

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Djilali Bounaâma de Khemis Miliana

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de la technologie



Projet de fin d'Etude

En vue de l'obtention du diplôme de master Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème :

Etude D'une Structure (R+9) Avec Sous Sol à Usage D'habitation et commercial implanté à la Ville De Ain Defla(Iib)

Présenté par :

- BENZEGHIMI Mohamed

Encadré par :

- Dr. MEZIDI Amar

Devant jury :

- Président : Dr. TAHI Mohamed
- Examineur : Dr. YAHMI Djamel

Promotion 2020-2021

Remerciement

Je tiens tout d'abord à remercier Allah le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

En seconde lieu je voudrais présenter mes remerciements à mon encadreur
« MEZIDI AMAR ».

Je voudrais également lui témoigner ma gratitude pour sa patience et son soutien qui m'a été précieux afin de mener mon travail à bon port.

Je remercie également le Bureau des Etudes pour toute l'assistance technique qu'il m'a apportée lors de la réalisation de ce travail.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à ma recherche en acceptant d'examiner mon travail et de l'enrichir par leurs propositions. Mes parents, mes frères pour leur réconfort et soutien durant tout mon parcours.

Enfin, je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.



❧ Dédicace ❧

Je dédie ce modeste travail

*A mes chères parents, qui ma soutenu et soufre pour que puisse
réussir dans ma vie.*

A mon cher frère : ABDELKADER

A ma chère sœur : ASMAA

A toutes la famille : BENZEGHIMI

A mes amis intimes sans exception

A tous la promotion de master génie civil : 2020-2021

A toute mes amies de loin et de prés.

Mohamed Benzeghimi

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لهيكل من الخرسانة المسلحة للاستخدام السكني والتجاري حيث يتكون من طابق أرضي + 9 طوابق + قبو مدعوم بجدار من الخرسانة المسلحة.

سيتم وضع هذه البناية في مدينة عين الدفلى المصنفة في منطقة متوسطة الزلازل (المنطقة IIb) وفقاً للقواعد الجزائرية المضادة للزلازل RPA 99 (المعدلة في 2003). منطقة الرياح (المنطقة الأولى) وفقاً للوائح الثلوج والرياح (RNV99). بالإضافة إلى التحقق من ظاهرة تأثير وزن المبنى أثناء الحركة الزلزالية.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (SAP2000 V14.2.2).

و في الأخير عملنا حرصاً من خلال هذا المشروع على ضمان الجانب الاقتصادي و الأمني.

الكلمات المفتاحية: زلزالي، بناية، أعمدة، استقرار.

RESUME

Le présent mémoire, est une étude technique d'une structure en béton armé à usage d'habitation et commercial composée d'un rez de chaussée + 9 étages avec un sous sol contreventée par voiles et portiques.

Cette structure sera implanté à la ville de « AIN DEFLA » qui est comme une zone de moyenne sismicité (zone IIb) selon le règlement parasismiques algériennes RPA 99(modifié en 2003). Zone du vent (zone I) selon le règlement neige et vent (RNV99).

En plus de la vérification du phénomène de l'impact du poids de l'édifice lors d'un mouvement sismique.

L'étude et l'analyse de ce projet a été établies par le logiciel (SAP2000 V14.2.2).

Enfin, nous avons travaillé sur ce projet pour assurer l'aspect économique et sécuritaire.

Mots-clés : Sismique, Bâtiment, poteaux, Stabilité.

SUMMARY

This brief is a technical study of a reinforced concrete structure for residential and commercial with 10 stories of a ground floor and 9 floors with a basement braced by moment resisting frame and shear wall(dual system).

In this study will be located in city of "AIN DEFLA" which is classified in zone as a medium seismicity (zone IIb) according to the Algerian earthquake regulation RPA 99 (modified in 2003). Wind zone (zone I) according to the snow and wind regulations (RNV99).

In addition to the verification of the phenomenon of the impact of the weight of the building during a seismic movement, The study and the analysis of this plan had been established by software (SAP2000 V14.2.2).

Finally, we worked through this project to ensure the economic and security aspect.

Keywords : earthquake, building, column ,stability.

Sommaire

Introduction Générale	1
------------------------------------	---

Chapitre I: présentation de l'ouvrage

I -Introduction.....	3
I-1- Présentation de l'ouvrage.....	3
I-2- Caractéristique des matériaux	4

Chapitre II: prédimensionnement des éléments structuraux

II - Pré dimensionnement des éléments.....	12
II 1.Pré dimensionnement du plancher	12
II . 2 – Descente de charge	12
II-3– Pré dimensionnement des poutres	13
II - 4 – Pré dimensionnement des poteaux	15

Chapitre III : Calcul des planchers

III- Calcul des planchers	20
I-1-Introduction	20
III-1-Calcul des poutrelles	20
III-1-1 –pré dimensionnement	20
III-2-Méthode de calcul	21
III-3-calcul des poutrelles	23
III.4-Calcul du ferrailage des poutrelles :(à l'ELU)	26
III-5-Plancher terrasse	36
III-6-Etude de La dalle pleine.....	48

Chapitre IV: Etude des éléments non structuraux

IV-1-Etude de l'acrotère	57
IV-2-Les portes à faux et les balcons	61
IV-3-L'ascenseur	67
IV-4-les escaliers	78

Chapitre V: Etude sismique

V-1- Introduction.....	112
V-2- Présentation du logiciel.....	113
V-3- La Modélisation	113
V-4- La vue en plan des 3 premiers modes de vibration.	121
V-5- La Disposition des voiles	122
V-6- Utilisation des spectres de réponse.....	125
V-7- Calcul des masses de la structure.	127
V-8- vérification de la participation massique.....	132
V-9- Calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalent	134
V-10- Calcul des déplacements.....	135
V-11- justification vis-à-vis de l'effet p- Δ	137
V-12-Vérification de l'effort normal réduit	139
V-13-conclusion.....	140

Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

VI-Etude Des Portiques	141
VI-1-Chargement Des Portiques.....	141
VI-2-Ferrailage Des Portiques	148
VI-3-Etude Des Voiles	163
VI-3-1-Introduction	163
VI-3-2- Ferrailage Des Voiles.....	165

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII-1-Calcul du voile périphérique	170
VII-1- 1-Introduction	170
VII-1-2- Calcul du ferrailage	171
VII-2-Calcul des fondations.....	174
VII-2-1- Introduction	174
VII-2-2- Ferrailage du radier	178
VII-2-3-Ferrailage des poutres de libages	180
VII-2-4-Vérification de la stabilité au renversement... ..	184

Conclusion	185
-------------------------	-----

Liste des Figures

Chapitre I: présentation de l'ouvrage

Figure I.1 :Diagramme déformations-contraintes du béton	5
Figure I.2 :Diagramme rectangulaire	6

Chapitre II: prédimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1 : Pré dimensionnement des poteaux.....	16
--	----

Chapitre III :Calcul des planchers

Figure III.1 :pré dimensionnement des poutrelles	20
FigureIII.2 :Diagramme des moments	25
Figure III.3 : Diagramme des efforts tranchants.....	25
Figure III.4 : Géométrie	26
Figure III.5 :Schéma du ferrailage de plancher (étage courant-terrasse).....	47
Figure III.6 :Dalle pleine	48
Figure III.7: Disposition des armatures	55
Figure III.8 : Les aciers supérieurs	55

Chapitre IV: Etude des éléments non structuraux

Figure IV.1 :Dimensions du l'acrotère.....	57
Figure IV.2 :Schéma du ferrailage du l'acrotère.....	60
Figure IV.3 :Différents types de consol	61
Figure IV.4 :schéma de ferrailage du consol	67
Figure IV.5 : dalle sous charge concentrées.....	71
Figure IV.6 : escalier droit	79
Figure IV.7 : Schéma statique A L'E.L.U.R.....	84
Figure IV.8 : Schéma statique A L'E.L.S	85
Figure IV.9 :Diagrammes des sollicitations.....	86
Figure IV.10 : les poutres palières et la poutre noyée.....	95

Figure IV.11 :schéma du ferrailage du poutre	107
Figure IV.12 : encastrement dans un mur	107
Figure IV.13 :schéma du ferrailage (marche_palier)	111

Chapitre V: Etude sismique

Figure V.1 : Choix de l'unité	113
Figure V.2 : Création des axes.....	114
Figure V.3 : caractéristiques mécaniques des matériaux	115
Figure V.4 : Définition des poutres, poteaux.....	115
Figure V.5 : Définition des voiles.....	116
Figure V.6 : Définition de charge.....	116
Figure V.7 : spectre de réponse.....	117
Figure V.8 : combinaisons de charge.....	118
Figure V.9 : système d'appuis	118
Figure V.10 :Définition de masse	119
Figure V.11 : Introduction des diaphragmes.....	119
Figure V.12 : Analyse	120
Figure V.13 : Squelette de la structure en 3D Modélisée sur SAP2000 (Modèle initiale sans voiles).....	120
Figure V.14 : La vue en plan du 1 ^{er} mode dans la translation suivant x.....	121
Figure V.15 : La vue en plan du 2 ^{ème} mode dans la translation suivant y.....	121
Figure V.16 : La vue en plan du 3 ^{ème} mode dans la rotation suivant z.....	122
Figure V.17 : la Disposition des voiles.....	123
Figure V.18 : Disposition du ferrailage du voile	124
Figure V.19 : Les plans maket en 3D Modélisée sur SAP2000.....	124
Figure V.20 : spectre de réponse.....	127
Figure V.21 : Dessin des poids des niveaux.....	129
Figure V.22 : Modélisation pour la participation massique.....	132
Figure V.23 :Modélisation pour la vérification de la résultante des forces sismiques.....	135
Figure V.24 : Modélisation et justification de l'effet p- Δ	138
Figure V.25 : Modélisation de l'effort normal réduit.....	139

Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

Figure VI.1 : chargement du portique portique de rive « A ».....	144
Figure VI.2 : chargement du portique Portique intermédiaire :(B).....	145

Figure VI.3 : chargement du portique portique de rive (1) sens transversale	146
Figure VI.4 : chargement du portique intermédiaire (2)	147
Figure VI.5 :Schéma des ferrillages des sections des poutres principales et secondaires...	156
Figure VI.6 : Détermination de la zone nodale	162
Figure VI.7 :Schéma des ferrillages des poteaux	162
Figure VI.8 : Disposition des armatures verticales	167
Figure VI.9 : disposition du ferrillage du voile	168
Figure VI.10 :plan de la structure	169

Chapitre VII :Etude de l'infrastructure

Figure VII.1 : Dimensionnement Poussée des terres du voile périphérique.....	170
Figure VII.2 : diagrammes des pressions	171
Figure VII.3 : dalle reposant sur 4 cotés	178
Figure VII.4 :Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture en Sens longitudinal.....	180
Figure VII.5 :Répartition des charges sur les poutres selonLes lignes de rupture en sens transversal.....	182

Liste Des Tableaux

Chapitre I: présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Déformations limites des pivots	9
---	---

Chapitre II: prédimensionnement des éléments structuraux

Tableau II.1 :charge permanente	14
Tableau II.2 :charge d'exploitation	15
Tableau II.3 :tableau récapitulatif	19

Chapitre III: Calcul des planchers

Tableau III.1 :Tableau récapitulatif donnant les sollicitations pour les planchers étages courants à L'E.L.U.R et à L' E.L.S :	26
Tableau III.2 :Tableau récapitulatif donnant les sollicitations pour le plancher terrasse à L'E.L.U.R et L'E.L.S	38
Tableau III.3 :moments aux appuis et en travées	50

Chapitre IV:Etude des éléments non structuraux

Tableau IV.1 :Tableau recapitatif donnant les sollicitations des différents types de port à faux	63
Tableau IV.2 :Tableau A L'E.LU.R.....	64
Tableau IV.3 : Contrainte du béton comprimé	65
Tableau IV.4 :Tableau ferrailage à L'E.L.S pour type III	66
Tableau IV.5 : La flèche admissible.....	67
Tableau IV.6 : des sollicitations d'une dalle sous charge concentrées	72
Tableau IV.7 : Calcul des sollicitations à l'E.L.S sous charge concentré	75
Tableau IV.8 :Tableau récapitulatif (palier-paillasse)	83
Tableau IV.9 : Descente de charge Paillasse.....	83
Tableau IV.10 : Descente de charge Palier	84

Tableau IV.11 : des sollicitations A L'E.L.U.R	85
Tableau IV.12 : des sollicitations A L'E.L.S	86
Tableau IV.13 :Tableau récapitulatif donnant les sollicitations	87
Tableau IV.14 : ferrailage à L'E.L.U.R En travée Paillasse	88
Tableau IV.15 : ferrailage à L'E.L.U.R En appuis Palier	89
Tableau IV.16 : Vérification des contraintes à L'E.L.S.....	90
Tableau IV.17 : Vérification de la flèche à L'E.L.S	90
Tableau IV.18 : Charges prise en compte.....	91
Tableau IV.19 : Calcul des moments correspondant.....	91
Tableau IV.20 : Détermination de centre de gravité et de moment d'inertie.....	91
Tableau IV.21 : Calcul des contraintes correspondant	92
Tableau IV.22 : Calcul des coefficients	92
Tableau IV.23 : Calcule des moments d'inertie.....	93
Tableau IV.24 : Calcule de la flèche	94
Tableau IV.25 :sollicitations Charge supportée par la poutre (E.L.U.R_E.L.S).....	101
Tableau IV.26 : Le ferrailage à l'E.L.U.R En travée	101
Tableau IV.27 : Le ferrailage à l'E.L.U.R En appuis.....	102

Chapitre V: Etude sismique

Tableau V.1 : Tableau récapitulatif des poids des niveaux	129
Tableau V.2 :masse et moment d'inertie massique	131
Tableau V.3 :La participation massique	133
Tableau V.4 :Déplacements Sens longitudinal	136
Tableau V.5 :Déplacements sens transversal.....	136
Tableau V.6 : résultats de l'effet $p-\Delta$	137
Tableau V.7 : vérification de l'effort normal réduit.....	140

Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VI.1 : chargement du portique Sens longitudinal Portique de rive "A"	142
Tableau VI.2 : chargement du portique Sens longitudinal Portique intermédiaire "B"	142
Tableau VI.3 : chargement du portique Sens transversal Portique de rive (1).....	143
Tableau VI.4 : chargement du portique Sens transversal Portique intermédiaire (2).....	143

Tableau VI.5: Ferraillage Poutre secondaire	149
Tableau VI.6: Ferraillage Poutre principale	149
Tableau VI.7 : calcul poutre de rive (RDC) En travée	150
Tableau VI.8: calcul poutre de rive (RDC) En Appuis	150
Tableau VI.9 : Ferraillage Poutre principale Poutre de rive.....	154
Tableau VI.10: Ferraillage Poutre principale Poutre intermédiaire	154
Tableau VI.11 : Ferraillage Poutre secondaire (1) Poutre de rive.....	155
Tableau VI.12 : Ferraillage Poutre secondaire (1) Poutre intermédiaire.....	155
Tableau VI.13 : Tableau récapitulatif des sollicitations défavorables.....	158
Tableau VI.14 : Tableau récapitulatif du ferraillage poteau de rive.....	160
Tableau VI.15 : Tableau récapitulatif du ferraillage Poteau central.....	160

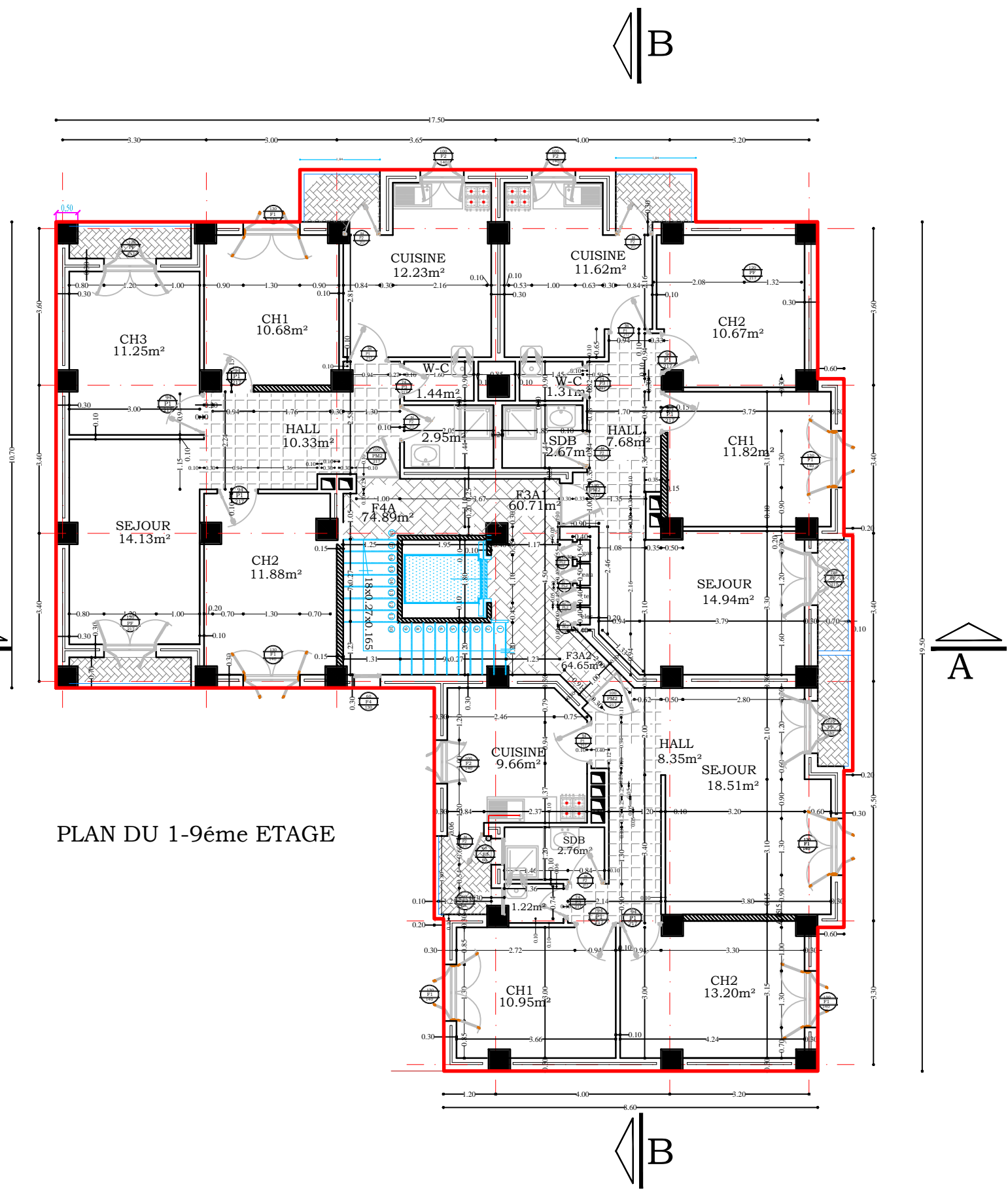
Chapitre VII :Etude de l'infrastructure

Tableau VII.1 : vérification de la stabilité au renversement.....	184
--	-----

Liste des symboles

Symboles	Notations
A', A_{ser}	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
A_t	Section d'un cours d'armature transversale.
A	Coefficient d'accélération de zone.
A	Coefficient de la fibre neutre.
B	Aire d'une section de béton.
B_r	Section réduite.
B	La largeurengénérale.
C	Cohésion du sol.
D	Facteur d'amplificationdynamique.
E	Module d'élasticitélongitudinale.
E_i	Module de Yong instantané.
E_v	Module de Yong différé.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
ELU	Etatlimiteultime.
ELS	Etatlimite de service.
F_{bu}	Contrainte de compression du béton.
f_e	Limited'élasticité de l'acier.
F_{c28}	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
F_{t28}	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
F_{ij}	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
F_{gi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
F_{qi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
F_{gv}	Flèche différée due aux charges permanentes.
Δf	Fleche totale.
Δf_{adm}	Fleche admissible.
G	Charges permanentes.
H	Hauteur.
H_t	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
H_{cc}	Hauteur du corps creux.
h_{dc}	Hauteur de la dalle de compression.
h_e	Hauteur libre d'étage.
h_r	Hauteur de la dalle du radier.
I	Moment d'inertie.
I_f	Moment d'inertiefissuré.
Q	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
L	Portée d'un élément.
L_{max}	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
L_x	Distance entre de deux poutrelles.
L_y	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
M	Moment engénérale.
M_a	Moment enappui.
M_t	Moment entravée.
M_0	Moment isostatique.
N	Effort normal
N	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
R	Coefficient de comportement global.

S	Section d'un élément.
S_{rad}	Surface du radier.
S_t	Espacement des armatures.
$T1, T2$	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
V	Effort tranchant.
W	Poids de la structure.
Σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.
Σ_{st}	Contrainte de traction dans l'acier.
Y_w	Pois volumique de l'eau.
Y_b	Coefficient de sécurité concernant le béton.
Y_s	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
Σ_{adm}	Contrainte admissible.
T	Contrainte de cisaillement.
ζ	Pourcentage d'amortissement critique.
CT	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
B	Coefficient de pondération
Δ_i	Coefficient instantané.
Δ_v	Coefficient différé.



PLAN DU 1-9ème ETAGE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
WILAYA DE AIN DEFLA

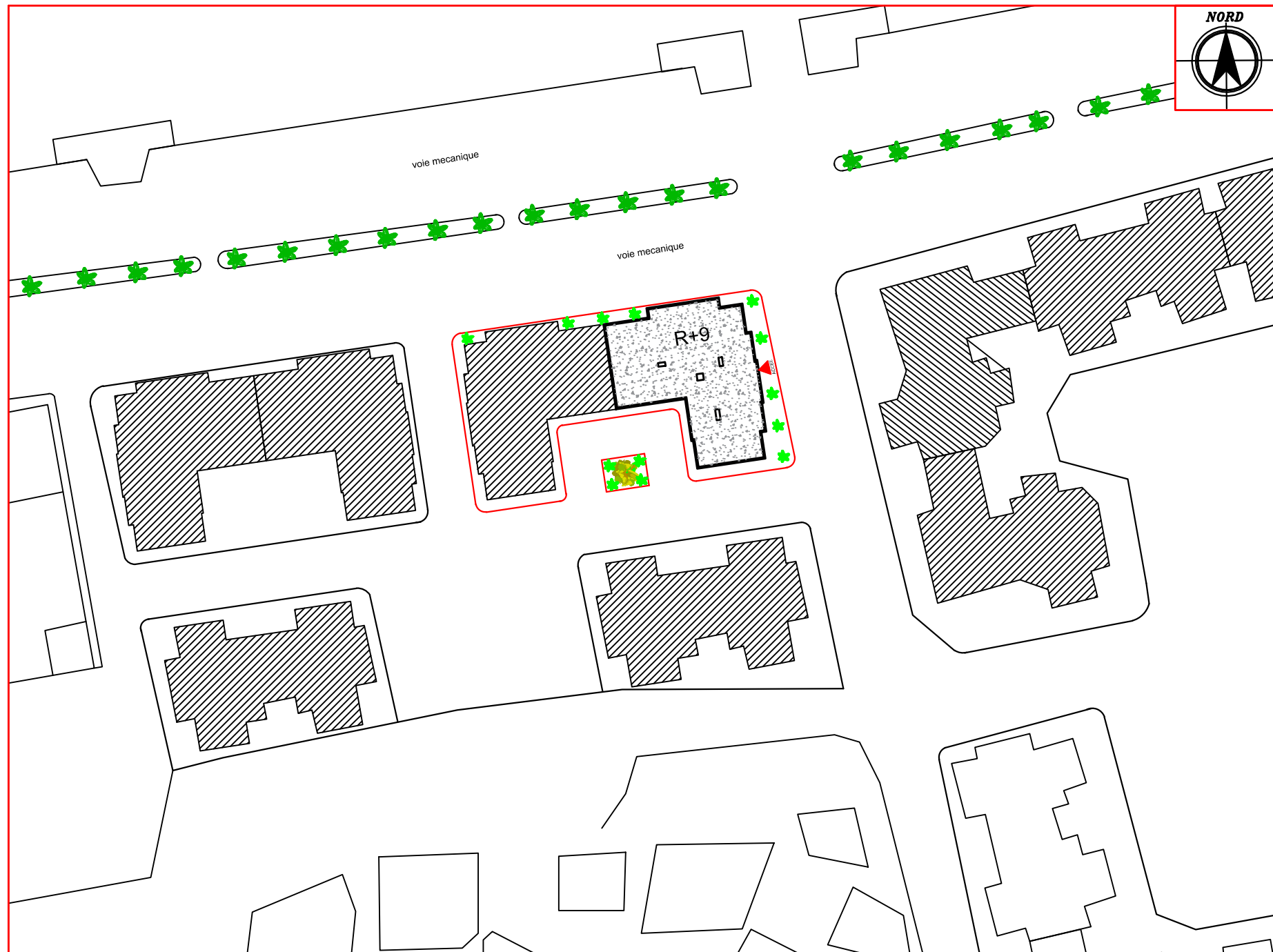
L'ETUDIANT :
BEN ZEGHIMI MOHAMED

L'ENCADREUR :
MEZIDI AMAAR

PROJET:
Etude d'un batiment à usage d'habitation et commercial en R+9+ SOUS-SOL

ZONE SISMIQUE :
II B

Titre du Plan :
PLAN DU 1-9ème ETAGE
ech:1/100



PLAN DE MASSE

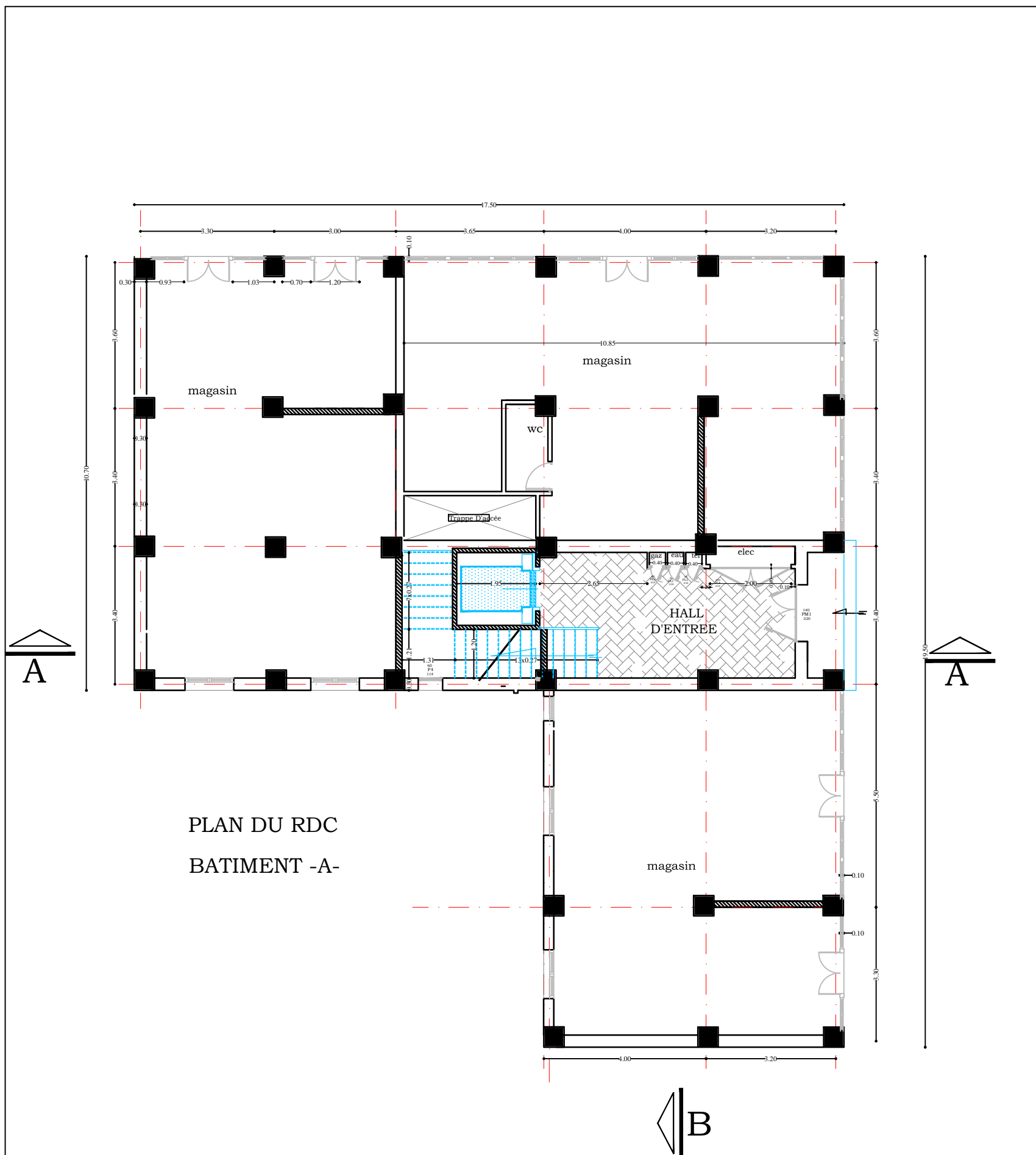
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
WILAYA DE AIN DEFLA

L'ETUDIANT :
 BEN ZEGHIMI MOHAMED

L'ENCADREUR :
 MEZIDI AMAAR

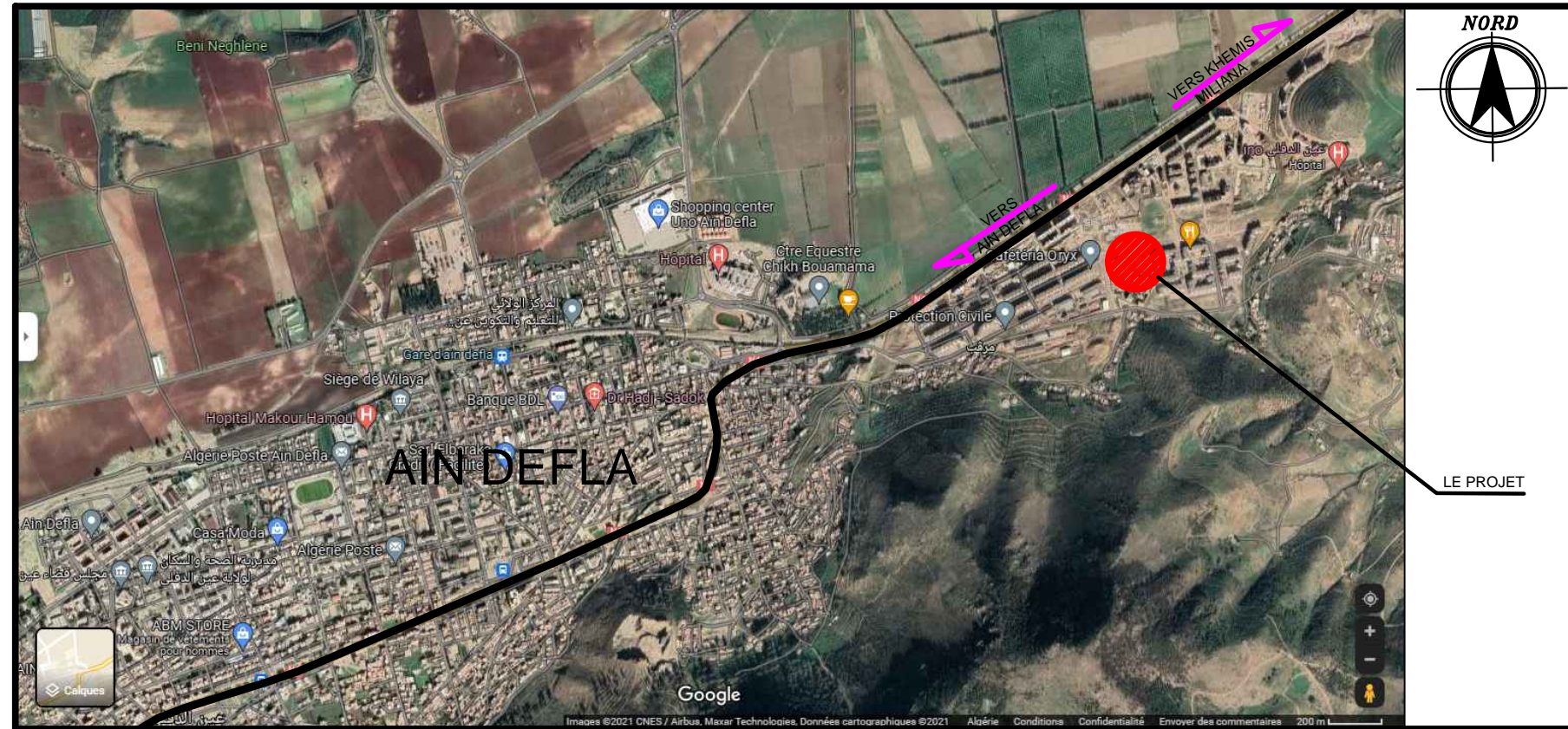
PROJET:
 Etude d'un batiment à usage d'habitation et
 commercial en R+9+ SOUS-SOL

<i>ZONE SISMIQUE :</i> II B	<i>Titre du Plan :</i> PLAN DE MASSE ech:1/250
--------------------------------	--



PLAN DU RDC
BATIMENT -A-

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE WILAYA DE AIN DEFLA	
L'ETUDIANT : BEN ZEGHIMI MOHAMED	
L'ENCADREUR : MEZIDI AMAAR	
PROJET: Etude d'un batiment à usage d'habitation et commercial en R+9+ SOUS-SOL	
ZONE SISMIQUE : II B	Titre du Plan : PLAN DU RDC - BATIMENT-A- ech:1/100



PLAN DE SITUATION

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
WILAYA DE AIN DEFLA

L'ETUDIANT :
 BEN ZEGHIMI MOHAMED

L'ENCADREUR :
 MEZIDI AMAAR

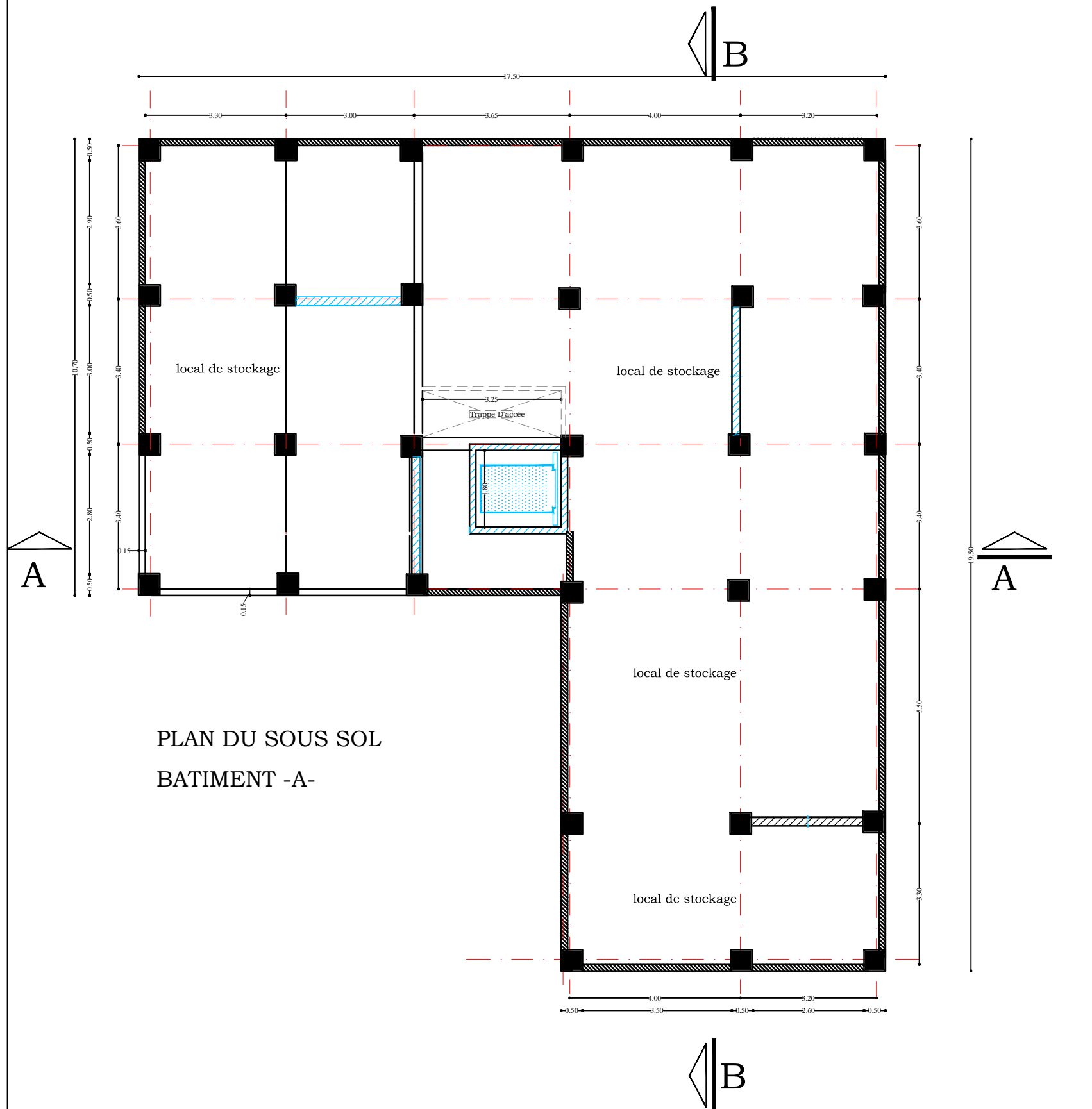
PROJET:
 Etude d'un bâtiment à usage d'habitation et
 commercial en R+9+ SOUS-SOL

ZONE SISMIQUE :

II B

Titre du Plan :

PLAN DE SITUATION
 ech:1/1000



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
WILAYA DE AIN DEFLA

L'ETUDIANT :
BEN ZEGHIMI MOHAMED

L'ENCADREUR :
MEZIDI AMAAR

PROJET:
Etude d'un batiment à usage d'habitation et
commercial en R+9+ SOUS-SOL

ZONE SISMIQUE :

II B

Titre du Plan :

PLAN DU SOUS SOL
-BATIMENT -A-
ech:1/100



INTRODUCTION

Introduction Générale

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 professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R+9 avec sous sol, présentant une régularité en plan, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques).

Et les trois conditions du RPA99 version 2003 sont vérifiées .

Ce document est organisé comme suit :

Le chapitre 1 constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation, des éléments structuraux et non structuraux et des caractéristiques des matériaux utilisés.

Pour tout étude d'une structure, le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres et voiles) se fait en première étape afin d'entamer l'étudedynamique, c'est le deuxième chapitre.

Dans le troisième chapitre nous nous intéressons au calcul des planchers.

Dans le quatrième chapitre nous nous intéressons au calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, la dalle plein, la dalle machine et l'escalier).

Dans le cinquième chapitre on se focalise sur la modélisation de la structure et la détermination des modes de vibrations, en renforçant l'ossature par des voiles, on observe ainsi le comportement de la structure jusqu'à la vérification des déplacements.

Pour que la structure résiste aux différentes sollicitations on doit calculer le ferrailage de ses éléments résistants, à partir des résultats obtenus par l'analyse dynamique, qui sera le sixième chapitre.

Le chapitre 7 consiste à exploiter les résultats de l'étude du sol dans le dimensionnement et le ferrailage des fondations (la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et les surcharges supportées par l'ouvrage).

Et la problématique qui se pose c'est esqu'on peut assurer la stabilité de cette structure de notre projet en prenant en compte le côté économique et la sécurité c'est ça notre objectif de cette mémoire.

Ainsi, nous terminons ce document par quelques conclusions.



CHAPITRE I
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I -Introduction :

Le présent travail est une étude technique d'une structure en béton armé à usage d'habitation et commercial composée d'un rez de chaussée et de 9 étages avec un sous sol contreventée par voiles et portiques.

Le problème posé est d'assurer la résistance de notre construction aux différentes effets tout en prenant la coté économique en considération.

I-1- Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste a calculer les éléments d'un bâtiment en béton armé à usage multiple (habitation +commercial) composé d'un RDC+9 étage + 1ss possédant un Décrochement en plan (forme L).

Cet ouvrage sera implanté à ville de « AIN DEFLA »classé en zone de moyenne sismicité (zone IIb) d'après le règlement parasismiques algériennes RPA 99(modifié en 2003).

- caractéristiques géométriques :

Notre construction aux dimensions suivantes :

Longueur totale du bloc :	19.50m.
Largeur totale du bloc :	17.50 m.
Hauteur totale du bloc :	33.35 m.
Hauteur du RDC :	3.74 m.
Hauteur des étages courants :	2.97 m.
Hauteur du sous sol :	2.28m.

– Ossature et système constructif adopté :

– Ossature :

La stabilité de l'ossature est assurée dans les deux directions par un système mixte des portiques et des voiles en béton armé capable de reprendre la totalité des charges verticales et horizontales.

– Plancher :

Les planchers adoptés pour notre structure sont :

Des planchers à corps creux (étage courant, terrasse).

Dalle pleine au RDC.

– Escaliers :

On a deux types d'escaliers :

- escalier droit à deux volées avec un seul palier utilisé pour l'accès du RDC jusqu'au 9^{ème} étage.

-escalier console.

– Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm, les cloisons sont des murs simples de 10 cm d'épaisseur.

– Revêtements :

Enduit en plâtre pour les plafonds.

Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.

Revêtement en carrelage pour les planchers.

Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

– Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasse, et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

– Caractéristique géotechniques du sol :

Selon les résultats des essais effectués sur le sol, le sol d'assise de la construction est un sol meuble, la contrainte maximale est de 1,6 bars, le poids spécifique des terres $\gamma_R = 17,5 \text{KN} / \text{m}^3$, l'angle de frottement interne du sol : $\varphi = 35^\circ$.

I-2- Caractéristique des matériaux :

– Caractéristique mécaniques des matériaux :

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats (sable gravillon) et d'eau de gâchage, adjuvants ,le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

La préparation, du béton sera faite mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton. Dans notre cas on a utilise le béton de centrale.

– Résistance mécanique :

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière est donnée à « j » jours en fonction de la résistance à l'âge de 28 jours par les formules suivantes :

$$\begin{cases} fc_{28} \leq 40MPa \Rightarrow fc_j = \frac{j}{4,76 + 0,83j} fc_{28} \\ fc_{28} > 40MPa \Rightarrow fc_j = \frac{j}{1,4 + 0,95j} fc_{28} \end{cases}$$

- Pour 28 jours < j < 60 jours $fc_j = fc_{28}$

- Pour j ≥ 60 jours $fc_j = 1,1fc_{28}$

- Pour notre étude on prend $fc_{28} = 25MPa$

b/ Résistance caractéristique à la traction :

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

$$ft_j = 0,6 + 0,06fc_j. \quad (\text{pour } fc_j \leq 60MPa)$$

Donc pour $fc_{28} = 25MPa$; $ft_{28} = 2,1MPa$.

– Déformations et contraintes de calcul :

- Etat limite ultime de résistance :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit : « Parabole rectangle » et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

a- Diagramme parabole – rectangle :

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

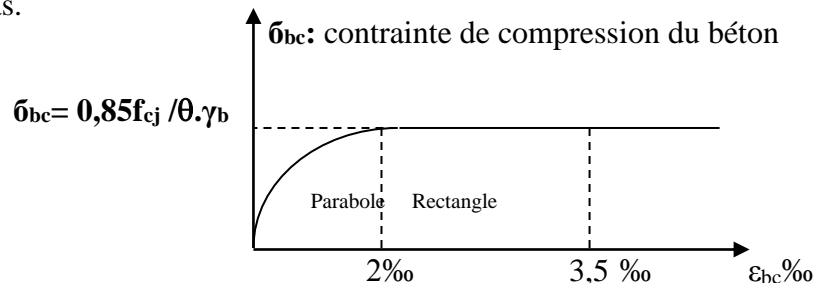


Figure I.1 : Diagramme déformations-contraintes du béton

Avec:

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ cas générale

$\gamma_b = 1,15$ cas de combinaisons accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

b) – Diagramme rectangulaire :

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée en flexion simple.

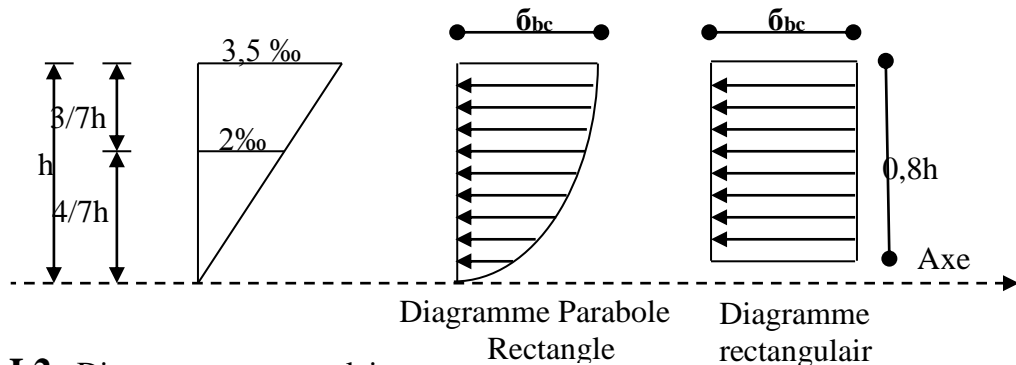


Figure I.2 : Diagramme rectangulaire

– Contrainte admissible de cisaillement :

$\bar{\tau}_u = \min(0,2 f_{cj} / \gamma_b, 5MPa)$ fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{cj} / \gamma_b, 4MPa)$ fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u .

$\tau_u = T_u / b_0 d$ avec : b_0 : Largeur de la pièce.

d : Hauteur utile.

