		0	
Régularité en plan	0		0	
Régularité en élévation	0		0	
Contrôle de la qualité des matériaux		0,05		0,05
Contrôle de la qualité de la construction		0,1		0,1

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q .

Donc : $Q_x = Q_y = 1,2$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$\left\{ \begin{array}{l} 2,5\eta 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3S \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} T \geq 3S \end{array} \right. \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

Avec T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le tableau 4.7 (RPA99/version 2003).

On a un sol ferme (site 2) : $\begin{cases} T_1 = 0,15S \\ T_2 = 0,4S \end{cases}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \text{RPA 99 (Art.4.2.3).}$$

Avec ξ : est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, voir tableau (4,2 , RPA99/V2003).

On a un contreventement mixte :

Construction auto stable $\rightarrow \xi = 7\%$ **RPA (Article 4.2.3).**

Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10\%$

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 8,5\% \\ \eta = 0,816 \end{cases}$

T : Est la période fondamentale de la structure, tel que : $\begin{cases} T_{sx} = 0,676S \\ T_{sy} = 0,637S \end{cases}$

$$T_2 = 0,4S \leq T_{sx} \leq 3S \Rightarrow D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_{sx}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,816 \times \left(\frac{0,4}{0,676}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 1,438 .$$

$$T_2 = 0,4S \leq T_{sy} \leq 3S \Rightarrow D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_{sy}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,816 \times \left(\frac{0,4}{0,637}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 1,496 .$$

W : Poids total de la structure.

$$W_X = W_Y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) . \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_{Qi} : Surcharge d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau (4.5 RPA99),
Bâtiment à usage d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.2$

Niveau	W_i (KN)
3.4	9949,026
6.8	9947,653
10.2	9935,737
13.6	9712,431
17	9711,727
20.4	9506,523
23.8	9505,59
27.2	9247,289
30.6	9248,98
$W_{TOTAL} = 86764.956KN.$	

Tableau IV. 2. Les poids des différents niveaux

Après calcul de tout les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} \text{sensX} : V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.438 \times 1.2}{5} \times 86764.956 \Rightarrow V_x = 4491.647 \text{ KN.} \\ \text{sensY} : V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.496 \times 1.2}{5} \times 86764.956 \Rightarrow V_y = 4672.813 \text{ KN.} \end{cases}$$

IV.3. 3.Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la Méthode statique équivalente n'est pas applicable. Alors on peut appliquer cette méthode dans notre cas.

a. principe

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \quad \text{RPA 99 (Article . 4. 2. 3)} \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases}$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

Q: Facteur de qualité.

R: coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées a la catégorie du site.

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (spectre), le graphe donne S_a/g en fonction du temps.

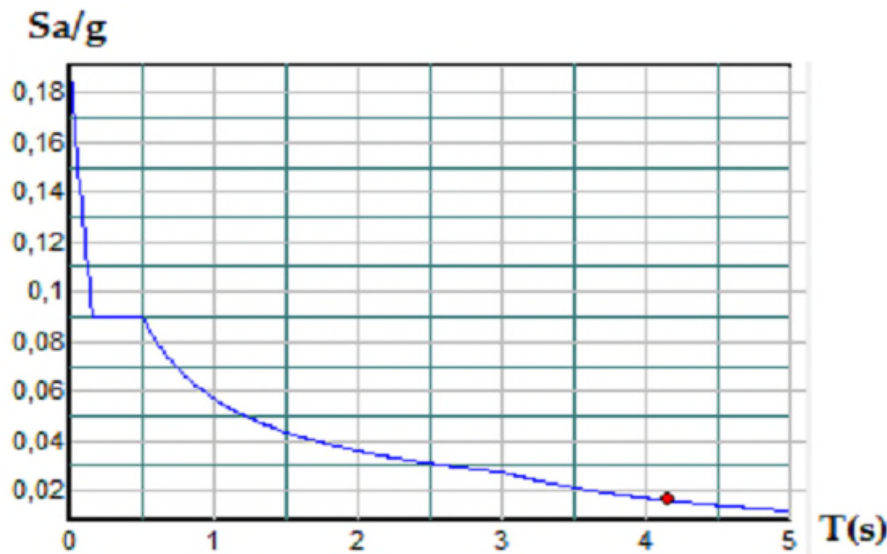


Figure IV.1. Spectre de réponse

b. Les hypothèses

1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
4. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

IV.3. 4. Description de logiciel SAP 2000

Notre structure sera modélisée grâce au logiciel SAP2000 version 14.2.2, Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs. Lors de la modélisation on doit déterminer les caractéristiques géométriques de la structure pour les faire introduire aux niveaux des nœuds maîtres.

➤ Caractéristique géométriques de la structure

Le calcul des caractéristiques géométriques à été fait avec le logiciel SOCOTEC, les résultats de calcul sont montré dans le tableau :

Niveau	A_i (m ²)	X_G (m)	Y_G (m)	I_x (m ⁴)	I_y (m ⁴)
3.	896	14	16	76458,6667	58538,6667
6.	896	14	16	76458,6667	58538,6667
10.2	896	14	16	76458,6667	58538,6667
13.6	896	14	16	76458,6667	58538,6667
17	896	14	16	76458,6667	58538,6667
20.4	896	14	16	76458,6667	58538,6667
23.8	896	14	16	76458,6667	58538,6667
27.2	896	14	16	76458,6667	58538,6667
30.6	896	14	16	76458,6667	58538,6667

Tableau IV.3. Caractéristiques géométriques des planchers corps creux

Avec :

A_i : Surface du plancher au niveau i.

X_G : Abscisse du centre de gravité du niveau.

Y_G : Ordonné du centre de gravité du niveau.

I_x : Inertie du niveau par rapport à l'axe X.

I_y : Inertie du niveau par rapport à l'axe Y.

➤ Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous. Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

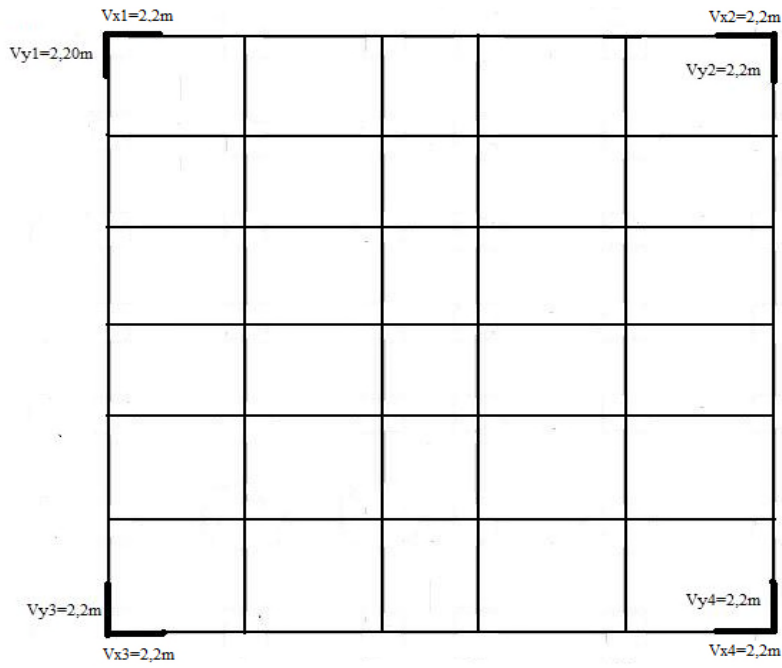


Figure IV.2. Disposition des voiles

Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V14.2.2

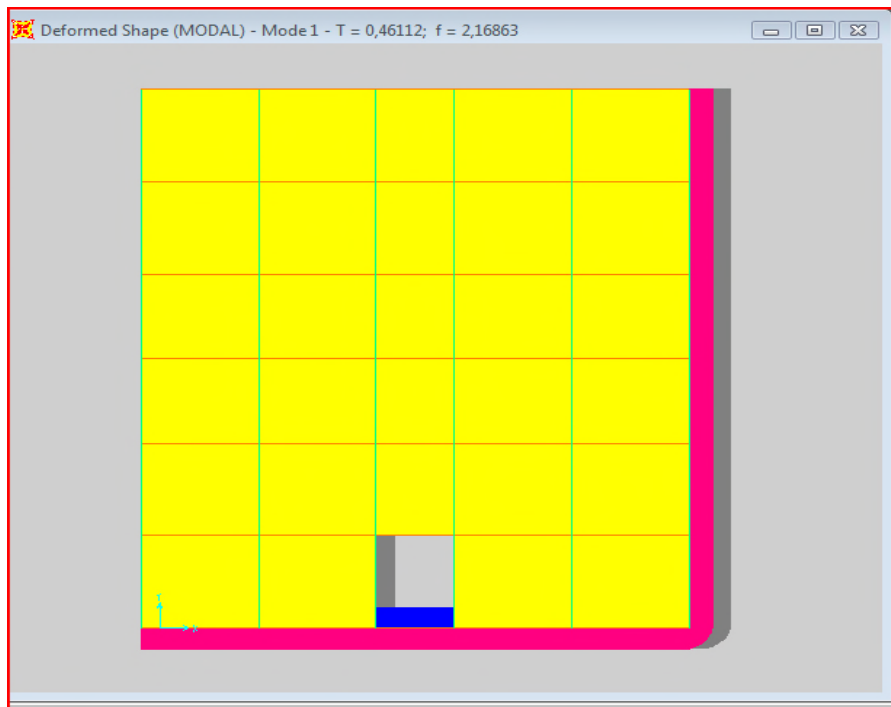


Figure IV.3.1^{er} mode de déformation (translation selon x-x)

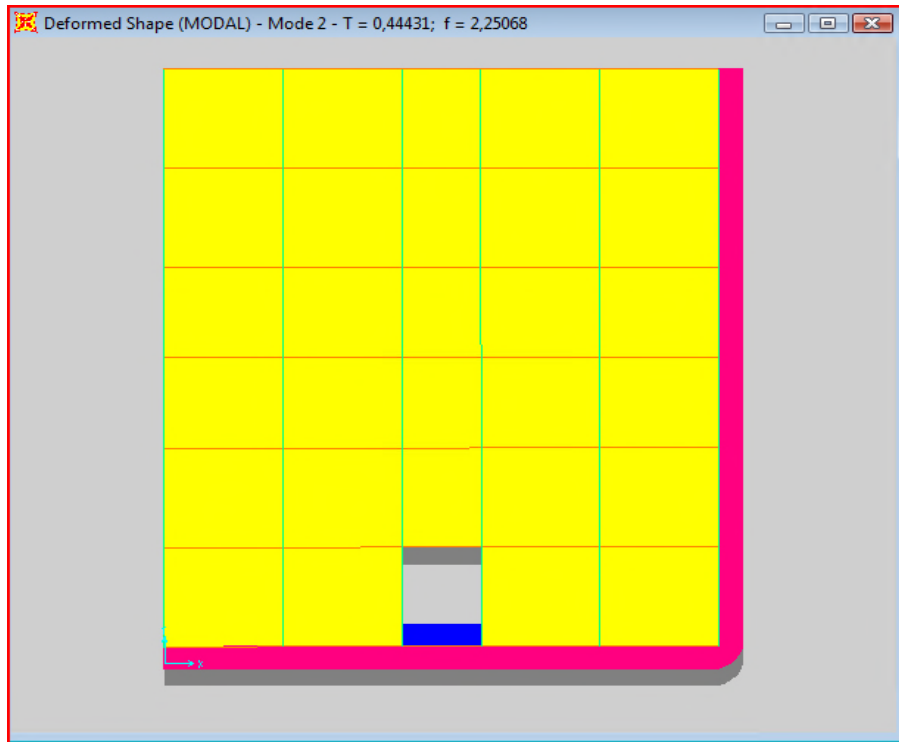


Figure IV.4.2ème mode déformation (translation selon y-y)

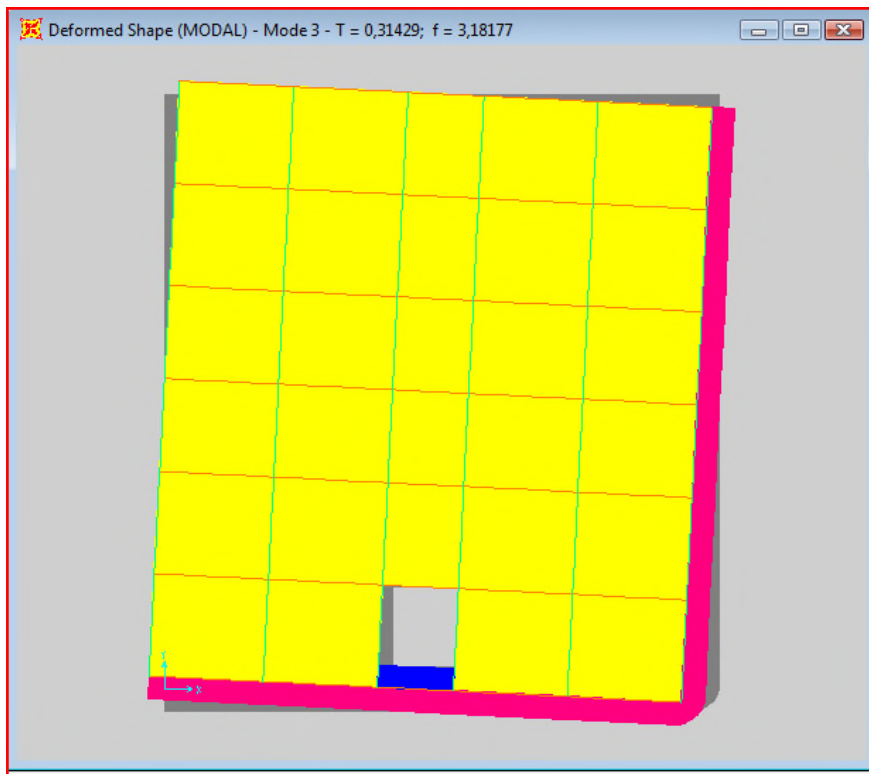


Figure IV.5.3ème mode déformation (rotation selon Z-Z)

Analyse des résultats

On voit bien que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par la formule empirique du RPA 99 majorée de 30% ($T = 0.66S < T_{sx} = 0.676S$)

La participation modale du 1^{er} mode suivant le sens x-x prépondérant ce qui donne un mode de translation suivant le sens x-x tel que montré sur la figure IV.3 et on constate que la 2^{ème} est aussi un mode de translation suivant y-y, tel que montré sur la figure IV.4).

➤ Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 (article 4.3.4) doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Mode	période (s)	Mode individuel (unités)			Somme cumulée (%)		
		U X	U Y	U Z	UX	UY	UZ
1	0,666388	0,73631	0,0000212	0,00013	0,736	0,00002	0,00013
2	0,633951	0,00001813	0,73356	4,012E-07	0,736	0,73358	0,00013
3	0,414126	0,00037	0,00027	7,833E-08	0,736	0,73385	0,00013
4	0,196605	0,15476	0,00000252	0,0000559	0,891	0,73385	0,00019
5	0,187495	0,000001761	0,16151	0,00000226	0,891	0,89536	0,00019
6	0,121206	0,0002	0,00002017	5,284E-07	0,891	0,89538	0,00019
7	0,099306	0,000003258	0,00001004	0,55866	0,891	0,89539	0,55885
8	0,097488	0,05329	9,688E-07	0,00001449	0,944	0,89539	0,55887
9	0,093788	0,000002075	0,04704	0,0006	0,944	0,94243	0,55946
10	0,093217	0,00071	0,00033	0,00084	0,945	0,94275	0,5603
11	0,092489	5,242E-07	0,00602	0,00264	0,945	0,94878	0,56294
12	0,088435	0,00002645	0,00004972	0,00691	0,945	0,94883	0,56986

Tableau IV.4. Période de vibration et taux de participation massique

➤ Vérification de l'interaction voiles portiques

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%. \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%. \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Niveaux	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	90892,435	9601,788	90,44543287	9,5545671
1 ^{er} étage	76706,249	12246,272	86,23279941	13,767201
2 ^{ème} étage	65988,394	11422,845	85,243945	14,756055
3 ^{ème} étage	55698,75	10182,943	84,54359241	15,456408
4 ^{ème} étage	45859,936	8715,666	84,03010561	15,969894
5 ^{ème} étage	36155,585	7114,474	83,55797481	16,442025
6 ^{ème} étage	26798,813	5371,169	83,30378612	16,696214
7 ^{ème} étage	17520,954	3549,814	83,15289694	16,847103
8 ^{ème} étage	8566,817	1673,763	83,65558396	16,344416

Tableau IV. 5 .Vérification de l'interaction sous charges verticale

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% . \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% . \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
RDC	228,215	233,026	49,47847	50,52153	228,215	233,026	49,47847	50,52153
1 ^{er} étage	180,912	268,59	40,24720	59,75279	180,912	268,59	40,24720	59,75279
2 ^{ème} étage	207,917	216,383	49,00235	50,99764	207,917	216,383	49,00235	50,99764
3 ^{ème} étage	190,598	201,337	48,63000	51,37	190,598	201,337	48,63000	51,37
4 ^{ème} étage	195,585	158	55,31484	44,68515	195,585	158	55,31484	44,68515
5 ^{ème} étage	158,061	147,574	51,71560	48,28439	158,061	147,574	51,71560	48,28439
6 ^{ème} étage	151,106	100,231	60,12087	39,87913	151,106	100,231	60,12087	39,87913
7 ^{ème} étage	108,53	81,996	56,96335	43,03665	108,53	81,996	56,96335	43,03665
8 ^{ème} étage	102,663	36,841	73,59143	26,40856	102,663	36,841	73,59143	26,40856

Tableau IV. 6. Vérification de l'interaction sous charges horizontales

- **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales et horizontales est vérifiée dans tous les étages.

➤ **Vérification de la résultante des forces sismiques**

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces Sismiques à la base V_{dy} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

	V _{st} (KN)	V _{dyn} (KN)	V _{dyn} / V _{st}	observation
Sens x-x	1319.26	1328.07	1	vérifié
Sens y-y	1143.36	1329.63	1	vérifié

Tableau IV.7. Vérification de l’effort tranchant à la base

➤ **Vérification vis-à-vis des déplacements**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces

R : Coefficient de comportement (R=5).

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le RPA (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l’étage, C à d : $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e : Étant la hauteur de l’étage.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus.

	Niveau	Sens YY						Sens XX				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
8 ^{ème} étage	30.6	0,0044	0,022	0	0,022	3.4	6,4706 E-05	0,0045	0,02 25	0	0,02 25	6,6 176 E- 05
7 ^{ème} étage	27.2	0,0119	0,059	0,022	0,0375	3.4	0,0001 1029	0,0117	0,05 85	0,022 5	0,03 6	0,0 001 058 8

6 ^{ème} étage	23.8	0,0202	0,101	0,0595	0,0415	3.4	0,0001 2206	0,0204	0,10 2	0,058 5	0,04 35	0,0 001 279 4
5 ^{ème} étage	20.4	0,0288	0,144	0,101	0,043	3.4	0,0001 2647	0,0295	0,14 75	0,102	0,04 55	0,0 001 338 2
4 ^{ème} étage	17	0,0367	0,183	0,144	0,0395	3.4	0,0001 1618	0,0381	0,19 05	0,147 5	0,04 3	0,0 001 264 7
3 ^{ème} étage	13.6	0,0442	0,221	0,1835	0,0375	3.4	0,0001 1029	0,0461	0,23 05	0,190 5	0,04	0,0 001 176 5
2 ^{ème} étage	10.2	0,0503	0,251	0,221	0,0305	3.4	8,9706 E-05	0,0527	0,26 35	0,230 5	0,03 3	9,7 059 E- 05
1 ^{er} étage	6.8	0,0555	0,277	0,2515	0,026	3.4	7,6471 E-05	0,0582	0,29 1	0,263 5	0,02 75	8,0 882 E- 05
RDC	3.4	0,0594	0,297	0,2775	0,0195	3.4	5,7353 E-05	0,0624	0,31 2	0,291	0,02 1	6,1 765 E- 05

Tableau IV.8. Vérification des déplacements de la structure

- **Analyse des résultats** : les résultats du tableau montrent que déplacements relatifs entre étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$**

L'effet $P - \Delta$ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après Déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 ; \text{ Tel que :}$$

RPA99/2003(Article 5.9)

P_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitations associées au dessus du niveau

$\ll k \gg$; Avec : $P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ **RPA99/2003(Article 5.9)**

V_k : Effort tranchant d’étage de niveau $\ll k \gg$. $V_k = \sum_{i=1}^n f_i$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l’étage « k ».

- ✓ Si $0.1 < \theta_k < 0.2$ l’effet $P - \Delta$ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l’action sismique calculée au moyens d’une analyse élastique du

Premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

- ✓ Si $\theta_k > 0.2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée. Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :
- ✓

	Hauteur (m)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
8 ^{ème} étage	3,4	86764,956	0,0225	177,135	0,02869793	0,0245	177,851	0,03112305
7 ^{ème} étage	3,4	76815,93	0,036	172,693	0,0409986	0,054	167,628	0,0633561
6 ^{ème} étage	3,4	66868,277	0,0435	163,218	0,04462753	0,113	157,628	0,01205196
5 ^{ème} étage	3,4	56932,54	0,0455	150,243	0,04205961	0,02	143,93	0,01929864
4 ^{ème} étage	3,4	47220,109	0,043	133,388	0,03556322	0,073	127,661	0,06308325
3 ^{ème} étage	3,4	37508,382	0,04	112,393	0,02931087	0,0725	107,661	0,05546098
2 ^{ème} étage	3,4	28001,859	0,033	89,335	0,02009544	0,068	85,449	0,04329195

1 ^{er} étage	3,4	18496,269	0,0275	62,803	0,01191152	0,066	59,82	0,03001321
RDC	3,4	9248,98	0,021	53,447	0	0,0605	52,109	0

Tableau IV.9. Vérification à L'effet $P - \Delta$

- Analyse des résultats : On voit bien que la condition $0.1 \leq \theta$ est satisfaite,

D'où les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés.

➤ Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_C \times f_{c28}} < 0.3 \Rightarrow N_d < 0.3 \times B_C \times f_{c28}$$

Avec :

N_d : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_C : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c_j} : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les Niveaux. Ceci à été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA. La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Niveau	B_c (cm ²)	N_d (KN)	ν	Remarque
RDC	65 × 65	2830.342	0.267	vérifié
1 ^{er} étage	65 × 65	2830.342	0.267	vérifié
2 ^{ème} étage	65 × 65	2830.342	0.267	vérifié
3 ^{ème} étage	60 × 60	1863.658	0.207	vérifié
4 ^{ème} étage	60 × 60	1863.658	0.207	vérifié
5 ^{ème} étage	55 × 55	1231.577	0.162	vérifié

6 ^{ème} étage	55 × 55	1231.577	0.162	vérifié
7 ^{ème} étage	50 × 50	613.696	0.098	vérifié
8 ^{ème} étage	50 × 50	613.696	0.098	vérifié

Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal réduit

- **Analyse des résultats** : On remarque que le rapport ν ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

VI.5. CONCLUSION

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique. En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles Même (période de vibration, taux de participation massique, effet $P - \Delta$ et effort normal réduit).

Les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées et ont les nouvelles sections suivantes :

-RDC, 1^{er} et 2^{ème}: $(b \times h) = 65 \times 65\text{cm}^2$

-3^{ème} et 4^{ème}: $(b \times h) = 60 \times 60\text{cm}^2$

-5^{ème} et 6^{ème}: $(b \times h) = 55 \times 55\text{cm}^2$

-7^{ème} et 8^{ème}: $(b \times h) = 50 \times 50\text{cm}^2$

V.1. INTRODUCTION

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux Actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les Poutres et les voiles.

V.2. ETUDE DES POTEAUX

Une construction résiste au séisme grâce à ses éléments porteurs principaux. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrailés) et bien disposés pour qu'ils puissent prendre toutes les sollicitations.

V.2.1. Définition

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- 1) $1,35G + 1,5Q$.
- 2) $G + Q$.
- 3) $G + Q + E$. **RPA99 V2003 article (5.2)**
- 4) $G + Q - E$.
- 5) $0,8G + E$.
- 6) $0,8G - E$.

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitation :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corres}}$.
- 2) Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}}$.
- 3) Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres}}$.

V.2.2. Recommandations du RPA99/Version 2003

a) Armatures longitudinale

1. Elles doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
2. Leur pourcentage minimal $A_{\min} = 0,8\%$ de la section du béton en zone II.

3. Leur pourcentage maximal :

- $A_{max} = 4\%$ de la section du béton en zone courante.
- $A_{max} = 6\%$ de la section du béton en zone de recouvrement.

4. $\phi_{min} \geq 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).

5. La longueur minimal de recouvrement est de $40\phi_l$ en zone II.

6. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en Zone II.

7. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h.$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{b}; b_1; h_1; 60cm\right).$$

$(b_1 \times h_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

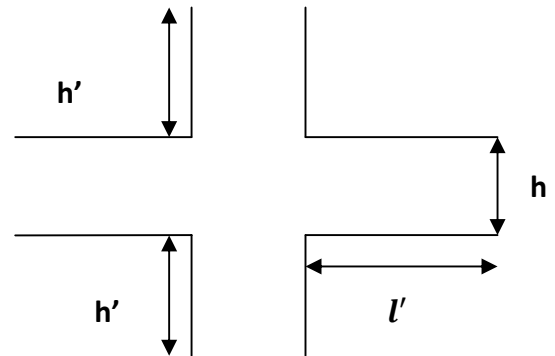


Figure V.1. Zone nodale.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section du poteau	AminRP A (cm ²)	A ^{max} RPA(cm ²)	
			Zonecourant e	Zonederecouvrement
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	65 × 65	33,8	169	338
3 ^{me} et 4 ^{ème} étages	60 × 60	28,8	144	216
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	55 × 55	24,2	121	181,5
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	50 × 50	20	100	150

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA.

b) Les armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone courante : $t \leq \min(10\phi_l; 15cm)$.

- Dans la zone nodale : $t' \leq 15\phi_l$.

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : A_t^{min} en % est donnée comme suit :

$$-A_t^{min} = 0,3\%(t \times b_1) \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$-A_t^{min} = 0,8\%(t \times b_1) \quad \text{Si } \lambda_g \leq 3.$$

Si $3 < \lambda_g < 5$ On interpole entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : : est l'élançement géométrique du poteau $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a}; \frac{l_f}{b}\right)$.

Avec :

a et b , dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

l_f : Longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\emptyset cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.3. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations les plus défavorables dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme. Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

niveau	section (cm^2)	M_{max} et N_{coress}		N_{max} et M_{coress}		N_{min} et M_{corres}		V_U (KN)
		M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	65 × 65	-46217,6	124611,7	124611,7	46217,6	226,66	466,08	570,103
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	60 × 60	-32310,24	116021,4	116021,4	-32310,24	2850,51	411,17	510,02
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	55 × 55	-23247,86	103220,7	103220,7	-23247,86	2171,36	402,71	490,77
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	50 × 50	-1191,76	-187,932	-839,98	8,2426	-11,015	-2,2528	464,23

Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux.

section	combi	N (KN)	M (KN.m)
65 × 65	1	-13474,205	235,98
60 × 60	1	-10075,44	200,76
55 × 55	1	-9875,97	194,45
50 × 50	1	-7849,92	154,6

Tableau V.3. Sollicitations dans les poteaux solidaires avec les voiles.