- Module de déformation longitudinale du béton :

- Module de déformation instantanée :

$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$; pour $f_{c28} = 25$ MPa ; $E_{i28} = 32164,2$ MPa.

- Module de déformation différée :

$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$; pour $f_{c28} = 25$ MPa ; $E_{i28} = 10818,9$ MPa.

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

– Coefficient de poisson :

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

avec :

$(\Delta d / d)$: Déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: Déformation relative longitudinale.

Il est pris égal à : $\nu = 0,2$ pour E.L.S (béton non fissuré).

$\nu = 0,00$ pour E.L.U (béton fissuré).

– Les aciers :

Les aciers utilisés sont des trois types :

. Barres a haute adhérence (H.A) pour les armatures longitudinales FeE400

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

. Barres ronds lisses (R.L) pour les armatures transversales (cadres, épingles, étriers).

$$\text{FeE 235 , } f_e = 235 \text{ MPa.}$$

. Treillis soudés (T.S) constitués par des barres se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Situation durable : $\gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$

Situation accidentelle : $\gamma_s = 1,00 \rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa.}$

– Diagramme déformation contrainte de calcul :

$$E_s = f(\varepsilon \text{‰}).$$

Dans les calculs relatifs aux états limités, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$$\gamma_s = 1,15 \text{ cas général.}$$

$$\gamma_s = 1,00 \text{ cas des combinaisons accidentelles.}$$

Pour notre étude, on utilise des aciers FeE400.

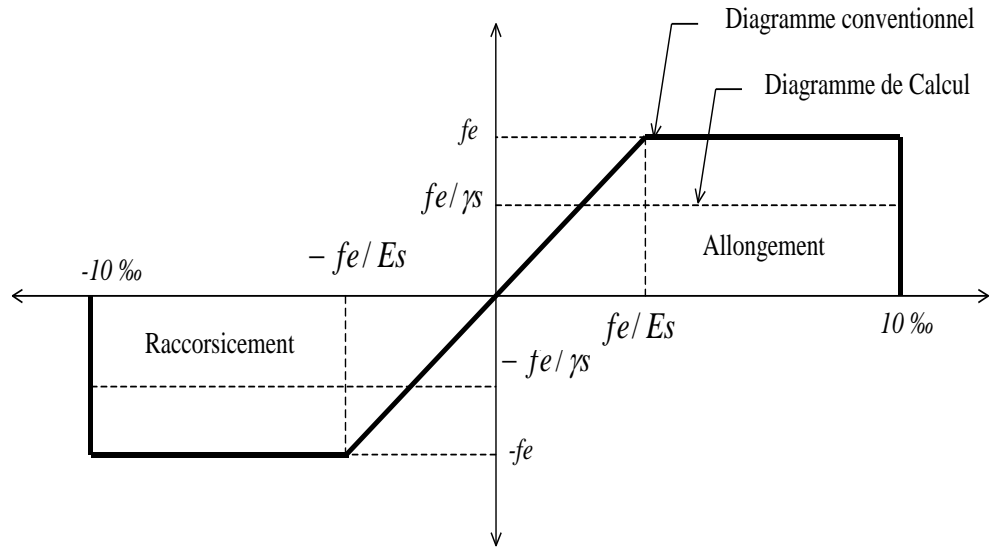


Fig 1 I.1 : Diagramme de déformation contraintes.

Contraintes limites de traction des armatures :

Fissuration peu préjudiciable $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ pas de limitation.

Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_t})) MPa = E$.

Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = 0,8E$

η = coefficient de fissuration.

$\eta = 1$: Pour les ronds lisses.

avec : $\eta = 1,6$: Pour les hautes adhérences avec $\phi \geq 6mm$.

$\eta = 1,3$: Pour les hautes adhérences avec $\phi < 6mm$.

- Poids volumique :

Béton armé $\gamma_{BA} = 25 KN / m^3$.

Béton non armé $\gamma_B = 22 KN / m^3$.

Acier $\gamma = 78,5 KN / m^3$.

I-3 – Etats limites :

Selon les règles B.A.E.L.91 on distingue deux états limites de calcul :

Etat limite ultime de résistance E.L.U.R.

Etat limite de service E.L.S.

– E.L.U.R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitation d'action majorées et les sollicitations résistante calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorée ce qui correspond aussi aux règlement parasismique Algérien (R.P.A 99).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

– Hypothèses de calcul :

Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.

Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

La résistance du béton à la traction est négligée.

Le raccourcissement du béton est limité à :

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

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

- L'Allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$.

- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :

. Le béton en compression, l'acier en traction et en compression.

– Règle de trois pivots :

En fonction des sollicitations normales, la rupture d'une section en béton armé peut intervenir.

. Par écrasement du béton comprimé.

. Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A,B ou C appelés pivots.

Tableau I.1 : Déformations limites des pivots

Pivot	Domaine	Déformations limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10 ‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5 ‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2 ‰

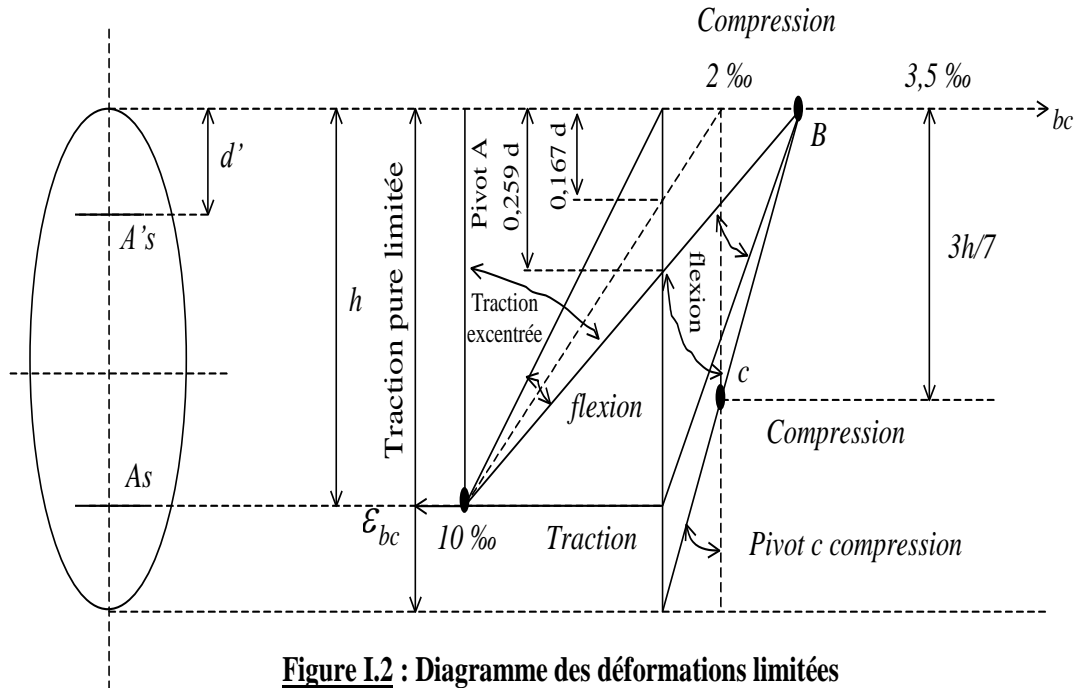


Figure I.2 : Diagramme des déformations limitées de la section. - Règle des trois pivots -

- E.L.S :

Il consiste à l'équilibre l'application d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées dépassent des contraintes limitées.

- Hypothèses de calcul :

Les sections droites restent planes.

Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

Le béton tendu est négligé.

Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \epsilon_{bc}; \sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s.$$

Par convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton.

$$\eta = E_s / E_b = 15 \text{ (coefficient d'équivalence).}$$

- Sollicitations du calcul vis à vis des états limités :

- Etat limité ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

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

-Etat limité de service :

Combinaison d'action suivante : $G + Q$.

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes.

- Les règles parasismiques Algérienne sont prévues les combinaisons d'action suivante :

$$G + Q \pm E$$

$$G + Q \pm 1,2 E$$

$$0,8 G \pm E$$

avec

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Effort de séisme.



CHAPITRE II
PREDIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II - Pré dimensionnement des éléments:

II 1. Pré dimensionnement du plancher:

L'épaisseur du plancher est déterminée :

$$\frac{ht}{L} > \frac{1}{22,5} \text{ avec : } \left. \begin{array}{l} ht : \text{ hauteur total du plancher.} \\ L : \text{ portée maximale de la poutrelle.} \end{array} \right\}$$

$$ht \geq \frac{350}{22,5} = 15,55 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur total $ht = 20 \text{ cm}$.

Soit : - corps creux 16 cm.

- Dalle de compression 4 cm.

II . 2 – Descente de charge :

– Plancher terrasse inaccessible :

1 – Protection en gravillons roule (5 cm)	0,80 KN/m ² .
2 – Etanchéité multicouche (2 cm)	0,12 KN/m ² .
3 – Forme de pente en béton maigre (5 cm)	1,10 KN/m ² .
4 – Isolation thermique en liège (4 cm)	0,16 KN/m ² .
5 – Plancher à corps creux (12 + 4 cm)	2,60 KN/m ² .
6 – Enduit en plâtre (2 cm)	0,20 KN/m ² .

Charge permanente totale $G_t = 4,98 \text{ KN/m}^2$.

Surcharge d'exploitation $Q_0 = 1,00 \text{ KN/m}^2$

- Plancher étage courant :

1 – Revêtement en carrelage (2 cm)	0,44 KN/m ² .
2 – Mortier de pose (2 cm)	0,40 KN/m ² .
3 – Sable fin pour mortier (2 cm)	0,34 KN/m ² .
4 – Plancher a corps creux (12 + 4 cm)	2,60 KN/m ² .
5 – isolation phonique (2 cm)	0,12 KN/m ² .
6 – Enduit en plâtre (2 cm)	0,20 KN/m ² .
7 – Cloison en briques creuses	0,90 KN/m ² .

Charge permanente totale $G_t = 5,00 \text{ KN/m}^2$.

Surcharge d'exploitation $Q_0 = 1,50 \text{ KN/m}^2$.

-Plancher (R.D.C):

Pour la dalle pleine : $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$ avec: $\left\{ \begin{array}{l} l_x: \text{la petite portée.} \\ l_y: \text{la grande portée.} \end{array} \right.$

l_x, l_y sont mesurés entre nus des appuis.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \frac{335}{520} = 0.64 > 0,4.$$

La dalle travaille dans les deux sens, calculons l'épaisseur de la dalle, il est donnée par la formule suivante : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow 7,77 \leq e \leq 8,75$. on prend : $h = 15 \text{ cm}$.

1 – Revêtement en carrelage (2 cm)	—————	0,44 KN/m ² .
2 – Mortier de pose (2 cm)	—————	0,40 KN/m ² .
3 – lit de Sable (2 cm)	—————	0,34 KN/m ² .
4 – Cloison intérieurs	—————	0,90 KN/m ² .
5 – Dalle pleine (15 cm)	—————	3,75 KN/m ² .
6 – Enduit en plâtre (2 cm)	—————	0,20 KN/m ² .

Charge permanente totale $G_t = 6,03 \text{ KN/m}^2$.

Surcharge d'exploitation $Q_0 = 5,00 \text{ KN/m}^2$.

- Remplissage extérieur :

1 – brique creuse (e = 10cm)	—————	0,9 KN/m ² .
2 – brique creuse (e = 15cm)	—————	1,35 KN/m ² .
3 – enduit extérieur en ciment	—————	0,40 KN/m ² .
4 – enduit extérieur en plâtre	—————	0,20 KN/m ² .
		<u>2,75</u> KN/m ² .

II-3– Pré dimensionnement des poutres :

Selon les B.A.E L 91, le critère de rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \end{array} \right. \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} ht = \text{hauteur total de la poutre.} \\ b = \text{largeur de la poutre.} \\ L = \text{la plus grande portée libre entre nus d'appuis.} \\ d = \text{hauteur utile.} \end{array} \right.$$

On distingue deux types des poutres.

a- Poutres principales :

$$\begin{cases} L_{\max} = 520\text{cm} \\ d = 0,9ht \end{cases} \begin{cases} 34,66 \leq h \leq 52 \\ 10,8 \leq b \leq 14,4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} \\ ht = 40\text{cm} \end{cases} \text{ d'après le R.P.A 99} \begin{cases} b > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ ht > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ ht/b < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

On prend = ht =40 cm; b = 30 cm.

on prend la section des poutres A = (30 × 40) cm².

b- Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 370 \text{ cm} \begin{cases} 24,66 \leq ht \leq 37 \\ 8,1 \leq b \leq 10,08 \end{cases} \begin{matrix} \text{on prend = ht = 35 cm.} \\ \text{on prend : b = 30 cm.} \end{matrix}$$

$$\text{D'après le R.P.A 99} \begin{cases} b = 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 35\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ ht/b = 1,16 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

on prend la section des poutres A = (30 × 35) cm².

-Charge permanente :

Dans les bâtiments à usage d'habitation et pour calcule l'ossature (poteau,Poutre , fondation),on suppose que toute les surcharges ne s'appliquent pas simultanément sur tous les planchers et on détermine comme suit la surcharge $\sum n$ sur les éléments porteurs du niveau(n),en fonction des surcharges appliquées sur différent niveaux.

Tableau II.1 : charge permanente

Niveau	Charge(KN/m ²)
Terrasse	4,98
09	9,98
08	14,98
07	19,98
06	24,98
05	29,98
04	34,98
03	39,98
02	44,98
01	49,98
R.D.C	56.01

-Charge d'exploitation :

Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

Q_0 : la valeur de référence pour le plancher terrasse.

Q_n : la valeur de référence pour le plancher de l'étage "n"

la numérotation étant effectuée à partir de sommet.

Tableau II.2 : charge d'exploitation

Niveau	La loi	La surcharge (KN/m ²)
Terrasse n=0	Q_0	1
09 n=1	Q_0+q_1	2,50
08 n=2	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
07 n=3	$Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
06 n=4	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
05 n=5	$Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00
04 n=6	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
03 n=7	$Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	8,50
02 n=8	$Q_0+0,68(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$	9,25
01 n=9	$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \cdot \sum_{i=1}^n Q_i$	10,00
R.D.C n=10	$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \cdot \sum_{i=1}^n Q_i$	13.025

II - 4 – Pré dimensionnement des poteaux :

Le calcul est basé sur la section du poteau la plus sollicité :

Poteau $S=3,6 \times 4,45$

$S=16,02m$

Dans mon cas j'ai choisi le poteau central qui est le plus sollicité

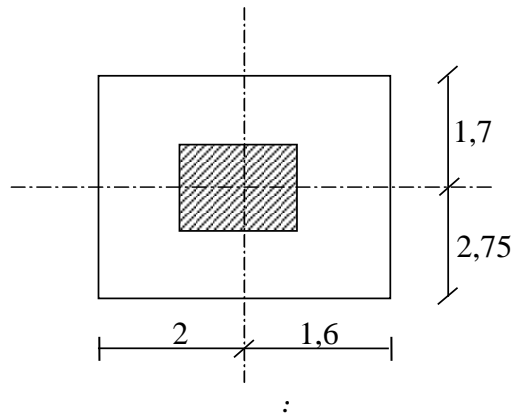


Figure II.1 : Pré dimensionnement des poteaux

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est à dire : $\lambda \leq 50$.

$\lambda = \frac{Lf}{i}$, $Lf = \ell_0$ pour un poteau bi-ancstré avec possibilité de déplacement.

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

Avec

- L_f = longueur de flambement.
- i = rayon de giration.
- B : section de poteaux.
- λ : L'élanement du poteaux.
- I : moment d'inertie de la section par rapport à passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.

Selon les règles de B.A.E L 91, l'effort normal N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{e28}}{0,9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (a - 2) \cdot (b - 2) \text{ cm}^2$$

B_r : section réduite.

$$B_r = (a - 2)(b - 2)$$

A_s : section d'armature longitudinale.

$$A_s = 0,9 \% B_r \dots \dots \dots \text{zone IIb}$$

$$A_s = \left[\frac{0,9\%}{28} (b - 2) \right] = \frac{0,25}{(b - 2)} \text{ cm}^2.$$

α : Coefficient de réduction en fonction de λ .

$$\text{Si } \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

$$\text{Si } 50 < \lambda < 70 \Rightarrow \alpha = 0,65 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

-Matériaux :

- Béton de résistance caractéristique $f_{c28} = 25MPa$;

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \quad \left. \begin{array}{l} \gamma = \{ \\ \gamma_b = \{ 1,5 \end{array} \right\} \Rightarrow \delta_{bc} = 14,2MPa$$

-Acier de limite élastique $f_e=400Mpa$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = 348MPa$$

-Dimensionnement des poteaux:

- Chargement : (S=16,02m²)

-La charge d'exploitation totaleQ=13,025KN/m²

-La charge permanente totaleG=56,01 KN/m²

-L'effort normal permanent..... N_G=1,1.G.S=987,08 KN

- L'effort normal d'exploitation..... N_Q=1.1.Q.S=229,52 KN

-L'effort ultimeN_U=1,35 N_G+1,5 N_Q=1676,83 KN

-Détermination de a : $\lambda = \frac{Lf}{i} \leq 50. \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a}{12}} = 0,29a$

$$Lf=0,7l_0=261,8 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{261,8}{0,29a} \leq 50 \Rightarrow a \geq 18,055cm.$$

on prend : $a = 50 \text{ cm}$.

- Détermination de b :

Selon les règles du B.A.E L91, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = 48(b - 2).$$

$$A_s = 0,9\% B_r = 0,9\% [48(b - 2)]$$

$$A_s = 0,43(b - 2).$$

$$\lambda = \frac{261,8}{0,29 \times 50} = 18,05 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + (\lambda / 35)^2]$$

$$\alpha = 0,67.$$

$$N_u \leq 0,67 \left[\frac{48(b - 2)25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,43(b - 2)400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$(b - 2) \geq 24,50$$

On prend $b = 50 \text{ cm}$.

Soit un poteau carré de section (50×50)

Vérification des conditions du R.P.A 99 (version 2003) :

$$\text{Zone IIb} \begin{cases} \min(a, b) \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 50 > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots 50 > \frac{391}{20} = 19,55 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.} \end{cases}$$

Remarque :

Il n'est pas économique de garder la même section des poteaux pour tous les étages de la construction. Pour cela on réduit la section des poteaux.

-pour le niveaux (sous sol+ RDC+2 étages) = $(a*b) = (50*50) \text{ cm}^2$

-pour le niveaux (3-6) = $(a*b) = (45*45) \text{ cm}^2$

-pour le niveaux (7-9) = $(a*b) = (40*40) \text{ cm}^2$.

-Prédimensionnement des voiles :

-les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales au vent et au séisme.

le RPA (version 2003) considère comme voiles de contreventement

$$\text{Les voiles satisfaisant la condition suivant } \begin{cases} L \geq 4a \\ a \geq \frac{h_e}{20} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} L : \text{longueur du voile .} \\ a: \text{épaisseur des voiles (} a_{\min}=15\text{cm)} \\ h_e : \text{hauteur libre d'étage (3,74m et 2,97m)} \\ a \geq \frac{297}{20} = 14,85\text{cm.} \end{cases}$$

On prend $a=15\text{cm}$.

Tableau II.3 :tableau récapitulatif

Elements	Sections		
	S-sol+R.D.C+2étages	3 ^{eme} au 6 ^{eme} étage	7 ^{eme} au 9 ^{eme} étage
Poteaux	(50.50) cm²	(45.45) cm²	(40.40) cm²
Poutre principale	(30x40) cm²		
Poutre secondaire	(30x35) cm²		
Voile	15 cm		
Plancher	(16+4) cm		



CHAPITRE III
CALCUL DES PLANCHERS

III- Calcul des planchers :

I-1-Introduction :

Les planchers sont des éléments qui déterminent les différents niveaux d'une construction, ils jouent le rôle :

La plate forme pour l'étage courant.

D'élément de stabilité.

D'écran permettant le confort de l'habitant.

III-1-Calcul des poutrelles :

III-1-1 –pré dimensionnement :

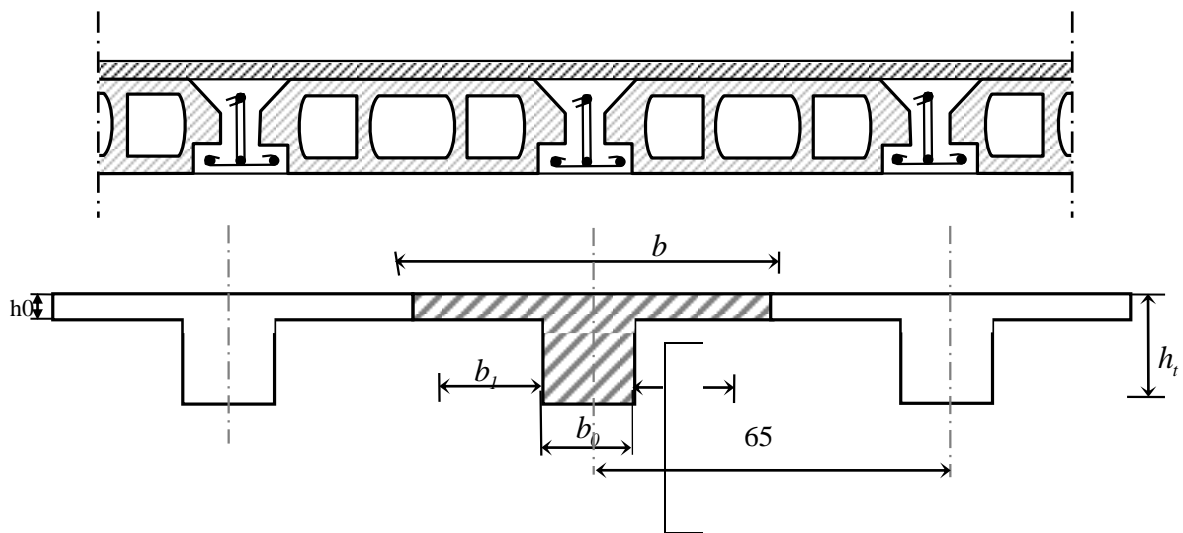


Figure III.1 :pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers.

les planchers sont des aires horizontales qui servent à limités les étages dans notre structure, on a un plancher à corps creux.

$$h_t = 20\text{cm} \begin{cases} 16\text{cm} : \text{corps creux.} \\ 4\text{cm} : \text{dalle de compression.} \end{cases}$$

Donc on a des poutrelles de

- { Hauteur de la nervure égale à la hauteur plancher $h_t = 20\text{ cm}$.
- { Épaisseur de la table $h_o = 4\text{ cm}$.
- { Largeur de la nervure $b_o = 16\text{ cm}$.
- { Longueur de travée $L = 300\text{ cm}$.

-Calcul de « b » :

Le calcul de la largeur b se fait à partir des conditions suivantes :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{L}{10} \\ b_1 \leq \frac{(L_1 - b_0)}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 300/10 = 30cm. \\ (65-12)/2 = 26,5cm \end{cases}$$

On prend $b_1=26,5cm$.

D'ou $b=65cm$.

III-2-Méthode de calcul :

La structure à étudier étant une structure courante avec une surcharge modérée ($Q \leq 5KN/m^2$) donc le type de plancher à adopter est un plancher à corps creux.

Les poutrelles sont continues et disposées suivant la petite portée travaillent à la flexion simple.

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifier dite méthode forfaitaire, cette méthode n'est applicable que si les quatre conditions suivantes sont remplies :

- 1 – Charges d'exploitation modérée $Q \leq \max(2G, 5KN/m^2)$.
- 2 – Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées ($I=\text{constant}$).
- 3 – Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25.$$

- 4 – La fissuration considérée comme non préjudiciable.

Pour les dalles calculées dans un seul sens, les poutrelles et les poutres sont évaluées à partir des valeurs max des moment en travées et sur les appuis a des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment flichissant (M_0) dans la travée indépendant de même charges.

Appelant :

- M_0 : moment maximal de la travée de référence.
- M_t : moment maximal dans la travée étudiée.
- M_w : moment sur l'appui de gauche.
- M_d : moment sur l'appui de droite.
- α : le rapport de charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente(G)

et les charges d'exploitation (Q): $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$.

- les valeurs prise pour (M_t, M_w, M_d) doivent vérifiées les conditions suivantes :

-Travée de rive : $M_t \leq \max[1,05M_0; (1+0,3\alpha)M_0] - \left[\frac{M_w + M_l}{2} \right]$

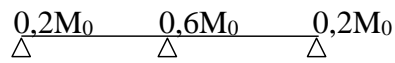
$$M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right) M_0$$

-Travée intermédiaire : $M_t \geq \max \left[1,05M_0; (1+0,3\alpha) - \left(\frac{M_w + M_l}{2} \right) \right]$

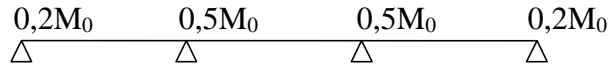
$$M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2} \right) M_0$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

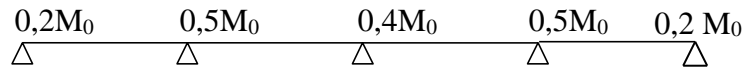
1-cas de 02travées :



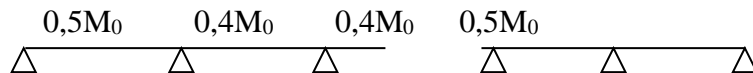
2-cas de 03travées :



3-cas de 04travées :



4-poutrelle à plus de 04 travées :



-Efforts tranchants :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q \cdot L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \cdot L}{2} \end{cases}$$

Vérification de la condition de la méthode forfaitaire :

a-plancher étage courant :

- 1-fissuration peut préjudiciable.....vérifier.
- 2-poutrelles à inerties transversales constants..... vérifier.
- 3-charge d'exploitation modérée $Q \leq \max(2G, 5KN / m^2)$

$$\left. \begin{array}{l} Q=1,5 \text{ KN/m}^2 \\ G=5 \text{ KN/m}^2 \\ Q=1,5 < 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

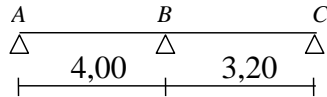
4-les rapports des portées successives sont compris entre $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

Donc on peut appliquer la méthode forfaitaire.

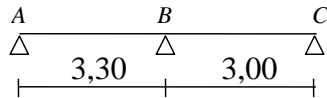
III-3-calcul des poutrelles :

-Les types de poutrelles :

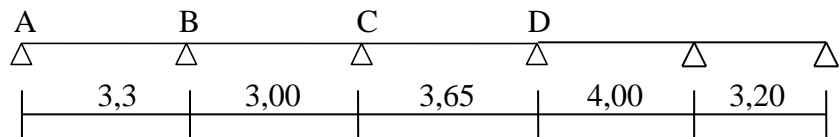
1^{ère} type :



2^{ème} type :



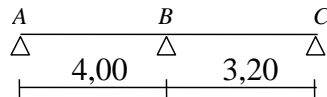
3^{ème} type :



-Calcul des sollicitations :

-Exemple de calcul :

Prenant le première type comme un exemple de calcul.



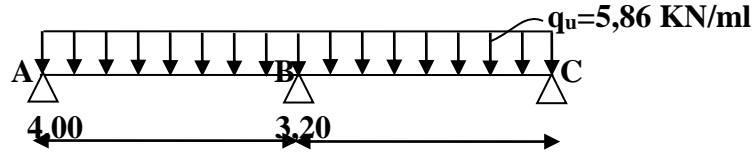
- géométrie :

- Larguer de la poutrelleb=65 cm.
- Larguer de l'ameb0=12cm.
- Hauteur totale du plancherht=16cm.
- Hauteur de la table de compressionh0=4cm.
- Hauteur utileh=14,4cm.

-chargement :

- Charge permanenteG=5 × 0,65=3,25KN/ml.
- Charge d'exploitation.....Q=1,5 × 0,65=0,98KN/ml.
- à E.L.U.Rqu=1,35.G+1,5.Q=5,86 KN/ml.
- à E.L.Sqs=G+Q=4,23KN/ml.

A l' E.L.U.R :



-Calcul des moments isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times L_{AB}^2}{8} = 11,72 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_u \times L_{BC}^2}{8} = 7,50 \text{ KN.m}$$

-Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,2 M_0^{AB} = 2,34 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 (M_0^{AB}, M_0^{BC})$$

$$M_B = 0,6 M_0^{AB} = 7,03 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2 M_0^{BC} = 1,5 \text{ KN.m}$$

-Calcul des moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0,2320$$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,07$$

$$\frac{1 + 0,3 \alpha}{2} = 0,53 \dots \dots \dots \text{Donc le cas d'une travée intermédiaire.}$$

$$\frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} = 0,76 \dots \dots \dots \text{Donc le cas d'une travée de rive.}$$

-Travée de rive :

$$M_t \geq \max \left[\left\langle \max \left[(1 + 0,3) M_0; 1,05 M_0 \left[- \frac{M_w + M_e}{2} \right] \right]; \left(\frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} \right) M_0 \right\rangle \right]$$

-Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max \left[\left\langle \max \left[(1 + 0,3) M_0; 1,05 M_0 \right] - \frac{M_w + M_e}{2} \right\rangle; \left(\frac{1 + 0,3 \alpha}{2} \right) M_0 \right]$$

Après les calculs on trouve :

$$\begin{cases} M_t^{AB} = 8,91 \text{ KN.m} \\ M_t^{BC} = 5,7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

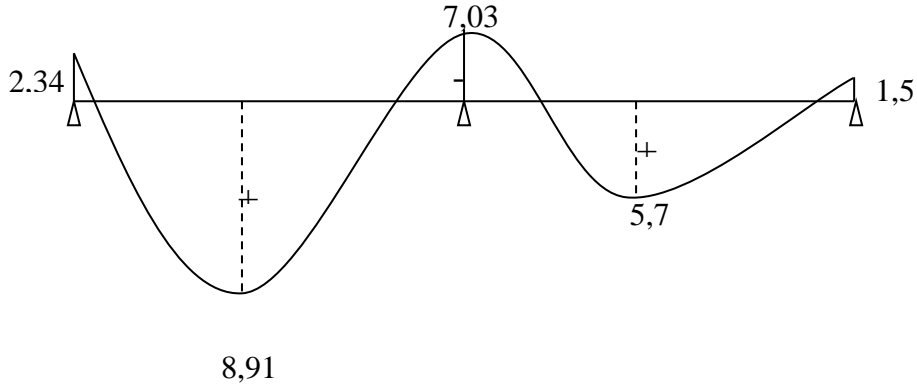


Figure III.2 : Diagramme des moments

-Calcul des efforts tranchants :

Pour le calcul des efforts tranchants on utilise les formules suivantes :

$$T_w = \frac{qL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}, T_e = \frac{-qL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

Travée AB :

$$T_A = \frac{q_{LAB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{L} = 10,55 \text{ KN.}$$

$$T_B = \frac{-q_{LAB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{L} = -12,89 \text{ KN}$$

-Travée BC :

$$T_B = \frac{q_{LBC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{L} = 11,04 \text{ KN.}$$

$$T_C = \frac{-q_{LBC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{L} = -7,65 \text{ KN.}$$

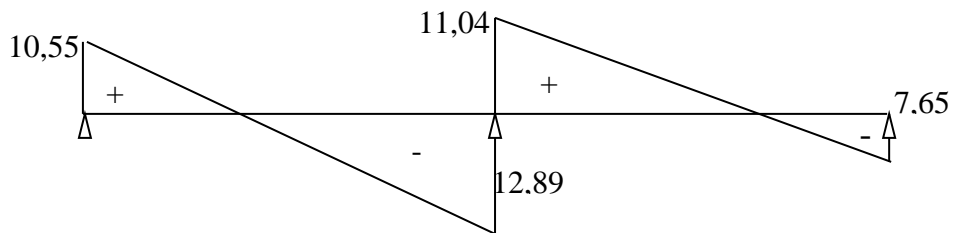


Figure III.3 : Diagramme des efforts tranchants

Tableau III.1 : Tableau récapitulatif donnant les sollicitations pour les planchers étages courants à L'E.L.U.R et à L' E.L.S :

Type	Travée	E.L.U.R					E.L.S				
		M_t	M_w	M_e	T_w	T_e	M_t	M_w	M_e	T_w	T_e
1	A-B	8,91	2,34	7,03	10,55	-12,89	6,43	1,68	5,07	7,62	-9,30
	B-C	5,70	7,03	1,50	11,04	-7,65	4,11	5,07	1,08	7,97	-5,52
2	A-B	6,06	1,60	14,78	8,70	-10,63	4,37	1,15	3,45	6,28	-7,67
	B-C	5,02	4,78	1,32	9,94	-7,63	3,62	3,45	0,95	7,17	-5,50
3	A-B	6,06	1,60	3,98	8,94	-10,39	4,37	1,10	2,87	6,45	-7,50
	B-C	3,50	3,98	3,90	8,81	-8,76	2,53	2,87	2,81	6,36	-6,32
	C-D	6,14	3,90	4,68	10,48	-10,90	4,43	2,81	2,37	7,56	-7,87
3	D-E	7,27	4,68	5,86	11,43	-12,01	5,24	3,37	4,23	8,25	-8,67
	E-F	5,70	5,86	1,50	10,73	-8,01	4,11	4,23	1,08	7,74	-5,78

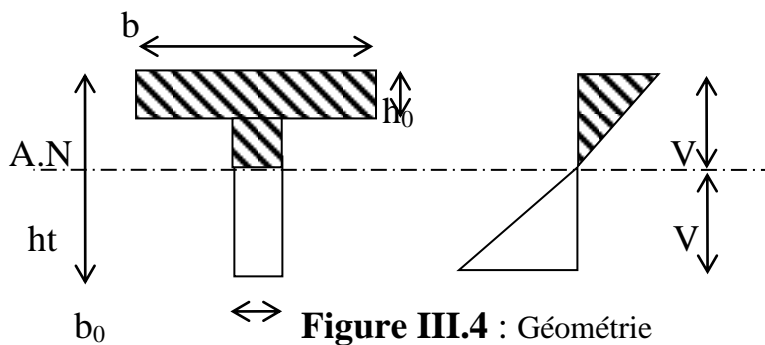
III.4-Calcul du ferrailage des poutrelles :(à l'ELU) :

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des section en "T" dont les dimensions sont données comme suit:

-Géométrie :



- Largeur de la poutrelle $b = 65$ cm.
- Largeur de la tige $b_0 = 16$ cm.
- Hauteur de la section $ht = 20$ cm.
- Hauteur de la section $h_0 = 4$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h = 18$ cm

-Moment d'inertie :

$$I = b_0 \cdot \frac{ht^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \cdot ht + (b - b_0) \cdot h_0] V^2$$

$$V' = ht - V$$

$$V = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2[b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} v' = 11,15 \text{ cm} \\ v = 4,85 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$I = 8011,57 \text{ cm}^4$$

-Materiaux:

-contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ Mpa}$

-contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

-Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

-Fissuration peu préjudiciable.

-Les sollicitations de calcul :

$$E.L.U \left\{ \begin{array}{l} M_{travée_{max}} = 8,91 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max}} = 7,03 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 12,89 \text{ KN} \end{array} \right. \quad E.L.S \left\{ \begin{array}{l} M_{t_{max}} = 6,43 \text{ KN.m} \\ M_{a_{max}} = 5,07 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

-Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

-En travée :

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure On calcule le moment équilibré par la table

$$M_t = b h_0 f_{bc} (d - h_0 / 2) = 65 \cdot 4 \cdot 14,2 \cdot (14 - 4 - 2) \cdot 10^{-3} = 45,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{max}} = 8,91 \text{ KN.m} < 45,68 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à

$$M_{t_{max}} = 10,36 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{\sigma_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{8,91 \cdot 10^3}{14,2 \cdot (14,4)^2 \cdot 65} = 0,044 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0562$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,978$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,91 \cdot 10^3}{0,978 \cdot 14,4 \cdot 348} = 1,81 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h_t \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calculer}} = 1,81 > A_{\min} = 0,29 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

-Choix des armatures :

On adopte : 3T10 = 2,35 cm²

-Sur appuis :

$$M_a = 7,03 \text{ KN.m}$$

(M_a < 0) ⇒ comme la table se trouve dans la zone tendue, elle n'intervient pas dans les calculs par conséquent la section en T donnée et considérée comme une section rectangulaire (b₀ × h) = (12 × 16) cm²

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{7,03 \cdot 10^3}{14,2 \cdot (14,4)^2 \cdot 12} = 0,198 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,2785$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,889$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,03 \cdot 10^3}{0,889 \cdot 14,4 \cdot 348} = 1,57 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h_t \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,67 \text{ cm}^2$$

Donc : A_{s calcul} = 1,57 cm² > A_{min} = 0,67 cm²condition vérifiée.

Le choix : 2T10 = 1,57 cm².

-Vérification des contraintes à l' E.L.S :

-Plancher étage courant :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t \text{ ser}} = 6,43 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ ser}} = 5,07 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

-Contrainte maximale de béton comprimé :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\text{On a } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_b = M_{t \text{ ser}} \times Y_1 / I_{gg'} \end{array} \right.$$

-En travée :

-Position de l'axe neutre :

Pour vérifier la position de l'axe neutre on utilise la formule suivante :

$$H = bh_0^2/2 + 15A'(h_0 - c') - 15A(d - h_0)$$

$$H = bh_0^2/2 - 15A(d - h_0)$$

$$H = \frac{65,4^2}{2} - 15,2,35(14,4 - 4)$$

$$H = 153,4 > 0 \dots \dots \dots \text{l'axe neutre tombe dans la table .}$$

La section considérée (b.h) = (65.16) cm²

y₁ = ?

$$by_1^2/2 + 15(A' + A) - 15(A'C' + Ad) = 0$$

$$by_1^2/2 - 15A(d - y_1) = 0$$

$$32,5 \cdot y_1^2 + 35,2 \cdot y_1 - 507,6 = 0$$

$$\text{D'où } y_1 = 3,44 \text{ cm}$$

-Le moment d'inertie :

$$I_G = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + \eta A'(y_1 - c') + \eta A(d - y_1)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y_1^3 + \eta A(d - y_1)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,44)^3 + 15,2,35 \cdot (14,4 - 3,44)^2 = 5116,28 \text{ cm}^4.$$

-Calcul des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{t \text{ ser}}}{I_G} \cdot y_1 = \frac{6,43 \cdot 10^3}{5116,28} \cdot 3,44 = 4,32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 4,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

-Sur appuis :

$$A=1,57 \text{ cm}^2 \quad M_{a \text{ ser}}=5,07 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{a \text{ ser}}}{I_G} \cdot y_1$$

$$\text{Section } (b_0 \times h) = (12 \times 16) \text{ cm}^2$$

$$y_1 = ?$$

$$b_0 y_1^2 / 2 - 15A(d - y_1) = 0$$

$$6 \cdot y_1^2 + 22,55 \cdot y_1 - 339,12 = 0$$

$$\text{D'où } y_1 = 5,81 \text{ cm}$$

$$I_G = \frac{12}{3} y_1^3 + \eta A (d - y_1)^2$$

$$I_G = \frac{12}{3} (5,81)^3 + 15 \cdot 1,57 \cdot (14,4 - 5,81)^2 = 2522,20 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{a \text{ ser}}}{I_G} \cdot y_1$$

$$\sigma_b = \frac{5,07 \cdot 10^3}{2522,20} \times 5,81$$

$$\sigma_b = 11,67 \text{ Mpa}$$

$$\text{D'où } \sigma_b = 11,67 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

Les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

-Contrainte des armatures tendue :

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ la fissuration est préjudiciable..... aucune vérification n'est à faire concernant σ_s .

-Vérification de la contrainte tangente :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12,89 \cdot 10^3}{120 \cdot 144} = 0,74 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-Les armatures transversales At:

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_{L_{\min}})$$

Diamètre: $\Phi_t \leq \min(160/35; 120/10; 10) = 4,57.$

on adopte: $\Phi_t = 6\text{mm}.$

-Calcul des espacements :

$$St \leq \min(0,9d; 40\text{cm})$$

$$St \leq \min(12,96; 40\text{cm})$$

} $St \leq 12,96\text{cm}$ { selon RPA **zone nodale**
 $St \leq 10\text{cm}$
 On adopte $S_t = 10\text{cm}$
Zone courant $St \leq \min(b/2, h/2, 10\phi L)$
 On adopte $S_t = 10\text{cm}$

-La section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$k = 1$ (fissuration non préjudiciable)

$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$

$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$

$f_e = 235 \text{ Mpa}; \delta_s = 1,15$

D'où : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$

$V_u = 12,82 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{12,89 \cdot 10^3}{120 \cdot 144} = 0,74 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{(0,74 - 0,3 \cdot 2,1) \cdot 12}{0,9 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,00044$$

-La section minimale des At :

$$\frac{At \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u (h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max\left(\frac{0,74}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\left(\frac{At}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,020 \text{ cm}, \text{ on prend } St = 12 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow At \geq 0,02 \cdot 12 = 0,24 \text{ cm}^2$$

On adopte $2 \phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$.

-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$V_u = 12,89 \text{ KN}$$

$$M_u = 7,03 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_u}{z} = \frac{7,03}{0,9 \cdot d \cdot 10^{-2}} = 54,24 \text{ KN} > V_u = 12,89 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieurs ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Compression de la bille d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est:

$$\tau_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$D'où \quad \tau_b = \frac{2T}{ab_0}$$

a: la longueur d'appui de la biellette.

$$a' = b' - 4 \text{ cm} = 30 - 4 = 26 \text{ cm.}$$

b': largeur de la poutre.

$$\text{On doit avoir } \bar{\tau}_b < f_{c28} / \gamma_b$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T \gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq 1,61 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9 d)$$

$$a = \min(26 \text{ cm}; 16,96 \text{ cm}) = 16,96 > 1,61 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = T_u / 0,9d. \tau_u \leq \tau_{ser} = \psi s. f_{t28}$$

$$\psi s: \text{coefficient de scellement} \begin{cases} \psi s = 1,5 \text{ pour (haute adhérence)} \\ \psi s = 1 \text{ pour (rond lisse)} \end{cases}$$

$$T_u: \text{effort tranchant max } T = 12,89 \text{ KN}$$

$$\tau_{ser} = 12,89 \times 10^3 / 0,9 \times 14,4 \times 15,7 \times 10^2 = 0,633 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{ser} = 0,633 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u,ser} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-Ancrage des armatures tendues :

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $L_s = \phi f_e / 4\tau_s$.

ϕ : Diamètre d'une barre égale 1cm

$$L_s = 1.400 / 4 \cdot 2,835 = 35,27 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 35\text{cm}$

Nous somme obligés de courber les armatures de telle sorte que

$$r = 5,5\phi = 5,5 \cdot 1 = 5,5 \text{ cm.}$$

r: le rayon de courbure.

-Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{h}{L} = \frac{16}{400} = 0,04 < 0,0444 \right) \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.} \\ \left(\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \right) \Rightarrow \left(\frac{h}{L} = 0,04 < \frac{8,91}{15 \cdot 11,72} = 0,05 \right) \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,35}{12 \cdot 14,4} = 0,013 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.} \end{array} \right.$$

Dans ce cas le calcul de la flèche est nécessaire.

-Chargement :

1-charge permanente : $G=5,00\text{KN/m}^2$.

2-surcharge d'exploitation : $Q=1,5\text{KN/m}^2$

3- charge permanente sans revêtement : $J=1,69\text{KN/ml}$.

4- charge permanente avec revêtement : $g=3,25\text{KN/ml}$.

5- charge totale $(G+Q) \cdot b$: $q=4,22 \text{ KN/ml}$

-Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0) b_0 \cdot (h - h_0)/2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(65.4)(2+16-4) + [(16-4).12.(16-4)/2] + 15.2.35.2}{(65.4) + (16-4).12 + 15.2.35}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y_G = 10,41 \\ V_1 = h - y_G + 16 - 10,41 = 5,59 \text{ cm.} \\ V_2 = 10,41 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

-Détermination du moment d'inertie:

$$I_g = \frac{b v_1^3}{3} - \frac{(b - b_0)(v_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 v_2^3}{3} + 15 A_s (v_2 - c)^2$$

$$I_g = \frac{65.(5,59)^3}{3} - \frac{(65-12).(5,59-4)^3}{3} + \frac{12.(10,43)^3}{3} + 15.2.35.(10,41-2)^2$$

$$I_g = 10745,32 \text{ cm}^4$$

-Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85 \cdot J \cdot L^2/8 = 0,85 \cdot 1,69 \cdot (4)^2/8 = 2,89 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85 \cdot g \cdot L^2/8 = 0,85 \cdot 3,25 \cdot (4)^2/8 = 5,52 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,85 \cdot q \cdot L^2/8 = 0,85 \cdot 4,22(4)^2/8 = 7,17 \text{ KN.m}$$

-calcul des contraintes:

$$\sigma_{sJ} = \frac{M_J}{A_s \cdot Z} = 86,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sG} = \frac{M_g}{A_s \cdot Z} = 177,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sP} = \frac{M_p}{A_s \cdot Z} = 216,69 \text{ MPa}$$

-Calcul des coefficients:

$$f; \lambda_i; \lambda_v$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{14,4 \cdot 12} = 0,0135$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0/b) \cdot \rho} = 3,04$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = 1,22$$

-Calcul des coefficients (μ_i) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_j) + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_g) + f_{t28}}$$

$$\mu_q = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_q) + f_{t28}}$$

$$\begin{cases} \mu_j = 0,450 \\ \mu_g = 0,660 \\ \mu_q = 0,730 \end{cases}$$

-Module de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ Mpa.}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ Mpa.}$$

-Calcul des moments d'inertie :

$$I_{ji} = \frac{I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_{j_i})} = 4537,71 \text{ cm}^4.$$

$$I_{gi} = \frac{I_0}{(1 + \lambda_i \mu_g)} = 3574,15 \text{ m}^4.$$

$$I_{qi} = \frac{I_0}{(1 + \lambda_i \mu_q)} = 3337,88 \text{ cm}^4.$$

$$I_{gv} = \frac{I_0}{(1 + \lambda_v \mu_g)} = 5952,43 \text{ cm}^4.$$

-Calcul des valeurs de la flèche correspondantes :

$$F_{ji} = \frac{1,1 M_j L^2}{10 E_i \cdot I_{ji}} = 3,46 \cdot 10^{-3} \text{ cm.}$$

$$F_{gi} = \frac{1,1 \mu_g L^2}{10 E_i \cdot I_{gi}} = 8,45 \cdot 10^{-3} \text{ cm.}$$

$$F_{qi} = \frac{1,1 \mu_q L^2}{10 E_i I_{qi}} = 1,17 \cdot 10^{-2} \text{ cm.}$$

$$F_{gv} = \frac{1,1 \mu_g L^2}{10 E_i I_{gv}} = 1,5 \cdot 10^{-2} \text{ cm.}$$

$$\Delta F_{\text{total}} = F_{gv} + F_{qi} - F_{gi} - F_{ji} = 0,014 \text{ cm}$$

$$\text{On à } L \leq 500 \Rightarrow \Delta F_{\text{adm}} = L/500 = 400/500 = 0,8 \text{ cm.}$$

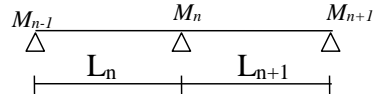
$$F_{\text{adm}} = 0,8 \text{ cm}$$

$$\Delta F_{\text{total}} = 0,014 \text{ cm} < \Delta F_{\text{adm}} = 0,8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

III-5-Plancher terrasse :

Vue que la fissuration est considérée comme préjudiciable, la Méthode forfaitaire n'est plus valable on applique donc la méthode de trois moments.