V.2.4. Ferrailage des poteaux

➤ Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

$$-N_{\max} = 124611,6 \text{ KN avec } M_{\text{coress}} = -46217,6 \text{ KN.m.}$$

$$-M_{\max} = -46217,6 \text{ KN.m avec } N_{\text{coress}} = 124611,6 \text{ KN}$$

$$-N_{\min} = -226,66 \text{ KN avec } M_{\text{corres}} = 466,08 \text{ KN.m.}$$

a) Calcul sous M_{\max} et N_{coress} :

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

$$h = 65 \text{ cm.}$$

$$d = 60 \text{ cm.}$$

$$d' = 5 \text{ cm.}$$

$$f_{C28} = 25 \text{ Mpa.}$$

$$\text{acier } F_e E400.$$

$$F_{bu} = 14,2 \text{ Mpa.}$$

$$N_{\text{corre}} = 124611,6 \text{ KN} \Rightarrow M_{\max} = -46217,6 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{46217,6}{124611,6} \Rightarrow e_G = 0,37 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32,5 \text{ cm}$$

cà l'intérieur de la section.

$$A = N_U(d - d') - M_{UA}$$

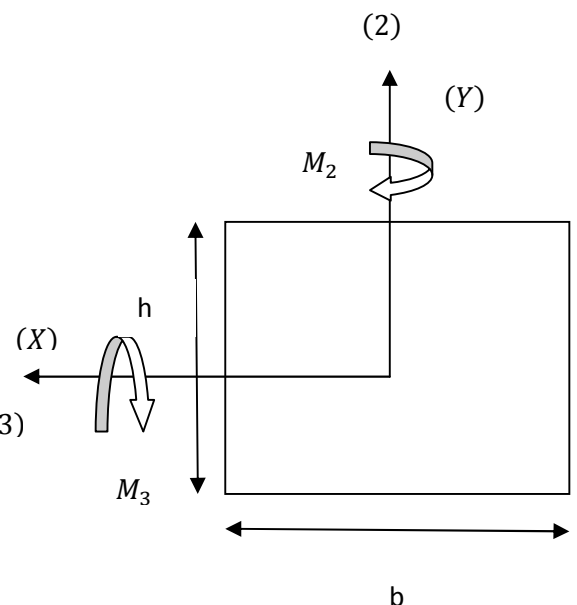
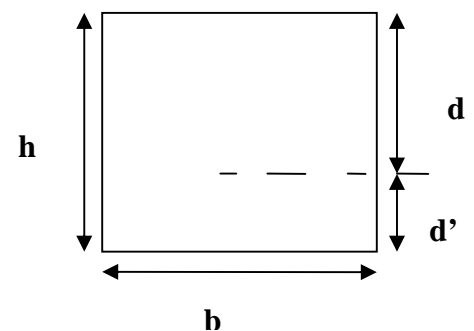
$$B = (0,337h - 0,81d') \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 558,784 \text{ KN.m.} \quad (3)$$

$$A = 365,612 \text{ KN.m}$$

$$B = 988,81 \text{ KN.m.}$$

$A < B \Rightarrow$ la section est une section partiellement comprimée, on a une partie tendue et l'autre partie comprimée. Donc on fait un calcul à la flexion simple avec le remplacement de M_u par M_{UA} .



Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{558,784}{14,2 \times 10^3 \times 0,6^2 \times 0,65} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,168 < 0,186.$$

Pivot A : $\xi_{st} = 10\% \Rightarrow F_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{st}} = 348 \text{Mpa}.$

On a : $\mu_l = 0,3916.$

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

Calcul de A:

$$A = \frac{M_U}{Z \times F_{st}} - \frac{N_U}{F_{st}}.$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_{bu})}\right) \Rightarrow \alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,168)}\right) = 0,23.$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,6(1 - 0,4 \times 0,23) = 0,544 \text{m}.$$

$$A = \frac{558,784 \times 10^{-3}}{0,544 \times 348} - \frac{1680,72 \times 10^{-3}}{348} = -1,88 \text{cm}^2 \leq 0.$$

$$\Rightarrow A = 0 \text{cm}^2.$$

b) Calcul sous N_{\max} et M_{cores} :

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

$$h = 65 \text{cm}.$$

$$d = 60 \text{cm}.$$

$$d' = 5 \text{cm}$$

$$f_{C28} = 25 \text{Mpa}.$$

acier $F_e E400.$

$$F_{bu} = 14,2 \text{Mpa}.$$

$$N_{\max} = 124611,6 \text{KN} \Rightarrow M_{\text{cores}} = 46217,6 \text{KN} \cdot \text{m}.$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{46217,6}{124611,6} \Rightarrow e_G = 0,37 \text{cm} < \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32,5 \text{cm}.$$

cà l'intérieur de la section.

$$A = N_U(d - d') - M_{UA}.$$

$$B = (0,337h - 0,81d').b.d.f_{bu}.$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 951,24 \text{KN.m.}$$

$$A = 908,15 \text{KN.m}$$

$$B = 988,81 \text{KN.m.}$$

$A < B \Rightarrow$ la section est une section partiellement comprimée, on a une partie tendue et l'autre partie comprimée. Donc on fait un calcul à la flexion simple avec le remplacement de M_u par M_{UA} .

Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{951,24}{14,2 \times 10^3 \times 0,6^2 \times 0,65} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,2868 > 0,186.$$

$$\text{Pivot B : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow F_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{st}} = 348 \text{Mpa.}$$

$$\text{On a : } \mu_l = 0,3916.$$

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

Calcul de A:

$$A = \frac{M_U}{Z \times F_{st}} - \frac{N_U}{F_{st}}.$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_{bu})} \right) \Rightarrow \alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,286)} \right) = 0,43.$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,6(1 - 0,4 \times 0,43) = 0,50 \text{m.}$$

$$A = \frac{951,24 \times 10^{-3}}{0,50 \times 348} - \frac{3380,725 \times 10^{-3}}{348} = -4,25 \text{cm}^2 \leq 0.$$

$$\Rightarrow A = 0 \text{cm}^2.$$

c) Calcul sous N_{\min} et M_{cores} :

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

$$h = 65 \text{cm.}$$

$$d = 60 \text{cm.}$$

$$d' = 5 \text{cm}$$

$$f_{C28} = 25 \text{Mpa.}$$

acier $F_e E400$.

$$F_{bu} = 14,2 \text{ Mpa.}$$

$$N_{\min} = 387,075 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{cores}} = 9,3917 \text{ KN. m.}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{9,3917}{387,075} \Rightarrow e_G = 0,024 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32,5 \text{ cm.}$$

cà l'intérieur de la section.

$$A = N_U(d - d') - M_{UA}.$$

$$B = (0,337h - 0,81d') \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}.$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 115,84 \text{ KN. m.}$$

$$A = 212,89 \text{ KN. m}$$

$$B = 988,81 \text{ KN. m.}$$

$A < B \Rightarrow$ la section est une section partiellement comprimée, on à une partie tendue et l'autre partie comprimée. Donc on fait un calcul à la flexion simple avec le remplacement de M_u par M_{UA} .

Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{115,84}{14,2 \times 10^3 \times 0,6^2 \times 0,65} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,035 < 0,186.$$

$$\text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow F_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{st}} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\text{On a : } \mu_l = 0,3916.$$

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

Calcul de A:

$$A = \frac{M_U}{Z \times F_{st}} - \frac{N_U}{F_{st}}.$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_{bu})} \right) \Rightarrow \alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,035)} \right) = 0,044.$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,6(1 - 0,4 \times 0,044) = 0,59 \text{ m.}$$

$$A = \frac{115,84 \times 10^{-3}}{0,59 \times 348} - \frac{387,075 \times 10^{-3}}{348} = -5,48 \text{ cm}^2 \leq 0.$$

$$\Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2.$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

niveau	section	A(cm ²)	A'(cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	barres
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	65 × 65	0	0	33,8	36,68	4HA20+12HA16
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	60 × 60	0	0	28,8	32,16	16HA16
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	55 × 55	0	0	24,2	26,52	4HA16+12HA14
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	50 × 50	4,49	4,49	20	24,64	16HA14

Tableau V. 4. Armatures longitudinales des poteaux.

V.2.4.2. Armatures transversales

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales.

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_U}{h_1 \times f_e}$$

➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple de calcul le poteau du RDC (65 × 65)cm²

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a}, \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0,7 \times 3,4}{0,65} = 3,66 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$D'où : A_t = \frac{3,75 \times 15 \times 72,3 \times 10^{-3}}{65 \times 400} = 1,56 \text{cm}^2.$$

✓ Longueur de recouvrement

$$L_r = 40\phi_l \Rightarrow L_r = 80 \text{cm}.$$

✓ Espacement

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_{l_{\min}}, 15 \text{cm}) \Rightarrow t \leq (14,15) \Rightarrow t = 10 \text{cm}.$

- Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_{l_{\min}} = 15 \times 1,4 = 21 \text{cm} \Rightarrow t = 15 \text{cm}.$

✓ **Quantité d'armature minimale**

On a : $\lambda_g > 5$, D'où :

✓ - Dans la zone nodale : $A_t^{\min} = 0,5\%(t \times b) = 3,25\text{cm}^2$

✓ - Dans la zone courante : $A_t^{\min} = 0,5\%(t \times b) = 4,78\text{cm}^2$

Donc : on adopte pour 6T10+2T8.

V.2.4.3. Résultats de ferrailage des armatures transversales

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	RDC, 3 ^{er} et 4 ^{ème} étages	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	7 et 8 ^{ème} étages
Section de poteau (cm ²)	65 × 65	60 × 60	55 × 55	50 × 50
$\phi_{lmax}(cm)$	20	16	16	14
$\phi_{lmin}(cm)$	16	16	14	14
$L_0(cm)$	340	340	340	340
$L_f(cm)$	238	238	238	238
λ_g	3,66	3,96	4,32	4,76
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75
$V_U(KN)$	72.72	102.38	116.88	70.2
$L_r(cm)$	56	56	56	56
$S_t\text{zonenodale}(cm)$	10	10	10	10
$S_t\text{zonecourante}(cm)$	15	15	15	15
$A^t(cm^2)$	1,56	1,69	1,85	2,03
$A_{min}^t(cm^2)\text{z. nodale}$	3,25	3	2,75	2,5
$A_{min}^t(cm^2)\text{z. courante}$	4,87	4,5	4,125	3,75

$A_{adopté}^t (cm^2)$	5,74	4,59	4,74	4,02
nombredebarres	6T10+2T8	2HA10+6HA8	2HA10+6HA8	8T8

Tableau V. 5. Armatures transversales des poteaux

Conformément aux règles du RPA 99/version2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

Longitudinales. $\left(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{max} \right)$ Ce qui est vérifiée dans notre cas.

V.2.4.4. Vérifications

➤ **vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement)**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement, et donné selon la formule suivante :

$$N_{ul} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right). \quad \text{CBA93} \quad (\text{Article} \quad \text{B.8.4.1})$$

α : Coefficient fonction de l'élanacement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots si : \lambda < 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots\dots\dots si : \lambda > 50 \end{cases}$$

Telle que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement ($0,7 \times l_0$).

$$i: \text{Rayon de giration } i = \left(\frac{I}{A}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{b \times h^3}{12 \times b \times h}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{h^2}{12}\right)^{\frac{1}{2}} \Rightarrow i = 0,187.$$

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\lambda = \frac{2.38}{0.187} = 12.73 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{12.73}{35}\right)^2} = 0.828$$

$$B_r = (a - 0,02) \times (b - 0,02) = (0,65 - 0,02) \times (0,65 - 0,02) = 0,397\text{m}^2$$

$$N_U = 0,828 \times \left[\frac{0,397 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 36,68 \times 10^{-3} \times \frac{400}{1,15} \right] = 16,65\text{MN}.$$

$$N_{\max} = 3,38\text{MN} < N_U \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de notre structure sont représentés dans le tableau suivant

Niveau	L_0 (m)	L_f (m)	i (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (MN)	N_u^{\max} (MN)
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3.4	2.38	0.187	12.73	0.828	28.65	0.397	16.65	3.38
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	3.4	2.38	0.173	13.75	0.824	25.13	0.34	15.27	2.555
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	3.4	2.38	0.158	15.06	0.819	20.61	0.281	11.82	1.687
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	3.4	2.38	0.144	16.52	0.813	18.73	0.23	10.43	0.839

Tableau V.6. Vérification du flambement des poteaux

Dans le tableau on observe que la stabilité de forme est vérifiée c-a-d pas de risque de flambement car $N_{\max} < N_u$.

➤ Vérification des contraintes de compression

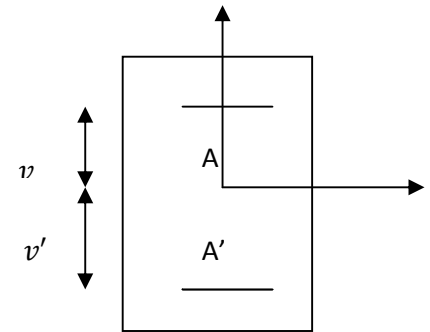
Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2.$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right).$$



$$v' = h - v \text{ et } d = 0,9 \times h.$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s.$$

figure. V.2. Section d'un poteau

Les résultats de vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant

Niveau	d(cm)	A(cm ²)	V(cm)	V'(cm)	I _{gg} (cm)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPA)	observation
RDC ,1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	58	34.56	36	29	0.017	2830.34	169.39	9.42	vérifié
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	54	30.29	33	27	0.0131	1863.66	132.56	7.99	vérifié
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	49	26.51	30	25	0.0092	1231.58	107.15	7.1	vérifié
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	45	21.36	27	23	0.0063	613.696	93.83	6.63	vérifié

Tableau V.7. Vérification des contraintes normales de compression.

➤ **Vérification aux sollicitations tangentielles :**

Selon le RPA99/version2003 (Article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}. \text{ Avec :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5. \end{cases}$$

D'où, on doit avoir :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	section	L_f (m)	λ_g	ρ_d	d(cm)	d(m)	V_u (KN)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)
RDC ,1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3.4	2.38	3.66	0.04	0.6	0.6	72.3	0.185	1
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	3.4	2.38	3.96	0.04	0.55	0.55	60.82	0.182	1
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	3.4	2.38	4.32	0.04	0.5	0.5	60.035	0.218	1
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	3.4	2.38	4.76	0.04	0.45	0.45	61.331	0.272	1

Tableau V.8. Vérification des contraintes tangentielles

V.2.4.4. Disposition constructive des poteaux

- **Longueur de recouvrement**

$$\phi = 20\text{cm} \Rightarrow L_r > 40 \times 2 = 80\text{cm}.$$

On adopte : $L_r = 85\text{cm}$.

$$\phi = 16\text{cm} \Rightarrow L_r > 40 \times 1,6 = 64\text{cm}.$$

On adopte : $L_r = 70\text{cm}$.

$$\phi = 14\text{mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 1,4 = 56\text{mm}.$$

On adopte : $L_r = 60\text{cm}$.