Elle peut être utilisée pour chaque cas des charges, les moments sur appuis M_{n-1} , M_n et M_{n+1} .



L'équation générale pour chaque travée est donnée par la formule suivante :

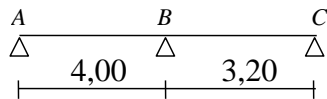
$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

Cette méthode peut être critiquée pour les raisons suivantes :

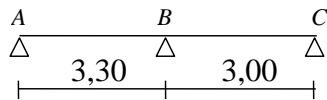
L'expérience montre qu'on obtient des moments sur appuis et sous estimé en travée.

-Types de poutrelles : Il existe 4 types de poutrelles :

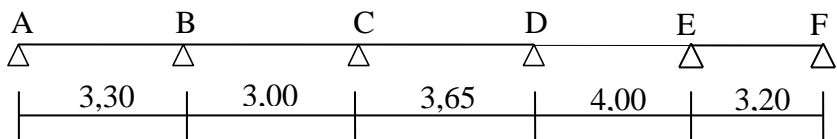
1^{ère} type:



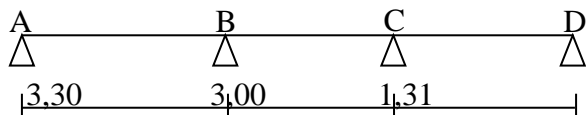
2^{ème} type:



3^{ème} type:



4^{ème} type :



-Calcul des sollicitations (E.L.U.R) :

-Exemple de calcul : Type (I)

-Calcul des charges par mètre linéaire :

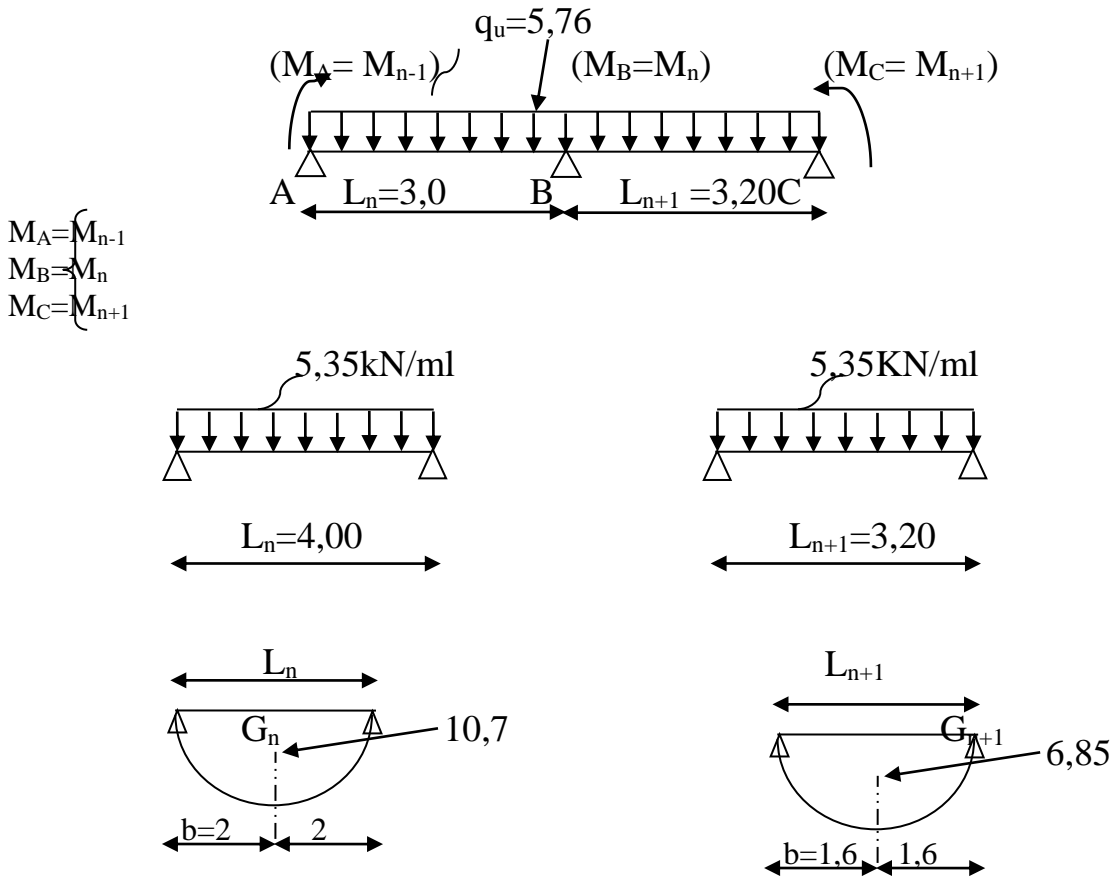
$$G = 4,98 \text{ Kn} / \text{ml}^2 \times 0,65 = 3,24 \text{ KN} / \text{ml}.$$

$$Q = 1 \text{ KN} / \text{ml}^2 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN} / \text{ml}.$$

$$\text{à E.L.U.R.} \dots \dots \dots q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,35 \text{ KN} / \text{ml}.$$

$$\text{à E.L.S.} \dots \dots \dots q_s = G + Q = 3,89 \text{ KN} / \text{ml}.$$

A L'E.L.U.R :



$$\left\{ \begin{array}{l} S = 2/3 L \cdot h \\ S_n = 2/3 \cdot 10,7 \cdot 4 = 28,53 \\ S_{n+1} = 2/3 \cdot 6,85 \cdot 3,2 = 14,61 \\ a_n = 2 \\ b_{n+1} = 1,6 \end{array} \right.$$

$$2 M_n \cdot 7,2 = -6 \left(\frac{28,35 \cdot 2}{4} + \frac{14,61 \cdot 1,6}{3,2} \right)$$

$$\Rightarrow M_n = M_b = -8,98 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_A = 0,2 M_0^{AB} = -2,14 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2 M_0^{BC} = -1,37 \text{ KN.m}$$

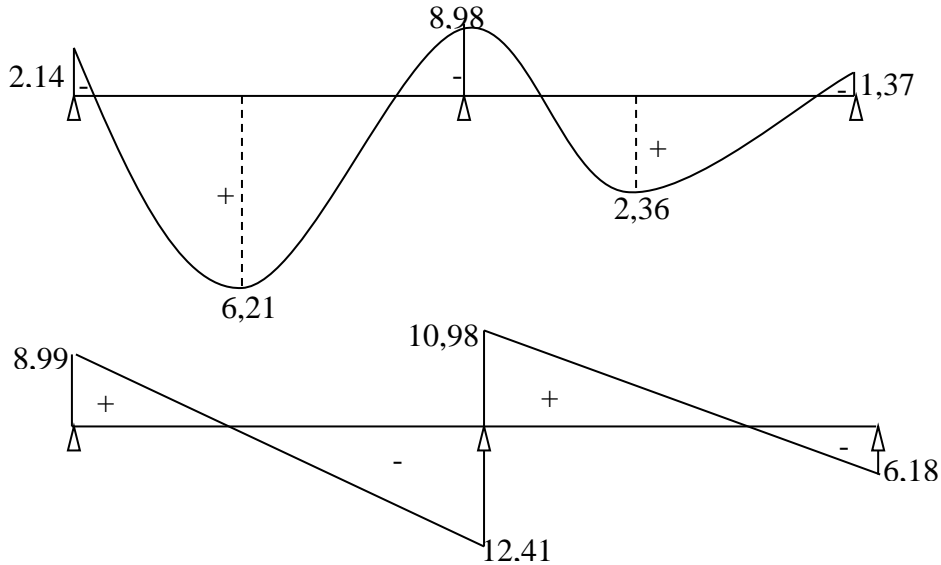


Tableau III.2 : Tableau récapitulatif donnant les sollicitations pour le plancher terrasse à L'E.L.U.R et L'E.L.S

Type	Travée	E.L.U.R					E.L.S				
		M_t	M_w	M_e	T_w	T_e	M_t	M_w	M_e	T_w	T_e
1	A-B	6,21	2,14	8,92	8,99	-12,41	4,51	1,56	6,52	6,53	-9,02
	B-C	2,36	8,92	1,37	10,9	-6,18	1,71	6,52	1,00	7,99	-4,49
2	A-B	3,94	1,46	8,68	7,19	-10,47	2,86	1,06	6,31	5,22	-7,61
	B-C	2,62	8,68	1,20	9,85	-6,20	1,90	6,31	0,87	7,16	-4,50
3	A-B	4,84	1,45	5,61	7,57	-10,08	3,51	3,51	1,05	5,50	-7,32
	B-C	1,07	5,61	4,27	8,47	-7,57	0,78	1,05	3,10	6,16	-5,50
	C-D	3,67	7,02	7,04	10,69	-10,70	2,66	5,10	5,11	7,77	-7,78
	D-E	3,32	7,04	1,37	10,33	-6,78	2,41	5,11	1,00	7,51	-4,93
	E-F	3,24	4,27	7,02	9,01	-10,51	2,35	3,10	5,10	6,55	-7,64
4	A-B	4,72	1,46	5,22	7,68	-9,96	3,42	1,06	3,79	7,23	-2,84
	B-C	2,16	5,22	2,47	8,94	-7,10	1,56	3,79	1,79	5,15	-1,13
	C-D	0,80	2,47	0,22	4,59	-5,22	0,58	1,79	0,15	3,79	-0,42

-Les sollicitations de calcul :

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes :

$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée max}} = 6,21 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui max}} = 8,92 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = 12,41 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ max} = 4,51 \text{ KN.m} \\ M_A \text{ max} = 6,52 \text{ KN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

Ferraillage :

Ferraillage longitudinal :

-En travée :

$$M_{tmax} = 6,21 \text{ KN.m}$$

Le moment de résistance de la table est :

$$M_{t_b} = \sigma_{bc} \cdot h_0 \cdot b \cdot (d - h_0/2)$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,15} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\text{Et } d = 0,9h = 14,4 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } M_{t_b} = 14,2 \cdot 4 \cdot 65 \cdot (14,4 - 2) = 45684,08 \text{ KN.m}$$

On a $M_{t_b} > M_t$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 16) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{6,21 \cdot 10^3}{14,2 \cdot (14,4)^2 \cdot 65} = 0,031 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0393$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9845$$

$$z = d \cdot \beta = 14,2$$

$$A = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_s} = \frac{6210}{14,2 \cdot 348} = 1,25 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h_t \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,29 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{cal} = 1,25 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,29 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

Donc on adopte $3T10 = 2,35 \text{ cm}^2$.

-sur appuis :

$$M_a = 8,92 \text{ KN.m}$$

$(M < 0) \Rightarrow$ la section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 16) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{8,12 \cdot 10^3}{14,2 \cdot (14,4)^2 \cdot 12} = 0,252 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,3696$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,852$$

$$z = d \cdot \beta = 12,26$$

$$A = \frac{Ma}{z \cdot \sigma_s} = \frac{8920}{12,26 \cdot 348} = 2,08 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h_t \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,67 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{\text{cal}} = 2,08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,67 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Donc on adopte 2T12 = 2,26 cm².

-Vérification des contraintes à L'E.L.S :

$$\begin{cases} M_{t_{\text{ser}}} = 4,51 \text{ KN.m} \\ M_{a_{\text{ser}}} = 6,52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-Contrainte maximale de béton comprimé :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\text{On a } \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = M_{t_{\text{ser}}} \times Y_1 / I_{gg'}$$

-En travée :

-Position de l'axe neutre :

Pour vérifier la position de l'axe neutre on utilise la formule suivante :

$$H = bh_0^2/2 + 15A'(h_0 - c) - 15A(d - h_0)$$

$$= bh_0^2/2 - 15A(d - h_0)$$

$$= \frac{65 \cdot 4^2}{2} - 15 \cdot 2,35(14,4 - 4)$$

$$= 153,4 > 0 \text{ l'axe neutre tombe dans la table .}$$

La section considérée (b.h) = (65.16) cm²

y₁ = ?

$$by_1^2/2 + 15(A' + A) - 15(A'C' + Ad) = 0$$

$$by_1^2/2 - 15A(d - y_1) = 0$$

$$32,5 \cdot y_1^2 + 35,2 \cdot y_1 - 507,6 = 0$$

D'où $y_1 = 3,44 \text{ cm}$

-Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + \eta A'(y_1 - c') + \eta A(d - y_1)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y_1^3 + \eta A(d - y_1)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,44)^3 + 15.2,35 \cdot (14,4 - 3,44)^2 = 5116,28 \text{ cm}^4.$$

-Calcul des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{t \text{ ser}}}{I_G} \cdot y_1 = \frac{4,51 \cdot 10^3}{5116,28} \cdot 3,44 = 3,03 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_b = 3,03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées a L.E.L.U conviennent.

-Sur appuis :

$$A = 2,20 \text{ cm}^2 \quad M_{a \text{ ser}} = 6,52 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{a \text{ ser}}}{I_G} \cdot y_1$$

$$\text{section}(b_0 \times h) = (16 \times 20) \text{ cm}^2$$

y₁=?

$$b_0 y_1^2 / 2 - 15A(d - y_1) = 0$$

$$6 \cdot y_1^2 + 33,9 \cdot y_1 - 488,16 = 0$$

D'où y₁ = 6,52 cm

$$I_G = \frac{12}{3} y_1^3 + \eta A(d - y_1)^2.$$

$$I_G = \frac{12}{3} (6,62)^3 + 15.2,26 \cdot (14,4 - 6,62)^2 = 3212,68 \text{ cm}^4.$$

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{M_{a \text{ ser}}}{I_G} \cdot y_1 = \frac{6,52 \cdot 10^3}{3212,68} \times 6,62 \\ &= 13,43 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

D'où σ_b = 13,45 Mpa < σ_b = 15 Mpa

Les armatures calculées a L'E.L.U conviennent.

-Contraint des armatures tendues :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

La fissuration est préjudiciable.

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\mu \cdot f_{tj}} \right\}$$

$$\mu = \begin{cases} 1 \dots \dots \text{R.L} \\ 1,6 \dots \text{H.A} \end{cases}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{tj} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \{ 266,66; 201,63 \} \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_s} = 201 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 1,5 \cdot K \cdot (d - y_1) = 144,9 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 144,9 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Vérification de la contrainte tangente :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

{ Fissuration préjudiciable.
 { Armature transversale droite ($\approx 90^\circ$)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12,41 \cdot 10^3}{120 \cdot 144} = 0,72 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,72 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-Les armatures transversales At:

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_{L \min})$$

-Diamètre $\Phi_t \leq \min(160/35; 120/10; 10) = 4,57.$

on adopte: $\Phi_t = 6 \text{ mm.}$

-Calcul des espacements :

$$\begin{aligned} St &\leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ St &\leq \min(12,96; 40 \text{ cm}) \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} St &\leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ St &\leq \min(12,96; 40 \text{ cm}) \end{aligned}} \right\} St \leq 12,96 \text{ cm}$$

Selon RPA

Zone nodale $St \leq 10 \text{ cm}$
 On adopte $S_t = 10 \text{ cm}$
Zone courant $St \leq \min(b/2, h/2, 10\phi L)$
 On adopte $S_t = 12 \text{ cm}$

-La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$k = 1$ (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa}; \delta_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = 0,72 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,061$$

-La section minimale des A_t :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max\left(\frac{0,72}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right) \geq 0,020 \text{ cm}, \text{ on prend } S_t = 12 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,02 \cdot 12 = 0,24 \text{ cm}^2$$

On adopte $2 \phi 8 = 1 \text{ cm}^2$.

-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$V_u = 12,41 \text{ KN}$$

$$M_u = 8,92 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_u}{z} = \frac{8,92}{0,9 \cdot d \cdot 10^{-2}} = 68,82 \text{ KN} > V_u = 12,89 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Compression de la bille d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est:

$$\tau_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\text{D'où} \quad \tau_b = \frac{2T}{ab_0}.$$

a: la longueur d'appui de la biellette.

$$a' = b' - 4\text{cm} = 30 - 4 = 20\text{cm}.$$

b': largeur de la poutre.

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\tau}_b \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq 1,55 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9 d)$$

$$a = 12,96 > 1,61 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = T_u / 0,9d. \tau_u \leq \tau_{ser} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\psi_s: \text{coefficient de scellement} \quad \begin{cases} \psi_s = 1,5 \text{ pour (haute adhérence)} \\ \psi_s = 1 \text{ pour (rond lisse)} \end{cases}$$

$$T_u: \text{effort tranchant max} \quad T = 12,41 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{ser} = 0,57 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-Ancrage des armatures tendues :

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } L_s = \phi f_e / 4\tau_s.$$

ϕ : Diamètre d'une barre égale 1cm

$$L_s = 1.400 / 4 \cdot 2,835 = 35,27 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 35\text{cm}$

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que

$$r = 5,5\phi = 5,5 \cdot 1 = 5,5 \text{ cm.}$$

r: le rayon de courbure.

-Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{h}{L} = \frac{16}{400} = 0,04 < 0,0444 \right) \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.} \\ \left(\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \right) \Rightarrow \left(\frac{h}{L} = 0,04 < \frac{6,21}{15.10,7} = 0,038 \right) \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,35}{12.14,4} = 0,013 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Dans ce cas le calcul de la flèche est nécessaire.

-Chargement :

- 1-charge permanente : $G=4,98\text{KN/m}^2$.
- 2-surcharge d'exploitation : $Q=1,00\text{KN/m}^2$
- 3- charge permanente sans revêtement : $J=1,69\text{KN/ml}$.
- 4- charge permanente avec revêtement : $g=3,23\text{KN/ml}$.
- 5- charge totale $(G+Q).b$: $q=3,89 \text{ KN/ml}$.

-Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0) b_0 \cdot (h - h_0)/2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \cdot 4)(2 + 16 - 4) + [(16 - 4) \cdot 12 \cdot (16 - 4)/2] + 15 \cdot 2,35 \cdot 2}{(65 \cdot 4) + (16 - 4) \cdot 12 + 15 \cdot 2,35}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y_G = 10,41\text{cm} \\ V_1 = h - y_G = 10,41\text{cm.} \\ V_2 = 10,41\text{cm.} \end{array} \right.$$

-Détermination du moment d'inertie:

$$I_g = \frac{b v_1^3}{3} - \frac{(b - b_0)(v_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 v_2^3}{3} + 15 A_s (v_2 - c)^2$$

$$I_g = \frac{65 \cdot (5,59)^3}{3} - \frac{(65 - 12) \cdot (5,59 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (10,43)^3}{3} + 15 \cdot 2,35 \cdot (10,41 - 2)^2$$

$$I_g = 10745,32 \text{ cm}^4$$

-Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85 \cdot J \cdot L^2 / 8 = 0,85 \cdot 1,69 \cdot (4)^2 / 8 = 2,89 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,85 \cdot g \cdot L^2 / 8 = 0,85 \cdot 3,25 \cdot (4)^2 / 8 = 5,49 \text{ KN.m}$$

$$M_q = 0,85 \cdot q \cdot L^2 / 8 = 0,85 \cdot 3,89 \cdot (4)^2 / 8 = 6,61 \text{ KN.m}$$

-calcul des contraintes :

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A_s \cdot Z} = \frac{2,89 \cdot 10^3}{2,35 \cdot 14,09} = 86,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_g}{A_s \cdot Z} = \frac{5,49 \cdot 10^3}{2,35 \cdot 14,08} = 164,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_p}{A_s \cdot Z} = \frac{6,61 \cdot 10^3}{2,35 \cdot 14,08} = 198,08 \text{ MPa}$$

-Calcul des coefficients:

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{14,4 \cdot 12} = 0,0135$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0/b) \cdot \rho} = 3,04$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = 1,22$$

-Calcul des coefficients (μ_i) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_j) + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_g) + f_{t28}}$$

$$\mu_q = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_q) + f_{t28}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_j = 0,450 \\ \mu_g = 0,661 \\ \mu_q = 0,712 \end{array} \right.$$

-Module de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

-Calcul des moments d'inertie :

$$I_{ji} = \frac{I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_{ji})} = \frac{10745,32}{(1 + 3,04 \cdot 0,45)} = 4537,71 \text{ cm}^4.$$

$$I_{gi} = \frac{I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = \frac{10745,32}{(1 + 3,04 \cdot 0,661)} = 3574,15 \text{ cm}^4.$$

$$I_{qi} = \frac{I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_q)} = \frac{110745,32}{(1 + 3,04 \cdot 0,712)} = 3402,14 \text{ cm}^4.$$

$$I_{gv} = \frac{I_0}{(1 + \lambda_v \mu_g)} = \frac{10745,32}{(1 + 1,22 \cdot 0,661)} = 5952,43 \text{ cm}^4.$$

-Calcul des valeurs de la flèche correspondantes :

$$F_{ji} = \frac{1,1 M_j L^2}{10 E_i I_{ji}} = \frac{1,1 \cdot 2,87 \cdot 4^2 \cdot 10^5}{10 \cdot 32164,2 \cdot 4537,71} = 3,46 \cdot 10^{-3} \text{ cm}.$$

$$F_{gi} = \frac{1,1 \mu_g L^2}{10 E_i I_{gi}} = 8,40 \cdot 10^{-3} \text{ cm}.$$

$$F_{qi} = \frac{1,1 \mu_q L^2}{10 E_i I_{qi}} = 1,06 \cdot 10^{-2} \text{ cm}.$$

$$F_{gv} = \frac{1,1 \mu_g L^2}{10 E_i I_{gv}} = 1,5 \cdot 10^{-2} \text{ cm}.$$

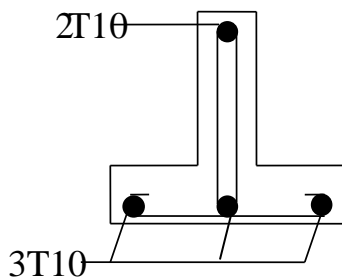
$$\Delta F_{\text{total}} = F_{gv} + F_{qj} - F_{gi} - F_{ji} = 0,013 \text{ cm}$$

On a $L \leq 500 \Rightarrow \Delta F_{\text{adm}} = L/500 = 400/500 = 0,8 \text{ cm}.$

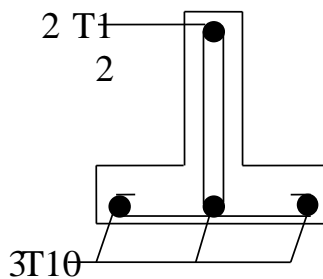
$$F_{\text{adm}} = 0,8 \text{ cm}$$

$\Delta F_{\text{total}} = 0,013 \text{ cm} < \Delta F_{\text{adm}} = 0,8 \text{ cm}$ condition vérifiée

Dessin de ferrailage :



Plancher étage courant



Plancher terrasse

Figure III.5 : Schéma du ferrailage de plancher (étage courant-terrasse)

-Le ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33cm (3.par m) pour les armatures parallèles aux nervures.

-section minimale des armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_{\perp} \geq 200/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4.l/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

-section minimale des armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$l = 0,65 \text{ m}$$

$$Fe = 235 \text{ Mpa}$$

$$50\text{cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 235 = 1,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte $A_{\perp} = 5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$.

$$A_{//} \geq 1,41/2 = 0,7 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on}$$

$$\text{adopte } A_{//} = 3 \phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

avec un espacement $S_t = 33\text{cm}$

III-6-Etude de La dalle pleine :

Cette dalle pleine est située au niveau du R.D.C

h_0 : épaisseur de la dalle.

-On calcule le coefficient α :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \quad \text{avec : } \begin{cases} l_x : \text{la petite porté .} \\ l_y : \text{la grande porté .} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{3,7}{5,20} = 0,7$$

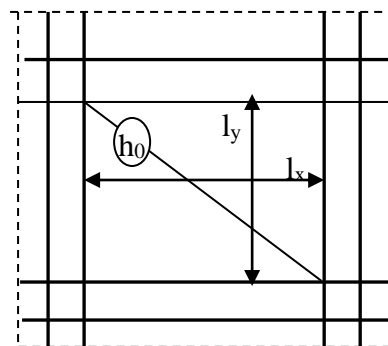


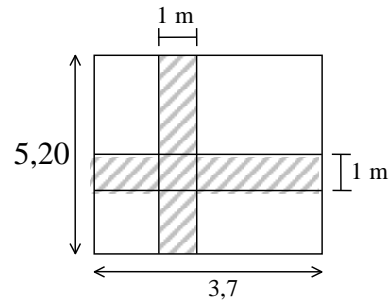
Figure III.6 :Dalle pleine

$0,4 < \alpha = 0,7 < 1$le panneau de la dalle travaille dans le sens l_x et l_y .

$$h_0 = \left(\frac{1}{45} \div \frac{1}{40} \right) l_x$$

On prend $h_0 = 15\text{cm}$.

-Géométrie :



$h_0=15\text{cm}$ $d=13\text{cm}$.

$b=1\text{ml}$

$l_x=3,65\text{m}$

$l_y=5,25\text{m}$

-Chargement :

- revêtement en carrelage (2cm).....0,44KN/m².
- mortier de pose (2cm).....0,4 KN/m².
- lis de sable (2cm).....0,34 KN/m².
- poids propre de la dalle plein (2cm).....3,75 KN/m².
- enduit en plâtre (2cm).....0,2 KN/m².

La charge permanente totale	$G=5,15 \text{ KN/m}^2$.
La charge d'exploitation	$Q=5 \text{ KN/m}^2$.

à L'E.L.U.R..... $q_u=1,35G+1,5Q=14,43 \text{ KN/m}^2$.

à L'E.L.S..... $q_s=G+Q=10,13 \text{ KN/m}^2$.

pour une bande de 1ml $q_u=14,43 \text{ KN/ml}$.

$q_s=10,13 \text{ KN/ml}$.

-Sollicitation :

- Les moments isostatiques :

$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$.

$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$.

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction $\left(\alpha = \frac{l_x}{l_y} \right)$; ils sont donnés par un tableau.

-Les moments aux appuis et en travée :

$M_{tx} = 0,75M_{ox}$.

$M_{ty} = 0,75M_{oy}$.

$M_a = M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_{ox}$.

Tableau III.3 : moments aux appuis et en travées

$\alpha = 0,7$	μ_x	μ_y	M_{ox} KN / mℓ	M_{oy} KN / mℓ	M_{tx} KN.m / mℓ	M_{ty} KN.m / mℓ	Ma_x KN.m / mℓ	Ma_y KN.m / mℓ
E.L.U	0,0684	0,4320	13,15	5,68	9,86	4,20	6,57	6,57
E.L.S	0,0743	0,5817	10,03	5,83	7,51	4,34	5,01	5,01

-Valeur minimale à respecté :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow M_{ty} = 4,26 > \frac{M_{tx}}{4} = \frac{9,86}{4} = 2,46 \text{ KN.m / mℓ.}$$

$$M_{ty} > \frac{M_{tx}}{4} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens l_x :

$$M_{tx} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25M_{0x}$$

$$9,86 + \frac{6,57 + 6,57}{2} \geq 1,25.13,15$$

$$16,43 = 16,43 \dots\dots\dots \text{condition .vérifié}$$

Sens l_y : $M_{tx}=9,86 \text{ KN.m}$ $d=13\text{cm}$

$$M_{ty} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25M_{0y}$$

$$4,26 + \frac{6,57 + 6,57}{2} \geq 1,25.5,68$$

$$10,83 \geq 7,1 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition .vérifié}$$

-Calcule des armatures à L'E.L.U :

- Les armatures inférieures en travée :

sens l_x: $M_{tx}=9,86 \text{ KN.m}$ $d=13\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b.d^2.\sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{9,86 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \cdot 14,2} = 0,041 < 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - \mu}) = 0,0523.$$

$$B = 1 - 0,4\alpha = 0,9845.$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{9,86 \times 10^3}{13 \times (0,9845) \times 348} = 2,21 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

sens ly : $M_{ty}=4,20 \text{ KN.m}$ $d=13\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{4,26 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \cdot 14,2} = 0,018 < 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - \mu}) = 0,0227.$$

$$B = 1 - 0,4\alpha = 0,991.$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,26 \times 10^3}{13 \times (0,991) \times 348} = 0,95 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

- Les armatures supérieures (sur appuis) :

$M_a=M_{ax}=M_{ay}=6,57 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{6,57 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \cdot 14,2} = 0,027 < 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - \mu}) = 0,03425.$$

$$B = 1 - 0,4\alpha = 0,9865.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,57 \times 10^3}{13 \times (0,9865) \times 348} = 1,47 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

-Section minimal des armatures :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_0=15\text{cm} \quad 12 < h_0=15 < 30\text{cm}. \\ \alpha = 0,7 \end{array} \right.$$

Sens Ly :

$$A_{y \text{ min}} (\text{cm}^2/\text{ml}) = 0,8 \cdot h_0 = 8 \cdot 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_{y \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{ty} = 0,95 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Donc on prend $A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Sens Lx :

$$A_{x \text{ min}} = A_{y \text{ min}} \cdot \frac{3 - \alpha}{2} .$$

$$A_{x \text{ min}} = 1,2 \cdot \frac{3 - 0,7}{2} = 1,38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_x = 2,21 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{x \text{ min}} = 1,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sur appui :

$$A_{ax} = 1,47 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{x \text{ min}} = 1,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ay} = 1,47 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{x \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Choix des aciers :

-Diamètre : $\phi \leq (h_0 / 10)$

D'où : $\phi \leq (150 / 10) = 15 \text{ cm}$

-En travée :

Sens Lx :

$$A_{tx} = 2,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Espacement :

On à une fissuration peut préjudiciable.

$$\begin{cases} S_{tx} \leq \min (3.h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq \min (45 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

$$\begin{cases} A_{tx} = 2,21 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \\ \phi \leq 15 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{on adopte } 4T10 = 3,4 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Sens Ly :

$$A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Espacement :

On à une fissuration peut préjudiciable.

$$\begin{cases} S_{tx} \leq \min (4.h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq \min (60 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 45 \text{ cm} \end{cases}$$

On adopte $S_t = 33 \text{ cm}$.

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 33 \text{ cm} \\ \phi \leq 15 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{on adopte } 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

-En appuis :

$$\begin{cases} A_a = 1,47 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \\ \phi \leq 15 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{on adopte } 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

-Vérification des contraintes à L'E.L.S :

-Contrainte de béton comprimé :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\text{On a } \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_b = M_{ser} \times Y_1 / I_{gg'} \end{cases}$$

En travée :

-en travée :

Sens l_x : $M_{tser} = 7,51 \text{ KN.m}$ $A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

y₁ = ?

$$b y_1^2 / 2 + 15 A_{tx} (d - y_1) = 0$$

$$50. y_1^2 + 51. y_1 - 663 = 0$$

D'où $y_1 = 3,16 \text{ cm}$

-Le moment d'inertie :

$$I_G = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + \eta A' (y_1 - c') + \eta A (d - y_1)^2.$$

$$I_G = \frac{100}{3} y_1^3 + \eta A (d - y_1)^2.$$

$$I_G = 5989,9 \text{ cm}^4.$$

-Calcul des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{tser}}{I_G} \cdot y_1 = \frac{7,51 \cdot 10^3}{5989,9} \cdot 3,16 = 3,96 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_b = 3,96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens l_y : $M_{tser} = 4,37 \text{ KN.m}$ $A_{ty} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

y₁ = ?

$$b y_1^2 / 2 + 15 A_{ty} (d - y_1) = 0$$

$$50. y_1^2 + 22,65. y_1 - 294,45 = 0$$

D'où $y_1 = 2,21 \text{ cm}$

-Le moment d'inertie :

$$I_G = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + \eta A' (y_1 - c') + \eta A (d - y_1)^2.$$

$$I_G = \frac{100}{3} y_1^3 + \eta A (d - y_1)^2.$$

$$I_G = 2996,8 \text{ cm}^4.$$

-Calcul des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{t \text{ ser}}}{I_G} \cdot y_1 = \frac{4,37 \cdot 10^3}{2996,8} \cdot 2,21 = 3,22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 3,22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Sur appuis :

$$M_{t \text{ ser}} = 5,01 \text{ KN.m} \quad A_a = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

y₁ = ?

$$b y_1^2 / 2 + -15 A_{tx} (d - y_1) = 0$$

$$50 \cdot y_1^2 + 30,15 \cdot y_1 - 391,95 = 0$$

D'où y₁ = 2,51 cm

-Le moment d'inertie :

$$I_G = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + \eta A' (y_1 - c') + \eta A (d - y_1)^2.$$

$$I_G = \frac{100}{3} y_1^3 + \eta A (d - y_1)^2.$$

$$I_G = 3841,96 \text{ cm}^4.$$

-Calcul des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{t \text{ ser}}}{I_G} \cdot y_1 = \frac{5,01 \cdot 10^3}{3841,96} \cdot 2,51 = 3,27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 3,27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Contrainte des armatures tendue :

La fissuration est peut préjudiciable aucune vérification n'est à faire concerne σ_s .

-Vérification de la contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\bar{\tau} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ Mpa}$$

On à $0,4 \leq \alpha \leq 1$

$$V_{ux} = \frac{q_u \cdot l_x}{2} + \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{14,43 \cdot 3,65}{2} + \frac{1}{1 + \frac{0,7}{2}} = 27,07 \text{ KN.}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \cdot l_x}{3} = \frac{14,43 \cdot 3,65}{3} = 17,55 \text{ KN.}$$

$$\tau_{ux} = \frac{v_{ux}}{b_0 \cdot d} = \frac{27,07 \cdot 10^3}{1000 \cdot 130} = 0,2 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{uy} = \frac{v_{uy}}{b_0 \cdot d} = \frac{17,55 \cdot 10^3}{1000 \cdot 130} = 0,135 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{ux} = 0,2 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{uy} = 0,135 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ Mpa}$$

.....condition vérifié.

Il est nécessaire de disposer des armatures transversales par ce que la dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage épaisseur de $h_0=15\text{cm}$.

-Disposition des armatures :

Pour calculer la longueur de scellement l_s , on applique la formule forfaitaire suivante :

$$l_s = 40\phi.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{c28} \leq 25 \text{ Mpa} \\ \text{HA } f_e 400 \end{array} \right. \Rightarrow l_s = 40 \text{ cm.}$$

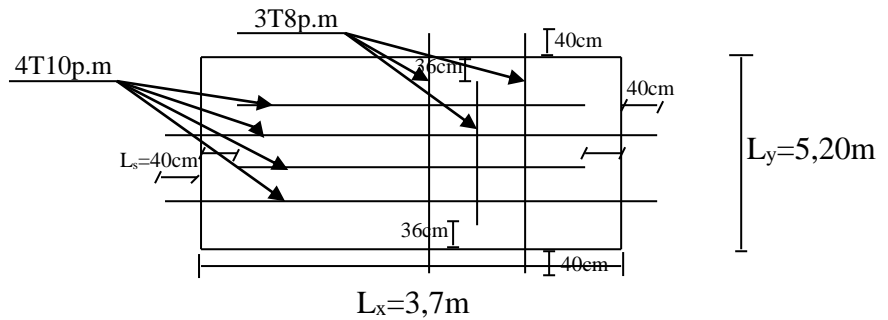


Figure III.7: Disposition des armatures

-Les aciers supérieurs (Chapeaux) :

$$L_1 = \max \left\{ l_s, \frac{1}{4} \left(0,3 + \frac{M_a}{M_o} \right) \ell_x \right\}$$

M_a : moment sur appui.

M_o : moment isostatique.

$$L_1 = \max \left\{ 40 \text{ cm}, \frac{1}{4} \left(0,3 + \frac{6,57}{13,15} \right) 3,65 \right\}$$

$$L_1 = \max \{ 40 \text{ cm}, 72 \text{ cm} \}$$

$$L_1 = 72 \text{ cm.}$$

$$L_1 = \max \left\{ l_s, \frac{L_1}{2} \right\} = \max \{ 40 \text{ cm}, 36 \text{ cm} \}$$

$$L_2 = 40 \text{ cm.}$$

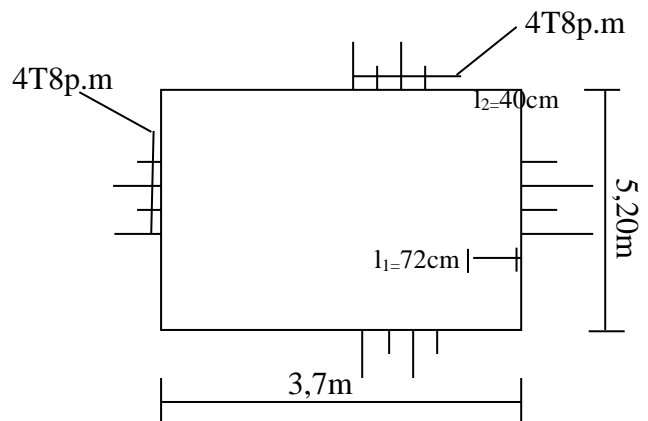


Figure III.8 : Les aciers supérieurs

-Vérification de la flèche :

Pour les dalles appuyées sur 4 cotés ;il faut vérifié :

$$\frac{h}{l_x} \succ \frac{M_{tx}}{20.M_{0x}} \text{ et } \frac{A_{tx}}{bd} \prec 20.$$

Avec :

- h: hauteur de la dalleh=15cm.
- l_x: longueur de petite cotél_x=365cm.
- M_{0x}: moment isostatiqueM_{0x}=13,15KN.m.
- M_{tx}: moment en travée dans le sens l_x.....M_{tx}=9,86KN.m.
- A_{tx}: section des armatures tendues dans le sens l_x.....A_{tx}=3,4cm²/ml.
- d: hauteur utiled=13cm.
- σ_s : limite d'élasticité des aciers

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \succ \frac{M_{tx}}{20.M_{0x}} \dots\dots\dots \frac{h}{l_x} = 0,041 \succ \frac{M_{tx}}{20M_{0x}} = 0,037 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{A_{tx}}{bd} \prec \frac{20}{\sigma_s} \dots\dots\dots \frac{A_{tx}}{b.d} = \frac{3,4}{100.13} = 0,0026 \prec \frac{20}{\sigma_s} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$



CHAPITRE IV
ETUDE DES ELEMENTS NON
STRUCTURAUX

IV-1-Etude de l'acrotère :

-Introduction :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse soumis au poids propre et la surcharge d'exploitation.

-Matériau :

Béton de résistance $f_{c28}=25\text{Mpa}$.

Acier de limite élastique $f_e=400\text{Mpa}$.

-Caractéristiques :

-Dimensions :

La hauteur $h = 60 \text{ cm}$

L'épaisseur $h_0 = 10 \text{ cm}$

L'enrobage : $c=c'=2\text{cm}$.

-La surface :

$$S = \left[\frac{0,1(0,08 + 0,1)}{2} + 0,1 \times 0,6 \right] = 0,069\text{m}^2$$

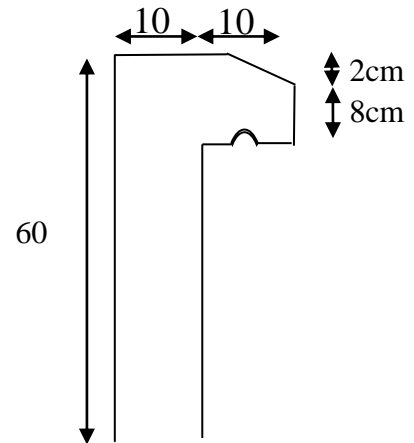


Figure IV.1 : Dimensions du l'acrotère

-Chargement :

Poids propre : $G = \gamma_b \cdot s = 0,069 \cdot 25 = 1,725 \text{ KN/m}$.

Surcharge : $Q = 1 \text{ KN/m}$.

-Sollicitation :

Le calcul sera fait pour une bande de 1ml.

-A L'E.L.U.R :

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,725 = 2,33 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'excentricité } e = \frac{M_u}{N_u} = 0,39 \text{ m}$$

-Vérification de la section :

$$Mu = Nu \left(e + \frac{h_0}{2} - c \right).$$

$$Mu = 2,3 \left[0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right].$$

$$Mu = 0,98 \text{ KN.m.}$$

$$Nu(d - c') - Mu \leq [0,337h - 0,81c']bh.\delta_{bc}.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} Nu(d - c') - Mu = 2,33(0,08 - 0,02) - 0,98 = -0,84 \text{ KN.m.} \\ [0,337h - 0,81c']bh.\delta_{bc} = [0,337 \times 0,1 - 0,71 \times 0,02] \times 1 \times 0,1 \times 14,17 \times 10^3 = 24,80 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Donc : $24,80 > -0,84$

Donc la section est partiellement comprimée.

-Calcul du ferrailage :

$$Mu = 0,98 \text{ KN.m.} \quad d = 10 - 2 = 8 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,0108 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n' existe pas.}$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A; } \xi_{es} = 10\%.$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0134.$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,95 \text{ cm.}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z.\sigma_s} = \frac{0,98.10^3}{7,95 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_{s1} = A_s - \frac{Nu}{\sigma_s} = 0,35 - \frac{23,3}{348} = 0,28 \text{ cm}^2$$

A_{s1} : Section des armatures en flexion composée.

A_{st} : Section des armatures en flexion simple.

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \right) = 0,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,92 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0,35 \text{ cm}^2 > A_{s1} = 0,28 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte 4T8 = 2,01 cm².

Espacement : st = 25 cm.

-Armatures de répartition :

Soit 4T6 = 1,13 cm².

-Vérification des contraintes à L'E.L.S :

$$\begin{cases} M_{tser} = 4,51 \text{ KN.m} \\ M_{aser} = 6,52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-Contrainte maximale de béton comprimé (contraint du béton armé) :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\text{On a } \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_b = M_{tser} \times Y_1 / I_{gg'} \end{cases}$$

$$S_{g/s} = by_1^2/2 - 15A(d - y_1) = 0$$

$$50. y_1^2 + 30,15. y_1 - 241,2 = 0$$

D'où $y_1 = 1,79 \text{ cm}$

-Le moment d'inertie:

$$I_{gg'} = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 = 1353,8 \text{ cm}^4$$

-Calcul des contraintes :

$$N_{ser} = 1,725 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2) = 0,65 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{gg'}} \cdot y_1 = \frac{0,65 \cdot 10^3}{1353,8} \cdot 1,79 = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Contrainte des armatures tendue :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \text{la fissuration est préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$$

$$\eta = \begin{cases} 1 \dots \dots \text{R.L} \\ 1,6 \dots \dots \text{H.A} \end{cases}$$

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

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

$$\sigma_s = 1,5 \cdot K \cdot (d - y_1) = 44 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 44 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Vérification de la contrainte tangente :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Fissuration préjudiciable.

$$V_u = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{100 \cdot 8} = 1,87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ condition vérifiée

-Vérification au séisme:

D'après le R.P.A 99 (modifié 2003), les éléments non structureux sont soumis à une forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p$$

A: coefficient d'accélération de zone(IIb) A = 0.2

Cp: facteur de force horizontal Cp=0,8

Wp: poids propre de l'acrotère Wp = 1,725 KN

Fp: force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 4 \cdot 0,8 \cdot 0,2 \cdot 1,725 = 1,104 \text{ KN}$$

$F_p = 1,104 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$ condition Vérifiée.

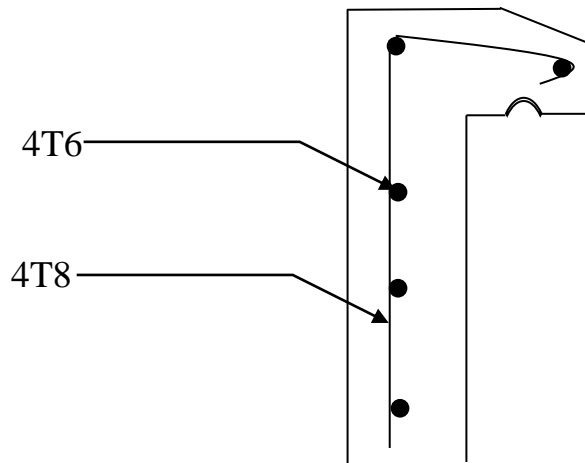


Figure IV.2 :Schéma du ferrailage du l'acrotère

IV-2-Les portes à faux et les balcons :

Le porte à faux est une plate forme en saillie sur la façade d'un bâtiment, il est en dalle pleine.

La dalle est encastrée dans la poutre principale; elle est assimilée à un console.

-Les différents types de consol :

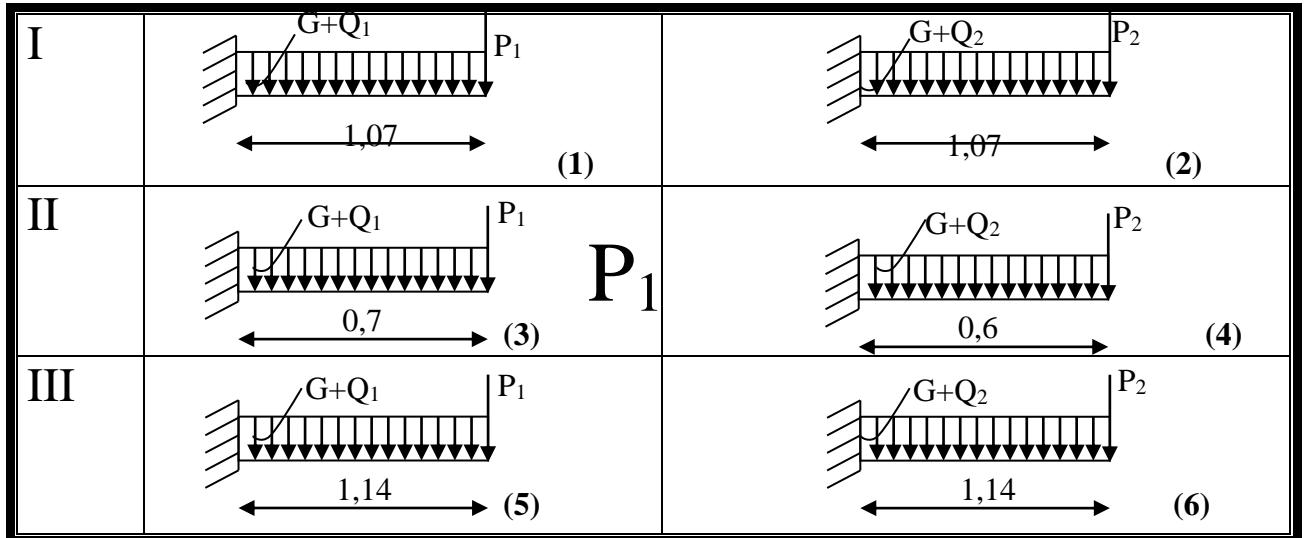


Figure IV.3 :Différents types de consol

On adopte pour la dalle plein une épaisseur de 15 cm.

-Chargement :

-Charge permanente :

- Revêtement en carrelage (2cm)..... 0,44KN/m².
- Mortier de pose (2cm) 0,40KN/m².
- Lit de sable (2cm) 0,34KN/m².
- Poids propre de la dalle (15cm)..... 3,75KN/m².
- Enduit en plâtre (2cm) 0,20 KN/m².

$G = 5,13 \text{ KN/m}^2.$

$\varphi_1 = 3,5 \text{ KN/m}^2., \varphi_2 = 1,5 \text{ KN/m}^2.$ Le

calcul se fait pour une bande de 1m linéaire.

-A L'E.L.U.R :

$qu_1 = 1,35G + 1,5Q_1 = 12,18 \text{ KN/m}^2.$

$qu_2 = 1,35G + 1,5Q_2 = 9,18 \text{ KN/m}^2.$

Pour 1m linéaire : $qu_1 = 12,18 \text{ KN/ml. } qu_2 = 9,18 \text{ KN/ml.}$

- Charges concentrée :

(1) cloison(10cm)..... $p_p=9.0,1.1m.1m=0,9KN.$

Enduit en ciment (2cm)..... $20.0,02.1m.1m=0,4KN.$

$$P_1=0,9+0,4=1,3KN.$$

(2) cloison(15+10cm)..... $p_p=9.0,25.2,62.1m=5,9KN.$

Enduit en ciment (2cm)..... $20.0,02.2,62m.1m=1,4KN.$

$$P_2=5,9+1,04=6,94KN.$$

-A.L'E.L.U.R :

$$P_{u1}=1,35p_1=1,35.1,3=1,80KN.$$

$$P_{u2}=1,35p_2=1,35.6,94=9,37KN.$$

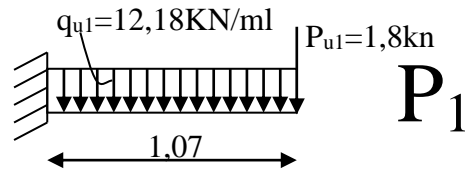
-Exemple de calcul :

-Type (1) :

$$h=15cm.$$

$$d=0,9h=13,5cm.$$

$$b=100m.$$

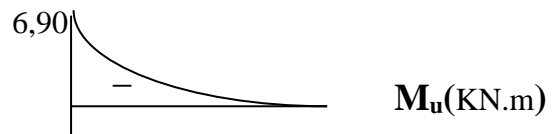


-Sollicitation :

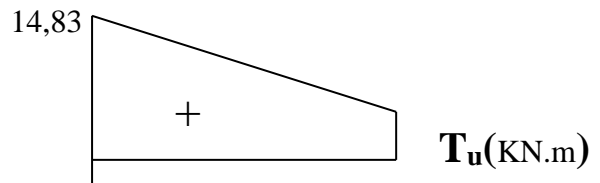
$$q_{u1}=12,18KN/ml.$$

$$p_{u1}=1,80KN.$$

$$M_u=-Mq_{u1}- Mp_{u1}= -q_{u1}(l^2/2)- p_{u1}.l=8,90KN.m.$$



$$T_u=Tq_{u1}+Tp_{u1}= q_{u1}.l- p_{u1} =14,83KN$$



-A L'E.L.S :

$$q_{1s}=G+Q=5,13+3,5=8,63KN/ml.$$

$$P_{1S}=p_1=1,3KN.$$

$$M_{ser} = -q_{s1} \frac{\ell^2}{2} - p_{sS} .L = -6,33KN.m.$$

Tableau IV.1 :Tableau recapitulatif donnant les sollicitations des différents types de port à faux

Façade	Types des ports à faux		Chargement	M _U (KN.m)	T _U (KN)	M _s (KN.m)	Sollicitation maximale de calcul
I	1	e=1,07m	G=5,13KN.m Q=3,5KN.m P=1,3KN	-8,90	-14,83	-6,33	Mu=15,28KN.m Tu=19,19KN.m
	2	e=1,07m	G=5,13KN.m Q=1,5KN.m P=6,94KN	-15,28	19,19	-11,22	Ms=15,01KN.m
II	3	e=0,7m	G=5,13KN.m Q=3,5KN.m P=1,3KN	-4,28	10,32	-3,02	Mu=7,26KN.m Tu=14,87KN.m Ms=5,36KN.m
	4	e=0,6m	G=5,13KN.m Q=1,5KN.m P=6,94KN	7,26	14,87	-5,35	
III	5	e=1,14m	G=5,13KN.m Q=3,5KN.m P=1,3KN	-9,96	15,68	-7,09	Mu=16,64KN.m Tu=19,83KN.m Ms=12,22KN.m
	6	e=1,14m	G=5,13KN.m Q=1,5KN.m P=6,94KN	-16,64	19,83	-12,22	

-Ferrailage :

$$\left\{ \begin{array}{l} h=15\text{cm} \\ d=13,5\text{cm}. \\ b=100\text{cm}. \\ \sigma_{bc} = 14,2\text{Mpa} \\ \sigma_s = 348\text{Mpa}. \\ \mu_l = 0,392. \end{array} \right.$$

Tableau IV.2 :Tableau A L'E.L.U.R

	I	II	III
	M_U=15,28	M_U=7,26	M_U=16,64
$\mu = \frac{M_{u, \max}}{b.d^2.\sigma_{bc}}$	0,0590	0,0280	0,062
$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,0760	0,0355	0,0801
$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0,9695	0,986	0,968
$A = \frac{M_{u, \max}}{\beta.d.\sigma_s}$	3,35cm ² /ml	1,56cm ² /ml	3,65cm ² /ml
condition de non fragilité $A_{\min} \geq \frac{0,28f_{t28}b.d}{f_e}$	1,98cm ² /ml	1,98cm ² /ml	1,98cm ² /ml
A adopté	3,35cm ² /ml	1,98cm ² /ml	3,65cm ² /ml
Choix des aciers	4T12=4,52cm ² /ml St=25cm	4T10=3,14cm ² /ml St=25cm	4T12=4,52cm ² /ml St=25cm
Armature de repartition A_R=A/4	1,13cm ² /ml	0,78cm ² /ml	1,13cm ² /ml
Choix des aciers	4T6=1,13cm ² /ml St=25cm	4T6=1,13cm ² /ml St=25cm	4T6=1,13cm ² /ml St=25cm

-Vérification à L'E.L.S :

-Contrainte du béton comprimé :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \dots \dots \overline{\sigma_b} = 0,6f_{t28} = 15Mpa$$

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I_{gg'}} \cdot y_1$$

Tableau IV.3 : Contrainte du béton comprimé

Type	I	II	III
Formules	M_s=11,22KN.m	M_s=5,36KN.m	M_s=12,22KN.m
$S_{gg'} = by_1^2 - 15A(d - y_1) = 0$	$50y_1^2/2 - 67,8 y_1 - 915,3 = 0$ $y_1 = 3,65\text{cm}$	$50y_1^2/2 - 47,1 y_1 - 635,85 = 0$ $y_1 = 3,12\text{cm}$	$50y_1^2/2 - 67,8 y_1 - 915,3 = 0$ $y_1 = 3,65\text{cm}$
$I_{gg'} = by_1^2/315A(d - y_1)$	8199,02	6087,19	8199,02
$\sigma_b = \frac{M_s}{I_{gg'}} \cdot y_1$	4,99Mpa	2,74Mpa	5,44Mpa
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_b = 4,99 \leq \overline{\sigma_b} = 15\text{Mpa}$	$\sigma_b = 2,74 \leq \overline{\sigma_b} = 15\text{Mpa}$	$\sigma_b = 5,44 \leq \overline{\sigma_b} = 15\text{Mpa}$

-Contrainte des armatures tendue :

$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ la fissuration est préjudiciable.

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

$$\eta = 1,6 \dots \text{H.A}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \{266,66; 201,63\} \text{Mpa}$$

$$\overline{\sigma_s} = 201,63 \text{Mpa}$$

$$\sigma_s = 1,5 \cdot K \cdot (d - y_1) = \frac{15M_s}{I_{gg'}} (d - y_1)$$

-type I:

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot 11,22 \cdot 10^3 \cdot (13,5 - 3,65)}{8199,02} = 202 \leq \overline{\sigma_s} = 202 \text{Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-type II :

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot 5,36 \cdot 10^3 \cdot (13,5 - 3,12)}{6087,19} = 137,09 < \overline{\sigma_s} = 202 \text{Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-type III :

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot 12,22 \cdot 10^3 \cdot (13,5 - 3,65)}{8199,02} = 220,63 > \overline{\sigma_s} = 202 \text{Mpa} \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

-ferraillage à L'E.L.S :

-pour type III:

$$M_s = 12,22 \text{KN.m}$$

Tableau IV.4 : Tableau ferrailage à L'E.L.S pour type III

Moment de service réduite	$\mu = \frac{30M_s}{b.d^2.\sigma_s}$	0,099
Coefficient	$\lambda = 1 + \mu$	1,099
Angle	$\rho = \arccos \lambda^{-\frac{3}{2}}$	29,77
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos\left(240 + \frac{\rho}{3}\right)$	0,28
Contrainte de béton	$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \cdot \frac{\sigma_s}{\eta}$	5,22Mpa
Section d'armature	$A_s = \frac{\alpha.b.d.\sigma_{bc}}{2.\sigma_s} = \frac{\alpha^2}{30(1 - \alpha)} . b.d$	5,9cm ²

Choix des aciers 4T14=6,15cm²/ml.

Armature de répartition $A_r=(A_L/4)=(6,15/4)=1,53\text{cm}^2/\text{ml}$.

on adopte 4T8=1,54cm²/ml.

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right).$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5; 4\text{Mpa}) = 2,5\text{Mpa}.$$

$$\tau_u = \frac{T}{b.d}$$

$$\text{TYPE (1): } \tau_u = \frac{19,19.10^3}{1000.135} = 0,14\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{TYPE (2): } \tau_u = \frac{14,87.10^3}{1000.135} = 0,11\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{TYPE (2): } \tau_u = \frac{19,83.10^3}{1000.135} = 0,14\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à:

$F = F_1 + F_2$ avec :

..... flèche due à la charge répartie. $F_1 = \frac{QL^4}{8EI}$

..... flèche due à la charge concentrée. $F_2 = \frac{PL^3}{3EI}$

-La flèche admissible :

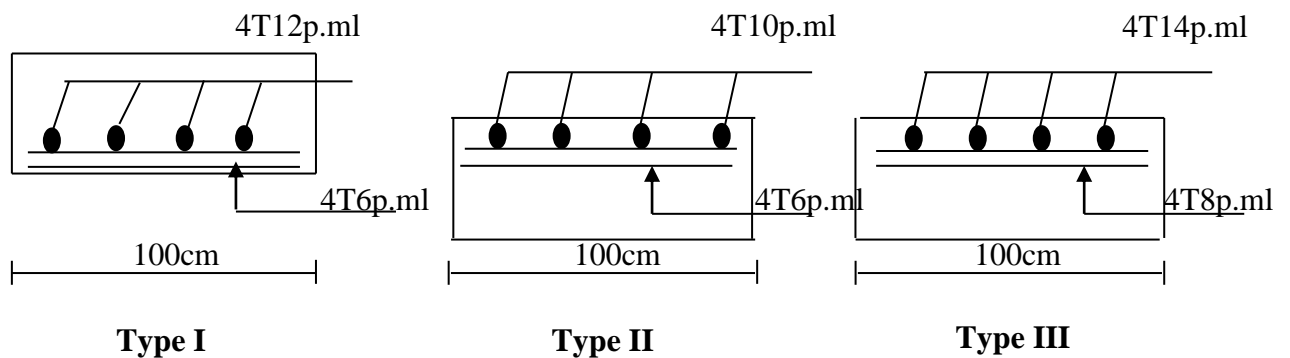
$$F_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left(\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right) \leq F_{adm} = \frac{L}{250}$$

Tableau IV.5 : La flèche admissible

	Type I	Type II	Type III
Centre de gravité $y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + nA_s a}{bh + nA_s}$	Y ₁ =y _G =7,76cm Y ₂ =h-y _G =7,24cm	Y ₁ =y _G =7,68cm Y ₂ =h-y _G =7,32cm	Y ₁ =y _G =7,84cm Y ₂ =h-y _G =7,16cm
Moment d'inertie $I = \frac{by_1^3}{3} + \frac{by_2^3}{3} + nA_s(d - y_1)^2$	30460,24	29768,99	31253,68
La flèche $f = \frac{L^3}{EI} \left(\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right)$	4.10 ⁻² cm	6,34.10 ⁻³ cm	4,80.10 ⁻² cm
Flèche admissible f _{adm} =L/250	0,428	0,24	0,456
Vérification f ≤ f _{adm}	0,00634 < 0,24 Vérifiée	0,04 < 0,428 Vérifiée	0,04 < 0,456 vérifiée

Figure IV.4 : schéma de ferrailage du consol



IV-3-L'ascenseur :

L'ascenseur est un moyen mécanique qui a pour rôle de transporter les personnes entre des différentes étages d'un immeuble, il est nécessaire dans les bâtiments de plus de cinq étages dans les quels l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

-Description de l'ascenseur :

-cabine :

Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.

-gaine :

Volume dans le quel se déplace la cabine ,le contre poids et le vérin hydraulique.ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et la plafond.

-palier :

Aire d'accès à la cabine à chaque niveau de service.

-cuvette :

Partie de la gaine située en contre bas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine

-hauteur libre :

Partie de la gaine située au dessus du dernier niveau desservi par la cabine.

-local des machines :

Local ou se trouvent la machine et son appareillage.

-Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

-le treuil de levage et sa poulie

-la cabine ou la benne

-le contre poids

La cabine et contre poids sont aux extrémité du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie

Le treuil soit :

-Pm « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.

-Q : la charge en cabine

-Pp : le poids de contre poids tel que $Pp = Pm + \frac{Q}{2}$

Les ascenseurs ont été normalisés sur le plan international. D'après la norme française (NF.p82.208), pour 8 personnes on a une charge nominale de 630 kg pour une vitesse de 1,60 m/s.

Les dimensions de la cabine de l'ascenseur sont comme suit :

Largeur de la cabine 1,10 m.

Longueur 1,40 m.

Hauteur 2,2 m.

-Calcul des poids :

Détermination de l'épaisseur de la dalle supportant l'ascenseur.

On adopte selon le R.P.A $h_0=15\text{cm}$.

-La surface des parois : $s=(2.1,4+1,1).2,2=8,58\text{m}^2$

-poids des parois : $M_1=11,5.8,58.1,1=108,53\text{Kg}$

-poids des plancher : $s=1,4.1,1=1,54\text{m}^2$ $M_2=110.1,54=169,4\text{Kg}$.

-poids du toiture : $s=1,1.1,1=1,54\text{m}^2$ $M_3=20.1,54=30,8\text{Kg}$.

-poids de l'arcade : $M_4=60+(120.1,1)=192\text{Kg}$.

-poids de parachute : $M_5=40\text{Kg}$.

-poids des accessoires : $M_6=80\text{Kg}$.

-poids des poulies de mouflage $M_7=2.30=60\text{Kg}$.

-poids de la porte de cabine : $M_8=80+(25.0,8.2)=120\text{Kg}$.

Le poids mort totale est : $p_m=\sum_{i=1}^8 p_i=800,73\text{Kg}$.

$P_p=800,73+(630/2)=1115,73\text{Kg}$.

-Choix des câbles :

Calcul de la charge du rupture

$$C_r = C_{rL} \cdot n \cdot m \rightarrow \text{tel que :}$$

C_r : la charge de rupture totale.

C_{rL} : la charge de rupture d'un seule câble.

n : nombre de câbles.

m : coefficient de sécurité.

$$C_{rL} = \frac{C_r}{M}$$

$$M = R + P + P_{\text{cable}}.$$

P câble est négligeable donc : $M = Q + P$.

$$\text{Généralement } \begin{cases} C_s \geq 12 \\ D/d > 40 \end{cases} \text{ on prend : } \frac{D}{d} = 45.$$

Avec : D : diamètre de poulies de moufflonage = 550 mm.

d : diamètre de câble ; $d = D/45 = 12,23$ mm.

$d = 12,6$ mm.

Ayant les caractéristiques suivantes :

-la charge admissible total = 8152 kg.

-Masse linéaire $e = 0,515$ kg/m.

$$C_r = C_s \cdot M \cdot \frac{1}{0,85} ; \text{ ou } 0,85 : \text{ Coefficient de câblage .}$$

$$C_r = \left(\frac{630 + 800,73}{0,85} \right) \cdot 12 = 20198,54 \text{ kg.}$$

$$n = \frac{C_r}{C_{rl} \cdot m} = \frac{20198,54}{8152 \times 2} = 1,24 \text{ soit : } n = 2 \text{ câbles.}$$

-Détermination de poids des câbles :

$$M_g = e \cdot n \cdot L$$

$$\begin{cases} e = 0,515 \text{ Kg/ml.} \\ L = 29,6 \text{ m.} \\ n = 2. \end{cases}$$

$$M_g = 30,49 \text{ kg.}$$

$$M = 630 + 30,49 + 4800,73 = 1461,22 \text{ kg.}$$

-Vérification :

$$C_r = 8152 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 0,85 = 18244,24 \text{ kg.}$$

$$\text{D'où } C_{rl} = \frac{27716,8}{1594,73} = 17,38 > 12 \dots\dots\dots \text{ condition vérifiée}$$

Le centre poids $p_p = 1115,73 \text{ Kg.}$

Poids de (trail+le moteur) = 1200 Kg.

-Calcul de la charge permanente G :

$$G = P_m + P_p + P_{cable} + P_{treil}$$

$P_{treil} = 1200 \text{ kg}$ (y compris les poids du moteur).

$$G = 1115,73 + 1200 + 30,49 = 2346,21 \text{ Kg.} = 3401,2 \text{ kg.}$$

$$\text{Donc : } q_\mu = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \varphi = 1,35(2346,22) + 1,5(630) = 4112,4 \text{ kg.}$$

-Vérification de la dalle au poinçonnement :

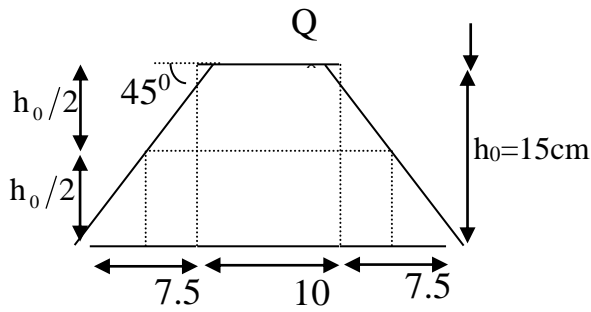
La dalle qui supporte le moteur de l'ascenseur risque le poinçonnement à cause de la force concentrée appliquée par chacun des appuis.

Chaque appui du moteur prend le $\frac{1}{4}$ de la charge totale : $q_\mu = \frac{\varphi_u}{4} = 1028,1 \text{ kg.}$

D'après les règles B.A.E.L 91, on vérifiée le poinçonnement par la formule suivante :

$$\varphi_\mu \leq 0,045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b.$$

$$\begin{cases} \varphi_\mu : \text{ Charge du calcul à l'E.L.U.} \\ h_0 : \text{ épaisseur de la dalle}(h_0=15\text{cm}). \\ \mu_c : \text{ périmètre de contour au niveau des feuillet moyen.} \end{cases}$$



$$U_c = 2(U + V) = 4.U ; h_0 = 15\text{cm}$$

$$\left\{ U = a + \frac{h_0}{2} = 25\text{cm} \right.$$

$$U_c = 4.25 = 100\text{cm}$$

$$\Rightarrow 0.045.100.15. \frac{25}{1,5}.10 = 11250\text{kg} \geq Q_u = 1028,1\text{kg}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

-Calcul des sollicitations :

-dalle sous charge concentrées :

$$p = \frac{Q_u}{U.V} = \frac{1028,1}{0,25.0,25} = 16449,6\text{Kg} / \text{m}^2$$

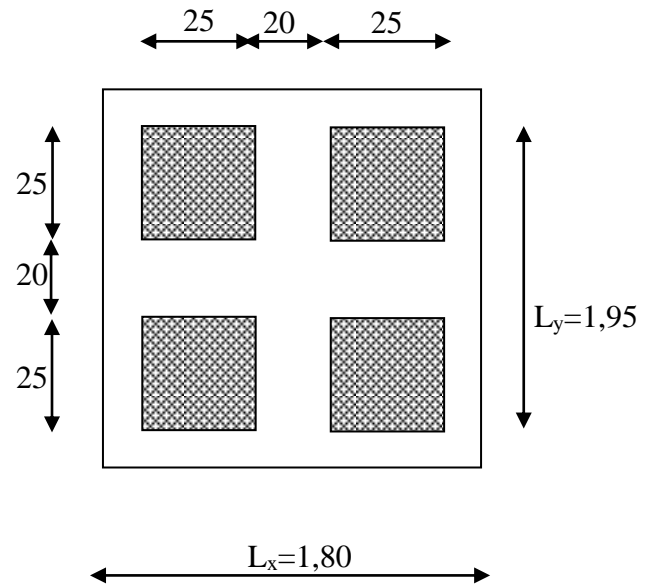
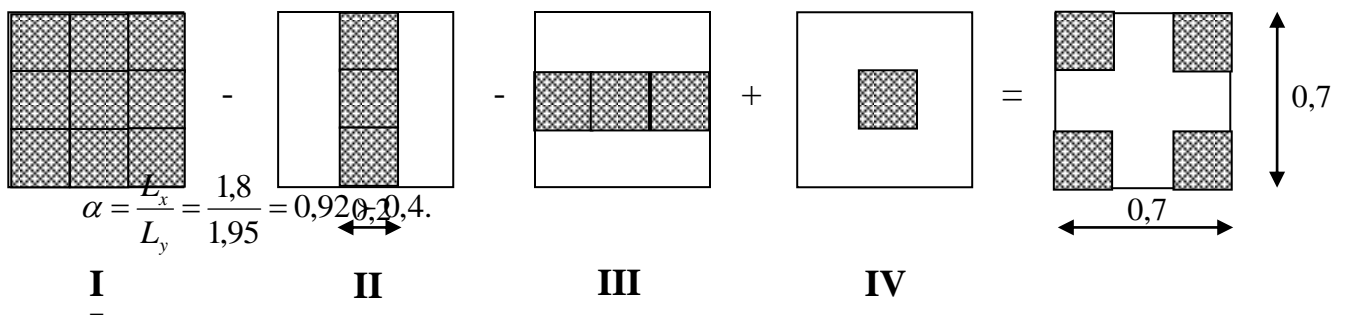


Figure IV.5 : dalle sous charge concentrées



-donc la dalle travaille dans les deux sens.

D'après les abaque de PIGEAUD, on peut déterminer les moments d'une charge uniformément répartir sur un rectangle concentrique :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P' \quad \text{avec } \nu : \text{coefficient du poisson à l'E.L.U.R } \nu = 0.$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P'$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{xc} = M_1 P' \\ M_{yc} = M_2 P' \end{cases}$$

-Effet 1 :

$$\left. \begin{aligned} \frac{U_1}{L_x} &= \frac{0,7}{1,8} = 0,3888 \\ \frac{V_1}{L_y} &= \frac{0,7}{1,95} = 0,3589 \end{aligned} \right\}$$

-Effet 2 :

$$\left. \begin{aligned} \frac{U_2}{L_x} &= \frac{0,2}{1,8} = 0,1111 \\ \frac{V_2}{L_y} &= \frac{0,7}{1,95} = 0,3589 \end{aligned} \right\}$$

-Effet 3 :

$$\left. \begin{aligned} \frac{U_3}{L_x} &= \frac{0,7}{1,8} = 0,3888 \\ \frac{V_3}{L_y} &= \frac{0,2}{1,95} = 0,1025 \end{aligned} \right\}$$

-Effet 4 :

$$\left. \begin{aligned} \frac{U_4}{L_x} &= \frac{0,2}{1,8} = 0,1111 \\ \frac{V_4}{L_y} &= \frac{0,2}{1,95} = 0,1025 \end{aligned} \right\}$$

Tableau IV.6 : des sollicitations d'une dalle sous charge concentrées

Rectangles	μ / L_x	V / L_y	M_1	M_2	$S(m^2)$	$P' = P.s$ (kg)	M_x (kg.m)	M_y (kg.m)
R1	0,3888	0,3589	0,118	0,098	0,49	8060,30	951,11	789,90
R2	0,1111	0,3589	0,187	0,141	0,14	2302,94	430,65	324,71
R3	0,3888	0,1025	0,130	0,136	0,14	2302,94	299,92	313,20
R4	0,1111	0,1025	0,235	0,208	0,04	657,98	154,62	136,06

-Les moments dues aux charges concentrées :

$$M_{0x_c} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 375,76 \text{ Kg.m} = 3,75\text{KN.m}$$

$$M_{0y_c} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 288,85 \text{ Kg.m} = 2,88\text{KN.m}$$

-Moments dues aux charges reparties (poids propre):

Chargement :

-poids propre : $G=0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}$

-charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ Kg /m}$

-Charge ultime: $qu=1,35G+1,5Q=656,25 \text{ kg/m}=6,562\text{KN/m}$

Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,92 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens .}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_\mu \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,92 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0437 \\ \mu_y = 0,8251 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0xr} = 0,929\text{KN.m} \\ M_{0yr} = 0,766\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = M_{oxc} + M_{oxr} = 4,679\text{KN.m.} \\ M_{oy} = M_{oyc} + M_{oyr} = 3,646\text{KN.m.} \end{cases}$$

-Les moments en travées et en appuis :

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_{ox} = 3,977\text{KN.m.}$$

$$M_{ax} = 0,4 \cdot M_{ox} = 1,87\text{KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_{oy} = 3,099\text{KN.m.}$$

$$M_{ay} = 0,4 \cdot M_{oy} = 1,87\text{KN.m.}$$

- Ferrailage de la dalle en E.L.U.R :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1m de largeur.

-En travée (les armatures inférieurs) :

-Sens l_x :

$$M_{tx} = 3,977\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \tau_{bc}} = \frac{3,977 \cdot 10^3}{100(13,5)^2 \cdot 14,2} = 0,01536 < \mu_\ell = 0,392 \rightarrow A' \text{ n' existe . pas.}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0188.$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,9945.$$

$$A_{tx} = 0,88\text{cm}^2 / m\ell.$$

- sens l_y : $M_{ty}=3,099 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b.d^2.\sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{3,099 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \cdot 14,2} = 0,1197 < 0,392 \Rightarrow A'n' \text{ existe. pas.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - \mu}) = 0,0141.$$

$$B = 1 - 0,4\alpha = 0,9945.$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{3,099 \times 10^3}{13,5 \times (0,9945) \times 348} = 0,66 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

-Les armatures supérieur (sur appuis) :

$M_{ax}=M_{ay}=1,87 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.\sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{1,87 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \cdot 14,2} = 0,007 < 0,392 \Rightarrow A'n' \text{ existe. pas.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - \mu}) = 0,0087.$$

$$B = 1 - 0,4\alpha = 0,9965.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{1,87 \times 10^3}{13,5 \times (0,9965) \times 348} = 0,399 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- Section minimale des armatures :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_0 = 15 \text{ cm} \quad 12 < h_0 = 15 < 30 \text{ cm.} \\ \alpha = 0,92 \end{array} \right.$$

-En travée:

-Sens L_y :

$$A_{y \text{ min}} (\text{cm}^2/\text{ml}) = 0,8.h_0 = 8.0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{y \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{ty} = 0,66 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc on prend $A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

-Sens L_x :

$$A_{x \text{ min}} = A_{y \text{ min}} \cdot \frac{3 - \alpha}{2} .$$

$$A_{x \text{ min}} = 1,2 \cdot \frac{3 - 0,92}{2} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{x \text{ min}} = 1,25 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{tx} = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Sur appui :

$$A_a = 0,399 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{a \text{ min}} = 1,25 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_a = 0,399 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

donc on prend $A_a=1,25\text{cm}^2/\text{ml}$.

-Choix des aciers:

-Diamètre : $\phi \leq (h_0 / 10)$

D'où : $\phi \leq (150 / 10)=15\text{cm}$

-En travée :

-Sens Lx :

on adopte $4\text{T}10=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$.

$\text{St}=25\text{cm}$.

-Sens Ly :

on adopte $4\text{T}10=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$.

$\text{St}=25\text{cm}$

-En appuis :

on adopte $4\text{T}10=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$.

$\text{St}=25\text{cm}$.

-Vérification des contraintes à l'E.L.S :

-Calcul des sollicitations à l'E.L.S :

-sous charge concentré :

$$M_{0x} = (M_1 + \nu M_2)P'_s \quad \text{avec : } \nu = 0,2(E.L.S). \quad p_s=11904,88\text{Kg/m}$$

$$M_{0y} = (M_2 + \nu M_1)P'_s$$

Tableau IV.7 : Calcul des sollicitations à l'E.L.S sous charge concentré

Rectangles	U / L_x	V / L_y	M_1	M_2	$S(m^2)$	$P'_s = P.s$ (kg)	M_{0x} (kg.m)	M_{0y} (kg.m)
R1	0,3888	0,3589	0,118	0,098	0,49	5833,39	802,67	709,34
R2	0,1111	0,3589	0,187	0,141	0,14	1666,68	358,66	297,33
R3	0,3888	0,1025	0,130	0,136	0,14	1666,68	262,00	270,00
R4	0,1111	0,1025	0,235	0,208	0,04	476,19	131,71	121,42

– Moment due aux charges concentrées :

$$M_{oxc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 313,72\text{kg.m} = 3,137\text{KN.m}$$

$$M_{oyc} = 263,43\text{Kg.m} = 2,634\text{KN.m}$$

– Moment due aux charges réparties :

$$G = 0,15 \times 2500 = 375\text{kg} / \text{m}^2 = 3,75\text{KN} / \text{m}^2$$

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

$$\alpha = \frac{\ell_x}{\ell_y} = 0,92 > 0,4 \quad \text{la dalle travaille dans les deux directions.}$$

$$M_{oxr} = \mu_x q L_x^2$$

$$M_{oyr} = \mu_y M_{oxr}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \mu_x = 0,0509 \\ \mu_y = 0,8799 \end{cases} \quad \text{Donc : } \begin{cases} M_{oxr} = 0,783 \text{KN.m.} \\ M_{oyr} = 0,688 \text{KN.m.} \end{cases}$$

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 3,92 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 3,32 \text{KN.m}$$

-Les moments en appuis et en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 3,33 \text{KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{oy} = 2,82 \text{KN.m.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,4 M_{tx} = 1,568 \text{KN.m.}$$

-Vérification des contraintes à L'E.L.S :

-Contrainte de béton comprimé :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\text{On a } \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{Mpa} \\ \sigma_b = M_{ser} \times Y_1 / I_{gg'} \end{cases}$$

-En travée :

-Sens I_x : $M_{tser} = 3,33 \text{KN.m} \quad A_{tx} = 3,14 \text{cm}^2/\text{ml.}$

y₁ = ?

$$b y_1^2 / 2 + 15 A_{tx} (d - y_1) = 0$$

$$50. y_1^2 + 47,14. y_1 - 635,85 = 0$$

D'où $y_1 = 3,16 \text{cm}$

-Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 A_{tx} (d - y_1)^2.$$

$$I_G = 6066 \text{cm}^4.$$

-Calcul des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{tser}}{I_G} \cdot y_1 = \frac{73,33 \cdot 10^3}{6066} \cdot 3,16 = 1,73 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_b = 1,73 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Sens l_y : $M_{tser}=2,82\text{KN.m}$ $A_{ty}=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$.

$y_1=?$

$$by_1^2/2+-15A_{tx}(d-y_1)=0$$

D'où $y_1=3,16\text{cm}$

-Le moment d'inertie :

$$I_G = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d - y_1)^2.$$

$$I_G = 6066\text{cm}^4.$$

-Calcul des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{tser}}{I_G} \cdot y_1 = \frac{2,82 \cdot 10^3}{6066} \cdot 3,16 = 1,46\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$\sigma_b = 1,46\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$condition vérifiée.

-Sur appuis :

$M_{tser}=1,568\text{KN.m}$ $A_a=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$.

$y_1=?$

$$by_1^2/2+-15A_{tx}(d-y_1)=0$$

D'où $y_1=3,16\text{cm}$

-Le moment d'inertie :

$$I_G = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d - y_1)^2.$$

$$I_G = 6066\text{cm}^4.$$

-Calcul des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{a ser}}{I_G} \cdot y_1 = \frac{1,568 \cdot 10^3}{6066} \cdot 3,16 = 0,81\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$\sigma_b = 0,81\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$condition vérifiée.

-Contrainte des armatures tendue :

La fissuration est peut préjudiciable aucune vérification n'est à faire concerne σ_s .

-Vérification de la contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\bar{\tau} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ Mpa}$$

-sous charge concentrée :

$$V_v=V_u=\frac{p}{3.v}=\frac{4112,4}{3.0,25}=5483,2Kg=54,83KN.$$

-sous charge répartie :

On à $0,4 \leq \alpha = 0,92 \leq 1$

$$V_{ux}=\frac{q_u.l_x}{2}+\frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}}=\frac{6,562.1,8}{2}+\frac{1}{1+\frac{0,92}{2}}=4,04KN.$$

$$V_{uy}=\frac{q_u.l_x}{3}=\frac{6,562.1,8}{3}=3,83KN < V_x=4,04KN.$$

sens.l_x : $V_1 = V_v + V_x = 54,83 + 4,04 = 58,87KN.$

$$\tau_u=\frac{v_1}{b.d}=\frac{58,87.10^3}{1000.135}=0,436Mpa \leq 0,07 \frac{f_{ij}}{\gamma_b}=1,166Mpa....condition.vérifiée.$$

sens.l_y : $V_2 = V_u + V_y = 54,83 + 3,93 = 58,76KN.$

$$\tau_u=\frac{v_2}{b.d}=\frac{58,76.10^3}{1000.135}=0,435Mpa. \leq 1,166Mpa.....condition.vérifiée.$$

$\tau_{ux} = 0,2Mpa < \overline{\tau}_u = 1,17Mpa$ condition vérifié.

$\tau_{uy} = 0,135Mpa < \overline{\tau}_u = 1,17Mpa$

Puisque la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99 (version 2003); l'épaisseur du voile doit être ≥ 15 cm.

On adopte une épaisseur $e_p = 15$ cm.

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrailé par :

$$A_{min} = 0,1\% b.h_t = 0,1.0,01.100.15 = 1,5cm^2/ml$$

Le voile est ferrailé en deux nappes avec 5T8/ml soit ($A_{adopte} = 2,51cm^2/ml$)

L'espacement $S_t = 20cm.$

IV-4-les escaliers :

Les escaliers sont des éléments importants; ils permettent l'axés verticale entre différent étage de la structure. Ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers).les surcharges dues aux différent accès, personnes, équipement.

Notre bâtiment comporte :

Escalier droit (à deux volées).

Escalier console.

- escalier droit :

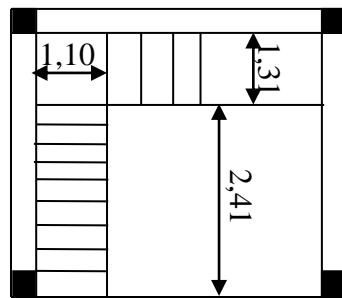
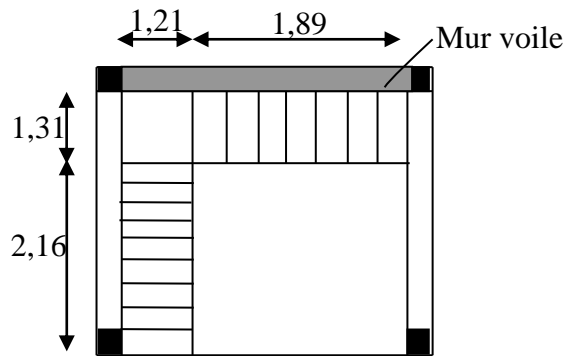
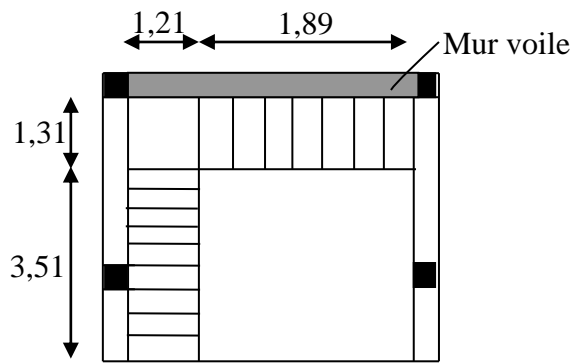
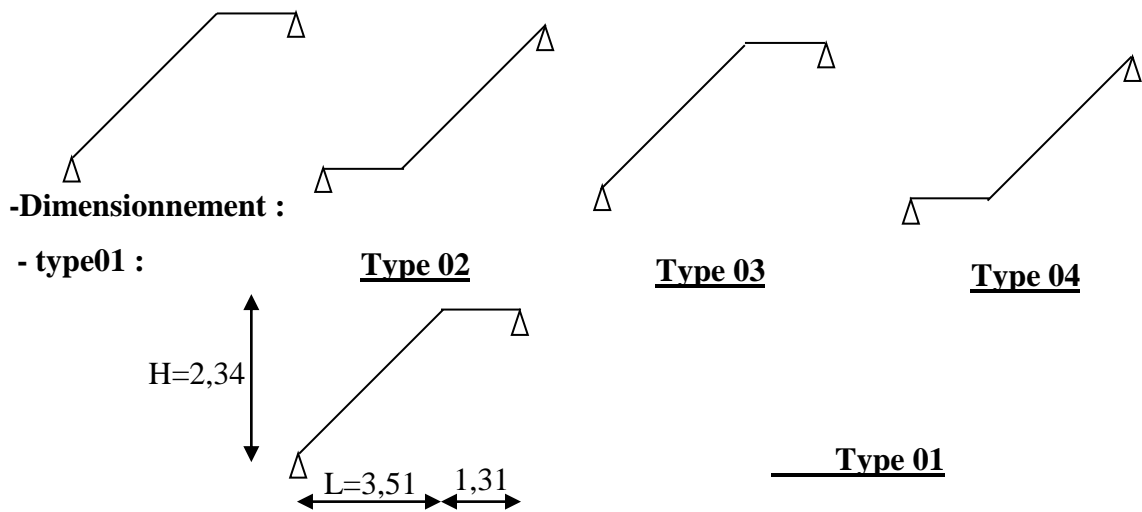


Figure IV.6 : escalier droit



$H=2,34m.$

h : hauteur de la marche.

g : longueur d'une marche .

L : portée en plan de la volée.

$(n - 1)$: nombre de marches=13.

n : nombre de contre marches.

$$h = \frac{H}{n} = \frac{234}{14} = 16,7cm.$$

$$L = (n - 1) \cdot g \Rightarrow g = \frac{L}{n - 1} = \frac{351}{13} = 27cm.$$

L'angle de l'inclinaison :

$$tg \alpha_1 = \frac{h}{g} = \frac{16,7}{27} = 0,61 \Rightarrow \alpha_1 = 31,73^\circ$$

-Epaisseur de la pailasse et du palier :

- Epaisseur de la pailasse :

$$\frac{\ell_1}{30} \leq e \leq \frac{\ell_1}{20} \Rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha_1} \leq e \leq \frac{L}{20 \cos \alpha_1} \text{ D'ou : } \frac{351}{30 \cos \alpha_1} \leq e \leq \frac{351}{20 \cos \alpha_1}$$

Donc : $13,75 \leq e \leq 20,63cm.$

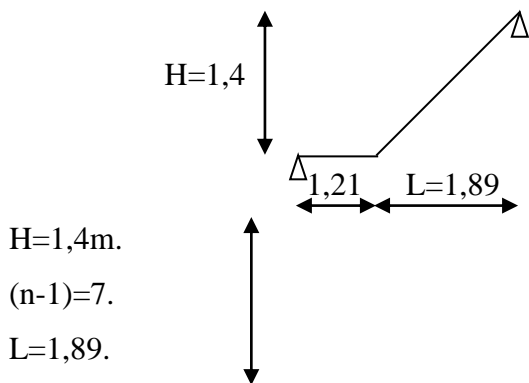
On prend : $e = 15 cm.$

-Epaisseur du palier :

$$e_1 = \frac{e}{\cos \alpha_1} = \frac{15}{\cos(31,73)} = 17,73cm.$$

on prend $e_1=18cm.$

-type02:



$H=1,4m.$

$(n-1)=7.$

$L=1,89.$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{140}{8} = 17,50 \text{ cm.}$$

$$L = (n-1) \cdot g \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{189}{8} = 27 \text{ cm.}$$

L'angle de l'inclinaison :

$$\text{tg } \alpha_2 = \frac{h}{g} = \frac{17,5}{27} = 0,64 \Rightarrow \alpha_2 = 32,94^\circ$$

-Epaisseur de la paille et du palier :

- Epaisseur de la paille :

$$\frac{\ell_2}{30} \leq e \leq \frac{\ell_2}{20} \Rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha_2} \leq e \leq \frac{L}{20 \cos \alpha_2} \text{ D'ou : } \frac{189}{30 \cos \alpha_2} \leq e \leq \frac{189}{20 \cos \alpha_2}$$

Donc : $7,5 \leq e \leq 11,26 \text{ cm.}$

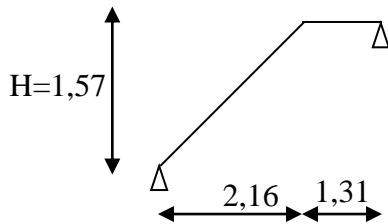
On prend : $e = 11 \text{ cm.}$

-Epaisseur du palier :

$$e_1 = \frac{e}{\cos \alpha_2} = \frac{11}{\cos(32,94)} = 13,10 \text{ cm.}$$

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur $e=15 \text{ cm}$

- type03 :



$H=1,57 \text{ m.}$

$(n-1)=8.$

$L=2,16 \text{ m.}$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{157}{9} = 17,50 \text{ cm.}$$

$$L = (n-1) \cdot g \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{216}{8} = 27 \text{ cm.}$$

L'angle de l'inclinaison :

$$\text{tg } \alpha_3 = \frac{h}{g} = \frac{17,5}{27} = 0,64 \Rightarrow \alpha_3 = 32,94^\circ$$

-Epaisseur de la pailleuse et du palier :

- Epaisseur de la pailleuse :

$$\frac{\ell_3}{30} \leq e \leq \frac{\ell_3}{20} \Rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha_3} \leq e \leq \frac{L}{20 \cos \alpha_3} \text{ D'ou : } \frac{216}{30 \cos \alpha_3} \leq e \leq \frac{216}{20 \cos \alpha_3}$$

Donc : $8,57 \leq e \leq 12,86 \text{ cm}$.

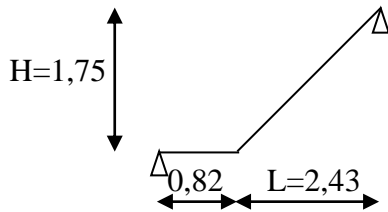
On prend : $e = 12 \text{ cm}$.

-Epaisseur du palier :

$$e_1 = \frac{e}{\cos \alpha_3} = \frac{12}{\cos(32,94)} = 14,29 \text{ cm}.$$

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur $e_1 = e = 15 \text{ cm}$.