- **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit qu'est constitué par le nœud poteau poutre. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles. La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, h_1, b_1, 60cm\right).$$

$$L' = 2 \times h.$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

V.2.5. Le schéma de ferrailage des poteaux

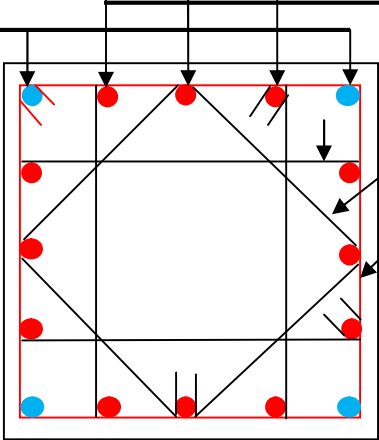
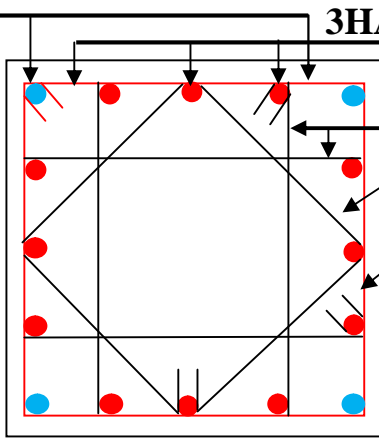
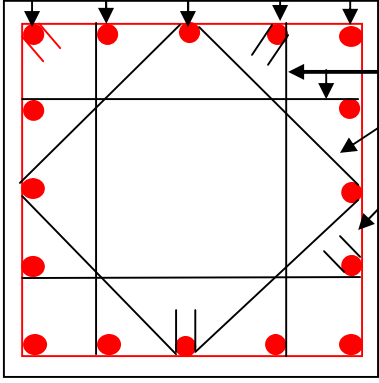
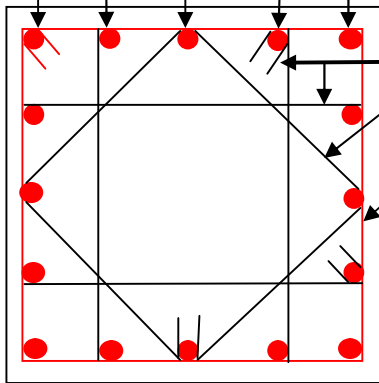
<p>RDC, 1^{ère} et 2^{ème} étage</p> <p>2HA20 3HA16</p>  <p>Cadre T8</p>	<p>5^{ème} et 6^{ème} étage</p> <p>2HA16 3HA14</p>  <p>Cadre T8</p>
<p>Poteaux (65x65)</p>	<p>Poteaux (55x55)</p>
<p>3^{ème} et 4^{ème} étage</p>	<p>7^{ème} et 8^{ème} étage</p>
<p>5HA16</p>  <p>Cadre T8</p>	<p>5HA14</p>  <p>Cadre T8</p>
<p>Poteaux (60x60)</p>	<p>Poteaux (50x50)</p>

Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux

V.3. ETUDE DES POUTRES

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales ($30 \times 55 \text{ cm}^2$) qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires ($30 \times 50 \text{ cm}^2$) qui assurent le chaînage.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, version 14.2.2 combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version2003 suivantes :

- 1) $1,35G + 1,5Q$.
- 2) $G + Q$.
- 3) $G + Q + E$.
- 4) $G + Q - E$.
- 5) $0,8G + E$.
- 6) $0,8G - Q$.

V.3.1. Les recommandations du RPA99/version2003

V.3.1.1. Les armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0,5\% b \times h$ en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- $4\% b \times h$ En zone courante.
- $6\% b \times h$ En zone de recouvrement.

- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
- ✓ $40\phi_{max}$ En zone IIa avec : ϕ_{max} : est le diamètre maximale utilisé.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.6, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.
- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

- **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale**



Figure V.4. 2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

V.3.1.2. Les armatures transversales

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S \times b.$$

- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

-Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires, minimum

$$S \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

-En dehors de la zone nodale, $S \leq h/2$

Avec : h : La hauteur de la poutre

- ✓ La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

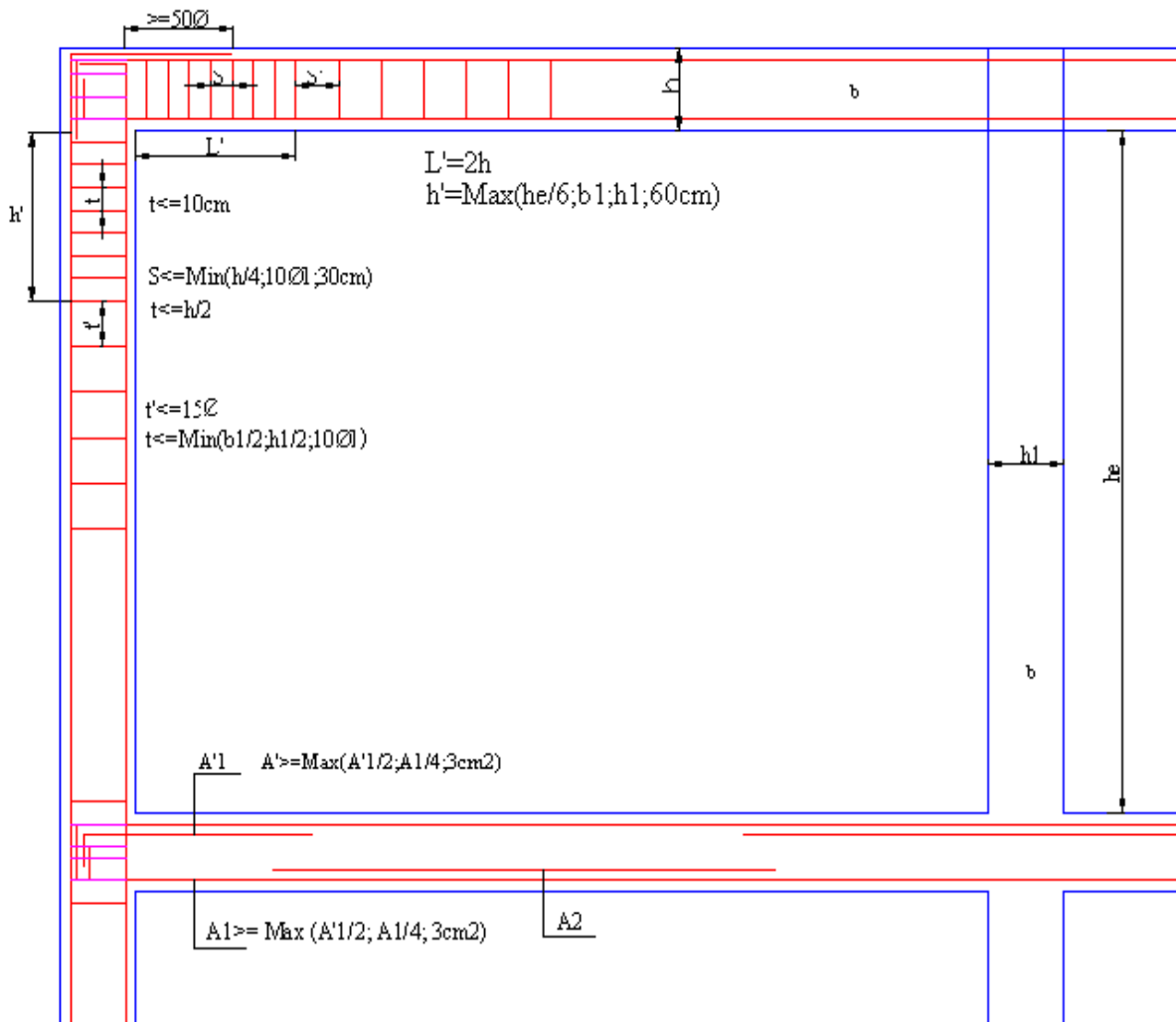


Figure. V.5. Dispositions constructives des portiques

V.3.1.3. Les armatures longitudinales min et max données par le RPA

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Type de poutres	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone courante	zone de recouvrement
Principale	30×55	8,25	66	99
Secondaire	30×50	7,5	60	90

Tableau V.9. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA.

V.3.2. Ferrailage des poutres

➤ Armatures longitudinales

Pour le ferrailage des poutres, on a utilisé les moments fléchissant maximaux en appuis et en travées donné par logiciel **SAP2000**, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures du **RPA99/version03**

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	Principales	30x55	Appuis	5,12	8,24	6HA14=9.24
			travées	4,71		6HA14=9.24
	Secondaires	30x50	Appuis	5,72	7,5	3HA14+3HA12=8,01
			travées	5,26		3HA14+3HA12=8,01
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	Principales	30x55	Appuis	5,96	8,24	6HA14=9.24
			travées	5,55		6HA14=9.24
	Secondaires	30x50	Appuis	6,82	7,5	3HA14+3HA12=8,01
			travées	6,44		3HA14+3HA12=8,01
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	Principales	30x55	Appuis	6,51	8,24	6HA14=9.24
			travées	6,05		6HA14=9.24
	Secondaires	30x50	Appuis	7,29	7,5	3HA14+3HA12=8,01
			travées	6,48		3HA14+3HA12=8,01
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	Principales	30x55	Appuis	6,5	8,24	6HA14=9.24
			travées	5,63		6HA14=9.24
	Secondaires	30x50	Appuis	7,29	7,5	3HA14+3HA12=8,01
			Travées	6,29		3HA14+3HA12=8,01

Tableau V. 10. Armatures longitudinales des poutres

- **Longueur de recouvrement**

Soit l_r la longueur de recouvrement

Telle que : $l_r > 40\phi_l \begin{cases} \phi_l = 12 \Rightarrow l_r > 48cm. \\ \phi_l = 14 \Rightarrow l_r > 56cm. \end{cases}$

Soit : $l_r = 60cm.$

➤ **Armatures transversales**

• **Diamètre des armatures transversales**

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales

Telle que : $\phi_t \leq \min\left(\phi; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$. **BAEL91 (article H.III.3)**

✓ **Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(16; \frac{550}{35}; \frac{300}{10}\right) = \min(16; 15,71; 30)$$

Donc on prend $\phi_t = 10mm$.

✓ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(16; \frac{500}{35}; \frac{300}{10}\right) = \min(16; 14,28; 30)$$

Donc on prend $\phi_t = 10mm$.

-On prend 4T10 = 3.14cm²(un cadre et un étrier) pour les poutres principales et les poutres secondaires.

➤ **Espacement des armatures transversales**

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le RPA99/version 2003 (art 7.5.2.2)

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{lmin}\right)$.

-Poutres principales : $S_t \leq \min(13,75; 12)$.

Soit : $S_t = 10cm$.

-Poutres secondaires : $S_t \leq \min(12,50; 12)$.

Soit : $S_t = 8cm$.

- **Zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2}$.

-Poutres principales : $S_t \leq \frac{55}{2} \Rightarrow S_t \leq 27,5$.

Soit : $S_t = 20cm$.

-Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{50}{2} \Rightarrow S_t \leq 25$.

Soit : $S_t = 20\text{cm}$

➤ **Section minimal d'armatures transversales**

$$A_{min}^t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8\text{cm}^2$$

$$A_t = 3,14\text{cm}^2 > A_{min}^t = 1,8\text{cm}^2. \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification à l'ELU**

✓ **Condition de non fragilité**

$$\text{Poutres principales} \rightarrow 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,45\text{cm}^2.$$

$$\text{Poutres secondaires} \rightarrow 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,83\text{cm}^2.$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

➤ **Vérification des contraintes tangentielles**

• **Vérification de l'effort tranchant : $\tau_{bu} = \frac{V_U}{b_0 \times d}$**

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0,13 \times f_{t28}, 4\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa}$.

Poutres	$V_U(\text{KN})$	$\tau_{bu}(\text{Mpa})$	Observation
Poutres principales	204,192	0.71	Vérifiée
Poutres secondaires	65.605	0.28	Vérifiée

Tableau V.11. Vérification de l'effort tranchant

$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

✓ en appui de rives : $A_1 > \frac{V_U \times \gamma_S}{f_e}$

✓ en appui intermédiaires : $A_1 \geq \frac{\gamma_S}{f_e} \times \left(V_U - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	$A_l(\text{cm})$ Appui	$V_u(\text{KN})$	M_a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm^2)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$	Observation
Principal	8,38	204.19	105.15	4.85	0.059	Vérifiée
Secondaire	8,01	65.60	91.13	0.10	-0.037	Vérifiée

Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

➤ Vérification à l'ELS

- **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

- **État limite de compression du béton**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}.$$

$$\text{calcul de } Y: \frac{b \times Y^2}{2} + 15 \times (A_s + A'_s) \times Y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0.$$

$$\text{calcul de } I: I = \frac{b_0 \times Y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - Y)^2 + A'_s \times (Y - d')^2].$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Poutres	Élément	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I(cm^4)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Principales	Appui	81,27	17.1	203105,97	6.84	15	vérifiée
	Travée	72.60	17.1	203105,97	6.11	15	vérifiée
Secondaires	Appui	142.31	15.8	156401,94	14.06	15	vérifiée
	Travée	70.37	15.8	156401,94	7.11	15	vérifiée

Tableau V.13. Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS

- **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le CBA93 et BAEL91, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

Poutres principales

$$\frac{55}{600} = 0,092 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{55}{600} = 0,092 \geq \frac{72,60}{10 \times 81,27} = 0,088 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{8,38}{30 \times 52} = 0,0054 \leq \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Poutres secondaires

$$\frac{50}{550} = 0,091 \geq 0,062 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{50}{550} = 0,091 \geq \frac{70,37}{10 \times 142,31} = 0,049 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{8,01}{30 \times 47} = 0,0057 \leq 0,011 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.3. Vérification des zones nodales

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, que sont les nœuds et ca, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues

des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur de 1.25 , c.à.d. : ça consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times |M_w| + |M_e|. \text{RPA99/03 (Article 7.6.2).}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

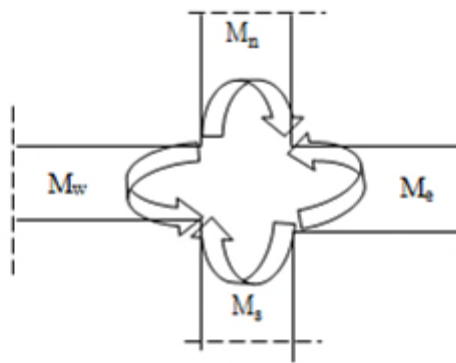


Figure V.6. Les moments sur la zone nodale.