-type04:



$H=1,75 \text{ m}$.

$(n-1)=9$.

$L=2,43$.

$$h = \frac{H}{n} = \frac{175}{10} = 17,50 \text{ cm}.$$

$$L = (n-1).g \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{243}{9} = 27 \text{ cm}.$$

L'angle de l'inclinaison :

$$\text{tg } \alpha_4 = \frac{h}{g} = \frac{17,5}{27} = 0,64 \Rightarrow \alpha_4 = 32,94^\circ$$

-Epaisseur de la pailleuse et du palier :

- Epaisseur de la pailleuse :

$$\frac{\ell_4}{30} \leq e \leq \frac{\ell_4}{20} \Rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha_4} \leq e \leq \frac{L}{20 \cos \alpha_4} \text{ D'ou : } \frac{175}{30 \cos \alpha_4} \leq e \leq \frac{175}{20 \cos \alpha_4}$$

Donc : $9,65 \leq e \leq 14,47 \text{ cm}$.

On prend : $e = 12 \text{ cm}$.

-Epaisseur du palier :

$$e_1 = \frac{e}{\cos \alpha_4} = \frac{12}{\cos(32,94)} = 14,29 \text{ cm.}$$

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur $e_1 = e = 15 \text{ cm}$

Tableau IV.8 :Tableau récapitulatif (palier-paillasse)

Type	Type01	Type02	Type03	Type04
H(m)	2,34	1,4	1,57	1,75
h(cm)	16,7	17,5	17,5	17,5
g(cm)	27	27	27	27
N	14	8	9	10
(n-1)	13	7	8	9
$\alpha(^{\circ})$	31,73	32,94	32,94	32,94
e paillasse (cm)	15	15	15	15
e palier (cm)	18	15	15	15

-Descente de charge :

-Paillasse :

Tableau IV.9 : Descente de charge Paillasse

Type descente de charge	Type01 KN/m ²	Type02 KN/m ²	Type03 KN/m ²	Type04 KN/m ²
Carrelage horizontal (2 cm) 0,2.2	0,4	0,4	0,4	0,4
Mortier de pose horizontale (2cm) 0,2.2	0,4	0,4	0,4	0,4
Carrelage verticale (2cm) $p_h.(h/g)$	0,25	0,26	0,26	0,26
Mortier de pose verticale $p_h.(h/g)$	0,25	0,26	0,26	0,26
Poids propre des marche 22.(h/2)	1,84	1,93	1,93	1,93
Poids propre de la paillasse $\gamma_b \cdot \frac{e}{\cos \alpha}$	4,4	4,46	4,46	4,46
Enduit en plâtre (2cm) $\frac{0,1.2}{\cos \alpha}$	0,24	0,24	0,24	0,24
Charge permanent total G	7,78	7,95	7,95	7,95
Charge d'exploitation Q	2,50	2,50	2,50	2,50
A L'E.L.U.R $q_{ul} = 1,35G + 1,5Q$	14,40	14,48	14,48	14,48
A L'E.L.S $q_{sl} = G + Q$	10,28	10,45	10,45	10,45

-Palier :

Tableau IV.10 : Descente de charge Palier

Type descente de charge	Type01 KN/m ²	Type02 KN/m ²	Type03 KN/m ²	Type04 KN/m ²
Carrelage horizontal (2 cm) 0,2.2	0,4	0,4	0,4	0,4
Mortier de pose (2cm) 0,2.2	0,4	0,4	0,4	0,4
Poids propre des palier 25.e	4,5	3,75	3,75	3,75
Enduit en plâtre (2cm) 0,1.2	0,2	0,2	0,2	0,2
Charge permanent total G	5,5	4,75	4,75	4,75
Charge d'exploitation Q	2,5	2,5	2,5	2,5
A L'E.L.U.R $q_{u1}=1,35G+1,5Q$	11,17	10,16	10,16	10,16
A L'E.L.S $q_{s1}=G+Q$	8	7,25	7,25	7,25

-Calcul des sollicitations :

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

-Exemple de calcul :

-Type01 :

A L'E.L.U.R :

-Schéma statique :

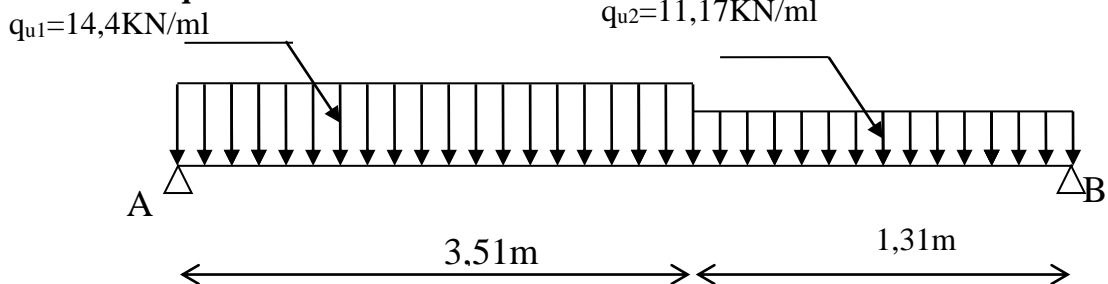


Figure IV.7 : Schéma statique A L'E.L.U.R

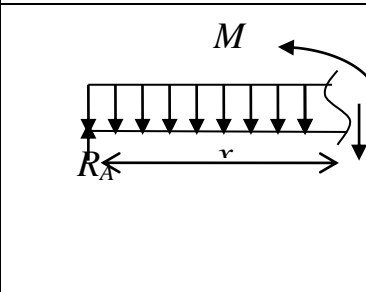
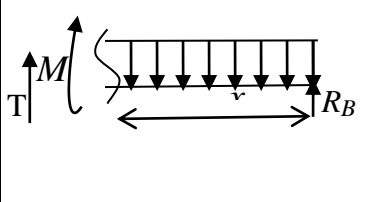
-Calcul du moment maximal :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = (14,4 \cdot 3,51) + (11,17 \cdot 1,31) = 65,17 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \Rightarrow q_{u2} \cdot \frac{(1,31)^2}{2} + q_{u1} \cdot 3,51 \cdot \left(\frac{3,51}{2} + 1,31 \right) = R_A (3,51 + 1,31)$$

$$R_A = 34,12 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_B = 31,04 \text{ KN}$$

Tableau IV.11 : des sollicitations A L'E.L.U.R

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 3,51\text{ m}$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $X=0 \Rightarrow T(x) = R_A = 34,12$ $X=(3,51) \Rightarrow$ $T(x) = -16,41\text{ KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot x^2 / 2$ $M(0) = 0$ $M(3,51) = 31,04\text{ KN.m}$ $T(x) = 0\text{ KN} \Rightarrow x = 2,36\text{ m}$ $M_{\max} = 40,42\text{ KN.m}$
$0 \leq x \leq 1,31\text{ m}$		$T(x) = q_{u2} \cdot x - R_B$ $X=0 \Rightarrow T(x) = -31,04\text{ KN}$ $X=(1,31) \Rightarrow$ $T(x) = -16,41\text{ KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} \cdot x^2 / 2$ $M(0) = 0$ $M(1,31) = 31,1\text{ KN.m}$

-A L'E.L.S :

-Schéma statique :

$q_{s1} = 10,28\text{ KN/ml}$

$q_{s2} = 8\text{ KN/ml}$

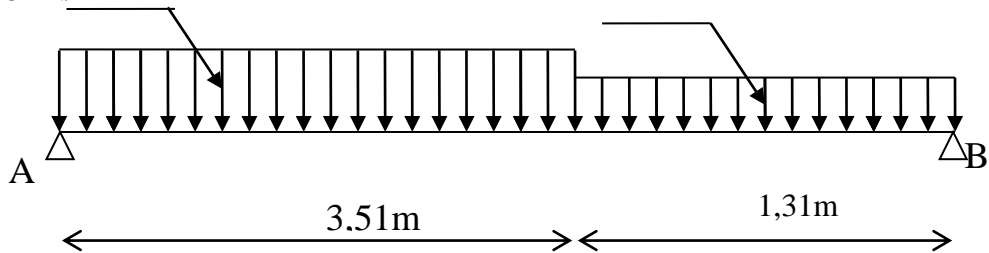


Figure IV.8 : Schéma statique A L'E.L.S

-Calcul du moment maximal :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (10,28 \cdot 3,51) + (8 \cdot 1,31) = 46,56\text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow q_{u2} \cdot \frac{(1,31)^2}{2} + q_{u1} \cdot 3,51 \cdot \left(\frac{3,51}{2} + 1,31 \right) = R_A (3,51 + 1,31)$$

$R_A = 24,36\text{ KN}$ et $R_B = 22,20\text{ KN}$

Tableau IV.12 : des sollicitations A L'E.L.S

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 3,51 \text{ m}$		$T(x) = R_A - q_{s1} \cdot x$ $X=0 \Rightarrow T(x) = R_A = 24,36$ $X=(3,51) \Rightarrow$ $T(x) = -11,72 \text{ KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_{s1} \cdot x^2 / 2$ $M(0) = 0$ $M(3,51) = 22,19 \text{ KN.m}$ $T(x) = 0 \text{ KN} \Rightarrow x = 2,36 \text{ m}$ $M_{\max} = 28,86 \text{ KN.m}$
$0 \leq x \leq 1,31 \text{ m}$		$T(x) = q_{u2} \cdot x - R_B$ $X=0 \Rightarrow T(x) = -22,20 \text{ KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} \cdot x^2 / 2$ $M(0) = 0$ $M(1,31) = 22,19 \text{ KN.m}$

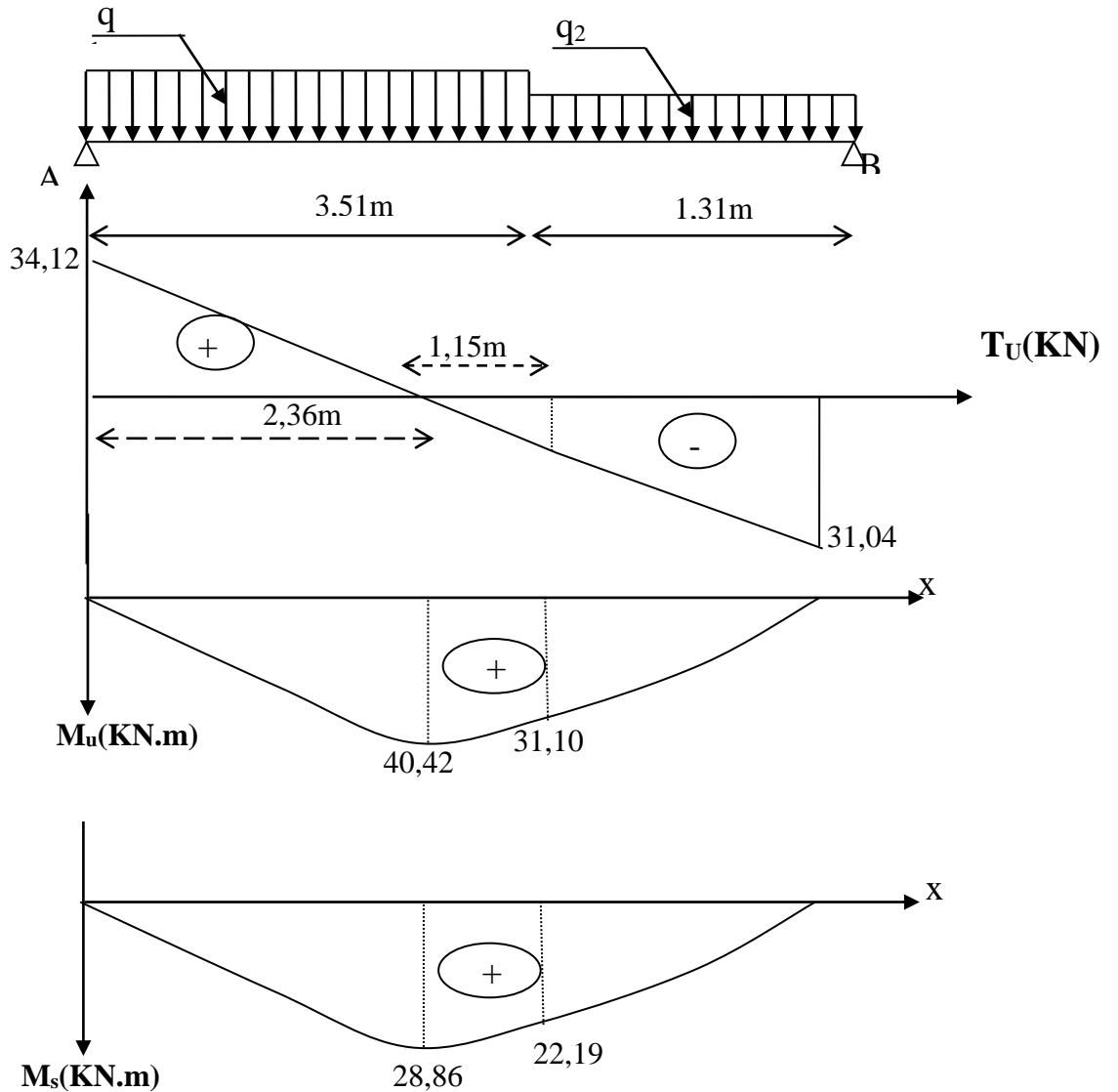


Figure IV.9 :Diagrammes des sollicitations

Tableau IV.13 :Tableau récapitulatif donnant les sollicitations

Type	E.L.U.R				E.L.S		
	M ₀ (KN.m)	M _t =0,85M ₀ (KN.m)	M _a =0,4M ₀ (KN.m)	T (KN)	M ₀ (KN.m)	M _t =0,85M ₀ (KN.m)	M _a =0,4M ₀ (KN.m)
01	40,42	34,35	16,16	34,12	28,86	24,53	11,54
02	15,84	13,46	6,33	21,42	11,39	9,68	4,57
03	19,97	16,97	7,98	24,05	14,40	12,24	5,77
04	18,37	15,61	7,34	13,07	13,17	11,20	5,27

-Calcul de ferrailage à L'E.L.U.R :

-En travée :

-Paillasse :

$$\left\{ \begin{array}{l} b=1\text{m.} \\ d=13,5\text{cm.} \\ \sigma_{bc} = 14,2\text{Mpa.} \\ \sigma_s = 348\text{Mpa.} \\ f_{t28} = 2,1\text{Mpa.} \end{array} \right.$$

Tableau IV.14 : ferrailage à L'E.L.U.R En travée Paillasse

	Type01	type 02	type 03	type 03
M_t	34,35	13,46	16,97	15,61
$\mu = \frac{M_{u,max}}{b.d^2.\sigma_{bc}}$	0,132	0,052	0,065	0,06
$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,1776	0,0667	0,0841	0,0774
$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0,929	0,973	0,9665	0,969
$A_t = \frac{M_{t,max}}{\beta.d.\sigma_s}$	7,87cm ² /ml	2,94cm ² /ml	3,73cm ² /ml	3,42cm ² /ml
condition de non fragilité $A_{min} = \frac{0,23ft_{28}b.d}{fe}$	1,63cm ² /ml	1,63cm ² /ml	1,63cm ² /ml	1,63cm ² /ml
Choix des armatures	6T14=9,23cm ² /ml St=16,66cm	4T12=4,52cm ² /ml St=25cm	4T12=4,52cm ² /ml St=25cm	4T12=4,52cm ² /ml St=25cm
Armature de repartition A_R=A/4	2,30cm ² /ml	1,13cm ² /ml	1,13cm ² /ml	1,13cm ² /ml
Choix des aciers	5T8=2,51cm ² /ml St=20cm	4T8=2,01cm ² /ml St=25cm	4T8=2,01cm ² /ml St=25cm	4T8=2,01cm ² /ml St=25cm

-Sur appuis :

-palier :

Tableau IV.15 : ferrailage à L'E.L.U.R En appuis Palier

	Type01	type 02	type 03	type 03
M_a	16,16	6,33	7,88	7,37
$\mu = \frac{M_{u, \max}}{b.d^2.\sigma_{bc}}$	0,043	0,024	0,030	0,028
$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,0549	0,0304	0,0381	0,0355
$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0,9765	0,988	0,985	0,986
$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_s}$	2,93cm ² /ml	1,36cm ² /ml	1,72cm ² /ml	1,59cm ² /ml
condition de non fragilité $A_{\min} = \frac{0,23 f_{t28} b.d}{f_e}$	1,95cm ² /ml	1,63cm ² /ml	1,63cm ² /ml	1,63cm ² /ml
Vérification	A _a >A _{min}	A _a <A _{min} On prend A _{min}	A _a >A _{min}	A _a <A _{min} On prend A _{min}
A_a	2,93 cm ² /ml	1,63 cm ² /ml	1,72 cm ² /ml	1,63 cm ² /ml
Choix des armatures	6T14=9,23cm ² /ml St=16,66cm	4T12=4,52cm ² /ml St=25cm	4T12=4,52cm ² /ml St=25cm	4T12=4,52cm ² /ml St=25cm

-Vérification à L'E.L.S :

-Vérification des contraintes :

Tableau IV.16 : Vérification des contraintes à L'E.L.S

		Type01	Type02	Type03	Type04
Moment service	$M_s(\text{KN})$	24,53	9,68	12,24	11,25
L'effort tranchant	$T(\text{KN})$	34,12	21,42	24,05	23,05
Position de l'axe neutre y(cm)	$\frac{b \cdot y^3}{3} - 15A_u(d - y) = 0$	4,88	3,65	3,65	3,65
Moment d'inertie I	$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15A_u(d - y)^2$	14161,25	8199,02	8199,02	8199,02
Contrainte dans le béton (Mpa)	$\sigma_b = \frac{M_s}{I} \cdot y$	8,45	4,30	5,44	5,00
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$ $\Leftrightarrow \sigma_b \leq 15 \text{Mpa}$	8,45 < 15 Vérifiée	4,30 < 15 vérifiée	5,44 < 15 vérifiée	5,00 < 15 Vérifiée
Contrainte tangente (Mpa)	$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d}$	0,21	0,15	0,18	0,17
Vérification de contrainte tangente	$\tau_u \leq \overline{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa} \right\}$ $\tau_u \leq 3,3 \text{Mpa}$	0,21 < 3,33 Vérifiée	0,15 < 3,3 vérifiée	0,18 < 3,3 vérifiée	0,17 < 3,3 Vérifiée

-Vérification de la flèche :

Tableau IV.17 : Vérification de la flèche à L'E.L.S

	Type01	Type02	Type03	Type04
$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16}$	0,03 < 0,06 Non vérifiée	0,03 < 0,06 Non vérifiée	0,04 < 0,06 Non vérifiée	0,04 < 0,06 Non vérifiée
$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	0,03 < 0,084 Non vérifiée	0,04 < 0,08 Non vérifiée	0,04 < 0,084 Non vérifiée	0,04 < 0,08 Non vérifiée
$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$	0,015 = 0,015 Non vérifiée	0,0033 < 0,01 Vérifiée	0,0033 < 0,06 Vérifiée	0,0033 < 0,01 vérifiée

Dans ce cas le calcul de la flèche est nécessaire.

-Charges prise en compte :

Tableau IV.18 : Charges prise en compte

Types	Type01	Type02	Type03	Type04
Charge permanente G(KN/m²)	7,78	7,95	7,95	7,95
Surcharge d'exploitation Q(KN/m²)	2,50	2,50	2,50	2,50
Charge permanente sans revêtement j(KN/ml)	6,24	6,39	6,39	6,39
Charge permanente avec revêtement g(KN/ml)	7,78	7,95	7,95	7,95
Charge totale :à L'E.L.S q=(Q+G).b(KN/ml)	10,28	10,45	10,45	10,45

-Calcul des moments correspondant :

Tableau IV.19 : Calcul des moments correspondant

	Formule	Type01	Type02	Type03	Type04
Moment correspondant à j (KN.m)	$M_j=0,85(j.L^2)/8$	15,40	6,52	8,16	7,17
Moment correspondant à g (KN.m)	$M_j=0,85(g.L^2)/8$	19,20	8,11	10,17	8,92
Moment correspondant à q (KN.m)	$M_j=0,85(q.L^2)/8$	25,37	10,67	13,37	11,72

-Détermination de centre de gravité et de moment d'inertie :

Tableau IV.20 : Détermination de centre de gravité et de moment d'inertie

	Formule	Type01	Type02	Type03	Type04
Centre de gravité (cm)	$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$	8	7,76	7,76	7,76
Moment d'inertie (cm⁴)	$I_G = \frac{b \cdot y_G^3}{3} + \frac{b(h - y_G)^3}{3} + 15A(d - y_G)$	32688,11	32787,99	32787,99	32787,99

-Calcul des contraintes correspondant :

Tableau IV.21 : Calcul des contraintes correspondant

	Formule	Type01	Type02	Type03	Type04
Contrainte correspondant à j	$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A.Z} [Mpa]$	133,04	109,80	138,36	121,64
contrainte correspondant à g	$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A.Z} [Mpa]$	165,88	136,5	172,44	151,34
contrainte correspondant à q	$\sigma_{sq} = \frac{M_q}{A.Z} [Mpa]$	219,19	179,71	226,70	178,84

-calcul des coefficients:

Tableau IV.22 : Calcul des coefficients

	Formule	Type01	Type02	Type03	Type04
Percentage d'armature	$\rho = \frac{A}{d.b}$	0,0068	0,0033	0,0033	0,0033
Coefficient correspondant à j	$\mu_j = 1 - \frac{1,75.ft_{28}}{4\rho\sigma_j + ft_{28}}$	0,35	0,0066	0,084	0,0082
Coefficient correspondant à g	$\mu_g = 1 - \frac{1,75.ft_{28}}{4\rho\sigma_j + ft_{28}}$	0,44	0,05	0,16	0,10
Coefficient correspondant à q	$\mu_q = 1 - \frac{1,75.ft_{28}}{4\rho\sigma_j + ft_{28}}$	0,54	0,18	0,28	0,18
Coefficient instantannée	$\lambda_i = \frac{0,05ft_{28}}{(2 + 3.b_0 / b).\rho}$	3,09	6,36	6,36	6,36
Coefficient différé	$\lambda_v = 0,4\lambda$	1,23	2,54	2,54	2,54

-Module de déformation longitudinale instantannée du béton :

$$E_i = 11000(ft_{28})^{1/3} = 32164,2 \text{ Mpa.}$$

-Module de déformation longitudinale différée du béton :

$$E_i = 3700(ft_{28})^{1/3} = 10818,86 \text{ Mpa.}$$

-Calcul des moments d'inertie :

Tableau IV.23: Calcul des moments d'inertie

	Formule	Type01	Type02	Type03	Type04
Moment d'inertie correspondant à j (cm⁴)	$I_{ji} = \frac{I}{(1 + \lambda_l \mu_j)}$	15704,11	31582,79	23302,81	31162,78
Moment d'inertie correspondant à g (cm⁴)	$I_{gi} = \frac{I}{(1 + \lambda_l \mu_g)}$	13853,24	24877,07	16250,98	20041,55
Moment d'inertie correspondant à q (cm⁴)	$I_{qi} = \frac{I}{(1 + \lambda_l \mu_q)}$	12249,16	15287,20	11790,84	15287,10
Moment d'inertie correspondant à gv (cm⁴)	$I_{gv} = \frac{I}{(1 + \lambda_v \mu_g)}$	21209,51	29093,15	23313,41	26146,7

-Calcul de la flèche :

Tableau IV.24: Calcul de la flèche

	Formule	Type01	Type02	Type03	Type04
la flèche correspond à j	$f_{ij} = \frac{1,1\mu_j L^2}{10E_i I_{ji}}$	$1,6.10^{-3}$	$6,78.10^{-4}$	$1,44.10^{-3}$	$8,31.10^{-4}$
la flèche correspond à g	$f_{gi} = \frac{1,1\mu_g L^2}{10E_i I_{ji}}$	$1,1.10^{-2}$	$1,07.10^{-3}$	$2,57.10^{-3}$	$1,6.10^{-3}$
la flèche correspond à q	$f_{ij} = \frac{1,1\mu_q L^2}{10E_i I_q}$	$1,64.10^{-2}$	$2,29.10^{-3}$	$4,66.10^{-3}$	$2,76.10^{-3}$
la flèche correspond à gv	$f_{gv} = \frac{1,1\mu_g L^2}{10E_g I_{gv}}$	$2,13.10^{-2}$	$3,73.10^{-3}$	$2,57.10^{-3}$	$1,6.10^{-3}$
la flèche totale	$\Delta f_t = f_{gv} + f_{qi} - f_{gi} - f_{ji}$	0,047	$4,27.10^{-3}$	$3,22.10^{-3}$	$1,93.10^{-3}$
la flèche admissible	<p>si $L \leq 500$</p> $\Delta f_{adm} = \frac{L}{500}$ <p>si $L > 500$</p> $\Delta f_{adm} = 0,5 + \frac{L}{1000}$	0,964	0,62	0,694	0,65
Vérification	$\Delta f_t \leq \Delta f_{adm}$	$0,047 < 0,964$ Vérifiée	$4,27.10^{-3} < 0,964$ Vérifiée	$3,22.10^{-3} < 0,699$ vérifiée	$1,93.10^{-3} < 0,65$ Vérifiée

-les poutres palières et la poutre noyée :

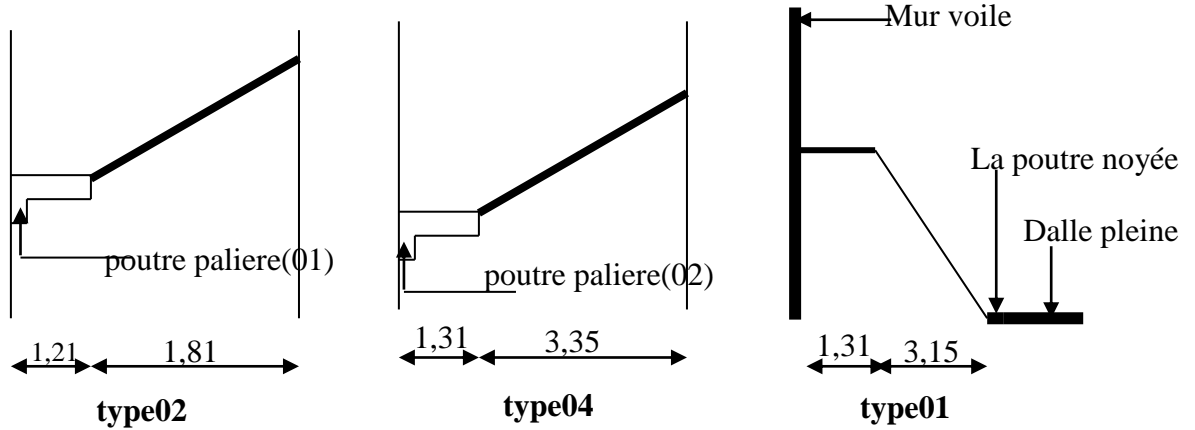


Figure IV.10 : les poutres palières et la poutre noyée

-La poutre noyée :

-dimensionnement :

$$h=h_0 \text{ dalle}=15\text{cm.}$$

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

$$l=3,10\text{m.}$$

-Chargement :

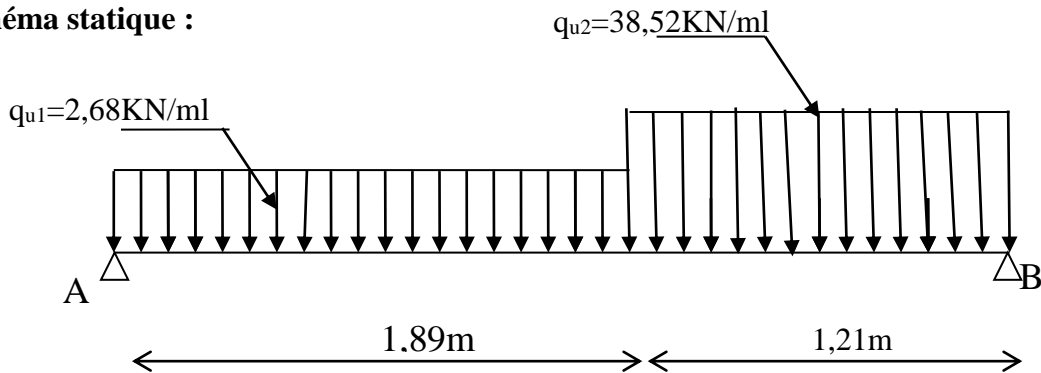
$$\text{Poids propre de la poutre: } \gamma_b \cdot s = 0,3 \times 0,15 \times 25 = 1,125 \text{KN/ml.}$$

$$\text{charge d'exploitation (dalle d'entrée) } Q \cdot b = 2,5 \cdot 0,3 = 0,75 \text{KN/ml.}$$

$$\text{Réaction du au escalier : } R = 34,12 \text{KN/ml}$$

-à l'E.L.U.R :

-Schéma statique :



$$q_{u1} = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_{u1} = 1,35 \cdot 1,125 + 1,5 \cdot 0,75 = 2,64 \text{KN/ml}$$

$$q_{u2} = q_{u1} + R = 38,52 \text{KN/ml.}$$

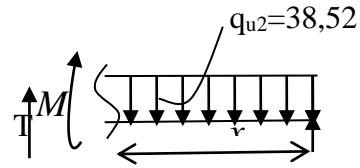
-Sollicitation :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (2,64 \cdot 1,89) + (38,52 \cdot 1,21) = 46,56 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow q_{u2} \cdot \frac{(1,21)^2}{2} + q_{u1} \cdot 1,89 \cdot \left(\frac{1,89}{2} + 1,21 \right) = R_A \cdot 3,1$$

$R_A = 12,56\text{KN}$ et $R_B = 39,04\text{KN}$.

$0 \leq x \leq 1,21\text{ m}$



$T_x = q_{u2} \cdot x - R_B$

$x=0 \quad T_x = -R_B = -39,04\text{KN}$.

$x=1,21 \quad T_x = 7,56\text{KN}$.

$M_x = R_B \cdot x - q_{u2} \cdot (x^2/2)$.

-Le moment max :

$T=0 \quad x=1,01\text{m} \quad M_{\max} = M_x(1,01) = 19,78\text{KN.m}$.

-moment isostatique $M_0 = 19,78\text{KN.m}$.

-moment en travée $M_t = 0,85 M_0 = 16,81\text{KN.m}$.

-moment sur appui $M_a = 0,4 M_0 = 7,91\text{KN.m}$.

-l'effort tranchant $T_u = 39,04\text{KN.m}$

-Le ferrailage :

-En travée :

$d = 0,9h = 13,5\text{cm}$.

$M_t = 16,81\text{KN.m}$

$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \cdot \sigma_b} = \frac{16,81 \cdot 10^3}{30(13,5)^2 \cdot 14,2} = 0,216 < \mu_\ell = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe pas.}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,3079$.

$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,876$.

$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 4,08\text{cm}^2$.

-Condition de non fragilité:

$A_{\min} = 0,23b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,48\text{cm}^2$

$A_t > A_{\min}$ condition vérifiée.

choix des armatures $3T14 = 4,62\text{cm}^2$

-sur appuis :

$$M_a = 7,91 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 \cdot \tau_b} = \frac{7,91 \cdot 10^3}{30(13,5)^2 \cdot 14,2} = 0,102 < \mu_\ell = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe. pas.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,1348.$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,946.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 1,77 \text{cm}^2.$$

-Condition de non fragilité:

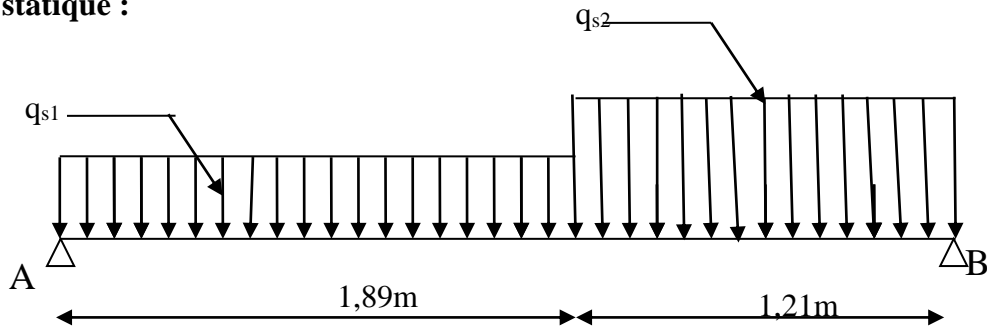
$$A_{\min} = 0,23b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,48 \text{cm}^2$$

$A_t > A_{\min}$ condition vérifiée.

choix des armatures 3T10=2,35cm²

-vérification à l'E.L.S :

Schéma statique :



-Sollicitation :

$$q_{s1} = 1,875 \text{KN/ml.}$$

$$q_{s2} = 35,995 \text{KN/ml.}$$

$$M_0 = 18,11 \text{KN.m.}$$

$$M_t = 35,39 \text{KN.m.}$$

$$M_a = 7,244 \text{KN.m.}$$

-vérification des contraintes :

-vérification contrainte dans béton comprimé :

-En travée :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\text{On a } \begin{cases} \overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{Mpa} \\ \sigma_b = M_s \times Y / I_{gg'} \end{cases}$$

$$M_s = 18,11 \text{KN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

$$by_1^2/2-15A(d- y_1)=0$$

D'où $y=5,91\text{cm}$

-Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A(d - y_1)^2.$$

$$I_G = 6047,70\text{cm}^4.$$

-Calcul des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_G} . y = 8,79\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_b = 8,79\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Vérification de la contrainte tangente :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{139,04.10^3}{300.135} = 0,96\text{MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}.$$

$$\tau_u = 0,96\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-Les armatures transversales At:

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b/10; \Phi_{Lmin})$$

Diamètre $\Phi_t \leq \min(0,42; 30; 14) = 4,57.$

on adopte: $\Phi_t = 6\text{mm}.$

-Calcul des espacements :

$$St \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) \}$$

$$St \leq \min(12,15 ; 40\text{cm}) \}$$

$St \leq 12,15\text{cm}$ selon RPA

$\left\{ \begin{array}{l} \text{zone nodale } St \leq 10\text{cm} \\ \text{On adopte } S_t = 14\text{cm} \\ \text{Zone courant } St \leq \min(b/2, h/2, 10\phi L) \\ \text{on adopte } S_t = 15\text{cm} \end{array} \right.$

-La section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b.st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3k.f_{ij}^*}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$k = 1$ (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa}; \delta_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{T}{b.d} = 0,96 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{(0,96 - 0,3 \cdot 1,2 \cdot 1)}{0,9 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,0016$$

-La section minimale des A_t :

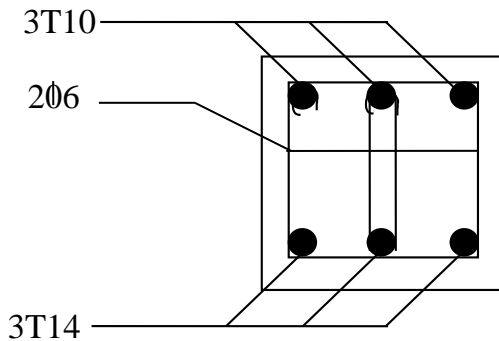
$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right) \geq 0,036 \text{ cm}, \text{ on prend } S_t = 12 \text{ cm}$$

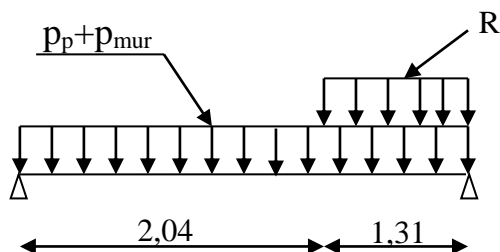
$$\Rightarrow A_t \geq S_t \cdot 0,036 = 0,54 \text{ cm}^2$$

On adopte $2 \phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$.

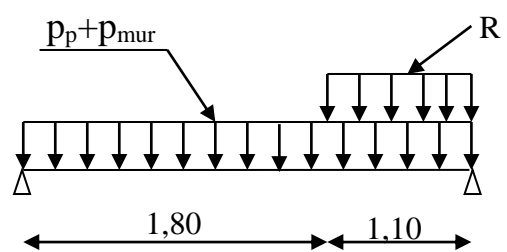
-Dessin de ferrailage :



-les poutre palières :



TYPE 01



TYPE 02

-Dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \end{array} \right.$$

-Type01 :

$$22,33 \leq h \leq 33,5 \rightarrow h = 30cm.$$

$$8,1 \leq b \leq 10,8 \rightarrow b = 30cm.$$

-Type02 :

$$19,33 \leq h \leq 29 \rightarrow h = 30cm.$$

$$8,1 \leq b \leq 10,8 \rightarrow b = 30cm.$$

-Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30 \geq 20 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ 30 = 30 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{30}{30} = 1 < 4 \dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

-Charge supportée par la poutre:

Type01

Poids propre de la poutre: $\gamma_b \cdot b \cdot h = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 25 = 2,25 \text{KN/m}$

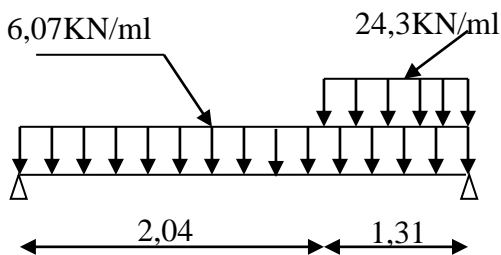
Poids du mur situé sur la poutre : $\gamma_{mur} \cdot e \cdot h = 9 \cdot 0,25 \cdot 1,1 = 2,47 \text{KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre : $R = 18,23 \text{KN/m}$

-A l'E.L.U.R :

$$q_{u1} = 1,35(2,25 + 2,47) = 6,07 \text{KN/ml}$$

$$q_{u2} = q_{u1} + R = 24,3 \text{KN/ml}$$



Type02

Poids propre de la poutre: $\gamma_b \cdot b \cdot h = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 25 = 2,25 \text{KN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre : $\gamma_{mur} \cdot e \cdot h = 9 \cdot 0,2 \cdot 1,35 = 2,43 \text{KN/m}$

Chapitre IV: Calcul des éléments non structuraux

Réaction du palier sur la poutre : $R=20,43\text{KN/m}$

-A l'E.L.U.R :

$$q_{u1} = 1,35(2,25+2,43)=6,31\text{KN/ml}$$

$$q_{u2}=q_{u1}+R=26,74\text{KN/ml}$$

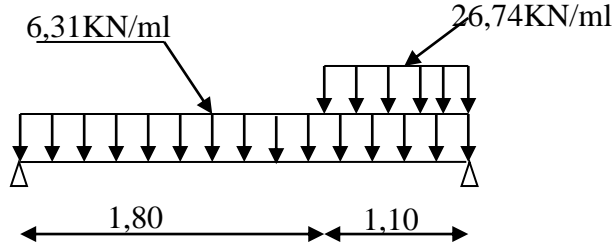


Tableau IV.25 :solllicitations Charge supportée par la poutre (E.L.U.R_E.L.S)

-Solllicitations:

Sollcitation	E.L.U.R				E.L.S		
	M_0	$M_t=0,85M_0$	$M_a=0,4M_0$	T	M_0	$M_t=0,85M_0$	$M_a=0,4M_0$
TYPE 1	18,04	15,33	7,21	29,37	16,01	13,6	6,4
TYPE 2	14,28	12,13	5,71	27,35	12,44	10,55	4,97

-Le ferrailage à l'E.L.U.R :

En travée : $d=0,9h=27\text{cm}$; $b=30\text{cm}$

Tableau IV.26 : Le ferrailage à l'E.L.U.R En travée

Type	Type01	type 02	
M_t	15,33	12,13	
$\mu = \frac{M_{u,max}}{b.d^2.\sigma_{bc}}$	0,049	0,039	$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ <i>A n'existe pas</i>
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,628	0,0497	
$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0,9745	0,9805	
$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s}$	1,67cm ² /ml	1,31cm ² /ml	
condition de non fragilité $A_{min} = \frac{0,23.ft_{28}.b.d}{f_e}$	0,97cm ² /ml	0,97cm ² /ml	$A > A_{min}$.condition vérifiée
Choix des armatures	2T12=2,26cm ² /ml	2T10=1,57cm ² /ml	

-Sur appuis :

Tableau IV.27 : Le ferrailage à l'E.L.U.R En appuis

Type	Type01	type 02	
M_t	7,21	5,71	
$\mu = \frac{M_{u,max}}{b.d^2.\sigma_c}$	0,023	0,018	$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ <i>A n'existe pas</i>
$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,02915	0,0227	
$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0,9885	0,991	
$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s}$	0,97cm ²	0,61cm ²	
condition de non fragilité $A_{min} = \frac{0,23 f_{t28} b.d}{f_e}$	0,97cm ² /ml	0,97cm ² /ml	$A_{min} > A \dots$ condition non vérifiée On prend $A=0,97\text{cm}^2$ pour les deux type.
Choix des armatures	2T10=1,57cm ² /ml	2T10=1,57cm ² /ml	

- vérification à l'E.L.S :

-vérification des constraints :

-vérification contrainte dans béton comprimé :

-En travée:

-Type01 :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\text{On a } \begin{cases} \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{Mpa} \\ \sigma_b = M_s \times Y / I_{gg'} \end{cases}$$

$$M_s = 13,60 \text{KN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

$$b y_1^2 / 2 - 15 A (d - y_1) = 0$$

$$\text{D'où } y = 6,76 \text{cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A (d - y_1)^2.$$

$$I_G = 16972,65 \text{ cm}^4.$$

-Calcul des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I_G} \cdot y = 5,41 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_b = 5,41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Type02 :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\text{On a } \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_b = M_s \times Y / I_{gg'} \end{cases}$$

$$M_s = 10,57 \text{ KN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

$$b y_1^2 / 2 - 15 A (d - y_1) = 0$$

$$\text{D'où } y = 5,77 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I_G = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A (d - y_1)^2.$$

$$I_G = 12532,37 \text{ cm}^4.$$

-Calcul des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I_G} \cdot y = 4,86 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_b = 4,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-En appuis :

-Type01 :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\text{On a } \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_b = M_s \times Y / I_{gg'} \end{cases}$$

$$M_a = 6,4 \text{ KN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

$$b y_1^2 / 2 - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\text{D'où } y = 5,77 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A(d - y_1)^2.$$

$$I_G = 12532,37 \text{ cm}^4.$$

-Calcul des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I_G} \cdot y = 2,94 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 2,94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Type02 :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\text{On a } \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_b = M_s \times Y / I_{gg'} \end{cases}$$

$$M_a = 4,94 \text{ KN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

$$b y_1^2 / 2 - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\text{D'où } y = 5,77 \text{ cm}$$

-Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A(d - y_1)^2.$$

$$I_G = 12532,37 \text{ cm}^4.$$

-Calcul des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I_G} \cdot y = 2,28 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 2,28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Vérification de la contrainte tangente :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

TYPE01 :

T=7,21KN.

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = 0,089\text{MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

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

$\tau_u = 0,089\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$condition vérifié

-TYPE 02 :

T=5,71KN.

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = 0,070\text{MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

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

$\tau_u = 0,070\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$condition vérifié

-Les armatures transversales At:

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b/10; \Phi_{L\min})$$

Diamètre $\Phi_t \leq \min(8,57; 30; 14) = 8,57.$

on adopte : $\Phi_t = 8\text{mm}.$

-Calcul des espacements :

$$\left. \begin{aligned} St &\leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) \\ St &\leq \min(24,3 ; 40\text{cm}) \end{aligned} \right\}$$

St ≤ 24,3cm selon RPA

{	zone nodale St ≤ 10cm
	On adopte St=10cm
	Zone courant St ≤ min(b/2, h/2, 10φL)
	On adopte St=15cm

-La section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b.st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3k.f_{ij}^*}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

k = 1 (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha=90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa}; \delta_s = 1:$$

-Type 01 :

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = 0,089$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{(0,089 - 0,3.1.2,1)}{0,9 \cdot \frac{235}{1,15}} = -0,0029$$

-La section minimale des A_t :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right) \geq 0,03 \text{ cm}, \text{ on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_t \geq S_t \cdot 0,03 = 0,45 \text{ cm}^2$$

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

$$A_t \geq S_t \cdot 0,03 = 0,45 \text{ cm}^2$$

On adopte $1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$.

-TYPE 02 :

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = 0,07$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{(0,089 - 0,3.1.2,1)}{0,9 \cdot \frac{235}{1,15}} = -0,003$$

-La section minimale des A_t :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right) \geq 0,03 \text{ cm}, \text{ on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_t \geq S_t \cdot 0,03 = 0,45 \text{ cm}^2$$

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

$$A_t \geq S_t \cdot 0,03 = 0,45 \text{ cm}^2$$

On adopte $1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$.

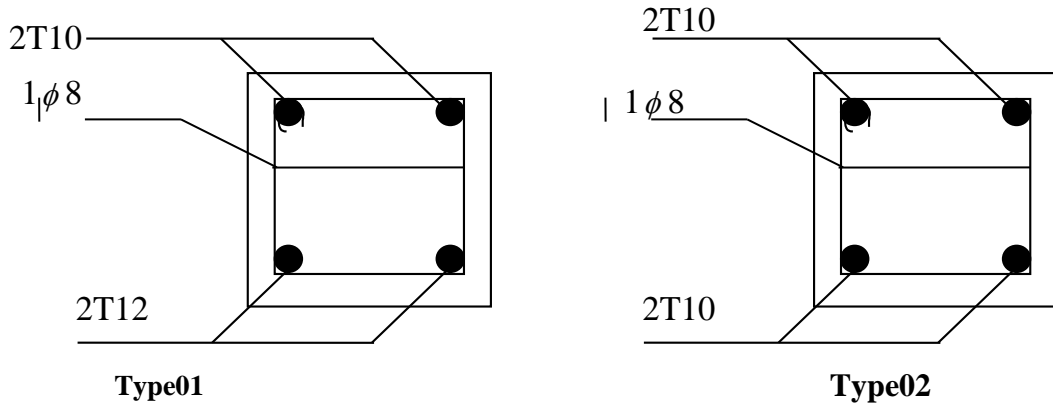


Figure IV.11 :schéma du ferrailage du poutre

-Escalier console avec paillasse : (encastrement dans un mur)

L'étude de ce type consiste à étudier une console encadrée dans dans un mur voile.

-La marche :

Epaissuer de la paillasse e=4cm.

-les marches sont les élément porteurs.

$$h = \frac{H}{n} = \frac{175}{10} = 17,5\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{243}{9} = 27\text{cm}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17,5}{27} = 0,64 \Rightarrow \alpha = 32,94^\circ$$

la section de calcul est (g × h_{eq})

$$h_{eq} = \frac{h}{2} + \frac{e}{\cos \alpha}$$

$$h_{eq} = \frac{17,5}{2} + \frac{4}{\cos 32,94} = 13,51\text{cm}$$

$$S = (27 \times 13,5) \text{cm}^2$$

-Les charges :

Carrelage horizontale (2cm).....0,2.2=0,4KN/m².

Mortier de pose horizontale (2cm).....0,2.2=0,4KN/m².

Carrelage verticale (2cm).....p_h. $\frac{h}{g} = 0,25\text{KN} / \text{m}^2$

Mortier de pose verticale (2cm)..... p_h. $\frac{h}{g} = 0,25\text{KN} / \text{m}^2$

Poids propre du marche (g.h_{eq})..... $\gamma_b \cdot g \cdot h_{eq} = 3,37\text{KN} / \text{m}^2 \dots$

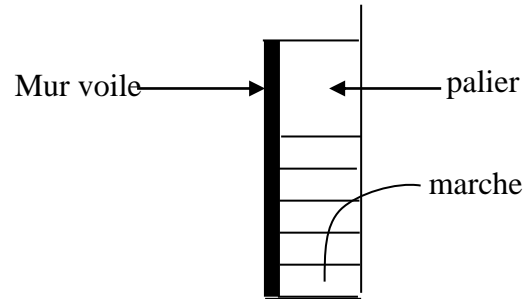


Figure IV.12 : encastrement dans un mur

Enduit en platre (2cm)..... $\frac{0,1.2}{\cos\alpha} = 0,24\text{KN} / \text{m}^2$

$G=4,91\text{KN/m}^2$

$Q=2,5\text{KN/m}^2$

$q_u=1,35G+1,5Q=10,37\text{KN/m}^2$

$q_s=G+Q=7,41\text{KN/m}^2$

$q_u=10,37.g=2,79\text{KN/ml}$

$q_s=7,41.g=2\text{KN/ml}$

-Sollicitations :

$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{2,79(1,2)^2}{2} = 2\text{KN.m}$

$T=q_u.l=2,79.1,2=3,34\text{KN}$

-Ferrailage :

$d=0,9h_{eq}=12,16\text{cm}$

$\mu = \frac{M}{g.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{2.10^3}{27.(12,16)^2.14,2} = 0,035 \rightarrow \mu < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - \mu}) = 0,0455$

$\beta = 1 - 0,4\beta\alpha = 0,9825$

$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = 0,48\text{cm}^2 / \text{marche}$

- Condition de non fragilité :

$A_{min}=0,23.g.d.f_{t28}/f_c=0,39\text{cm}^2$

$A > A_{min}$ condition vérifiée

Choix : 2T10/marche. $\begin{cases} A=1,57\text{cm}^2/\text{marche.} \\ St=22\text{cm.} \end{cases}$

-Le palier :

On prend l'épaisseur de la paillasse $h_0=15\text{cm}$.

La section de calcule $(100.15)\text{cm}^2$.

-Les charges :

-carrelage horizontale (2cm)..... $0,2.2=0,4\text{KN/m}^2$.

-mortier de pose (2cm)..... $0,2.2=0,4\text{KN/m}^2$.

-poid propre du palier..... $\gamma_b . h_0 = 3,75\text{KN} / \text{m}^2$.

-enduit en plâtre..... $0,1.2=0,2\text{KN/m}^2$.

$G=4,75\text{KN/m}^2$.

$Q=2,5 \text{KN/m}^2$.

-A.P.E.L.U.R :

$$q_u=10,16 \text{ KN/m}^2.$$

A.P.E.L.S :

$$q_s=7,25 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur : $\begin{cases} q_u=10,16 \text{ KN/ml.} \\ q_s=7,25 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

-Sollicitations :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{10,16(1,2)^2}{2} = 7,31 \text{ KN.m}$$

$$T = q_u \cdot l = 10,16 \cdot 1,2 = 12,19 \text{ KN}$$

-Ferrailage :

$$d = 0,9h_{eq} = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M}{g \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{7,31 \cdot 10^3}{27 \cdot (123,5)^2 \cdot 14,2} = 0,028 \rightarrow \mu < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - \mu}) = 0,0355$$

$$\beta = 1 - 0,4\beta\alpha = 0,986$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 1,58 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot g \cdot d \cdot f_{t28} / f_c = 1,63 \text{ cm}^2$$

$A < A_{min}$condition non vérifiée

On prend $A = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$\text{Choix : } 4T10 / \text{ml.} \quad A = \begin{cases} 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \\ St = 25 \text{ cm.} \end{cases}$$

-Armature de répartition :

$$A_r = (A_p / 4) = 0,78 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{Choix : } 3T8 / \text{ml} = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$St = 33 \text{ cm.}$$

- vérification à l'E.L.S :

-la marche :

$$\text{Moment de service : } M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} = 1,44 \text{ KN.m}$$

-vérification de contrainte dans béton :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\text{On a } \begin{cases} \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_b = M_s \times Y / I_{gg'} \end{cases}$$

-Position de l'axe neutre :

$$by_1^2/2-15A(d- y_1)=0$$

D'où $y=3,73\text{cm}$

-Le moment d'inertie :

$$I_G = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A(d - y_1)^2.$$

$$I_G = 2140,63\text{cm}^4.$$

-Calcul des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = 2,5\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_b = 2,5\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Vérification de la contrainte tangente :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$T=3,35\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = 0,1\text{MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}.$$

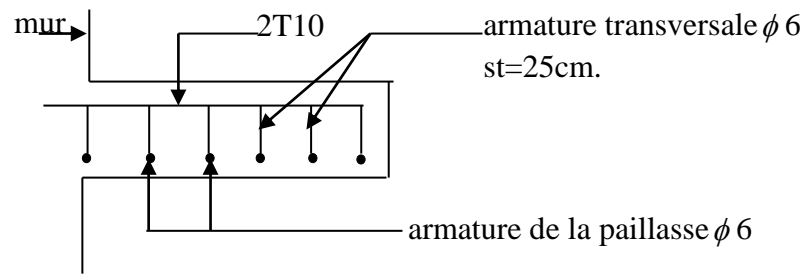
$$\tau_u = 0,1\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-verification de la flèche:

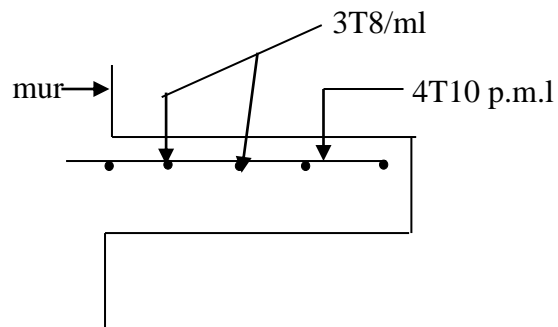
$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,11 > 0,062 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,11 > 0,1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,002 < 0,01 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$



la marche.



Palier

Figure IV.13 :schéma du ferrailage (marche_palier)



CHAPITRE V
ETUDE SISMIQUE

V-1-Introduction :

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

Calculs sismiques : c'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse :

Analyse statique équivalente :

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

Analyse modale spectrale :

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

-Méthode de calcul :

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « **SAP2000 V14** » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Response Spectrum Function; Time History Function...)

Pour notre cas, on a choisie « Response Spectrum Function » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (noeud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

V-2-Présentation du logiciel :

-SAP 2000:

Le programme SAP2000 est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures Par la méthode des éléments finis, il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution.

Pour l'utilisation de ce programme on doit suivre les démarches suivantes :

Il y a lieu de choisir une unité avant d'entamer une session SAP2000, adoptant (t.m)

V-3-La Modélisation :

Pour la modélisation de notre bâtiment on utilise un logiciel appelé (**SAP2000**).

- Démarche de modélisation par SAP2000 :

Lors de l'élaboration de notre modèle par SAP2000 sur un fichier d'interface complètement graphique, on passe par les étapes suivantes :

1. Choix de l'unité (KN.m, Kgf.m,)

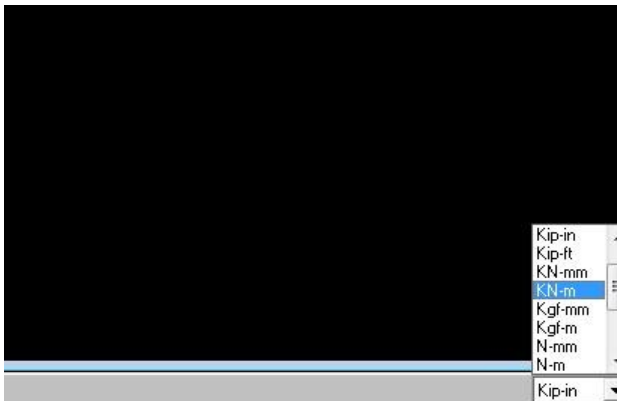


Figure V.1 : Choix de l'unité

2. Création des axes (X et Y)

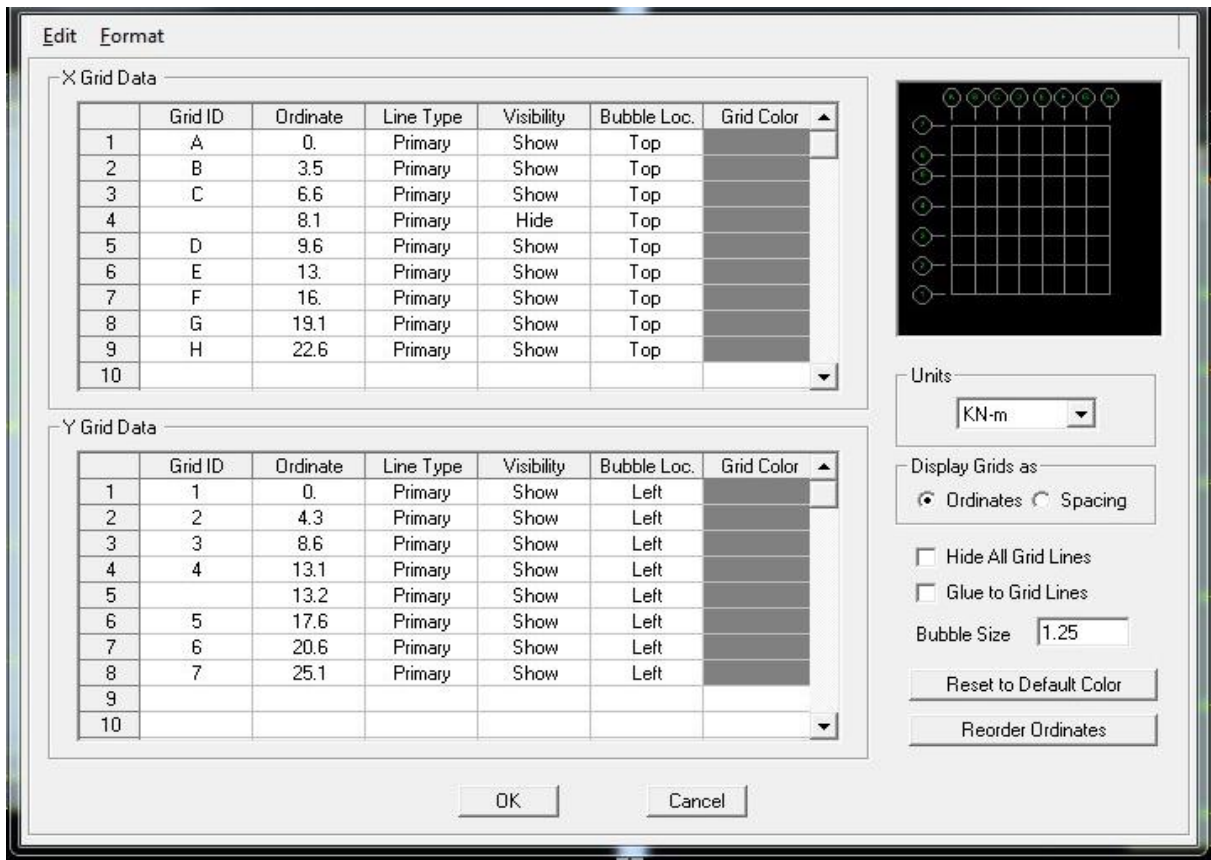


Figure V.2 : Création des axes

3. Définition des éléments

Dans cette étape ont définis exactement la géométrie du modèle.

4. Définition des caractéristiques mécaniques des matériaux (masse volumique, poids volumique, module d'élasticité et coefficient de poisson).

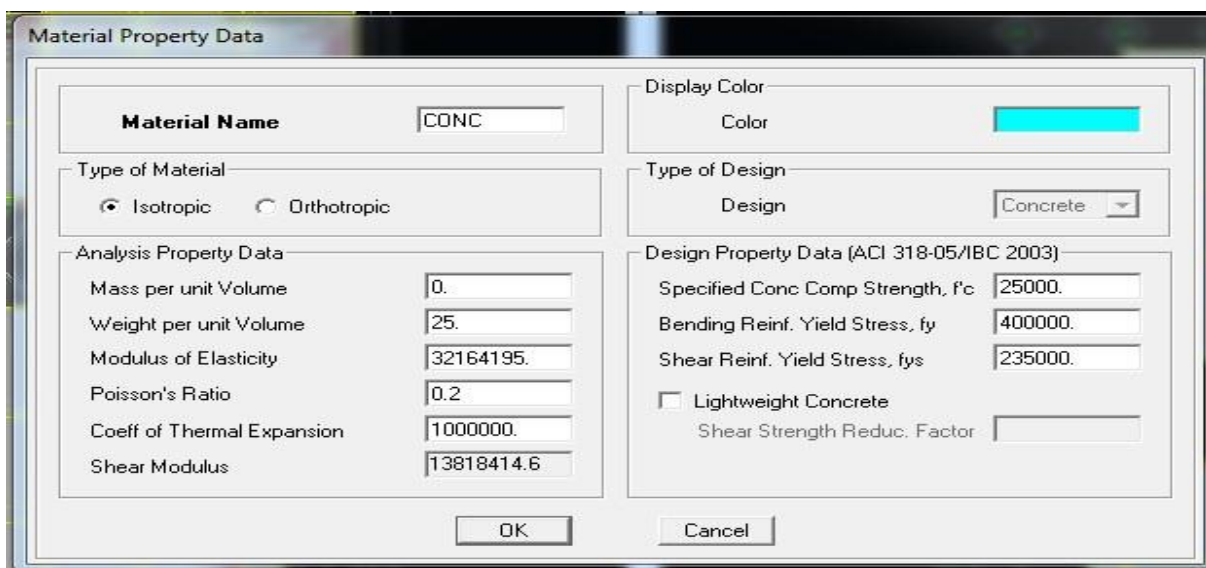


Figure V.3 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

5. Définition des dimensions des éléments

➤ Eléments « FRAME » (poteaux, poutres),

On introduit le nom, le matériau, les dimensions de la section transversale et éventuellement le nombre des barres d'acier dans le cas des structures en béton armé et l'enrobage.

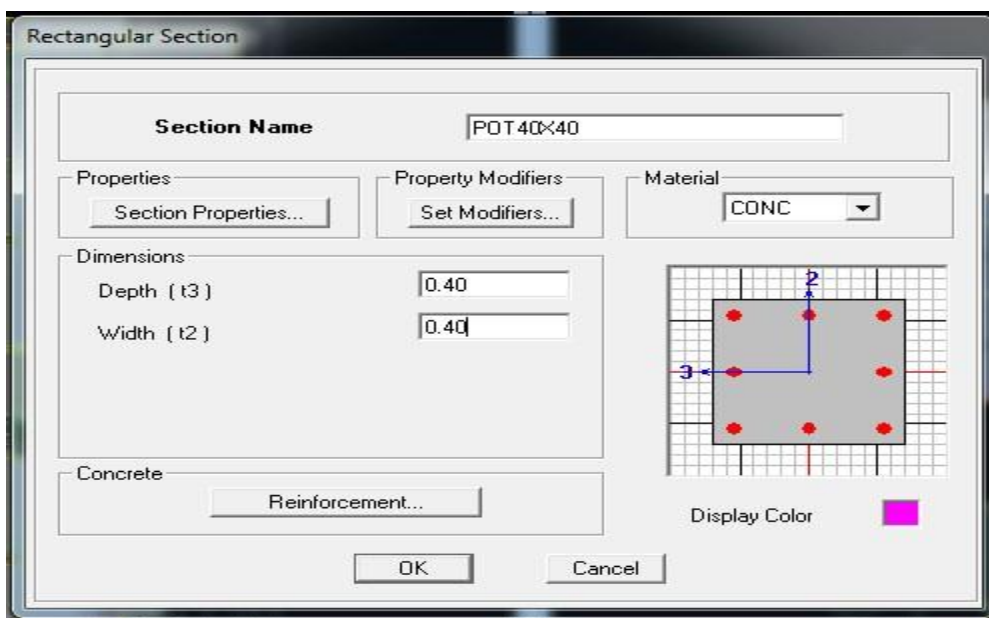


Figure V.4 : Définition des poutres, poteaux

➤ Elément « SHELL » (balcons, escaliers et voiles), pour notre analyse on a seulement les voiles.

On doit spécifier le nom de l'élément, le matériau qui le constitue et son épaisseur.

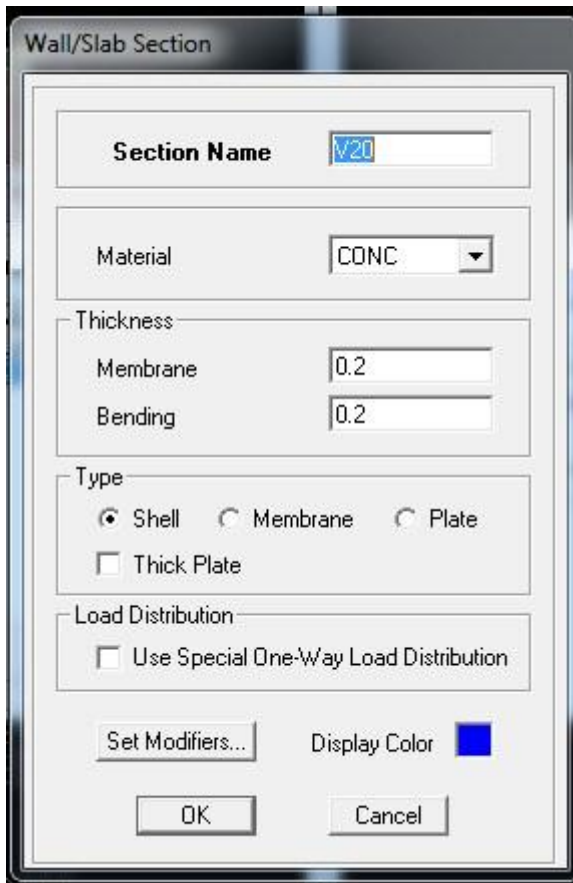


Figure V.5 : Définition des voiles

6. Définition de type de charges

Dans cette étape on donne un nom pour chaque type de charge et sa désignation (charge permanente, charge d'exploitation, vent, neige ...)

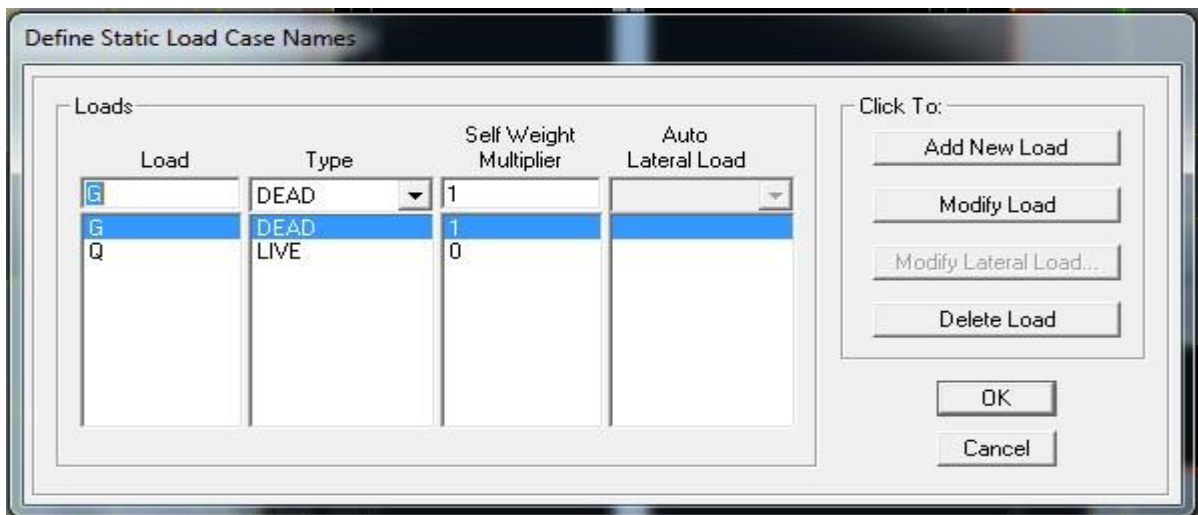


Figure V.6 : Définition de charge

7. Introduction des données pour l'étude sismique

Le logiciel propose des soumettre la structure à des spectres de réponse prédéfinis. Comme il permet d'utiliser un autre spectre de réponse que l'on introduit soit par saisie ou par importation d'un fichier.

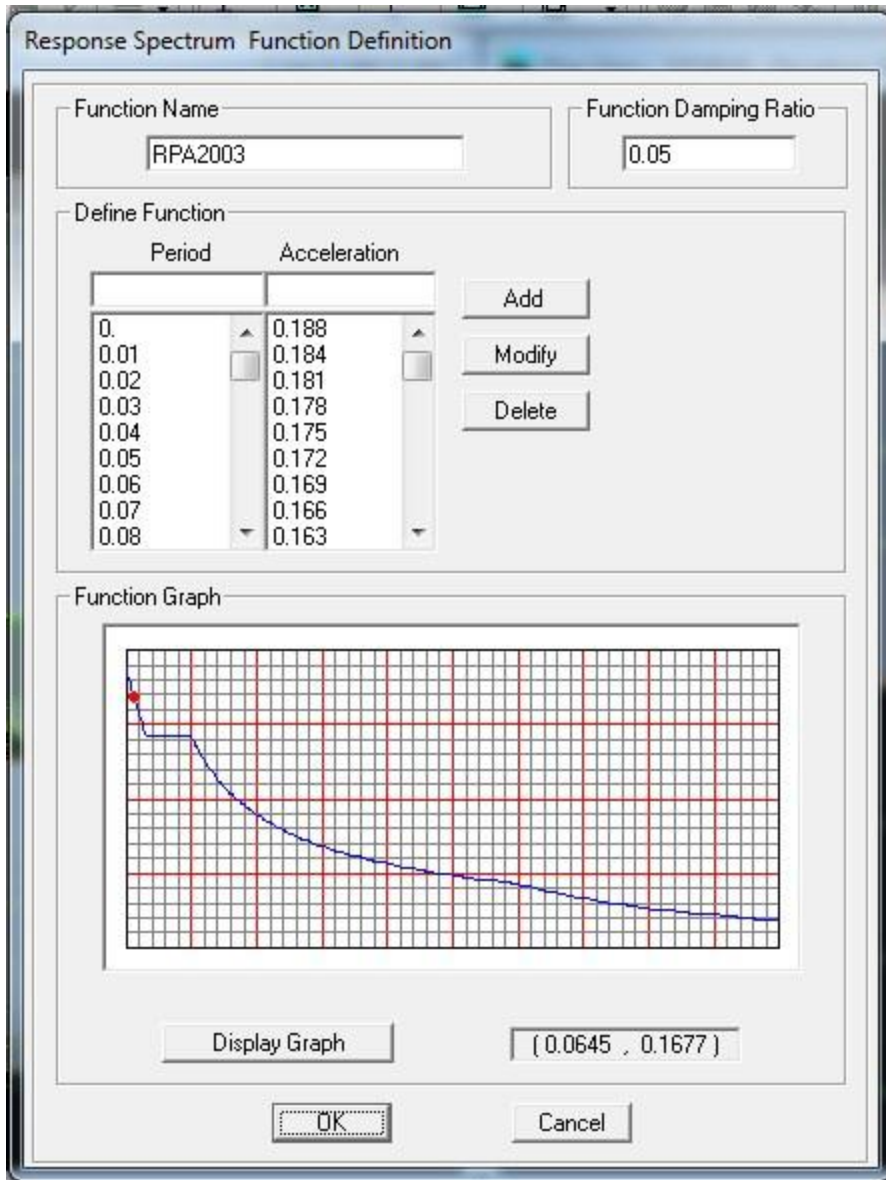


Figure V.7 : Spectre de réponse

8. Définition des combinaisons des charges

Toutes les charges étant définies, on passe en suite à la définition des différentes combinaisons proposées par les règlements en vigueur.

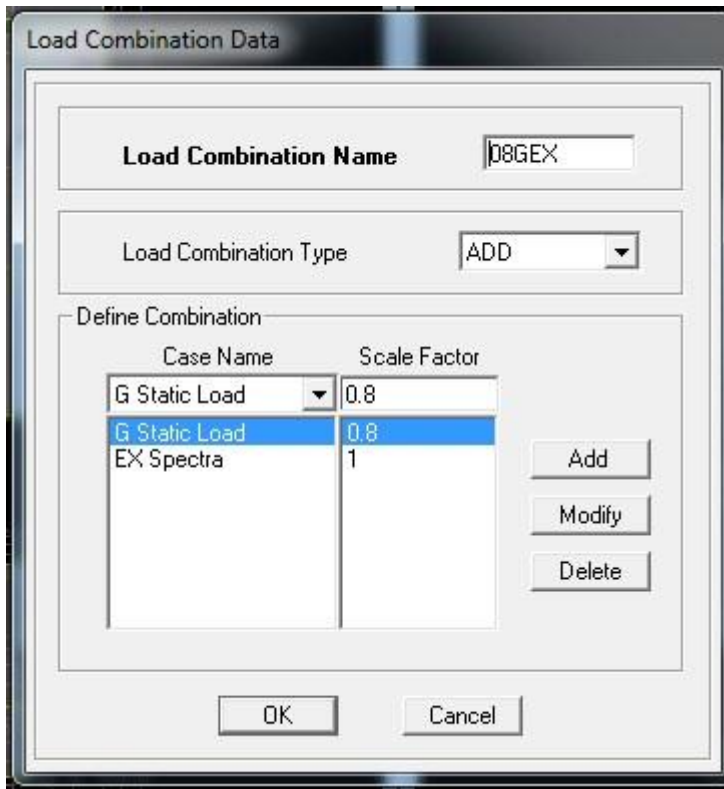


Figure V.8 : Combinaisons de charge

9. Condition aux limites

Pour éviter d'avoir un mécanisme, il faut définir un système d'appuis de la structure de façon à ce que la structure ne peut se déplacer sans se déformer.

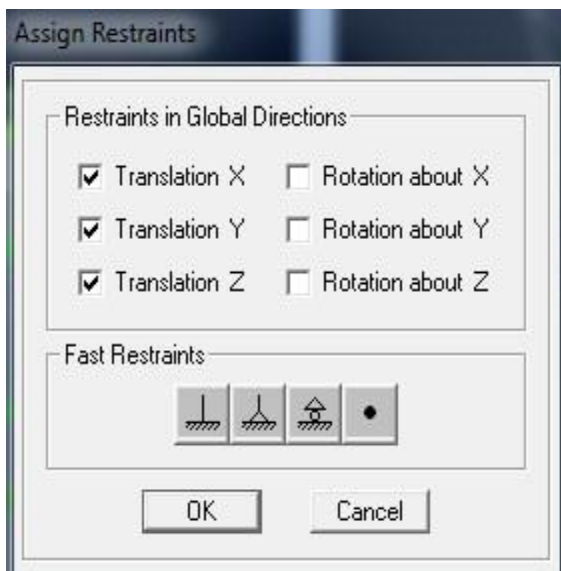


Figure V.9 : Système d'appuis

10. Concentration des masses

Assignment de la masse source pour concentrer les charges appliquées à la structure (permanentes, exploitation).

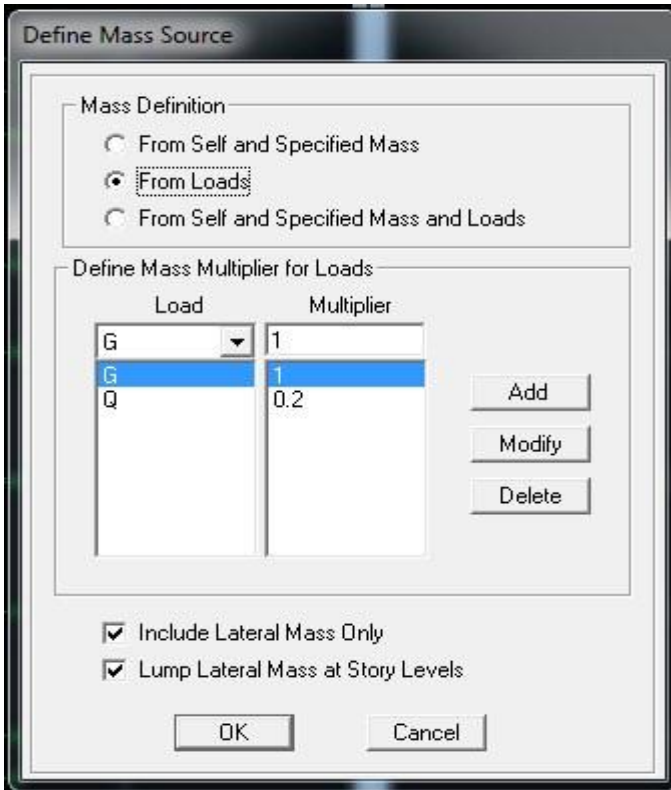


Figure V.10 : Définition de masse

11. Assignment de comportement de dalle

Pour considérer l'hypothèse des planchers rigides dans leurs plans, il faut définir un diaphragme regroupant tous les nœuds d'un même plancher et ceci pour tous les niveaux.

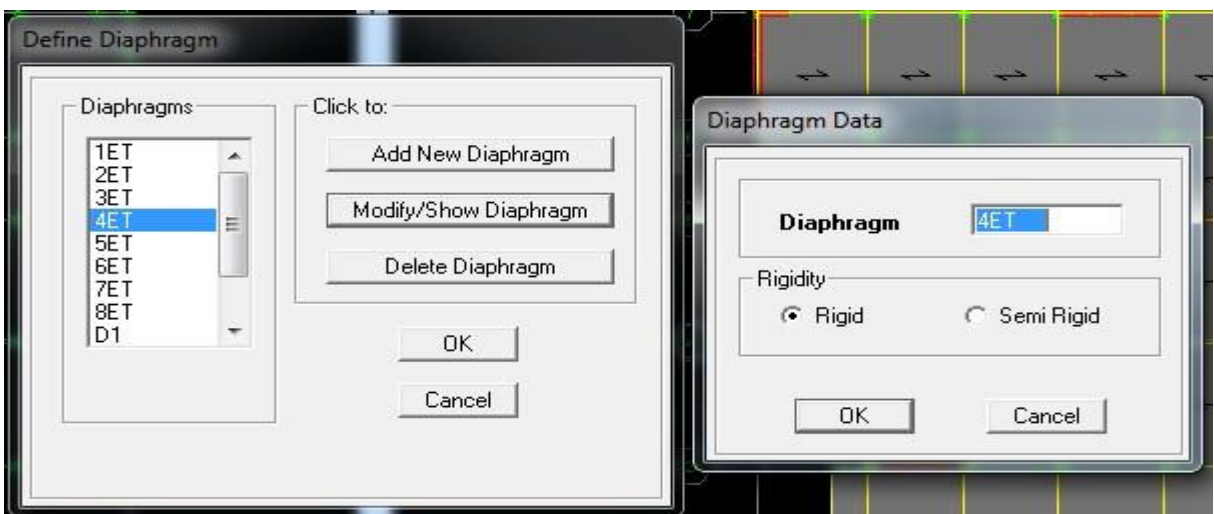


Figure V.11 : Introduction des diaphragmes

12. Analyse

Définition du type d'analyse selon le cas (analyse statique ou dynamique...).

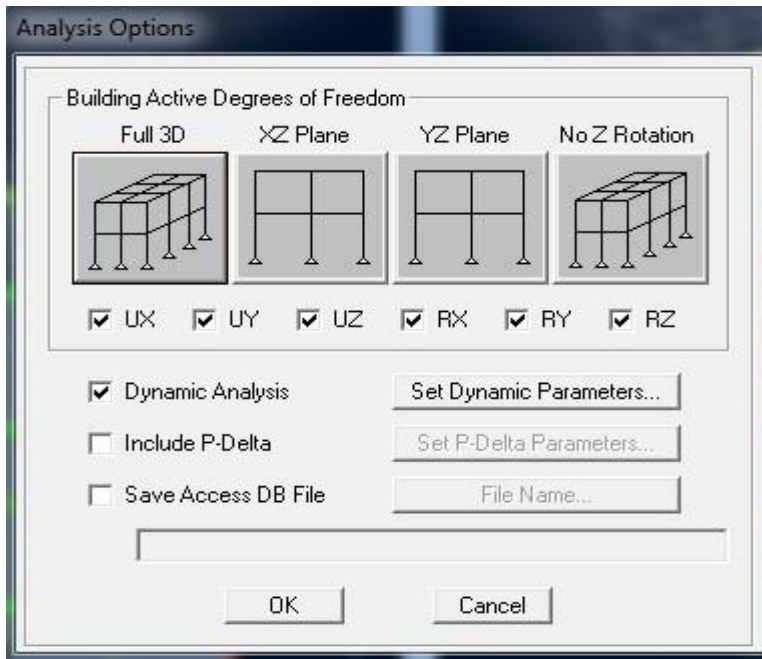


Figure V.12 : Analyse

- La Squelette de la structure en 3D Modélisée sur SAP2000 :

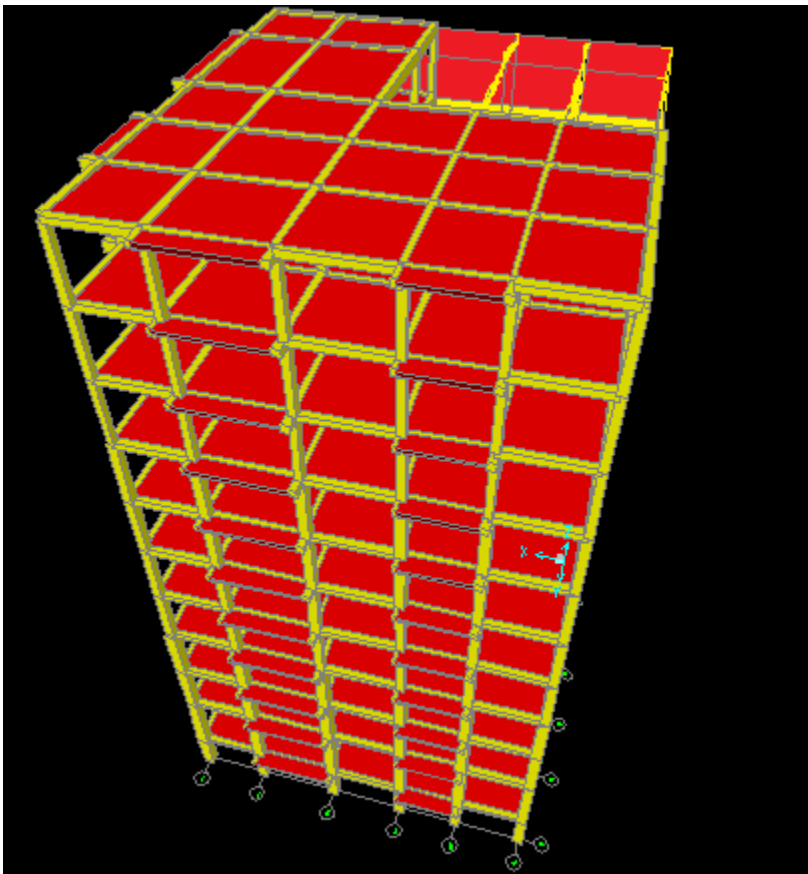


Figure V.13: Squelette de la structure en 3D Modélisée sur SAP2000 (Modèle initiale sans voiles)

V-4-La vue en plan des 3 premiers modes de vibration :

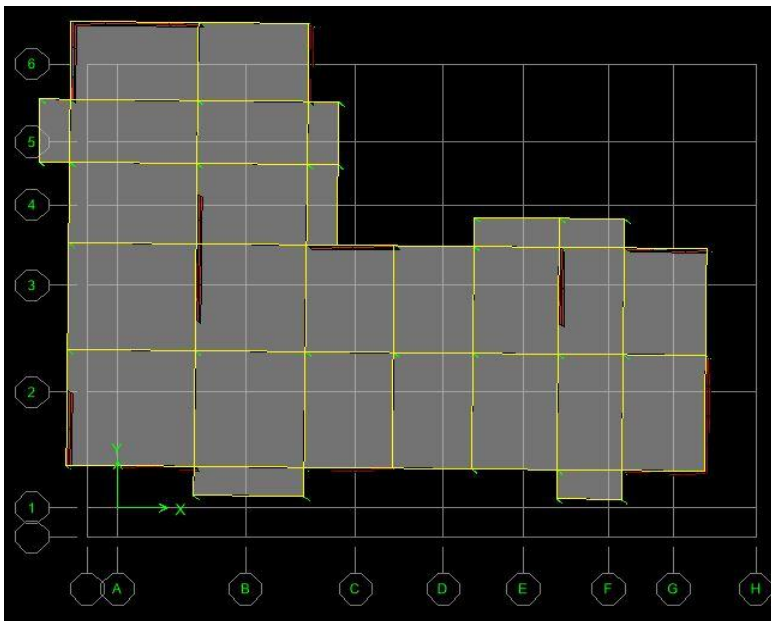


Figure V.14 : La vue en plan du 1^{er} mode dans la translation suivant x

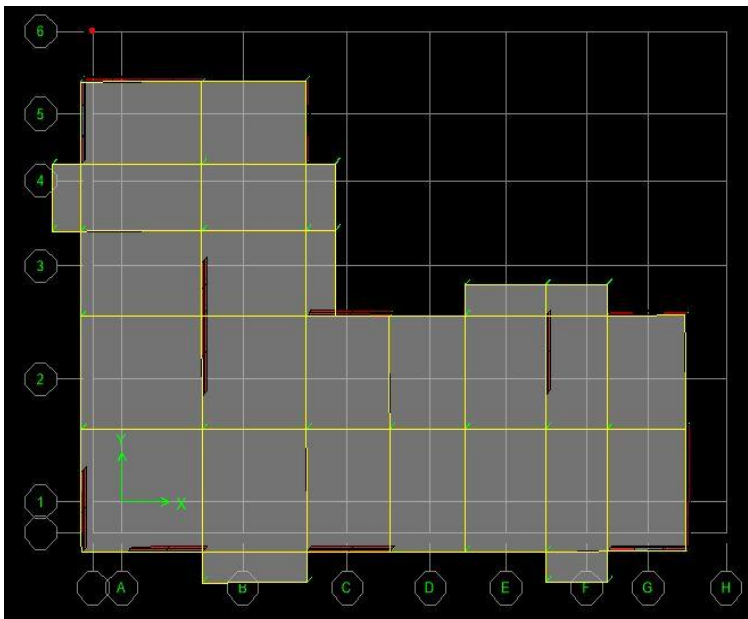
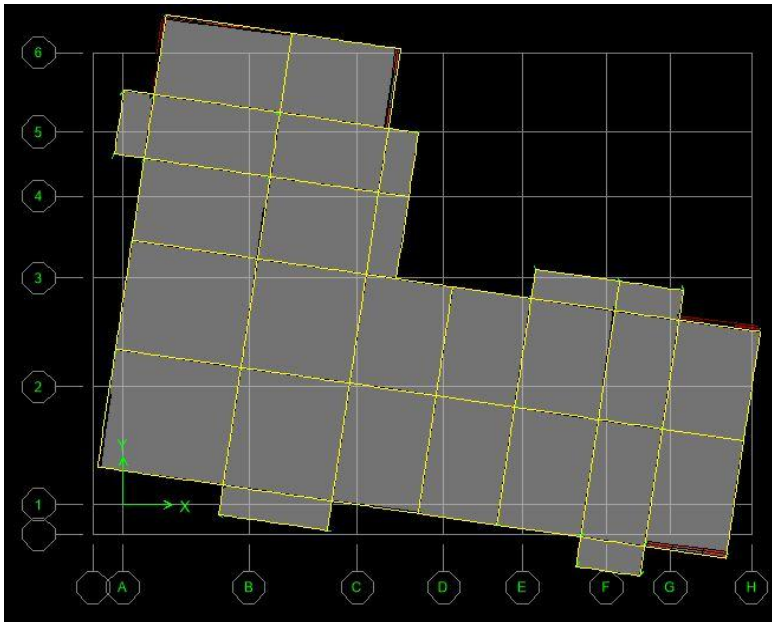


Figure V.15 : La vue en plan du 2^{ème} mode dans la translation suivant y



M3: Rotation z

Figure V.16 : La vue en plan du 3^{ème} mode dans la rotation suivant z

V-5-La Disposition des voiles :

Après plusieurs essais de disposition des voiles ,et de modification des dimensions des éléments et des voiles ,afin d’aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales ainsi que les exigences de RPA99/2003,cette disposition nous a permis d’éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99/2003, on a opté pour la disposition suivante :

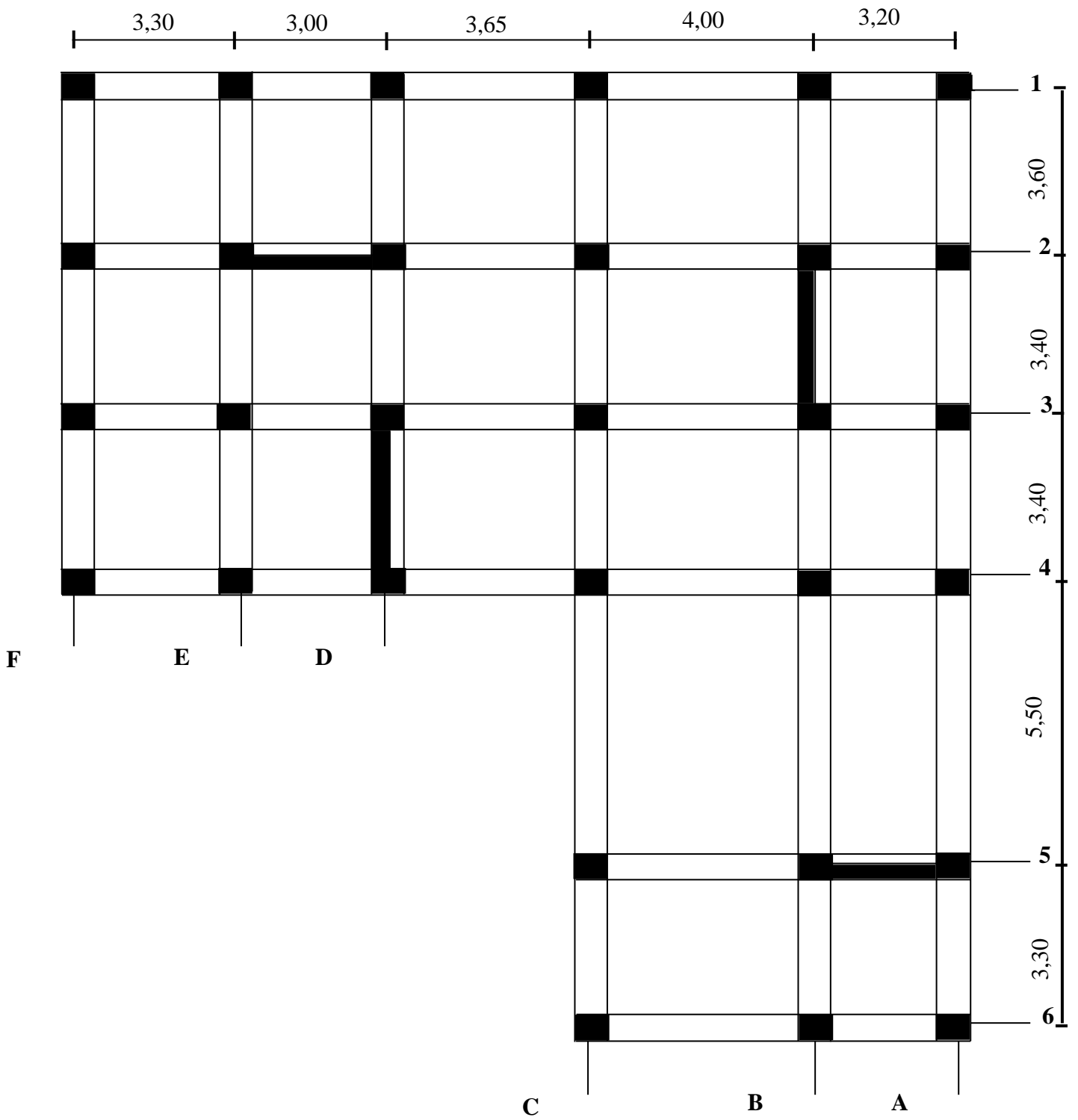


Figure V.17 : la Disposition des voies

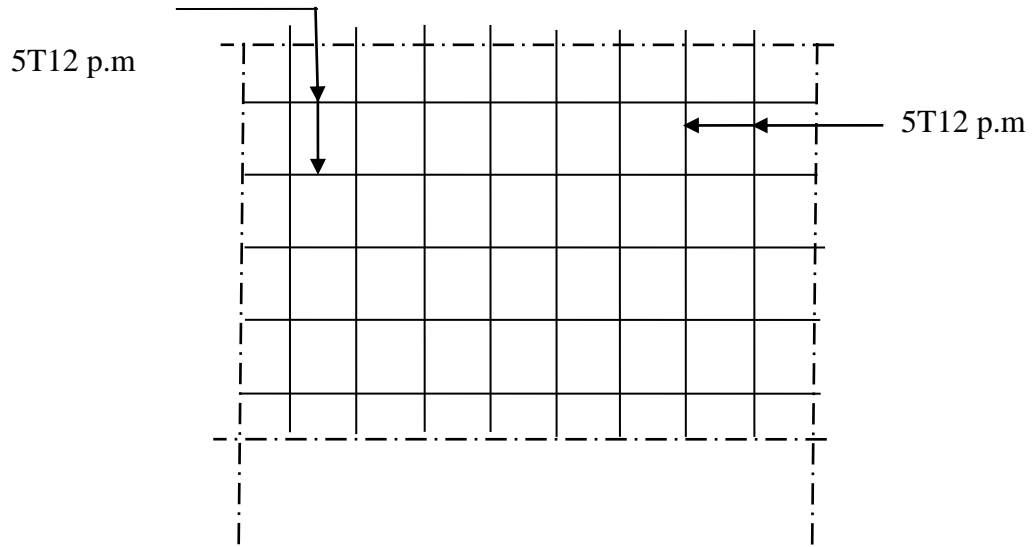


Figure V.18 : Disposition du ferrailage du voile

- Les plans maket en 3D Modélisée sur SAP2000 :

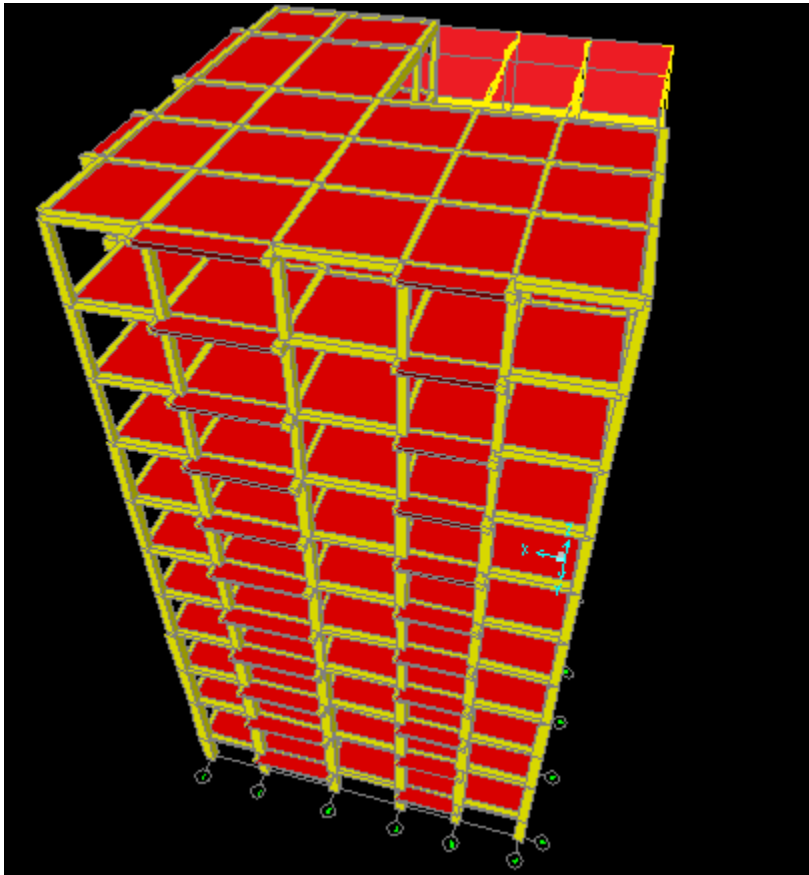


Figure V.19 : Les plans maket en 3D Modélisée sur SAP2000

-Définition du centre de masse:

Cliquer sur `drew special joint`

Cliquer sur un point approximatif

Cliquer sur le nœud et corriger les coordonnées; je fait la même chose pour tous les niveaux

-Définition des masses est moments d'inertie massique:

Sélectionner les nœuds aller au commande "assign; joint, puis masses, donner la masse suivant les directions 1 et 2 et le moment d'inertie massique (rotation suivant 3).