V.3.3.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres

Le moment résistant (M_r) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

Telle que :

$$M_r = Z \times A_s \times \sigma_s.$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} Z = 0,85 \times h. & (\text{h : La hauteur totale de la section du béton}). \\ \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{Mpa}. \end{cases}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

	Z(cm)	$A_s(\text{cm}^2)$	$M_r(\text{KN.m})$
65 × 65	55,25	36,68	705.25
60 × 60	51,00	32,16	570.77
55 × 55	46,75	26,52	431.45
50 × 50	42,5	24,64	364,42

Tableau V.14. Moment résistant dans les poteaux

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Type de poutre	Section	$A_s(\text{cm}^2)$	Z (cm^2)	$M_r(\text{KN.m})$
RDC et les étages courants	Principales	30×55	9.24	46.75	150.33
	Secondaires	30×50	8.01	42.5	118.47

Tableau V.15. Moment résistant dans les poutres

V.3.3.2. Vérification

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times |M_w| + |M_e|$ sont donnés dans le tableau suivant :

Niveaux	plan	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	$M_w=M_e$ (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	$1.25(M_w+M)$ (KN.m)	Vérification
<i>RDC, 1^{er} et 2^{ème} étages</i>	PP	705,25	705,25	150,33	1410,5	375.82	Vérifier
	PS			118,47		296.17	Vérifier
<i>3^{ème} et 4^{ème} étages</i>	PP	570.77	570.77	150,33	1141,54	375.82	Vérifier
	PS			118,47		296.17	Vérifier
<i>5^{ème} et 6^{ème} étages</i>	PP	431.45	431.45	150,33	862,9	375.82	Vérifier
	PS			118,47		296.17	Vérifier
<i>7^{ème} et 8^{ème} étages</i>	PP	364,42	364,42	150,33	728,84	375.82	Vérifier
	PS			118,47		296.17	Vérifier

Tableau. V.16.Vérification de la zone nodale

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres , donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux

➤ Exemple de ferrailage d'une poutre principale du RDC.

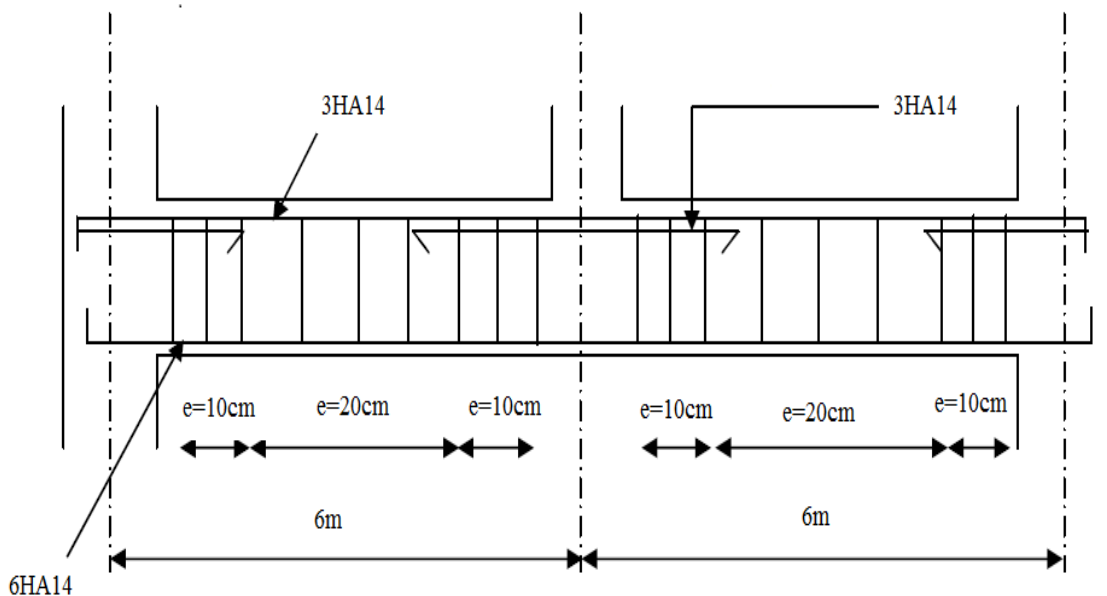
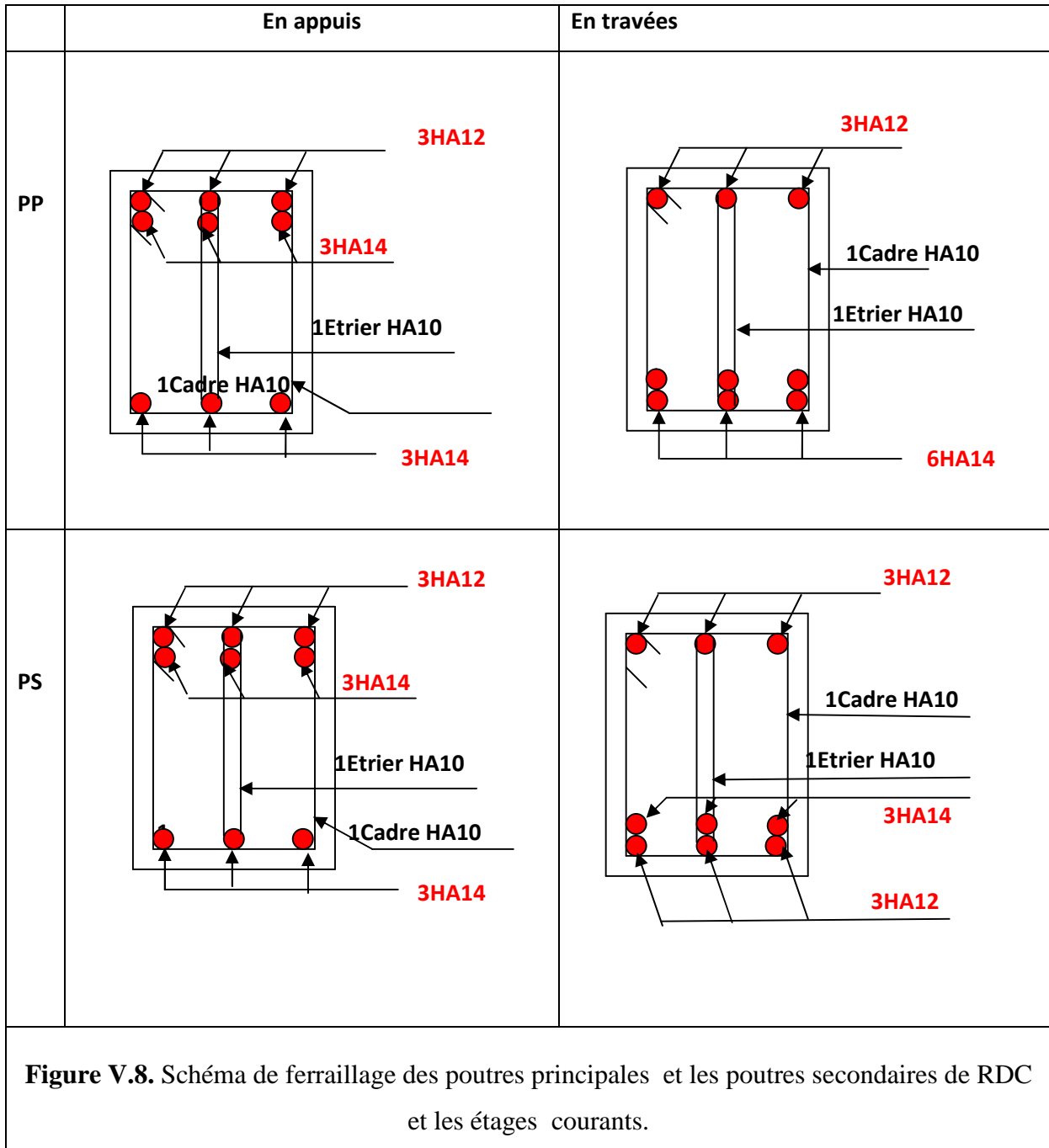


Figure V. 7. Disposition constructive des armateurs dans les poutres.

V.3.4. Schéma de ferrailage des poutres

- Pour le RDC et les étages courants



V.4. ETUDE DES VOILES

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encasté à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

-Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1,5$.

-Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1,5$.

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

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

2) $G + Q$.

3) $G + Q + E$. **RPA99 V2003 article (5.2)**

4) $G + Q - E$.

5) $0,8G + E$.

6) $0,8G - Q$.

V.4.1. Recommandation du RPA 99/version2003

a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

➤ $A_{min} = 0,2\% \times L_t \times e$.

L_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

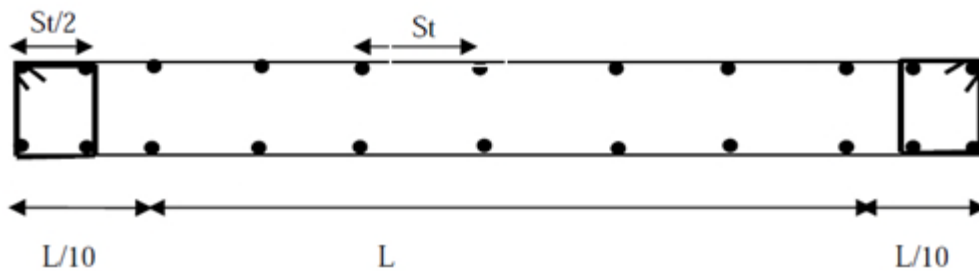


Figure V.9. Disposition des armatures dans les voiles.

b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \emptyset$.

b) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

c) Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{VJ} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } V = 1,4 \times V_U.$$

d) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

Le pourcentage minimal d'armatures est de :

$$\checkmark A_{min} = 0,15\% \times b \times h. \text{ Dans la zone extrême de voile.}$$

- ✓ $A_{min} = 0,10\% \times b \times h$. Dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile
- L'espacement $S_t = \min(1,5 \times a; 30cm)$ avec a : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40 ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est Possible
 - 20 ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons possibles de charges

V.4.2. Disposition des voiles

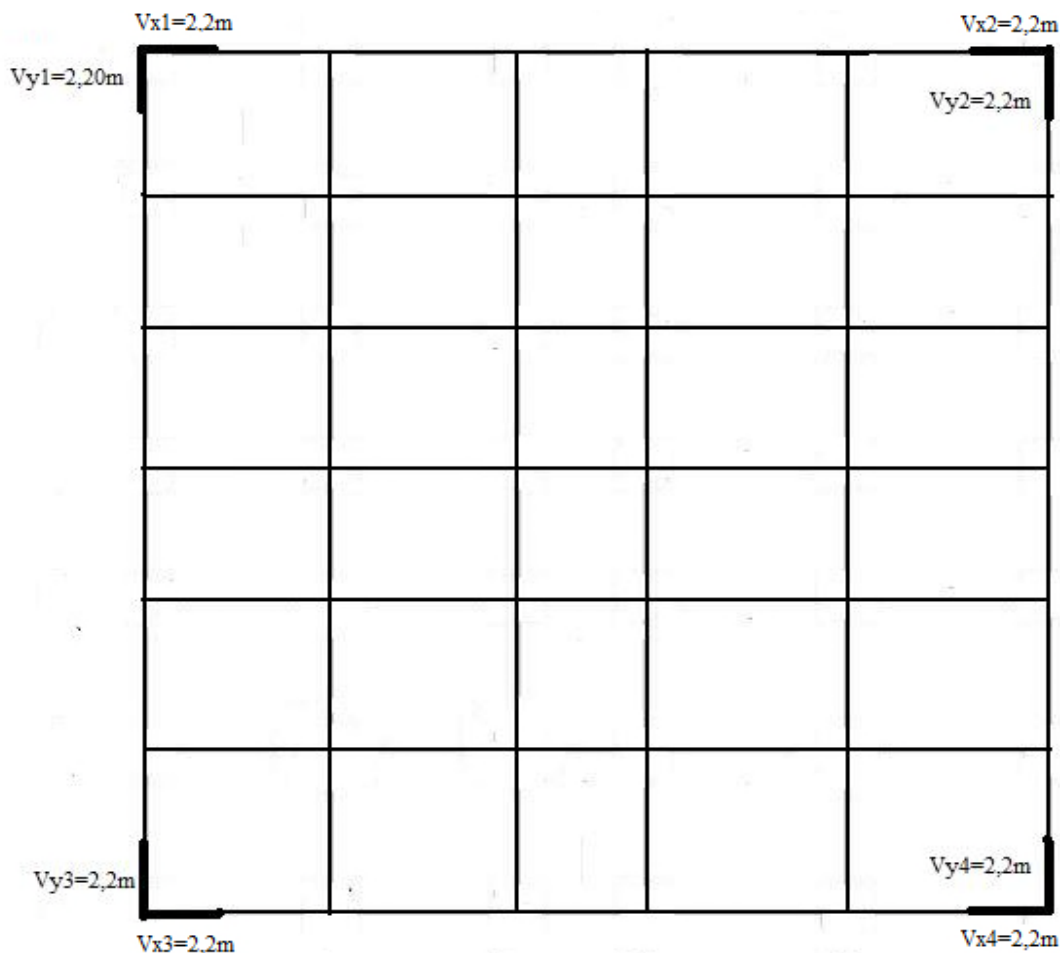


Figure V. 10. Disposition des voiles

V.4.3. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

- 1) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{max} \rightarrow M_{corre}$.
- 2) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{max} \rightarrow N_{corre}$.
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{min} \rightarrow M_{corre}$.

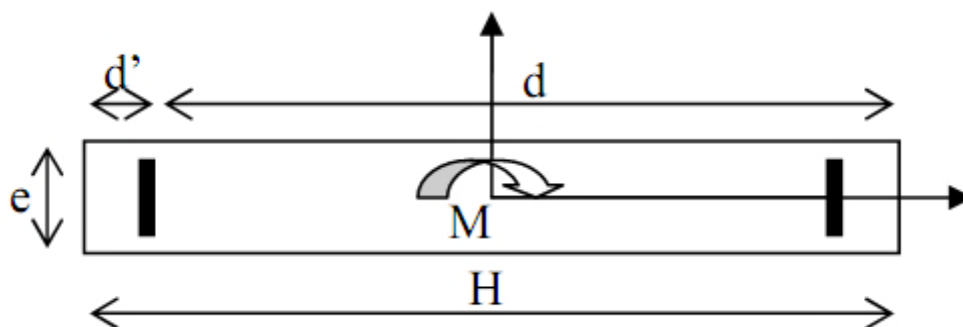


Figure. V.11. Schéma d'un voile plein.

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times L$).

- A_v^{min} : Section d'armatures verticales minimale dans le voile.

$$(A_v^{min} = 0,15\% \times b \times L).$$

- A_v^{min}/ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue

$$(A_v^{min2}/ten = 0,2\% \times b \times L_t).$$

- A_v^{min}/com : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée

$$(A_v^{min2}/com = 0,1\% \times b \times L_c).$$

- S_t : Espacement entre armatures.
- A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- $A_h^{min} = 0,15\% \times b \times L$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{cal} : Section d'armature horizontale calculée.
- A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.
- N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement.