-Chargement de la structure:

Sélectionner la poutre à charger; cliquer sur `assign frame static loads` et spécifier le nom du cas de chargement, type répartie ou concentré, et direction de la charge.

-Analyse /set options : pour spécifier le nombre de valeurs propre à calculer

-Analyse/ Run : (après vérification des différentes données définissant notre modèle).

-Evaluation des efforts sismiques :

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre» qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

V-6-Utilisation des spectres de réponse :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple ,la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ξ) et de la pulsation naturelle (w) .pour des accélérogrammes donnés ,si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T) , on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximales d'une structure.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

Avec : $\frac{\delta_a}{g}$: Spectre de Réponse de calcul.

et :

g : accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$$

ξ : pourcentage d'amortissement critique

Q : Facteur de qualité.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

-Sol meuble \Rightarrow site 3 donc $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,5$ sec.

D'après le R.P.A 99 (version 2003) , on a :

-Zone sismique IIb }
-Groupe d'usage 2 } $\Rightarrow (A = 0,2)$

$$\eta = 0,935$$

R : Coefficient de comportement de la structure.

-Portiques contreventés par des voiles $R = 4$

-Pour avoir le valeur de P_q tout dépend des six critères de Q .

La figure V.20 ci-dessous , montre la représentation graphique du spectre de réponse :

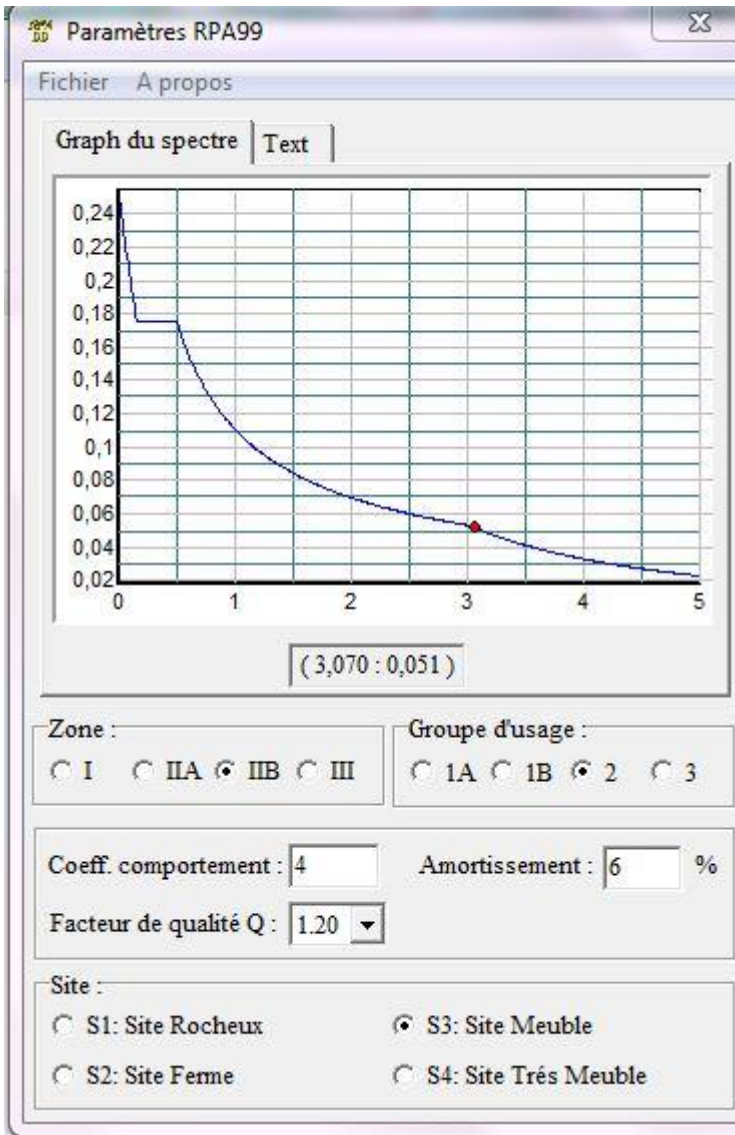


Figure V.20 : Spectre de réponse

-Critères :

- 1-Conditions minimales sur les files de contreventement.
 - 2-redondance en plan.
 - 3-régularité en élévation.
 - 4-régularité en plan
 - 5-contrôle de qualité de matériaux.
 - 6-contrôle de qualité de l'exécution.
- $Q = 1 + \sum Pq = 1,2$

V-7- Calcul des masses de la structure :

La valeur w à prendre en compte est égale à la somme des poids w_i calculés à chaque niveau i de la structure

$$w = \sum w_i \text{ avec } w_i = G_i + \beta Q_i$$

Chapitre V: Etude sismique.

G_i : poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

Q_i : charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

-pour les bâtiments d'habitation $\beta = 0,2$.

-pour les bâtiments commercial $\beta = 0,5$.

-Détermination des poids (Wt) de la structure :

Prenons comme exemple le 11^{ème} niveau (terrasse):

Poids de :

- acrotère..... $\gamma \cdot S \cdot \sum L = 127,65 \text{KN}$.
- plancher $G \cdot S = 1141,72 \text{KN}$.
- Poteaux $S \cdot \gamma \cdot H/2 = 76,91 \text{KN}$.
- poutre principale $S \cdot \gamma \cdot \sum L = 269,1 \text{KN}$.
- poutre secondaire..... $S \cdot \gamma \cdot \sum L = 185,25 \text{KN}$.
- les murs extérieurs..... $1/2 \cdot \gamma_{mur} \cdot \sum L \cdot H \cdot 0,7 = 199,11 \text{KN}$.
- les murs voiles..... $1/2 \cdot \gamma \cdot \sum L \cdot H \cdot e = 81,67 \text{KN}$.
- cage d'ascenseur..... $1/2 \cdot \gamma \cdot \sum L \cdot H \cdot e = 23,05 \text{KN}$.
- la dalle pleine $\gamma \cdot h \cdot S = 15,96 \text{KN}$.

$$G = 2120,42 \text{KN}$$

$$Q = 1 \cdot S = 253,69 \text{KN}$$

-Tableau récapitulatif donnant les poids suivant les niveaux :

Tableau V.1 : Tableau récapitulatif des poids des niveaux

les niveaux	G(t)	Q(t)	β	$W=G+ \beta Q$ (t)
11	212,042	25,369	0,2	217,11
10	248,656	44,902	0,2	257,63
9	248,656	45,777	0,2	257,81
8	254,530	45,777	0,2	263,68
7	260,610	45,777	0,2	269,76
6	260,610	45,777	0,2	269,76
5	260,610	45,777	0,2	269,76
4	268,110	45,777	0,2	277,26
3	270,99	45,777	0,2	280,14
2	311,45	45,974	0,2	320,64
1	314,929	115,00	0,2	372,42
				P_{total}=3055,97

$$W_{11}=217,11 \text{ t}$$

$$W_{10}=257,63 \text{ t}$$

$$W_9=257,81 \text{ t}$$

$$W_8=263,68 \text{ t}$$

$$W_7=269,76 \text{ t}$$

$$W_6=269,76 \text{ t}$$

$$W_5=269,76 \text{ t}$$

$$W_4=277,26 \text{ t}$$

$$W_3=280,14 \text{ t}$$

$$W_2=320,64 \text{ t}$$

$$W_1=372,42 \text{ t}$$

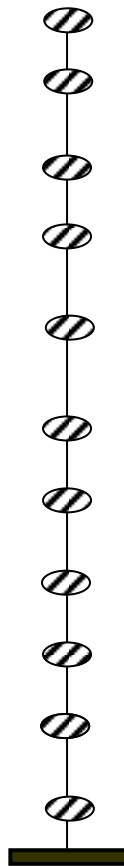


Figure V.21 :Dessin des poids des niveaux

-Définition des masses:

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau

$$D'où: I_M = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$$

I_M : inertie massique (t.m²)

M : masse sismique qui égale au rapport W/g

W , le poids de chaque niveau i

g , l'accélération de pesanteur 9,81

S : surface du plancher.

I_{xg} : inertie du plancher suivant l'axe X

I_{yg} : inertie du plancher suivant l'axe Y

x_g et y_g : coordonnées du centre de gravité

X_G et Y_G : coordonnées de l'exentricité fictive

de 5% de la longueur max

$$X_G = x_g + 0,05L_{\max} \quad Y_G = y_g + 0,05L_{\max}$$

Tableau V.2 :masse et moment d'inertie massique

Im(t,m2)	M(t)	Iyg(m4)	Ixg (m4)	Yg (m)	Xg(m)	(m)	yg (m)	xg (m)	Superficie	W(t)	Niveaux
6321,37	37,96	26167,2	40993,2	12,475	10,475	0,975	11,5	9,5	403,3	372,42	RDC
6509,50	36,68	39321,28	47073,11	12,475	10,475	0,975	11,5	9,5	433,73	320,64	1 ^{er}
5684,86	28,54	39321,28	47073,11	12,475	10,475	0,975	11,5	9,5	433,73	280,14	2 ^{ème}
5629,09	28,26	39321,28	47073,11	12,475	10,475	0,975	11,5	9,5	433,73	277,26	3 ^{ème}
5477,70	27,50	39321,28	47073,11	12,475	10,475	0,975	11,5	9,5	433,73	269,76	4 ^{ème}
5477,70	27,50	39321,28	47073,11	12,475	10,475	0,975	11,5	9,5	433,73	269,76	5 ^{ème}
5477,70	27,50	39321,28	47073,11	12,475	10,475	0,975	11,5	9,5	433,73	269,76	6 ^{ème}
5352,21	26,87	39321,28	47073,11	12,475	10,475	0,975	11,5	9,5	433,73	263,68	7 ^{ème}
5234,69	26,28	39321,28	47073,11	12,475	10,475	0,975	11,5	9,5	433,73	257,81	8 ^{ème}
5230,71	26,26	39321,28	47073,11	12,475	10,475	0,975	11,5	9,5	433,73	257,63	9 ^{ème}

V-8-vérification de la participation massique :

le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99/2003 doit être supérieur à 90 % .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

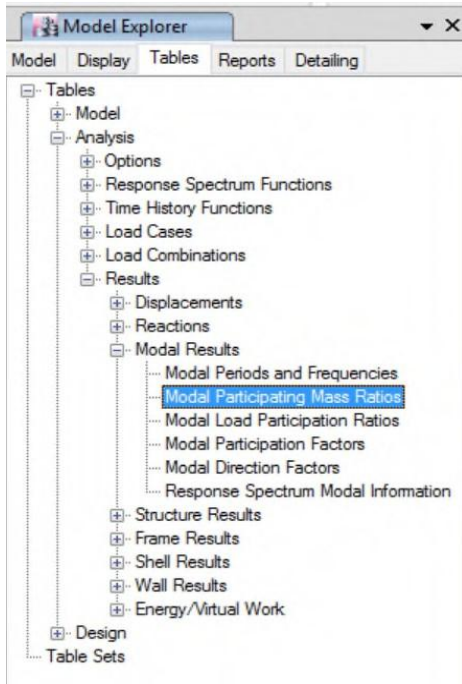


Figure V.22 :Modélisation pour la participation massique

Tableau V.3 : la participation massique

Mode	Période (s)	Cumul de participation massique (%)	
		Sens (x)	Sens (y)
1	0.633064	39.0503	28.9673
2	0.567804	67.6649	68.1318
3	0.420305	67.7037	68.1957
4	0.160012	76.2903	76.8618
5	0.139525	85.9691	86.2224
6	0.101646	86.1339	86.4271
7	0.072541	89.2556	89.869
8	0.06445	92.7795	92.7633
9	0.047296	92.8605	92.8603

-Constatations et commentaires sur la participation massique :

- le premier mode est un mode de translation.
- le deuxième mode est un mode de translation.
- le troisième mode est un mode de rotation.

-calcul des coefficients de participation modale :

On doit vérifiée que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

$W = \Sigma W_K = 3055,97 \text{ t.}$

Le logiciel Sap 2000 peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

-Sens longitudinal:

$\Sigma\alpha_x = 90,14 \% > 90 \% \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

-Sens transversal:

$\Sigma\alpha_y = 89,90 \approx 90 \% = 90\% \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

V-9- Calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalent :

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

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

W : le poids total de la structure :

$$\begin{cases} A = 0,2 \\ Q = 1,2 \\ R = 4,0 \\ W = 3055,97 \text{ t} \end{cases}$$

T_1, T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

-Sol meuble \Rightarrow site 3 donc $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,5 \text{ sec}$.

- Estimation de la période fondamentale de la structure :

Donc : $T = 0,050.(32,75)^{3/4} = 0,684\text{sec}$

$T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec}$.

$\xi = 6^0 /_0 \Rightarrow \eta = 0,935$

$$\Rightarrow D = 2,5.\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5.0,935 \cdot \left(\frac{0,5}{0,684}\right)^{2/3} = 1,89$$

Donc : $V = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0,2.1,89.1,2}{4}.3055,97 = 346.54\text{t} = 3465.46 \text{ kn}$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

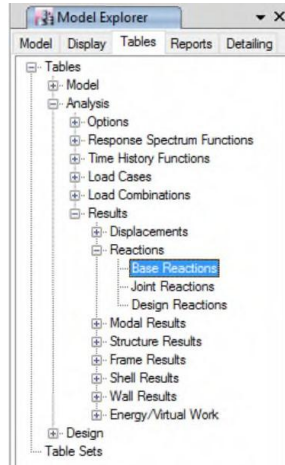


Figure V.23 :Modélisation pour la Vérification de la résultante des forces sismiques

- Sens longitudinal :

$$V_{dx(sap2000)} = 359,114 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 346,54 = 277,232 \text{ t} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

- Sens transversal :

$$V_{dy(sap2000)} = 353,25 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 346,54 = 277,232\text{t} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

- On doit vérifiée aussi que la période dynamique $\{T_{dyn}\}$ ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale "T"

$$T_{dyn}=0,191 \text{ sec} < 30\% \cdot T=1,3 \cdot 0,684 =0,88 \text{ sec} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

V-10-Calcul des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales.

Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement , les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étages par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de l'hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta_k} \quad \text{avec } \delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; R= 4.

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

Les deux tableaux suivants résumant les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau V.4 :Déplacements Sens longitudinal

Sens longitudinal			
Niveaux	δ_{ek} (m)	$\delta_k=R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k=\delta_k -\delta_{k-1}$
1	$3,569.10^{-4}$	$1,427.10^{-3}$	-----
2	$1,836.10^{-3}$	$7,344.10^{-3}$	$5,917.10^{-3}$
3	$3,136.10^{-3}$	$12,54.10^{-3}$	$5,196.10^{-3}$
4	$4,390.10^{-3}$	$17,56.10^{-3}$	$5,02.10^{-3}$
5	$5,656.10^{-3}$	$22,62.10^{-3}$	$5,06.10^{-3}$
6	$6,728.10^{-3}$	$26,91.10^{-3}$	$4,29.10^{-3}$
7	$7,716.10^{-3}$	$30,86.10^{-3}$	$3,95.10^{-3}$
8	$8,121.10^{-3}$	$32,84.10^{-3}$	$1,98.10^{-3}$
9	$8,630.10^{-3}$	$34,52.10^{-3}$	$1,68.10^{-3}$
10	$8,684.10^{-3}$	$34,73.10^{-3}$	$0,21.10^{-3}$
11	$8,720.10^{-3}$	$34,88.10^{-3}$	$0,15.10^{-3}$

Tableau V.5 :Déplacements Sens transversal

Sens transversal			
Niveaux	δ_{ek} (m)	$\delta_k=R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k=\delta_k -\delta_{k-1}$
1	$2,545.10^{-4}$	$10,18.10^{-4}$	-----
2	$1,254.10^{-3}$	$5,016.10^{-3}$	$3,998.10^{-3}$
3	$2,029.10^{-3}$	$8,116.10^{-3}$	$3,1.10^{-3}$
4	$2,744.10^{-3}$	$10,976.10^{-3}$	$2,86.10^{-3}$
5	$3,533.10^{-3}$	$14,132.10^{-3}$	$3,156.10^{-3}$
6	$4,218.10^{-3}$	$16,87.10^{-3}$	$2,738.10^{-3}$
7	$4,782.10^{-3}$	$19,12.10^{-3}$	$2,25.10^{-3}$
8	$5,211.10^{-3}$	$20,84.10^{-3}$	$1,72.10^{-3}$
9	$5,636.10^{-3}$	$22,54.10^{-3}$	$1,7.10^{-3}$
10	$5,789.10^{-3}$	$23,15.10^{-3}$	$0,61.10^{-3}$
11	$5,805.10^{-3}$	$23,22.10^{-3}$	$0,07.10^{-3}$

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage $1,0\% h_e=0,0297$; donc la condition est vérifiée.

V-11-justification vis-à-vis de l'effet p-Δ :

l'effet p-Δ (effet de second ordre) est l'effet du aux charges verticales après déplacement ,il peut etre négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \text{ ,tel que :}$$

P_k : poids de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

H_k : Hauteur de l'étage « k »

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.6 :résultats de l'effet p-Δ

h_k	θ_x	θ_y	Condition
0.0297	0.009378	0.009311	Vérifier
0.0297	0.011858	0.011721	Vérifier
0.0297	0.013674	0.013164	Vérifier
0.0297	0.015473	0.014901	Vérifier
0.0297	0.016941	0.016698	Vérifier
0.0297	0.017138	0.01647	Vérifier
0.0297	0.017221	0.016995	Vérifier
0.0297	0.016144	0.014912	Vérifier
0.0297	0.012501	0.012352	Vérifier
0.0297	0.006241	0.00617	Vérifier

Interprétation des résultats : on remarque que les valeurs de θ_k inférieure à 0,1 donc l'effet p-Δ n'a pas d'influence sur la structure est peut être négliger.

Story	Diaphragm	Mass X kg	Mass Y kg
Parking_02	D1	427126,95	427126,95
RDC	D2	412719,73	412719,73
1ER	D3	440836,21	440836,21
2EM	D4	195430,44	195430,44
3EME	D5	400737,89	400737,89
4EME	D6	400737,89	400737,89
5EME	D7	400737,89	400737,89
6EME	D8	394653,25	394653,25
7EME	D9	389884,04	389884,04
8EME	D10	389825,53	389825,53
Terrasse_ACC	D11	383824,75	383824,75
Terrasse_INA	D12	174495,56	174495,56

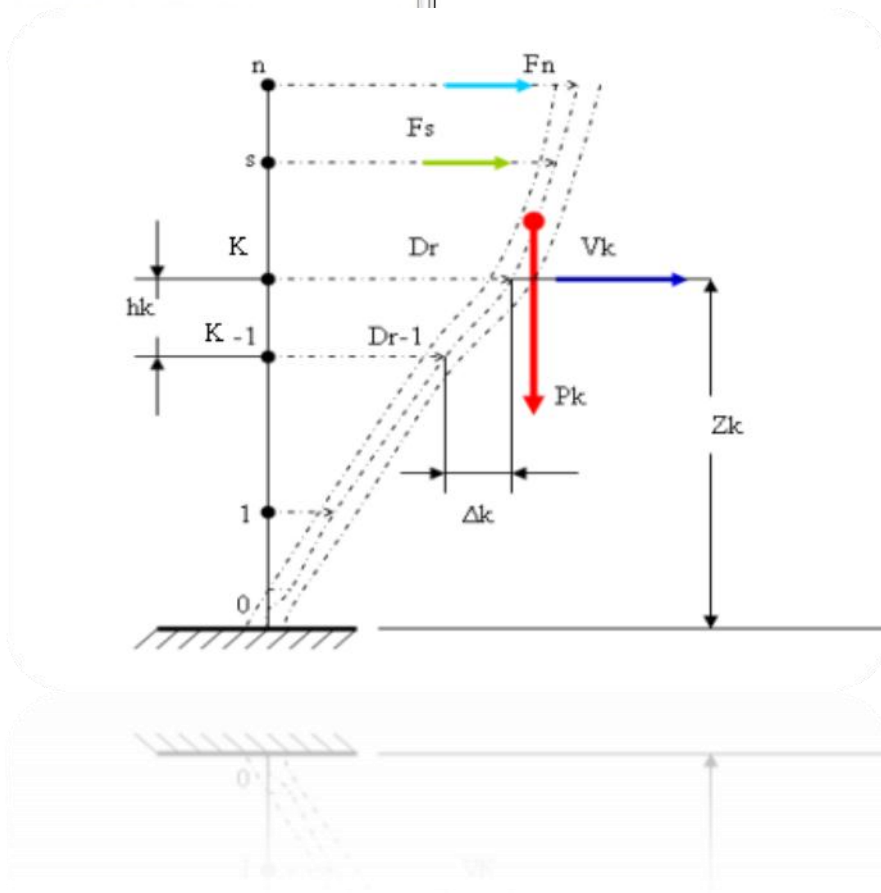


Figure V.24 : Modélisation et justification de l'effet p-Δ

V-12-Vérification de l'effort normal réduit :

Pour éviter le risque de rupture de la section du béton ,l'effort normal de compression de Calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N}{B \times F_{c28}} < 0,3 \dots \dots \dots \text{selon RPA99/version 2003(art :7.4.3.1),l'effort}$$

sera vérifié à ELA.

Avec :

N_d :l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_r :l'aire (section brute) de cette dernière

F_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA)

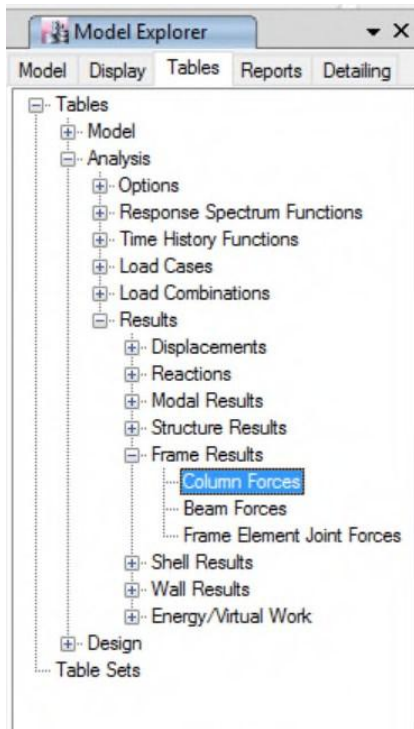


Figure V.25 : Modélisation de l'effort normal réduit

Tableau V.7 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	Br (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
Sous_sol	50x50	985,0938	0,157	Vérifiée
RDC	50x50	979,2479	0,156	Vérifiée
1 ^{ère}	50x50	965,65	0,154	Vérifiée
2 ^{ème}	50x50	958,4966	0,153	Vérifiée
3 ^{ème}	45x45	744,1001	0,146	Vérifiée
4 ^{émé}	45x45	630,562	0,124	Vérifiée
5 ^{ème}	45x45	519,9099	0,102	Vérifiée
6 ^{ème}	45x45	413,7188	0,081	Vérifiée
7 ^{ème}	40x40	314,0681	0,078	Vérifiée
8 ^{ème}	40x40	256,8607	0,064	Vérifiée
9 ^{ème}	40x40	218,876	0,054	Vérifiée

Interprétation des résultats : On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0,3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

V-13-conclusion :

Enfin, La modélisation avec logiciel de calcul SAP2000, nous a permis de faire une étude tridimensionnel dans le but de faciliter les calculs ,et d'avoir un modèle meilleur qui se rapproche de comportement réel de la structure ,ainsi que la vérification a la foi des conditions de RPA nous a poussés de faire un redimensionnement des éléments structuraux .



CHAPITRE VI

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI-ETUDE DES PORTIQUES :

VI-1-Chargement des portiques :

-Etude sous charges verticales et horizontales :

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts

Qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres) dans les différents nœuds et travées. Pour Déterminer les sollicitations on a utilisé le programme SAP2000 ce qui nous a permet de calculer les portiques.

- Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version2003)]

-Poutres :

- sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

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

- sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

-Poteaux :

- sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

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

- sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm 1,2 E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique

-Le chargement :

Pour la détermination du chargement du portique, on calcule les charges supportées par la poutre

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

-Sens longitudinal : « poutre principale (30x40) cm² »

-Portique de rive "A"

Tableau VI.1 : chargement du portique Sens longitudinal Portique de rive "A"

Niveau	travée	charge permanent G(t/m)					surcharge (t/m)			
		plancher	poutre	acrotère	mur	balcon	G _{max} (t/m)	plancher	balcon	Q _{max} (t/m)
Terrasse	1-2	0,79	0,3	0,17	-	-	1,26	0,16	-	0,16
	2-3									
	3-4									
	4-5									
	5-6									
étage courant	1-2	0,8	0,3	-	0,57	-	2,02	0,24	-	0,45
	2-3	0,8	0,3	-	0,57	0,3		0,24	0,21	
	3-4	0,8	0,3	-	0,57	0,35		0,24	0,1	
	4-5	0,8	0,3	-	0,57	0,3		0,24	0,21	
	5-6	0,8	0,3	-	0,57	-		0,24	-	
R.D.C	1-2	0,65	0,3	-	0,93	-	2,01	0,53	-	0,53
	2-3	0,62	0,3	-	0,93	-		0,51	-	
	3-4	0,62	0,3	-	0,93	-		0,51	-	
	4-5	0,78	0,3	-	0,93	-		0,32	-	
	5-6	0,6	0,3	-	0,93	-		0,5	-	

-Portique intermédiaire "B"

Tableau VI.2: chargement du portique Sens longitudinal Portique intermédiaire "B"

Niveau	travée	charge permanent G(t/m)			surcharge (t/m)	
		plancher	poutre	voil	G _{max} (t/m)	Q _{max} (t/m)
Terrasse	1-2	1,79	0,3	-	2,09	0,36
	2-3					
	3-4					
	4-5					
	5-6					
étage courant	1-2	1,8	0,3	-	3,58	0,54
	2-3	1,8	0,3	1,48		
	3-4	1,8	0,3	-		
	4-5	1,8	0,3	-		
	5-6	1,8	0,3	-		
R.D.C	1-2	1,31	0,3	-	3,41	1,02
	2-3	1,24	0,3	1,87		
	3-4	1,24	0,3	-		
	4-5	1,7	0,3	-		
	5-6	1,2	0,3	-		

-Sens transversal : « poutre secondaire (30.35)cm² »

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

-Portique de rive (1):

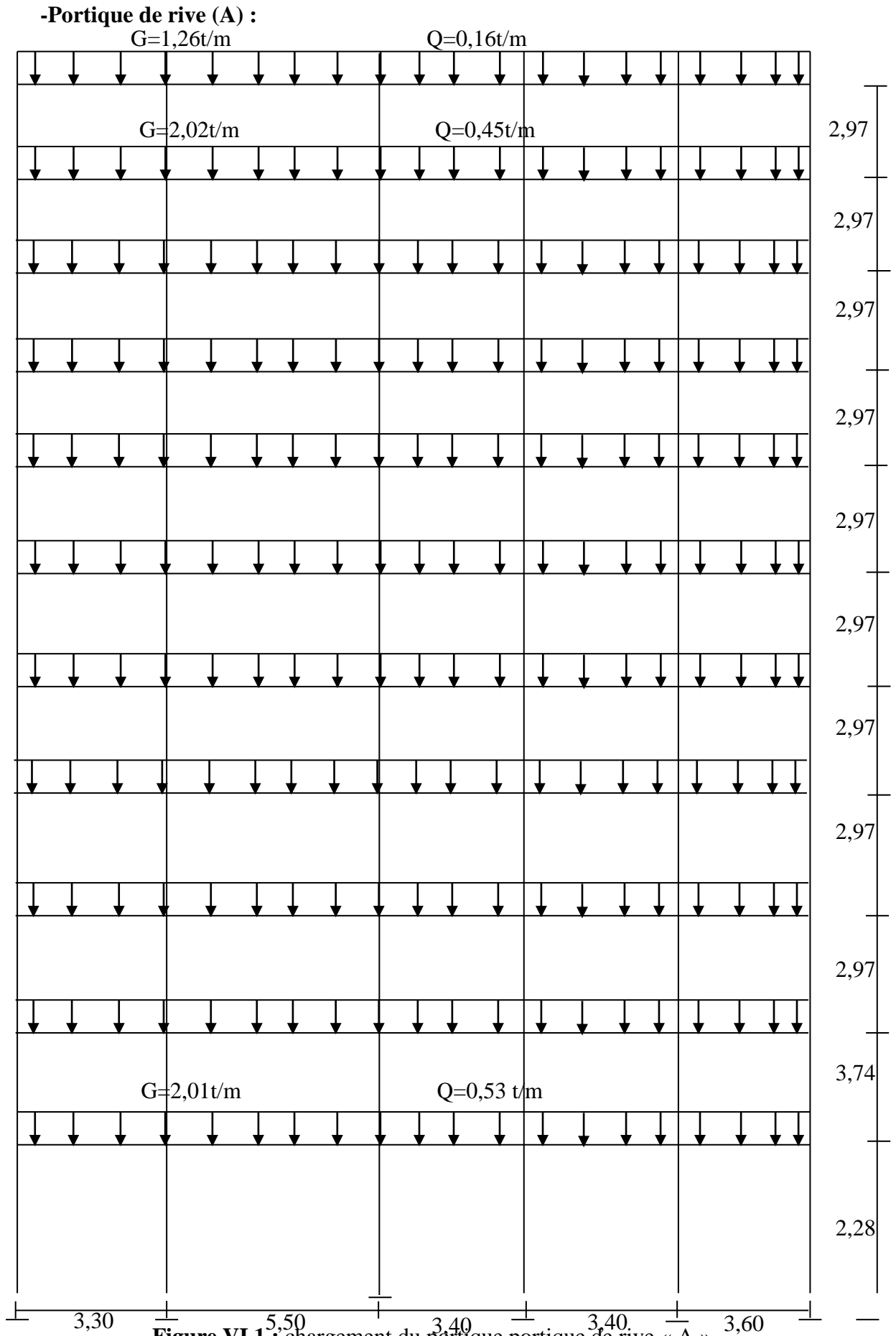
Tableau VI.3 : chargement du portique Sens transversal Portique de rive (1)

Niveau	travée	charge permanent G(t/m)					surcharge (t/m)			
		plancher	poutre	acrotère	mur	balcon	G _{max} (t/m)	plancher	balcon	Q _{max} (t/m)
Terrasse	A-B	0,16	0,22	0,17	-	-	0,55	0,032	-	0,032
	B-C									
	C-D									
	D-E									
	E-F									
étage courant	A-B	0,16	0,22	-	0,57	-	1,53	0,049	-	0,21
	B-C	0,16	0,22	-	0,57	0,58		0,049	0,17	
	C-D	0,16	0,22	-	0,57	0,58		0,049	0,17	
	D-E	0,16	0,22	-	0,57	-		0,049	-	
	E-F	0,16	0,22	-	0,57	-		0,049	-	
R.D.C	A-B	0,58	0,22	-	0,93	-	1,88	0,46	-	0,60
	B-C	0,73	0,22	-	0,93	-		0,60	-	
	C-D	0,67	0,22	-	0,93	-		0,56	-	
	D-E	0,54	0,22	-	0,93	-		0,45	-	
	E-F	0,60	0,22	-	0,93	-		0,50	-	

-Portique intermédiaire (2)

Tableau VI.4 : chargement du portique Sens transversal Portique intermédiaire (2)

Niveau	travée	charge permanent G(t/m)			surcharge (t/m)	
		plancher	poutre	Voil	G _{max} (t/m)	Q _{max} (t/m)
Terrasse	A-B	0,32	0,22	-	0,54	0,065
	B-C					
	C-D					
	D-E					
	E-F					
étage courant	A-B	0,32	0,22	-	2,02	0,098
	B-C	0,32	0,22	-		
	C-D	0,32	0,22	-		
	D-E	0,32	0,22	1,48		
	E-F	0,32	0,22	-		
R.D.C	A-B	1,16	0,22	-	3,17	1,19
	B-C	1,44	0,22	-		
	C-D	1,33	0,22	-		
	D-E	1,08	0,22	1,87		
	E-F	1,2	0,22	-		



-Portique intermédiaire :(B)

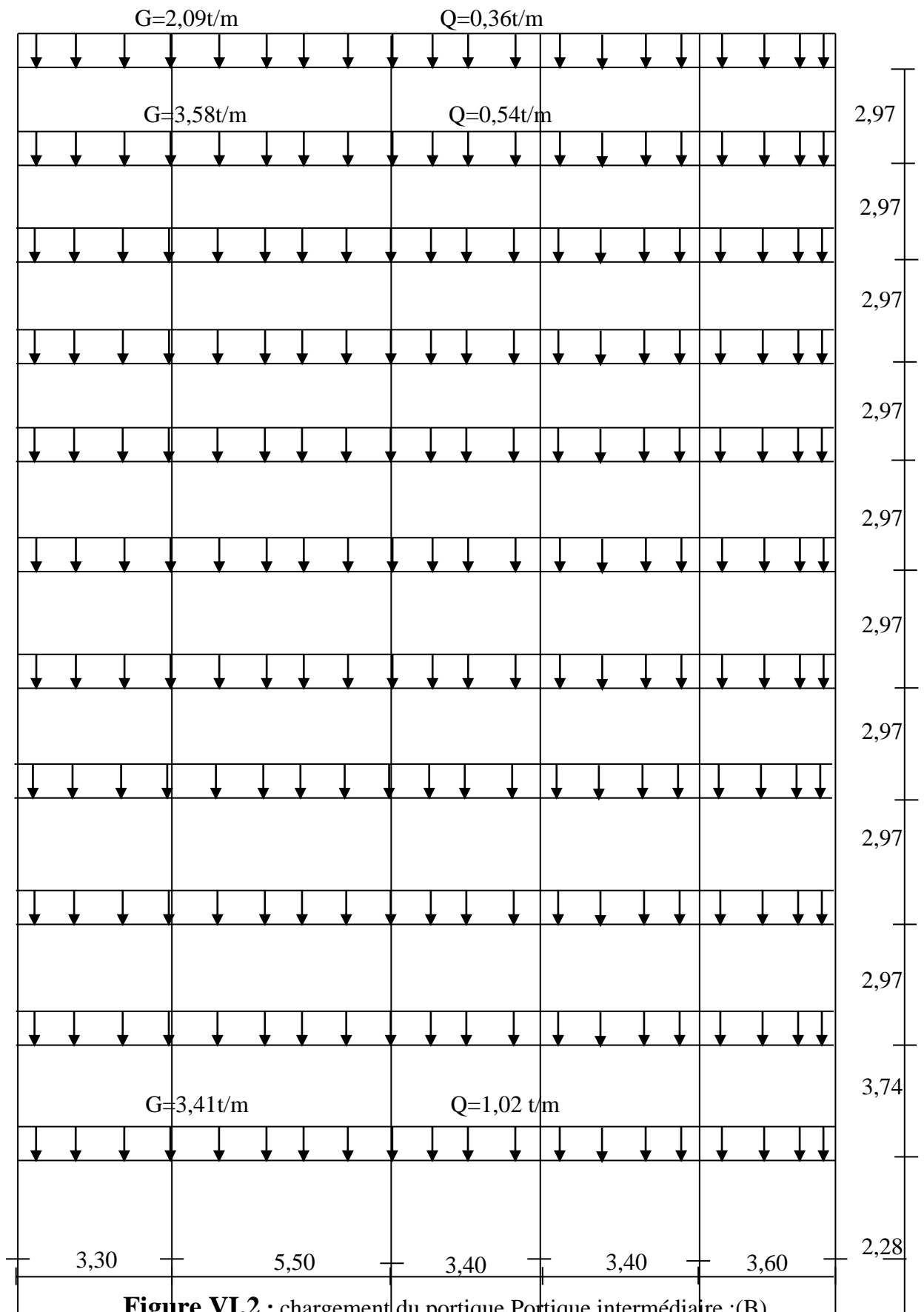
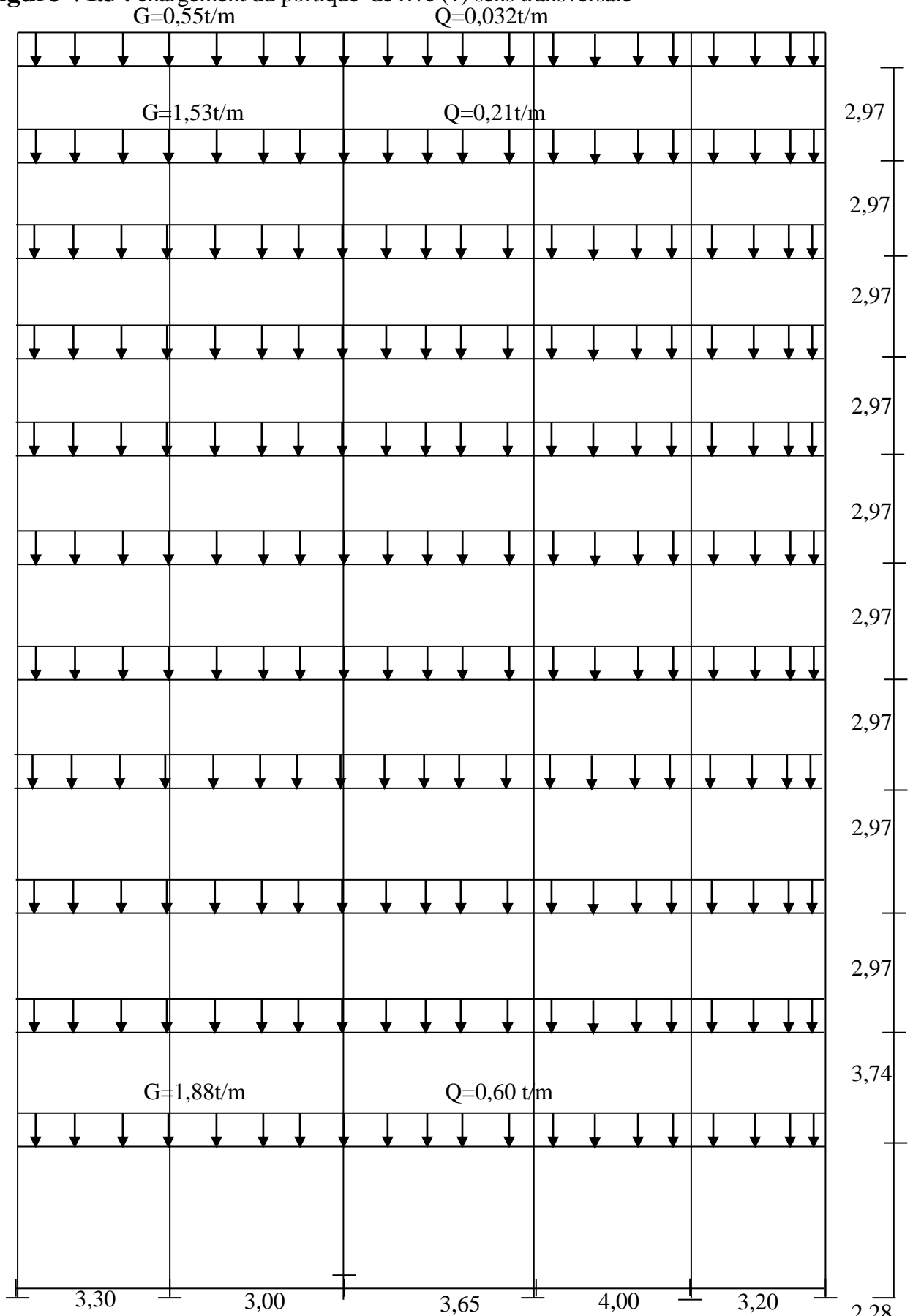


Figure VI.2 : chargement du portique Portique intermédiaire :(B)

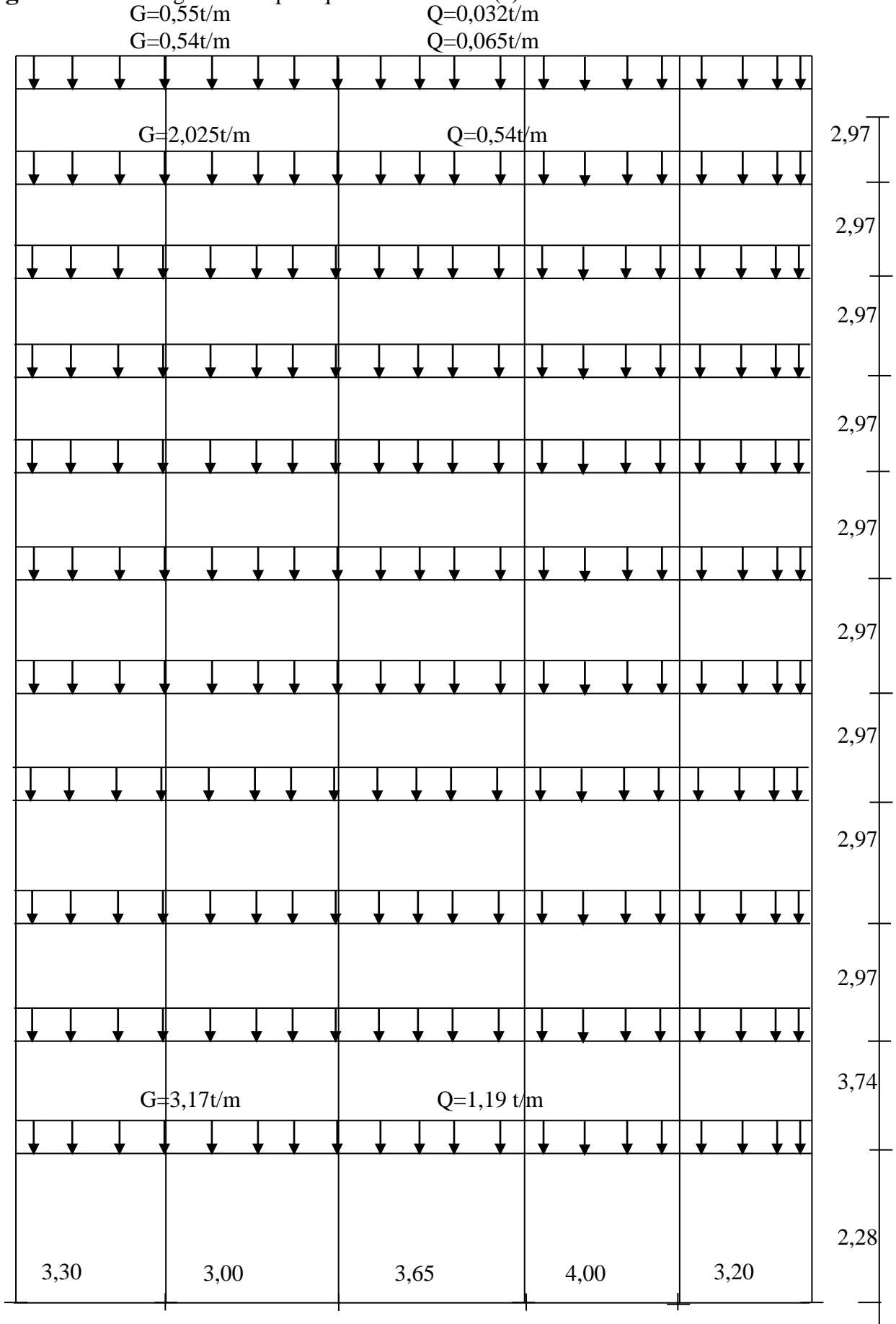
-Sens transversale : portique de rive (1):

Figure VI.3 : chargement du portique de rive (1) sens transversale



-Portique intermédiaire :(2)

Figure VI.4 : chargement du portique intermédiaire (2)



VI-2-FERRAILLAGE DES PORTIQUES

-Ferrailage des poutres :

-Méthode de calcul :

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre

- sollicitation du 1^{er} genre $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

- sollicitation du 2^{eme} genre $S_{p2} \begin{cases} =0,8G \pm E. \\ =G+Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

-si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1}

-si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400$ Mpa.