- L_t : Longueur de la zone tendue.

$$L_t = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{L}{6e_0} \right), e_0 = \frac{M}{N}$$

$$L_c = L - 2L_t.$$

- L_c : Longueur de la zone comprimée.

V.4.4. Exemple de calcul :(le calcul se fera en flexion composée) Pour le voile V1 au niveau de RDC, 1^{er} et 2^{ème} étages on calcule le voile avec les sollicitations suivantes :

$$N = 1151,24KN.$$

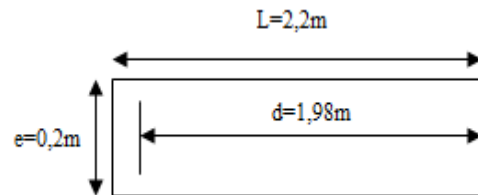
$$M = -330,78KN.m.$$

$$V = 15,84KN.$$

a) Calcul des armatures verticales

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{330,78}{1151,24} \Rightarrow e_G = 0,29m.$$

$$Y_G = \frac{L}{2} = \frac{2,2}{2} \Rightarrow Y_G = 1,1m.$$



$e_G < Y_G \Rightarrow$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section).

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} = 3518,87KN.m$$

$$(0,337 \times 2,2 - 0,81 \times 0,22) \times 2,2 \times 2,2 \times 18,48 = 38,7 \times 10^3.$$

$$b = N_u \times (d - d') - MUA.$$

$$MUA = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1151,24 \times \left(1,98 - \frac{2,2}{2} \right) + 330,78 = 1343,87KN.m.$$

$$(b) = 1151,24 \times (1,98 - 0,22) - 2838,18 = -811,99.$$

(I) n'est pas vérifié.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{MUA}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1343,87 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,98^2 \times 14,2} = 0,121.$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow f_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{Mpa.}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})} \right) = 0,162.$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,85 \text{m.}$$

$$A = \frac{MUA}{Z \times f_{st}} = 20,87 \text{cm}^2.$$

$$A_s = A - \frac{N}{f_e} = 20,87 \times 10^{-4} - \frac{1151,24}{400 \times 10^3} = -7,91 \text{cm}^2.$$

$$A_s = 0 \text{cm}^2.$$

V.4.5. Recommandation du RPA

➤ Dans toute la section de voile

$$A_{min} = 0,15\% \times L \times e = 0,15\% \times 20 \times 20 = 6,6 \text{cm}^2.$$

BAEL 90 :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,2 \times 1,98 \times \frac{2,1}{400} = 4,78 \text{cm}^2.$$

b) Calcul des armatures horizontales

$$\text{On a : } V = 15,84 \text{KN.}$$

Pour le calcul des armatures horizontales (A_t) on fixe d'abord S_t après on calcul A_t .

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{15,84 \times 10^3}{1980 \times 200} = 0,04 \text{Mpa.} < \bar{\tau}_{bu} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{Mpa.}$$

Pour $S_t = 20 \text{cm}$ on aura :

$$A_{min}^h \geq \frac{\tau_u \times b \times S_t}{0,8 \times f_e} = \frac{0,04 \times 0,2 \times 0,20}{0,8 \times 400} \Rightarrow A_{min}^h \geq 0,05 \text{cm}^2.$$

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times S_t = 0,0015 \times 0,2 \times 0,2 = 0,6 \text{cm}^2.$$

On choisit : 13HA10 = 10,21 cm². avec $S_t = 20 \text{cm}$.

c) Vérification au Cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du RPA99/version 2003 comme suit :

$$\tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 1,4 \times \frac{V}{b \times d} = 1,4 \times \frac{15,84 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,98} = 0,056 \text{ Mpa} < 5 \text{ Mpa. Art (7.7.2.) RPA.}$$

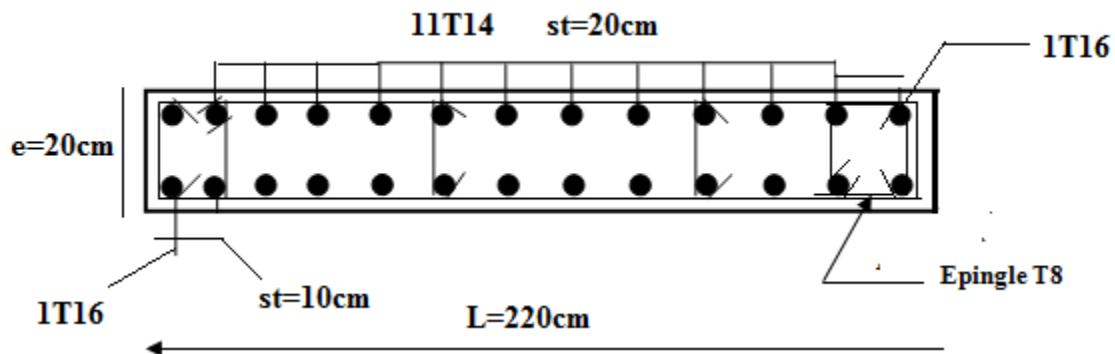
Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

Niveau	RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} Etages	3 ^{ème} et 4 ^{ème} Etages	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages
$L(cm)$	220	220	220	220
$e(cm)$	20	20	20	20
M (KN.m)	-330,78	-51,12	4,43	24,5
N (KN)	1151,24	901,08	588,75	283,15
V(KN)	15,84	54,31	-23,61	-12,78
$\tau_u(Mpa)$	0,056	0,19	0,083	0,045
Av cal /face (cm ²)	20,029	12,135	7,435	3,957
Av min/face (cm ²)	8,8	8,8	8,8	8,8
Av adop/face (cm ²)	20,96	12,31	8,83	8,83
$N^{barres}/face$	11T14+2T16	6T12+7T10	8T10+5T8	8T10+5T8
$S_t(cm)$	20	20	20	20
$A_h^{cal}/face (cm^2)$	0,05	0,24	0,1	0,056
$A_h^{min}/face (cm^2)$	0,6	0,6	0,6	0,6
$A_h^{adop}/face (cm^2)$	1,01	1,01	1,01	1,01
$N^{barres}/face$	2T8	2T8	2T8	2T8
$S_t(cm)$	20	20	20	20

Tableau V.17. Ferrailage des voiles V_{X1}

Niveau	RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	5 ^{ème} et 6 ^{ème} Etages	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages
$L(cm)$	220	220	220	220
$e (cm)$	20	20	20	20
$M (KN.m)$	-111,72	49,67	72,99	90,74
$N (KN)$	1250,34	1074,96	710,97	314,95
$V(KN)$	94,41	25,35	37,71	38,32
$\tau_u(Mpa)$	0,33	0,09	0,13	0,14
$Av\ cal /face (cm^2)$	17,534	14,284	10,131	5,484
$Av\ min/face (cm^2)$	8,8	8,8	8,8	8,8
$Av\ adop/face (cm^2)$	17,97	14,69	10,27	8,83
$N^{barres} /face$	8T14+5T12	13T12	13T10	8T10+5T8
$S_t(cm)$	20	20	20	20
$A_h^{cal} /face (cm^2)$	0,41	0,11	0,16	0,18
$A_h^{min} /face (cm^2)$	0,6	0,6	0,6	0,6
$A_h^{adop} /face (cm^2)$	1,01	1,01	1,01	1,01
$N^{barres} /face$	2T8	2T8	2T8	2T8
$S_t(cm)$	20	20	20	20

Tableau V.18. Ferrailage des voiles V_{Y1} .

V4.6. Exemples de schémas de ferrailage d'un voile**Figure V.12.** Schéma de ferrailage d'un voile (V_{x1}).**V.5. CONCLUSION**

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrailages obtenus par deux logiciels de calcul (SAP2000 et Socotec) ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

VI.1. Introduction

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage, sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charge et évite les tassements différentiels.

VI.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- La charge transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.2.1. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

VI.2.2.les caractéristique du sol

La contrainte admissible du sol d'assise est de 0.25Mpa.

VI.2.3. Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section ($a \times a$) d'où les semelles sont

carrées ($A \times A$), la vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Avec :

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison accidentelle obtenu par le SAP 2000 version 14.2.2

S : Surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

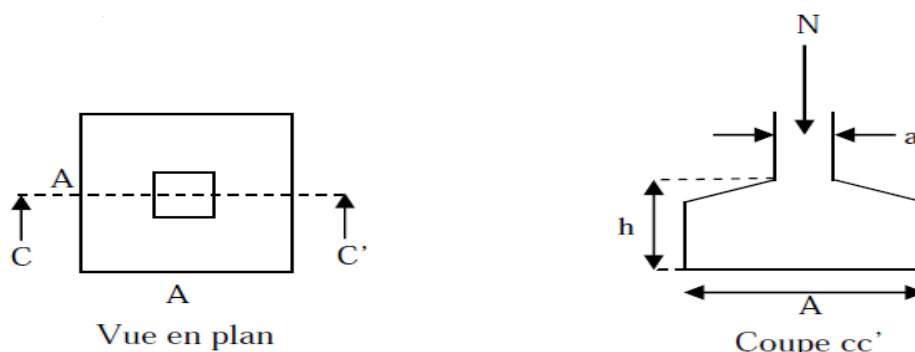


Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre : $N=2831.786\text{KN}$.

$$\frac{N_d}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N_d}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_d}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{2831.786 \times 10^{-3}}{0.25}} = 3.36\text{m}$$

D'après le résultat, On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.2.4. Vérification des semelles filantes

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 6 poteaux.

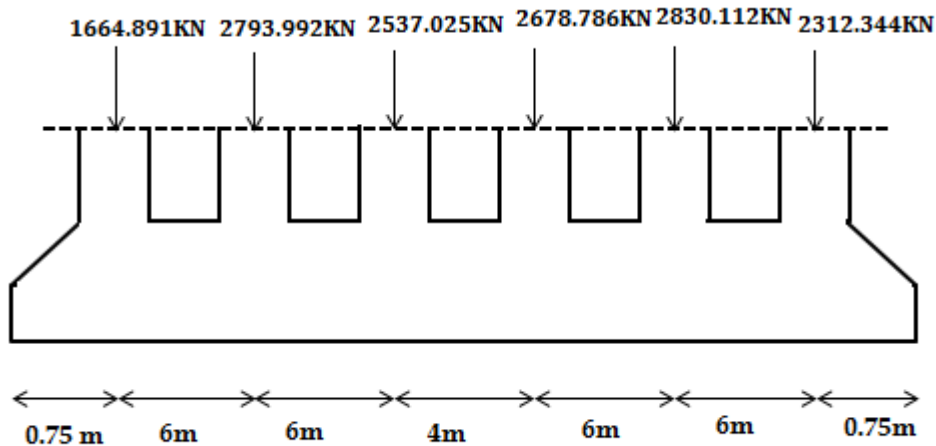


Figure VI.2 : Semelle filante

La 1^{ère} vérification à faire :

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$

Avec :

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

Pour cette vérification, on choisit le portique le plus sollicité dans notre structure :

$$N = \sum N_i = 14817.15 \text{ KN}$$

$$L = 29.5 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}} \times L} = \frac{14.81715}{0.25 \times 29.5} = 2 \text{ m vérifiée}$$

La 2^{ème} vérification à faire :

$$S_{\text{sem-filante}} \leq \frac{1}{2} S_{\text{bat}}$$

$$S_{\text{sem-filante}} = 689.71 \text{ m}^2 > \frac{1}{2} S_{\text{bat}} = 467.71 \text{ m}^2 \text{ non vérifiée}$$

On opte pour un radier.

VI.2.5. Etude du radier général :

VI.2.5.1. Définition :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol.

Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames)

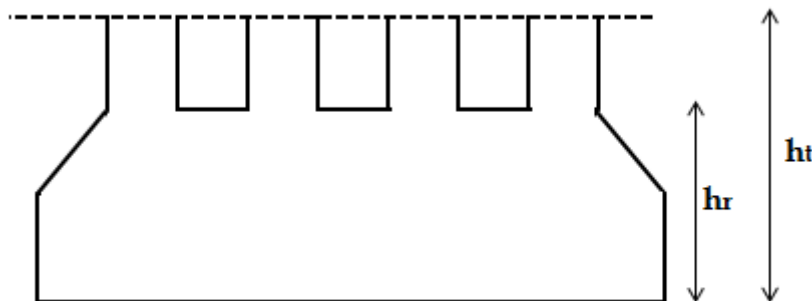


Figure .VI.3: dimension du radier.

VI.2.5.2. Pré dimensionnement

➤ La condition de coffrage :

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

Nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 600 - 65 = 535 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{535}{10} = 53.5 \text{ cm}, \text{ On prend } h_t = 55 \text{ cm} \dots \dots \dots (a)$$

Dalle :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$L_{\max} = 5.35 \text{ m} \Rightarrow h_r \geq \frac{535}{20} = 26.75 \text{ cm}, \text{ On prend } h_r = 35 \text{ cm}$$

➤ La condition de raideur (rigidité)

Pour un radier rigide, il faut que :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2} \quad \text{tel que : } l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

Avec :

l_e : Longueur élastique.

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol.

Tel que :

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un Très bon sol donc : $K = 12 \text{ Kg/cm}^3 = 12 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

$$E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$$

b: Largeur de l'élément considéré par ml.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc : $h_t \geq 1.23 \text{ m}$ (b)

A partir des deux conditions (a) et (b), on prend : $h_t = 1.3 \text{ m}$ et $h_t = 0.35 \text{ m}$.

➤ **La surface du radier**

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{97.96}{0.2} = 489.8 \text{ m}^2$$

On à la surface du bâtiment est : $S_{\text{bat}} = 935.42 \text{ m}^2$

Donc on adopte : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 935.42 \text{ m}^2$ (Le radier comporte pas de débord)

VI.2.5.3. Les vérifications nécessaire

➤ **Vérification au poinçonnement**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

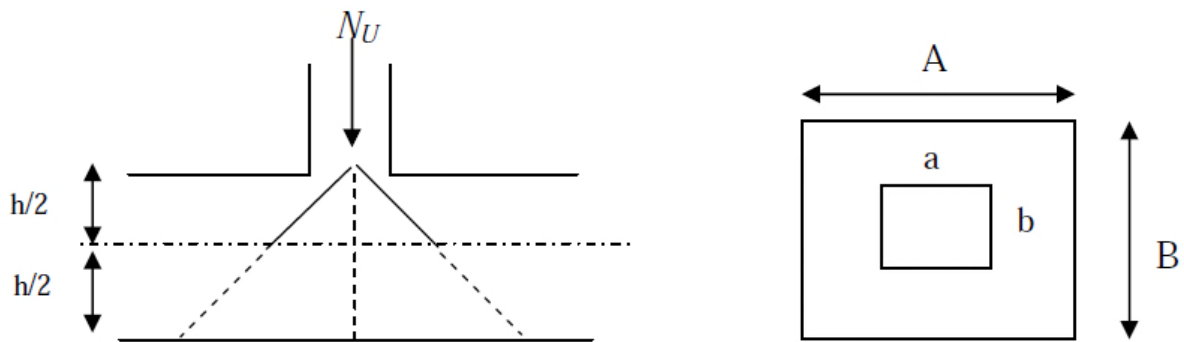


Figure VI.4: Présentation de zone d'impact de la charge concentrée

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u < 0.045 \times \mu_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Q_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h_t : L'épaisseur totale de radier.

$$\mu_c = (a + b + 2h_t) \times 2 \Rightarrow \mu_c = (2 \times 0.65 + 2 \times 1.2) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 7.4$$

$$0.045 \times 7.4 \times 0.85 \times \frac{25}{1.15} = 6.15 \text{ Mpa} > 3.88 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Il Ya pas risque de poinçonnement

➤ **Vérification au cisaillement**

D'après le CBA93 (article A.5.1.2.1.1), on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$.

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max} \times b}{2 \times S} \Rightarrow V_u = \frac{97960.994 \times 5.35 \times 1}{2 \times 935.42} = 280.137 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_0 = 0.9 \times 0.35 \Rightarrow d = 0.315 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{280.137 \times 10^{-3}}{1 \times 0.315} = 0.89 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa}$$

C'est vérifier donc pas de cisaillement dans le radier.

➤ **Vérification de la contrainte du sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. (**DTR BC 2.33.1** (article : 3.541(a))

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} < \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} (X_G, Y_G)$$

A partir du programme Socotec on a :

$$I_x = 76458.66 \text{ m}^4 ; X_G = 14 \text{ m}$$

$$I_y = 58538.66 \text{ m}^4 ; Y_G = 16 \text{ m}$$

σ_{max} et σ_{min} : Contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$ =Moments sismiques à la base.

- **Sens X-X**

$N = 142516.66 \text{ KN}$; $M_y = 3629.84 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = 0.15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times X_G = 0.15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.15 \text{ Mpa} < 0.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Sens Y-Y :**

$N = 142516.66 \text{ KN}$; $M_x = 3685.18 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = 0.15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = 0.15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.15 \text{ Mpa} < 0.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le RPA99 (Article 10.1.5), on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

- **Suivant x-x**

$$e = \frac{3685.18}{142516.66} = 0.026 < \frac{28.65}{4} = 7.16 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

- **Suivant y-y**

$$e = \frac{3629.84}{142516.66} = 0.025 < \frac{32.65}{4} = 8.16 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique :**

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^2$)

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier ($H = 1.3\text{m}$).

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{\text{rad}} = 935.42 \text{ m}^2$).

$$1.5 \times 1.3 \times 935.42 \times 10 = 18240.96 \text{KN} < 134331.74 \text{KN}$$

Donc le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivée de l'eau.

VI.2.5.4. Ferrailage

➤ La dalle du radier

Le radier sera calculé comme une dalle plein renversé, appuyé sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension $L_x = 5.5\text{m}$, $L_y = 6\text{m}$

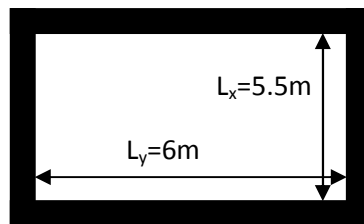


Figure VI.5: Schéma d'une dalle sur quatre appuis

Soit : G_0 le poids propre du radier

$$G_0 = \gamma_b \times h_r = 25 \times 0.35 = 8.75 \text{KN/m}^2$$

➤ Calcul des sollicitations

• A L'ELU

$$q_u = \frac{N_u}{S} + 1.35 \times G_0 = \frac{134331.74}{935.42} + 1.35 \times 8.75 = 155.42 \text{KN/m}^2$$

N_u : Est l'effort ultime (plus le poids propre du radier).

• A L'ELS

$$q_s = \frac{N_s}{S} + G_0 = \frac{97960.994}{935.42} + 8.75 = 113.47 \text{KN/m}^2$$

N_s : Est l'effort normal de service.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.5}{6} = 0.91 > 0.4$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens

➤ **Calcul des sollicitations :**

• **A l'ELU**

$$\rho = 0.91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases} \quad (\text{Annexe})$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0447 \times 155.42 \times 5.5^2 = 210.15 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.8036 \times 210.15 = 168.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée:

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 178.62 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{0y} = 143.548 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appui:

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_{0x} = -105.075 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillages:**

Le ferraillage se fera pour une section $b \times h_0 = 1 \times 0.35$

La condition de non fragilité :

On calcul A_{\min} :

$$h_r = 35 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}, \rho = 0.91 \text{ et HA } f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$h_r \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{3 - \rho}{2} \times b \times h_r \\ A_y^{\min} = A_a^{\min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 2.926 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = A_a^{\min} = 2.8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	178.62	17.5	2.926	4HA14+6HA16=18.22	15
	Appui	-105.075	9.98	2.8	4HA12+4HA14=10.68	15
Sens y-y	Travée	143.548	13.83	2.8	4HA14+4HA16=14.20	15
	Appui	-105.075	9.98	2.8	4HA12+4HA14=10.68	15

Tableau VI.1 Résumé des résultats de ferrillages

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 1.25 \text{Mpa}$$

$$V_y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 192.96 \text{KN}$$

$$V_x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 250.52 \text{KN}$$

$$V_{\max} = 250.52 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{250.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.315} = 0.79 \text{Mpa} < 1.25 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **à l'ELS**

➤ **Calcul les sollicitations**

$$\rho = 0.91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 0.8646 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0518 \times 113.47 \times 5.5^2 = 177.8 \text{KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.8646 \times 177.8 = 153.72 \text{KN.m} \end{cases}$$

En travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 151.13 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{0y} = 130.66 \text{KN.m} \end{cases}$$

En appui

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_{0x} = -88.9 \text{KN.m}$$

• vérification des contraintes :

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma_{adm}} = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta \right] = 240 \text{Mpa}$$

Calcul de y :

$$\frac{1}{2} b y^2 + 15 A(y - d) = 0$$

Calcul de I :

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Moments	Valeurs (KN. m)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_s$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
x-x	M_t	178.62	11.98	15	350.84	240	non Vérifiée
	M_a	-105.075	8.55	15	343.5	240	non Vérifiée
y-y	M_t	143.548	10.51	15	357.54	240	non Vérifiée
	M_a	-105.075	8.55	15	343.5	240	non Vérifiée

Tableau III.2. Vérification des contraintes à l'ELS

les contraintes ne sont pas vérifiées ; alors on redimensionne le ferrailage à l'ELS.

		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	178.62	17.5	2.926	6HA20+4HA25=38.49	15
	Appui	-105.075	9.98	2.8	8HA20=25.13	15
Sens y-y	Travée	143.548	13.83	2.8	4HA20+4HA25=32.21	15
	Appui	-105.075	9.98	2.8	8HA20=25.13	15

Tableau VI.3. Résumé des résultats de redimensionnement de ferrailages

Sens	Moments	Valeurs (KN. m)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_s$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
x-x	M _t	178.62	8.81	15	180.83	240	Vérifiée
	M _a	-105.075	3.57	15	164.08	240	Vérifiée
y-y	M _t	143.548	7.99	15	164.61	240	Vérifiée
	M _a	-105.075	3.57	15	164.08	240	Vérifiée

Tableau III.4. Vérification des contraintes à l'ELS après le redimensionnement

- **Espacement des armatures**

Armatures // L_x : S_t=15 ≤ min (3 h, 33 cm) = 33 cm.

Armatures // L_y : S_t=15 ≤ min (4 h, 40 cm) = 40 cm

VI.2.5.5. Schéma de ferrailage

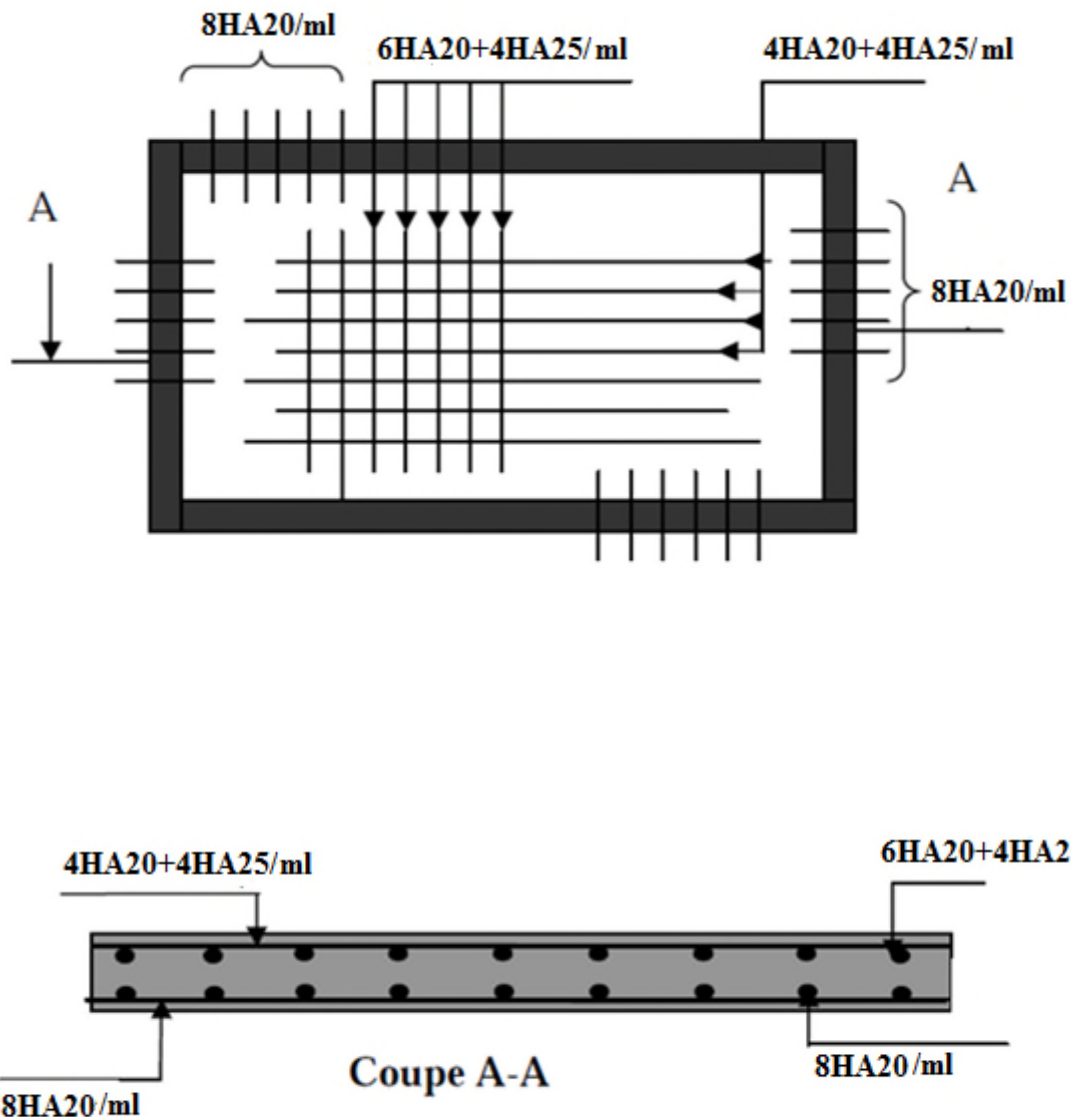


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage du radier

VI.2.6. Calcul des nervures

VI.2.6.1. Définition

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

VI.2.6.2. Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a $\rho = 0.91 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- **Charge triangulaire**

$$P = \frac{q_u \sum L_{xi}^2}{2 \sum L_{xi}}$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire

- **Charge trapézoïdale**

$$P = \frac{q_u}{2} \left(1 - \frac{\rho^2}{3} \right) L_x$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

On a $q_u = 155.42 \text{ KN/m}^2$

$q_s = 113.47 \text{ KN/m}^2$

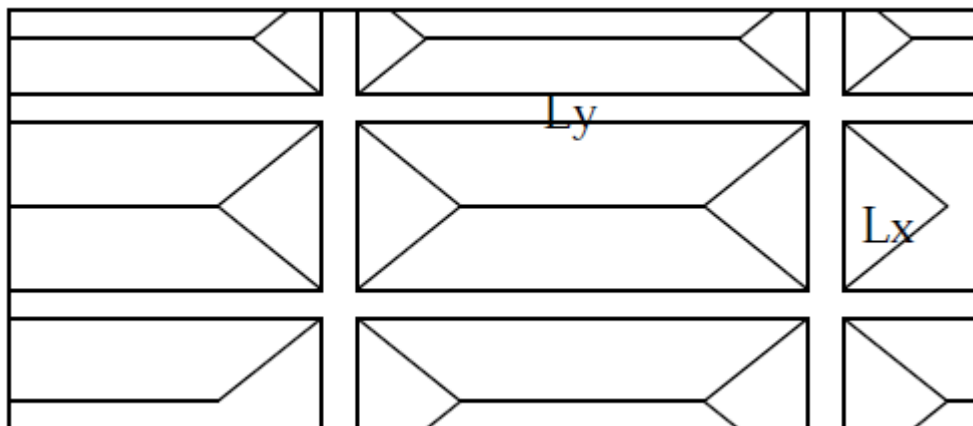


Figure. VI.7: La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures.

➤ **Calcul des sollicitations BAEL article III.5.2**

- **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec :
Les longueurs fictives :

$$l' = \begin{cases} l & \text{travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

• **Moments en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad \text{et } x = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement

• **Sens transversal (y-y):**

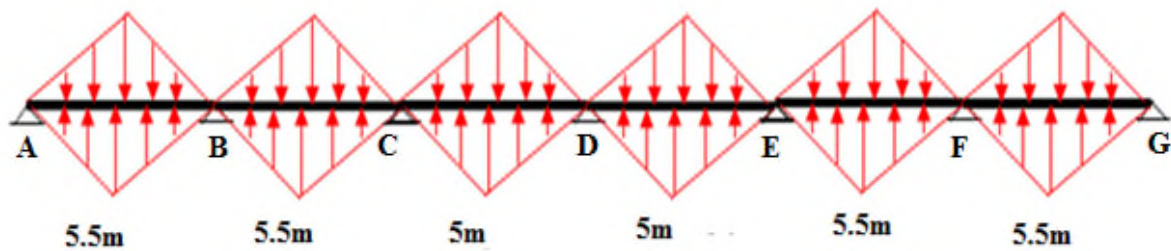


Figure.VI.8. Sollicitations sur les nervures transversales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

travée	L(m)	L'	P_u (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
AB	5.5	5.5	748.36	0	-2237.15	1821.7	1651.23	-2464.74
BC	5.5	4.4	748.36	-2237.15	-1563.63	939.36	-2464.74	-1935.53
CD	5	4	748.36	-1563.63	-1408.68	853.11	-1935.53	1839.91
DE	5	4	748.36	-1408.68	-1563.63	853.11	1839.91	1935.53
EF	5.5	4.4	748.36	-1563.63	-2237.15	939.36	1935.53	2464.74
FG	5.5	5.5	748.36	-2237.15	0	1821.7	2464.74	-1651.23

Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELU)

travée	L(m)	L'	P_u (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)
AB	5.5	5.5	546.57	0	-1633.92	1330.49
BC	5.5	4.4	546.57	-1633.92	-1142.01	686.07
CD	5	4	546.57	-1142.01	-1028.84	623.076
DE	5	4	546.57	-1028.84	-1142.01	623.076
EF	5.5	4.4	546.57	-1142.01	-1633.92	686.07
FG	5.5	5.5	546.57	-1633.92	0	1330.49

Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELS)

• Sens longitudinal (x-x)

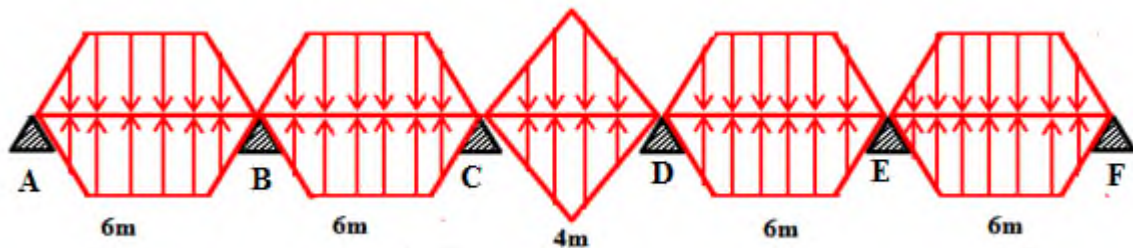


Figure.VI.9. Sollicitations sur les nervures longitudinales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans les tableaux suivants :

travée	L(m)	L'	P_u (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
AB	6	6	568.9	0	-2023.94	1648.08	1369.37	-2044.02
BC	6	4.8	568.9	-2023.94	-1268.74	927.63	-2044.02	-1580.83
CD	4	3.2	712.85	-1268.74	-1268.74	156.96	-1580.83	1580.83
DE	6	4.8	568.9	-1268.74	-2023.94	927.63	1580.83	2044.02
EF	6	6	568.9	-2023.94	0	1648.08	2044.02	-1369.37

Tableau VI.7. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinale (ELU)

Travée	L(m)	L'	P _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)
AB	6	6	514.61	0	-1830.80	1490.81
BC	6	4.8	514.61	-1830.80	-1087.82	871.23
CD	4	3.2	520.64	-1087.82	-1087.82	-46.54
DE	6	4.8	514.61	-1087.82	-1830.80	871.23
EF	6	6	514.61	-1830.80	0	1490.81

Tableau VI.8.Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinale (ELS)

- **Les sollicitations maximales**

A l'ELU

✓ **Sens y-y**

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = 2237.15 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 1821.7 \text{KN.m}$$

$$V_{\text{max}} = 2464.74 \text{KN.m}$$

✓ **Sens x-x**

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = -2023.94 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 1648.08 \text{KN.m}$$

$$V_{\text{max}} = 2044.02 \text{KN.m}$$

A l'ELS

✓ **Sens y-y**

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = -1633.92 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 1330.49 \text{KN.m}$$

✓ **Sens x-x**

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = -1830.80 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 1490.81 \text{KN.m}$$

VI.2.6.3. Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en Té en flexion simple

$$h=0.85m, h_0=0.35m, b_0=0.65m, d=1.17m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.5}{2}; \frac{6}{10}\right)$$

$$b_1 \leq \min(2.75; 0.6) \Rightarrow b_1 = 0.55m$$

$$\text{Alors } b=2 \times b_1 + b_0 = 1.75m$$

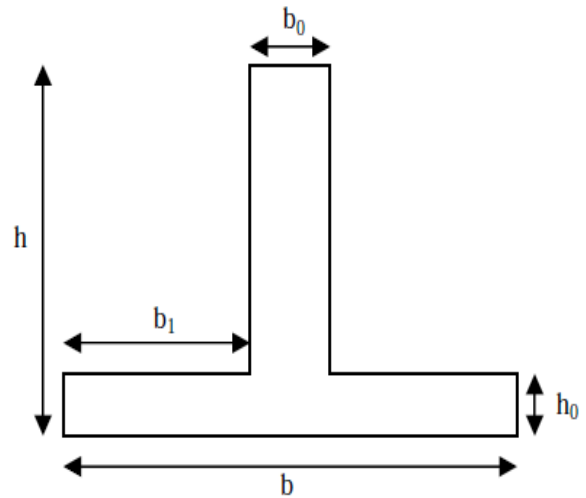


Figure.VI.10. Section à ferrailer

Exigence de RPA99/version2003 (article 10.1.1)

$$A = 0.6\% \times b_0 \times h = 0.006 \times 0.65 \times 0.85 = 33.15\text{cm}^2$$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A ^{RPA} (cm ²)	A _{adopt} (cm ² /ml)
Sens x-x	Travée	1821.7	46.03	33.15	10HA25=49.10
	Appui	2237.15	56.91	33.15	7HA25+3HA32=58.49
Sens y-y	Travée	1648.08	41.53	33.15	7HA25+3HA20=43.79
	Appui	2044.02	51.83	33.15	2HA32+8HA25=55.36

Tableau VI.9. Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier

➤ **Les vérifications**

✓ **Effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b \times d} = \frac{2044.02 \times 10^{-3}}{1.75 \times 1.17} = 0.99 \text{Mpa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 3 \text{Mpa}\right) = 2.5 \text{Mpa}$$

⇒ $\tau_u < \bar{\tau}_u$vérifiée

✓ **Armatures transversales**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi^{\min}; \frac{b}{2}\right) = 20 \text{mm}$$

On prend $\phi = 10 \text{mm}$

✓ **Espacement des aciers transversaux**

$$s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_l^{\min}\right) = 12 \text{cm}$$

À l'ELS

➤ **Vérification des contraintes**

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right] = 240 \text{Mpa}$$

Calcul de y :

$$\frac{1}{2} b y^2 + 15 A (y - d) = 0$$

Calcul de I :

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Moments	Valeurs (KN. m)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_s$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
x-x	M_t	1821.7	7.03	15	344.03	240	non Vérifiée
	M_a	2237.15	8.06	15	357.03	240	non Vérifiée
y-y	M_t	1648.08	6.66	15	347.53	240	non Vérifiée
	M_a	2044.02	7.52	15	343.91	240	non Vérifiée

Tableau III.10. Vérification des contraintes à l'ELS

On a les contraintes ne sont vérifiées ; alors on redimensionne le ferrailage à l'ELS.

		M(KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A^{RPA} (cm ²)	A_{adopt} (cm ² /ml)
Sens x-x	Travée	1821.7	46.03	33.15	8HA32+2HA25=74.14
	Appui	2237.15	56.91	33.15	12HA32=96.48
Sens y-y	Travée	1648.08	41.53	33.15	6HA32+4HA25=67.88
	Appui	2044.02	51.83	33.15	10HA32+2HA25=90.22

Tableau VI.11.Résumé des résultats de redimensionnement de ferrailages

Sens	Moments	Valeurs (KN. m)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_s$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
x-x	M_t	1821.7	5.99	15	231.62	240	Vérifiée
	M_a	2237.15	6.68	15	221.18	240	Vérifiée
y-y	M_t	1648.08	5.6	15	228.01	240	Vérifiée
	M_a	2044.02	6.25	15	215.4	240	Vérifiée

Tableau VI.12: vérification des contraintes à l'ELS

VI.2.6.4. Schéma de ferrailage

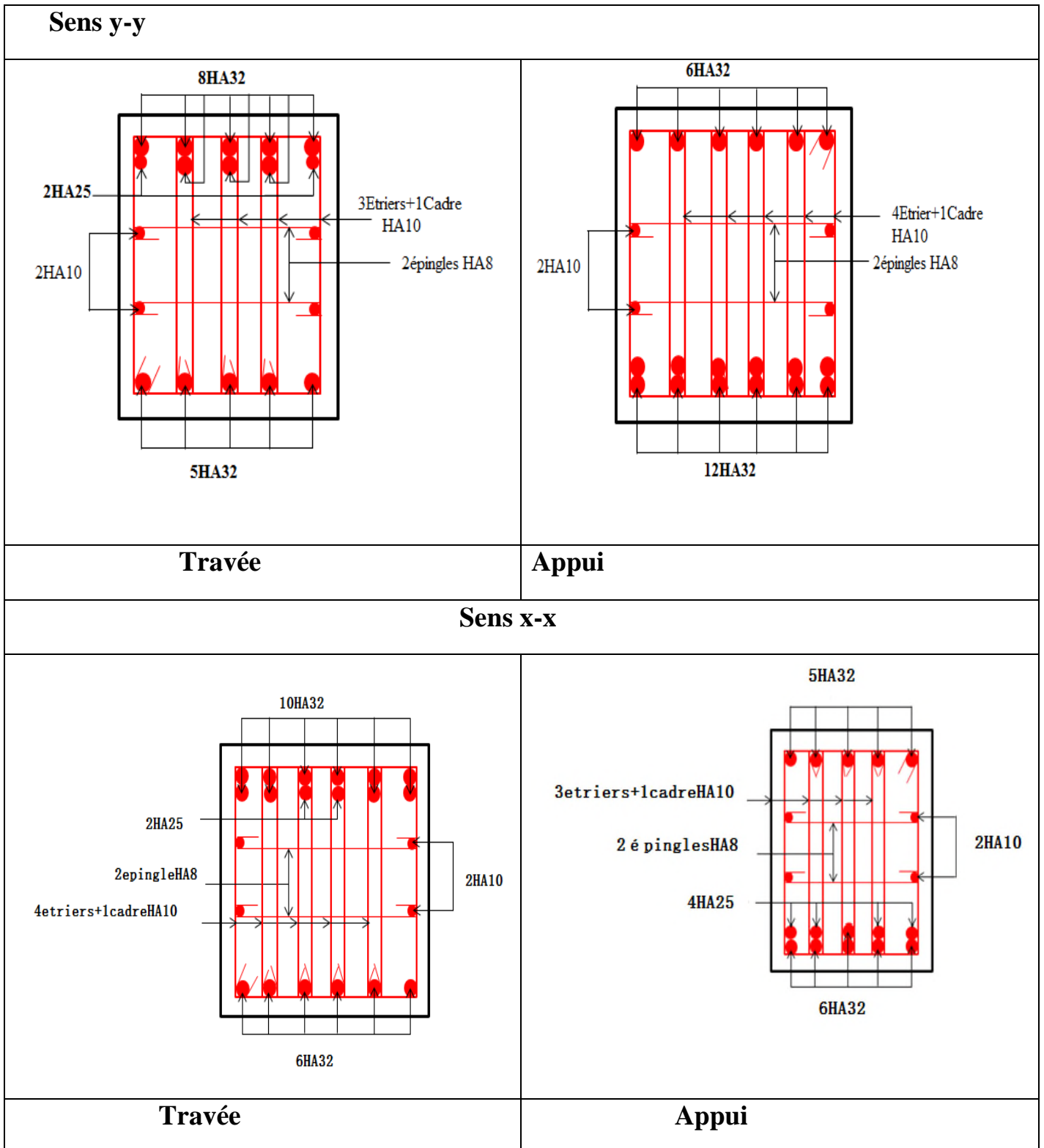


Figure VI. 11. Schéma de ferrailage de la nervure

VI.3.CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés à la caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée, ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient et le même problème a été observé en menant le calcul avec semelle filante, en suite nous sommes passé à un calcul avec radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé, le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant

CONCLUSION GENERALE

Lors de ce modeste travail, on s'est contenté de définir les différentes méthodes de calcul permettant la bonne conception de l'ouvrage à savoir la résistance et la stabilité de ce dernier vis-à-vis des charges qui lui sont appliquées, sans marginaliser sa durabilité qui est une propriété distinctive de l'ouvrage. D'autre part cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du génie civil, ces contraintes architecturales influencent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique de la structure à contreventement mixte.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions à contreventement mixtes vis-à-vis des charges horizontales et verticales est indispensable, cette vérification nous a conduits à une augmentation des sections des poteaux estimés dans la phase de prédimensionnement.
- Grâce à la régularité en plan et en élévation et l'absence de décrochements de notre structure et aussi la convergence de rigidité longitudinale et transversale, l'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion a une valeur très faible ce qui nous a permis de disposer les voiles au niveau des angles de la structure, et obtenir des moments de flexion faibles ce qui nous a obligés de ferrailer les poteaux avec le ferrailage minimal du RPA.
- La modélisation des escaliers influence directement sur la nature des modes de vibration, et elles peuvent engendrer des modes de torsion non négligeables.
- Vu que les charges revenant à la fondation sont importantes, l'utilisation des semelles isolées et des semelles filantes n'est pas justifiée ce qui nous a obligés d'utiliser un radier général.

Symboles Et Notations

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

At : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_a, E_c : Sont les modules de déformation.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

$\Delta f_{t adm}$: la flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

ht : hauteur totale du plancher.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m^4).

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j .

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g .

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q .

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v .

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x = distance entre nus de poutrelles.

L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : longueur fictive.

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à j .

M_g : Moment correspondant à g .

M_q : Moment correspondant à q .

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_g et P_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m^2).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T_2 : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : profondeur au dessous de la fondation (m).

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : hauteur total du radier (m).

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m^3).

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

q : chargement KN/ml..

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33