$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48$ Mpa

Pour les autres cas : $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348$ Mpa.

$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17$ Mpa

Les armatures longitudinales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

Section d'armature minimale : $A_{min}=0,5\%$ bht.

Section d'armature maximale : $A_{max1}=4\%$ bht. (Zone courante)

$A_{max2}=6\%$ bht. (Zone de recouvrement)

Sens longitudinal : « poutre principale (30x40) cm² »

Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$A_{min} = 0,5\%b.ht = 0,5.30.40/100 = 6,00$ cm² (sur toute la section)

$A_{max1} = 4\%b.ht = 4.30.40/100 = 48$ cm²

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$A_{max2} = 6\% b.ht = 6.30.40/100 = 72\text{cm}^2$$

-Poutre secondaire:

Tableau VI.5:Ferrailage Poutre secondaire

Niveau		1 ^{iere} genre E.L.U			2 ^{ieme} genre 0,8G ± E et G+Q ± E	
		M _t	T	M _a	M _t	M _a
RDC	Rive	2,57	7,53	5,02	1,85	2,83
	intermediaire	2,98	8,70	5,82	2,11	4,13
Étage Courant	Rive	2,03	5,72	4,20	1,52	3,07
	intermediaire	1,09	3,16	3,12	0,78	2,26
Terrasse	Rive	0,97	2,46	1,77	0,68	1,44
	intermediaire	1,02	2,74	2,42	0,74	1,73

-Poutre principale:

Tableau VI.6:Ferrailage Poutre principale

Niveau		1 ^{iere} genre E.L.U			2 ^{ieme} genre 0,8G ± E et G+Q ± E	
		M _t	T	M _a	M _t	M _a
RDC	Rive	4,91	10,30	9,91	3,55	6,73
	intermediaire	5,47	11,47	10,32	3,89	7,35
Étage courant	Rive	4,58	9,64	8,73	3,36	6,39
	intermediaire	6,09	11,51	10,24	4,42	7,41
Terrasse	Rive	4,33	7,25	5,83	3,15	4,21
	intermediaire	6,24	10,87	9,54	4,55	6,12

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

-Exemple de calcul :

-Poutre de rive :(RDC)

-En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1}=4,91 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2}=3,55 \text{ t.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 1,38 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

-Données :

- Largeur de la poutre $b=30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t=40\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0.9.h_t=36\text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400\text{ Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25\text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$.
- Fissuration peu préjudiciable

Tableau VI.7 : calcul poutre de rive (RDC) En traveé

Moment ultime M_u	M_u	4,91 t.m	$\mu=0,088 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_u/(b.d^2.f_{bc})$	0,088	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,1154	
Coefficient β	$\beta=1-0,4\alpha$	0,954	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s.. \beta . d)$	3,77	

-Condition de non fragilité:

$$A_{\min}=0,23b.d.f_{t28} / f_e=1,3\text{cm}^2$$

$$A_{\min \text{ RPA}}=6\text{cm}^2$$

$$A=\max(A_{\text{cal}};A_{\min})=A_{\min}=6\text{cm}^2.$$

-Sur appuis :

sous $S_1 : M_{a1}=9,91\text{t.m}$

sous $S_2 : M_{a2}=6,73\text{t.m}$

$$\frac{M_{a1}}{M_{a2}} = 1,47 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (S_1)$$

Tableau VI.8: calcul poutre de rive (RDC) En Appuis

Moment ultime M_u	M_u	9,91 t.m	$\mu=0,179 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_u/(b.d^2.\sigma_{bc})$	0,179	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,2484	
Coefficient β	$\beta=1-0,4\alpha$	0,900	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s.. \beta . d)$	8,78cm ²	

$$\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,08 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow At \geq 15 \cdot 0,08 = 1,2 \text{ cm}^2$$

On adopte : $2 \phi 8 = 2,50 \text{ cm}^2$.

-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{\max} = 10,30 \text{ t} \quad M_{\text{app}} = 9,91 \text{ t.m}$$

$$\delta_u = M_{\text{app}} / Z = 9,91 / 0,9 \times 36 \times 10^{-2} = 30,58 \text{ t} > 10,30 \text{ t}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{\text{ser}} = T / 0,9 d \cdot \bar{\mu} \cdot n \leq \tau_{\text{ser}} = \psi s \cdot f_{t28}$$

ψs : coefficient de scellement $\psi s = 1,5$ pour H.A

T : Effort tranchant max $T = 103 \text{ KN}$

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus $n = 5$

μ : Périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \phi$

$$\tau_{\text{ser}} = 167,4 \cdot 10^3 / 0,9 \cdot 36 \cdot 23,86 \cdot 10^2 = 1,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\text{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\text{ser}} = 1,33 \text{ Mpa} \leq \tau_{\text{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ Mp}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi f_e / 4 \tau_s$

Avec : Φ : diamètre d'une barre

$$l_s = 1,6 \times 400 / (4 \times 2,835) = 56,44 \text{ cm}$$

Cette longueur dépassée la largeur de la poutre « 30 cm » donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,6 = 8,8 \text{ cm}$

-La longueur de recouvrement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone IIb

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 80 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 70 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 60 \text{ cm}$$

-Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{\text{ser}} = 3,55 \text{ m}$$

$$A = 6,88 \text{ cm}^2$$

-position de l'axe neutre :

$$by^2/2+n.A (d-y)=0 \Leftrightarrow 15y^2+103,2y-3715,2=0 \Rightarrow y=12,66\text{cm}$$

-moment d'inertie:

$$I=by^3/3+n.A (d-y)^2=76509,62 \text{ cm}^4$$

- contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K..y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{3,55 \times 10^4}{76509,62} \times 12,66 = 5,87 \text{ Mpa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} = 5,87 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

-Vérification de la flèche :

$$A_s=8,66\text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \dots\dots\dots 0,08 > 0,0625 \quad (\text{vérifiée}) \\ h/L > M_t/10M_0 \dots\dots\dots 0,08 > 0,044 \quad (\text{vérifiée}) \\ A_s/bd < 4,2/f_e \dots\dots\dots 0,008 < 0,0105 \quad (\text{vérifiée}). \end{array} \right.$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

-Poutre principale :

-Poutre de rive :

Tableau VI.9 :Ferrailage Poutre principale Poutre de rive

Niveau		M _{max} S ₁	M _{max} S ₂	M	μ	α	β	A _{cal}	A _{min}	Choix	A
R.D.C	travée	4,91	3,55	4,91	0,088	0,1154	0,954	3,77	6	3T14 +2T12	6,88
	appuis	9,91	6,73	9,91	0,179	0,2484	0,9005	8,78	6	3T16fil +2T14ch	9,11
étage courant	travée	4,58	3,36	4,57	0,082	0,1071	0,957	3,82	6	3T14 +2T12	6,88
	appuis	8,73	6,39	8,73	0,158	0,2162	0,914	7,62	6	3T16fil +2T12ch	8,29
Terrasse	travée	4,33	3,15	4,33	0,078	0,1016	0,959	3,60	6	3T14 +2T12	6,88
	appuis	5,83	4,21	5,83	0,105	0,139	0,9445	4,92	6	3T14fil +2T12ch	6,88

-Poutre intermédiaire :

Tableau VI.10:Ferrailage Poutre principale Poutre intermédiaire

		M _{max} S ₁	M _{max} S ₂	M	μ	α	β	A _{cal}	A _{min}	choix	A
R.D.C	Travée	5,47	3,89	5,47	0,099	0,099	0,9475	4,60	6	3T14 +2T12	6,88
	appuis	10,32	7,35	10,32	0,186	0,1126	0,955	8,62	6	3T16fil +2T14ch	9,11
étage courant	Travée	6,09	4,42	6,09	0,110	0,146	0,942	5,16	6	3T14 +2T12	6,88
	appuis	10,24	7,41	10,24	0,185	0,2578	0,897	9,11	6	3T16fil +2T14ch	9,11
Terrasse	Travée	6,24	4,55	6,24	0,113	0,1503	0,9395	5,30	6	3T14 +2T12	6,88
	appuis	9,54	6,12	9,54	0,173	0,2391	0,9045	8,41	6	3T14fil +2T12ch	6,88

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

-Poutre secondaire (1)

-Poutre de rive :

Tableau VI.11 :Ferrailage Poutre secondaire (1) Poutre de rive

		M_{max} S_1	M_{max} S_2	M	μ	α	β	A_{cal}	A_{min}	Choix	A
R.D.C	travée	2,57	1,85	2,57	0,082	0,1071	0,957	2,85	4,5	3T14	4,62
	appuis	5,02	3,63	5,02	0,161	0,2208	0,9115	5,86	4,5	3T16fil	6,03
étage courant	travée	2,03	1,52	2,03	0,065	0,0841	0,9665	2,22	4,5	3T16	6,03
	appuis	4,20	3,07	4,20	0,135	1,820	0,9275	4,81	4,5	3T16fil	6,03
Terrasse	travée	0,97	0,71	0,97	0,031	0,0584	0,9045	1,04	4,5	3T14	4,62
	appuis	1,77	1,29	1,77	0,056	0,0721	0,971	1,94	4,5	3T14fil	4,62

-Poutre intermédiaire :

Tableau VI.12 :Ferrailage Poutre secondaire (1) Poutre intermédiaire

		M_{max} S_1	M_{max} S_2	M	μ	α	β	A_{cal}	A_{min}	Choix	A
R.D.C	Travée	2,98	2,11	2,98	0,095	0,1252	0,9485	3,43	4,5	3T14	4,62
	appuis	5,82	4,13	5,82	0,187	0,2610	0,8955	6,91	4,5	3T14fil +2T12ch	6,88
étage courant	Travée	1,09	0,78	1,09	0,035	0,0472	0,9815	1,18	4,5	3T14	4,62
	appuis	3,12	2,26	3,12	0,100	0,1320	0,947	3,50	4,5	3T14fil	4,62
Terrasse	Travée	1,02	0,74	1,02	0,032	0,0406	0,984	1,03	4,5	3T14	4,62
	appuis	2,42	1,73	2,42	0,077	0,1002	0,9595	2,68	4,5	3T14fil	4,62

Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires :

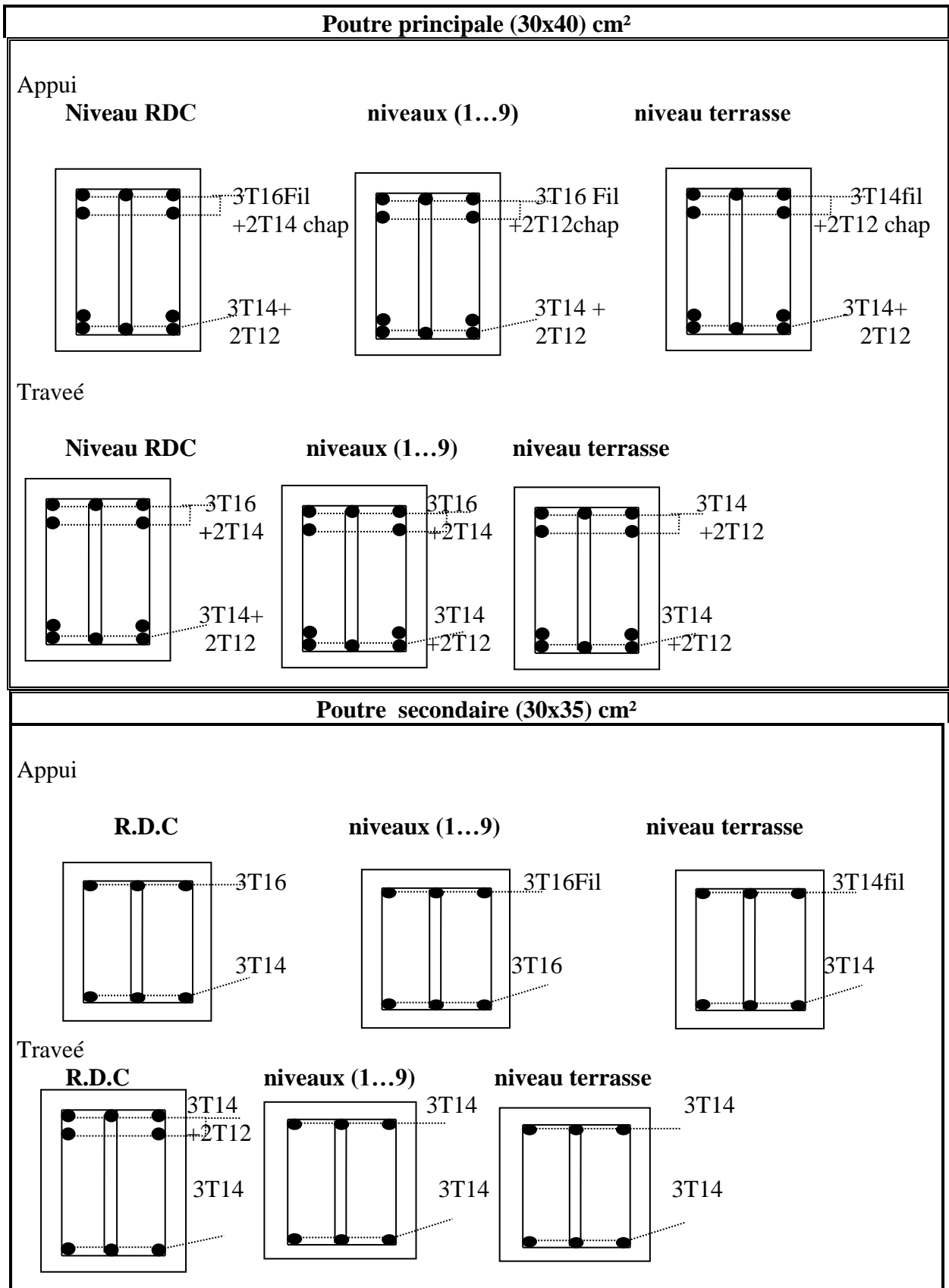


Figure VI.5 :Schéma des ferrailages des sections des poutres principales et secondaires

-Ferrailage des poteaux :

-Méthode de calcul :

le poteau est un élément porteur qu'est soumis à un effort normal de compression et un effort tranchant , il a des moments de flexion à sa tête et à sa base. Donc le poteau est soumis à la flexion composée et sera ferrailé suivant cette sollicitation.

-Les combinaisons de calcul :

$$1,35G+1,5Q \dots\dots\dots(a) \text{ BAEL91}$$

$$0,8G \pm E \dots\dots\dots(b)$$

$$G+Q \pm 1,2E \dots\dots\dots(c) \quad \text{RPA99(version 2003).}$$

-Combinaison (a) :

Elle donne un effort maximal et un moment correspondant et donc une section d'acier A_1

-Combinaison (b) :

Elle donne un effort minimal et un moment correspondant et donc une section d'acier A_2

-Combinaison (c) :

Elle donne un effort maximal et un moment correspondant et donc une section d'acier A_3

-les poteaux seront ferrailés avec la section d'armatures suivante :

$$A = \max (A_1, A_2; A_3, A_{\min})$$

avec : A_{\min} :la section minimale des armatures exigées par RPA99(version 2003).

$$A_{\min} = 0,9 \% b.h \text{ (zone IIb)}$$

$$A_{\min} = 0,9 \% .50.50 = 22.5 \text{cm}^2. \quad \text{du S.S +RDC+2 etage.}$$

$$A_{\min} = 0,9 \% .45.45 = 18.2 \text{cm}^2. \quad \text{du 3}^{\text{eme}} \text{ niveau au 6}^{\text{eme}} \text{ niveau.}$$

$$A_{\min} = 0,9 \% .40.40 = 14.4 \text{cm}^2. \quad \text{du 6}^{\text{eme}} \text{ niveau au 9}^{\text{eme}} \text{ niveau.}$$

-Tableau récapitulatif des sollicitations défavorables :

Tableau VI.13 : Tableau récapitulatif des sollicitations défavorables

Poteau	Comb	S.S+RDC+2étage	3^{ème}-6^{ème}	6^{ème}-9^{ème}	
poteau centrale	(a)	N_{max}	266,26	133,01	65,46
		M_{cor}	0,51	0,96	0,13
	(b)	N_{max}	163,06	84,17	41,68
		M_{cor}	2,52	1,24	0,68
	(c)	N_{max}	188,18	94,99	46,69
		M_{cor}	3,04	0,36	0,084
poteau de rive	(a)	N_{max}	261,49	152,46	65,76
		M_{cor}	0,29	0,29	0,73
	(b)	N_{max}	162,48	98,49	41,68
		M_{cor}	2,19	0,66	0,68
	(c)	N_{max}	183,28	107,21	46,98
		M_{cor}	3,64	1,47	0,084

-Exemple de calcul :

Poteau de rive : S.S+RDC+2étage

$$\text{comb(a)} \begin{cases} N_{\max}=266,26 \text{ t} \\ M_{\text{corresp}} = 0,51 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{comb(b)} \begin{cases} N_{\min}=163,06 \text{ t} \\ M_{\text{corresp}} = 2,52 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{comb(c)} \begin{cases} N_{\max}=188,18 \text{ t} \\ M_{\text{corresp}} =3,04 \text{ t.m} \end{cases}$$

-comb(a) :

$$\begin{cases} N_{\max}=266,26 \text{ t} \\ M_{\text{corresp}} = 0,51 \text{ t.m} \end{cases} \quad e = \frac{M}{N} = 0,0019$$

e : centre de pression .

$$Mu=Nu(d-\frac{ht}{2}+e)=266,26(0,45-0,25+0,0019)=53,75 \text{ t.m}$$

-Vérification si la section est surabondante:

$$\Rightarrow \begin{cases} Nu \leq 0,81fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d.fbc) \end{cases} \quad \begin{cases} Nu=266,26 \text{ t} < 287,55 \text{ t...Vérifiée} \\ Mu=53,75\text{t.m} < 68,59 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_t=A'_s=0$)

-comb(b)

$$\begin{cases} N_{\min}=163,06\text{t} \\ M_{\text{corresp}} = 2,52\text{t.m} \end{cases} \quad e = \frac{M}{N} = 0,015\text{m}$$

e :centre de pression .

$$Mu=Nu(d-\frac{ht}{2}+e)=35,05 \text{ t.m}$$

-Vérification si la section est surabondante :

$$\Rightarrow \begin{cases} Nu \leq 0,81fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d.fbc) \end{cases} \quad \begin{cases} Nu=163,06 \text{ t} < 287,55 \text{ t...Vérifiée} \\ Mu=35,05\text{t.m} < 54,12 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_t=A'_s=0$)

-comb(c)

$$\begin{cases} N_{\max}=188,18\text{t} \\ M_{\text{corresp}} = 3,04\text{t.m} \end{cases} \quad e = \frac{M}{N} = 0,016\text{m}$$

e :centre de pression .

$$Mu=Nu(d-\frac{ht}{2}+e)=40,67 \text{ t.m}$$

-Vérification si la section est surabondante :

$$\Rightarrow \begin{cases} Nu \leq 0,81fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d.fbc) \end{cases} \quad \begin{cases} Nu=188,18\text{t} < 287,55 \text{ t...Vérifiée} \\ Mu=40,67\text{t.m} < 59,04 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_t=A'_s=0$).

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

-Tableau récapitulatif du ferrailage :

-poteau de rive :

Tableau VI.14 : Tableau récapitulatif du ferrailage poteau de rive

Niveau	Comb	N (t)	M(t.m)	e (m)	A _{cal}	A _{min}	Choix	A
R.D.C	(a)	26,626	0,55	0,0019	0,00	20	4T20	20,60
+RDC	(b)	163,06	2,52	0,015	0,00		+4T16	
+2étage	(c)	188,18	3,04	0,016	0,00			
étage courant	(a)	133,01	0,96	0,0072	0,00	12,8	4T16	14,19
	(b)	84,17	1,24	0,014	0,00		+4T14	
	(c)	94,99	0,36	0,0037	0,00			
Terrasse	(a)	65,46	0,73	0,011	0,00	7,2	8T12	9,05
	(b)	41,68	0,68	0,016	0,00			
	(c)	46,68	0,084	0,0017	0,00			

-Poteau central:

Tableau VI.15 : Tableau récapitulatif du ferrailage Poteau central

Niveau	Comb	N (t)	M(t.m)	e (m)	A _{cal}	A _{min}	choix	A
R.D.C	(a)	261,49	0,29	0,0011	0,00	20	4T20	20,60
+RDC	(b)	162,48	2,12	0,013	0,00		+4T16	
+2étage	(c)	183,28	3,64	0,019	0,00			
étage courant	(a)	152,46	0,29	0,0019	0,00	12,8	4T16	14,19
	(b)	98,49	0,66	0,0067	0,00		+4T14	
	(c)	107,21	1,47	0,0137	0,00			
Terrasse	(a)	65,76	0,73	0,011	0,00	7,2	8T12	9,05
	(b)	41,68	0,68	0,016	0,00			
	(c)	46,98	0,084	0,0017	0,00			

-Les vérifications :

-Vérification de la contrainte de cisaillement : « le poteau le plus sollicité (50.50)

$$T_{\max}=0,64t$$

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b.d) = 0,64.100 / (50.45) = 0,028 \text{ Mpa}$$

$$\text{Contrainte tangente admissible : } \tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,028 < \tau_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

- Calcul des armatures transversales :

-Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \Phi/3$$

$$\Phi_t = 20 / 3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- 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 : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.

- S_t : Espacement des armatures transversales.

- Calcul de l'espacement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

-En zone nodale : $S_t \leq 10\text{cm} = 10\text{cm}$ Soit $S_t = 10\text{cm}$.

-En zone courante : $S_t \leq \text{Min}(b/2, h/2, 10 \Phi) = 24\text{cm}$ Soit $S_t = 15\text{cm}$.

- Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 3,74 / 0,5 = 5,25$$

$$\lambda_g = 5,25 < 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \cdot 2,5 \cdot 5,64}{50 \cdot 235} = 0,20 \text{ cm}^2$$

- Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t \cdot b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 5,25 > 5 : \quad 0,3\%$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Alors : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \cdot 10 \cdot 50 = 1,5 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \cdot 15 \cdot 50 = 2,25 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$
 On adopte $5T8 = 2,51 \text{ cm}^2$

- Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_e ; \quad \text{ronds lisses} \Rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot 15 \cdot 50 / 235 = 1,27 \text{ cm}^2 < 2,51 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60 \text{ cm}) = \text{Max}(374/6; 50; 50; 60) = 62,33 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \cdot 40 = 80 \text{ cm} \end{array} \right.$$

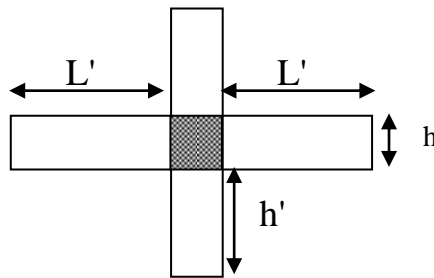


Figure VI.6: Détermination de la zone nodale

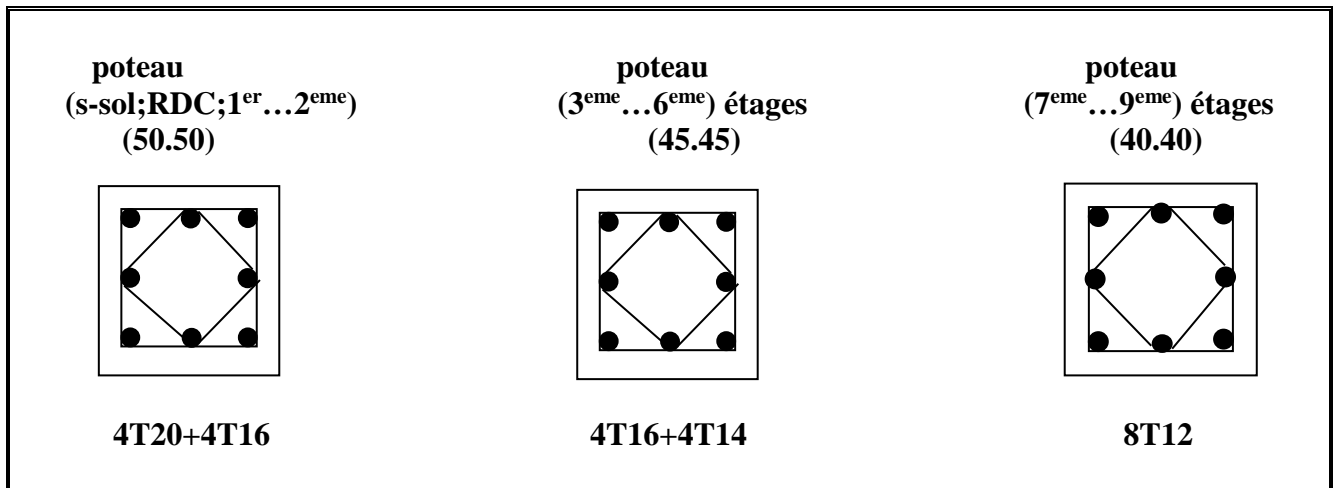


Figure VI.7 : Schéma des ferrailages des poteaux

VI-3-ETUDE DES VOILES

VI-3-1-Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique couler dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...)

Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes.de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'a ces niveaux les portiques bloquent les voiles dan leurs déplacement .Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

-Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

- Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

- principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal suivant le cas le plus défavorable

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

-La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

-1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

-2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales $A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

- Armatures verticales :

Il sont disposées en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égale à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

- Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%

- En zone courante 0,10 %

- Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VI-3-2- ferrailage des voiles :

-Exemple de calcul :

-voile intermédiaire :

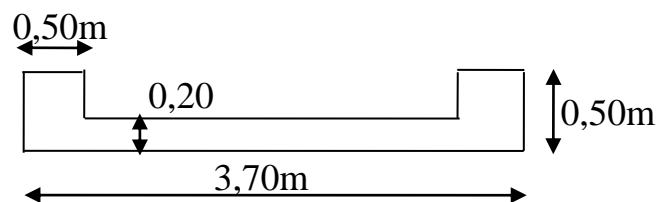
$$A = 1,04 \text{ m}^2$$

$$I = 0,84 \text{ m}^4$$

$$V = 1,85 \text{ m}$$

$$N = 106,81 \text{ t}$$

$$M = 1,15 \cdot 10^{-5} \text{ t.m}$$



-Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = 1,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = 1,02 \text{ MPa}$$

On à $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

- Calcul des armatures verticales ::

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{\min} = 0,15\% . a . L$$

On calcul le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

-L'espacement :

-Selon le BAEL 91, on à :

$$St \leq \min\{2.a , 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{30 , 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} - \text{Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:}$$

$$St \leq \min\{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{22,5 , 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \text{ Donc : } St \leq \min \{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm

Le choix de la section des armatures verticales est $5 \text{ T } 12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit $5 \text{ T } 12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20 cm

- calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2,42, dans le cas ou le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ au moins; on prend donc $4\phi 6$ par m^2 .

Disposition des armatures :

-armatures verticales :

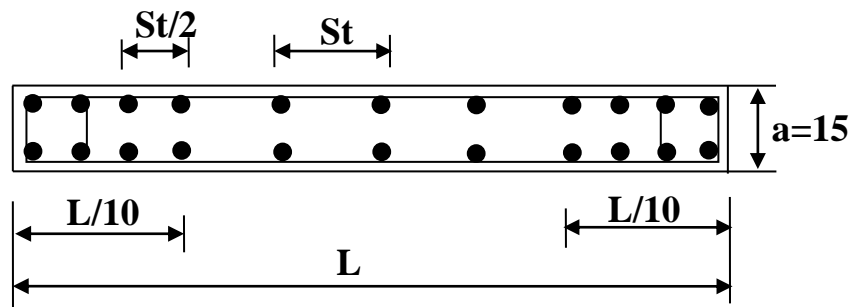
-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003)

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm

On a $St=20\text{ cm} \rightarrow St/2 = 10\text{ cm} < 15\text{ cm}$ vérifiée

$L=370\text{ cm} \rightarrow L/10 = 37\text{ cm}$



Disposition des armatures verticales dans les

Figure VI.8 : Disposition des armatures verticales

-Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Elles doivent être retournée aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1,5a; 30\text{ cm})$

- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

-Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

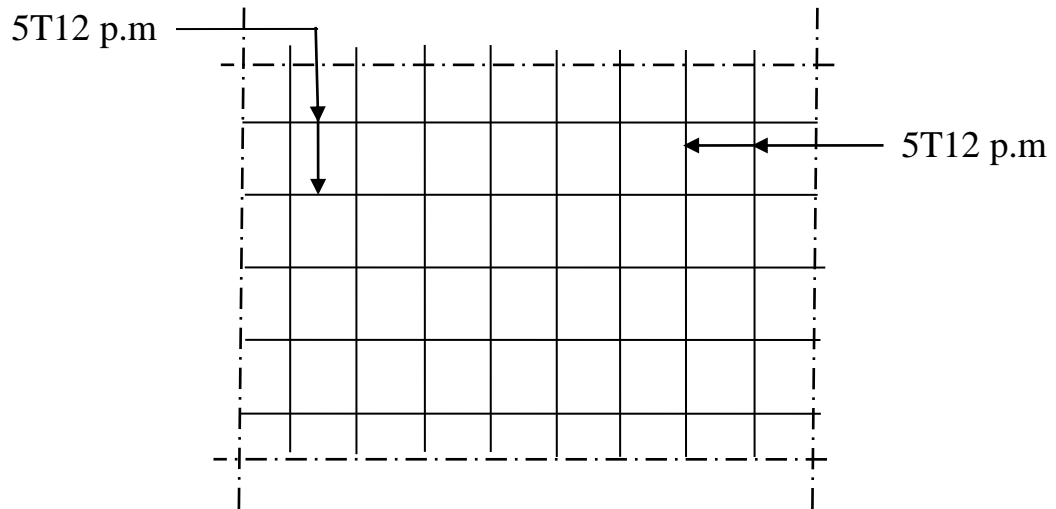


Figure VI.9 : disposition du ferrailage du voile

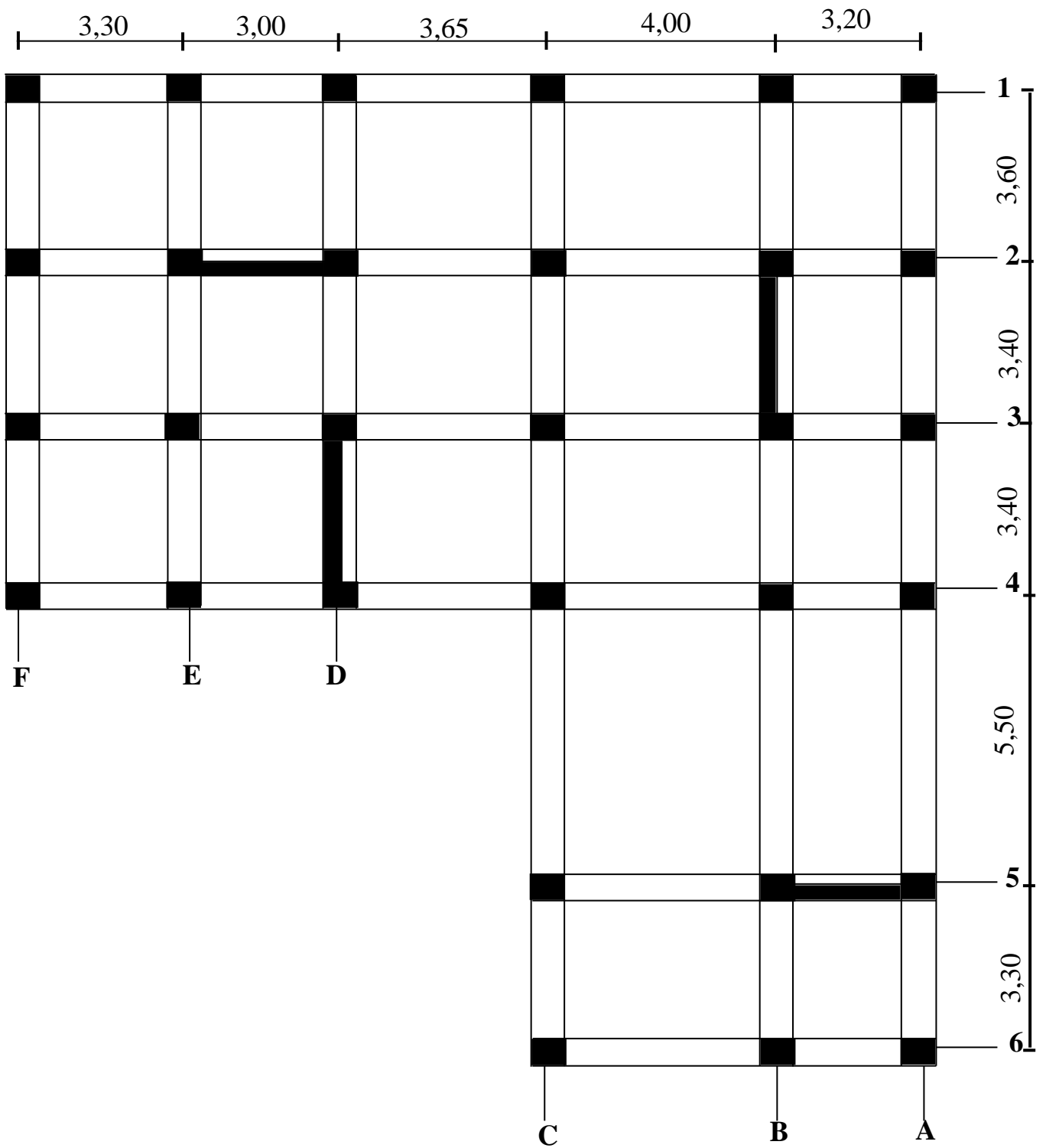


Figure VI.10: plan de la structure



CHAPITRE VII
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

VII-1-Calcul du voile périphérique :

VII-1- 1-Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le R.P.A 99 (version 2003) , le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

- on prend : $\sigma_{\text{sol}}=1.6$ bars, contrainte de sol .
- Q : surcharge d'exploitation $Q = 1,5\text{KN/m}^2$.
- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 17,5\text{KN/m}^3$
- φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$
- K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda) \quad \text{avec} \quad (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$K_a' = K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(27,5^\circ) = 0,27$$

$$K_a' = K_a = 0,27$$

- le Dimensionnement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003); l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm.

On adopte : $e_p = 20\text{cm}$.

-Calcul des charges :

- Poussée des terres :

$$p_1 = k_a \cdot \gamma \cdot H \quad \text{avec} \quad \begin{cases} P_1 : \text{poussée des terres.} \\ \gamma : \text{poids spécifique des terres} \\ h : \text{hauteur du voile.} \end{cases} \quad H = 2,28\text{m}$$

$$p_1 = 0,27 \cdot 17,5 \cdot 2,28 = 1,07 \text{ t/m}^2$$

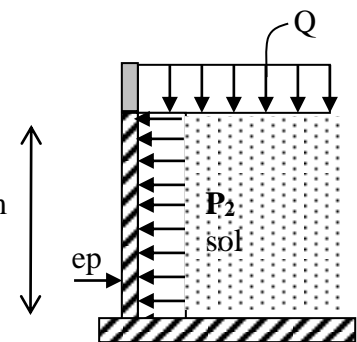


Figure VII.1 : Dimensionnement Poussée des terres du voile périphérique

- Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = K'_a \cdot Q = 0,27 \cdot 0,15 = 0,04 \text{ t/m}^2.$$

-Les diagrammes des pressions :

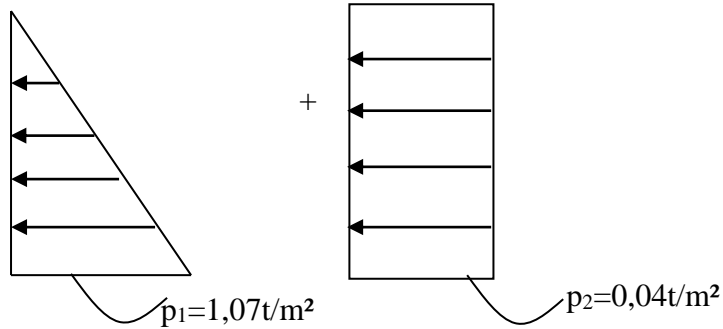


Figure VII.2 : diagrammes des pressions

- La charge pondérée :

$$Q = 1,35P_1 + 1,5 P_2 = 1,5 \text{ t/m}^2.$$

pour une bande de 1m de largeur $q_u = 1,5 \text{ t/ml} = 15 \text{ KN/ml}$.

VII-1-2- Calcul du ferrailage :

$$L_x = 2,28 - 0,30 = 1,98 \text{ m.}$$

$$L_y = 3,5 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,98}{3,50} = 0,565 \dots \dots \dots 0,4 < \alpha = 0,565 < 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$M_{ox} = \mu_x q \cdot L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$\text{avec : } \left\{ \alpha = 0,565 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0872 \\ \mu_y = 0,2541 \end{cases} \right.$$

$$M_{ox} = 5,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 1,3 \text{ KN.m}$$

-Les valeurs des moments en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_{ox} = 3,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{oy} = 0,98 \text{ KN.m}$$

-Vérification :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow M_{ty} = 0,98 > \frac{M_{tx}}{4} = 0,96 \text{ KN.m} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Diamètre des barres (diamètre minimal) :

$$\phi \leq \frac{h_0}{10}$$

$$h_0 = 200mm$$

$$\phi \leq 20mm$$

-sens L_x :

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{3,84 \cdot 10^3}{100(18)^2 \cdot 14,2} = 0,008 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe.pas.}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,01.$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,996$$

$$A_{tx} = \frac{M}{d \cdot \beta \sigma_s} = 0,61 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Sens y :

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,002 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe.pas.}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0025.$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,999$$

$$A_{ty} = \frac{M}{d \cdot \beta \sigma_s} = 0,16 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

-Les armatures minimales :

$$12 \text{ cm} \leq h = 20 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm.}$$

$$A_{\min} = 8h = 1,6 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_{x \min} = A_{y \min} \cdot \frac{3 - \alpha}{2} = 1,6 \cdot \frac{3 - 0,565}{2} = 1,94 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

-Armatures minimales selon R.P.A :

$$A_{tx} = A_{ty} = 0,1 \cdot b \cdot d = 2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc on adopte $A_{tx} = A_{ty} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

-Espacement des armatures :

{ Fissuration préjudiciable

{ $h \leq 40 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} st_x \text{ et } st_y \leq \min \{ 2h_0, 25 \text{ cm} \} \\ \Rightarrow st_x \text{ et } st_y \leq 25 \text{ cm.} \\ \text{on adopte } st = 20 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

-Choix des aciers de mur voile dans les deux sens :

Le voile est ferrailé en 02 nappes :

$$\left. \begin{array}{l} st=20\text{cm.} \\ \phi \leq 20\text{mm} \\ A_{tx}=A_{ty}=2\text{cm}^2/\text{ml} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{on adopte } 5T10=3,93\text{cm}^2/\text{ml} \text{ dans les deux direction .}$$

-vérification à l'E.L.S:

$$q_s=p_1+p_2=1,07+0,04=1,11\text{t/m}^2$$

pour une band de 1m de largeur $q_s=1,11\text{t/ml}=11,1\text{KN/ml}$.

$$\alpha = 0,565 \Rightarrow \mu_x = 0,0916 \text{ et } \mu_y = 0,4305$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 3,98\text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 1,71\text{KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 2,98\text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 1,28\text{KN.m}$$

-Contrainte maximale de béton comprimé :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\text{On a } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa} \\ \sigma_b = M_{\text{iser}} \times Y_1 / I_{gg'} \end{array} \right.$$

-Position de l'axe neutre :

$$y_1=?$$

$$by_1^2/2-15A(d- y_1)=0$$

$$50. y_1^2+85,95. y_1-106,11=0$$

$$\text{D'où } y_1=4,05\text{cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I_G = \frac{50}{3} y_1^3 + \eta A(d - y_1)^2 = 13487,2\text{cm}^4.$$

-Calcul des contraintes :

sens L_x :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I_G} \cdot y_1 = 0,89\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

$$\sigma_b = 0,89\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-sens L_y :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y_1 = 0,38 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_b = 0,38 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Contraint des armatures tendues.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right.$$

$$\left. \begin{cases} \eta = 1 \dots \dots \text{R.L} \\ \quad 1,6 \dots \dots \text{H.A} \\ f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{tj} = 2,1 \text{Mpa} \end{cases} \right.$$

-sens L_x :

$$\bar{\sigma}_s = \min \{266,66; 202\} \text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 202 \text{Mpa}$$

$$\sigma_s = 1,5 \cdot K \cdot (d - y_1) = 45,98 \text{Mpa}$$

$$\sigma_s = 45,98 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_s = 202 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Sens L_y :

$$\bar{\sigma}_s = \min \{266,66; 202\} \text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 202 \text{Mpa}$$

$$\sigma_s = 1,5 \cdot K \cdot (d - y_1) = 19,85 \text{Mpa}$$

$$\sigma_s = 19,85 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_s = 202 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VII-2-Calcul des fondations :

VII-2-1- Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, et la faible portance du sol, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se

chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- Transmettre au sol la totalité des efforts
- Eviter les tassements différentiels.

-Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en étant résistant aux contraintes de sol.

-Calcul du radier :

- Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.
- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

- Pré dimensionnement du radier :

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^9 G_i = 2911,19 \text{ t.}$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^9 Q_i = 551,68 \text{ t}$$

-Combinaison d'actions :

$$\text{E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 4757,62 \text{ t.}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 3462,87 \text{ t.}$$

-Surface du radier :

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 3462,87 \text{ t.}$$

$$S \geq N/\sigma_{\text{sol}} = 216,42 \text{ m}^2.$$

On a une surface d'assise $S = 255,01 > 216,42 \text{ m}^2$.

On prend un débord de 60 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{\text{radier}} = 295,572 \text{ m}^2$.

- Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminé à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition :

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06.f_{c28}$$

$$V_u : \text{Effort tranchant ultime} : V_u = Q.L/2$$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; L = 5m

$$Q_u = Nu / S = 4757,62 / 295,57 = 16,09 \text{ t/m}^2$$

$$V_u = 16,09 / 2 = 40,24 \text{ t}$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

$$d \geq \frac{40,24}{0,06.25.1} = 26,82 \text{ cm}$$

2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad .L = 5 \text{ m}$$

$$20 \leq d \leq 25 \text{ cm}$$

h = d + c = 35 cm ; on prend : h = 35 cm ; d = 30 cm

- Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimilé le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivantes :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 61,11 \text{ cm} \leq h \leq 91,66 \text{ cm}$$

On prend : d=65 cm ; h = 70 cm ; b = 50 cm.

- Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5 [0,35.295,57 + 0,7.0,5.187,6] = 422,77 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S} : N_{\text{ser}} = 3462,87 + 422,77 = 3885,6 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{3885,6}{295,57} = 13,14 \text{ t/m}^2 < 16 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

-Inerties du radier :

$$I_{XG} = 41805,03 \text{ m}^4$$

$$I_{YG} = 28203,15 \text{ m}^4$$

-La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,50 \times (0,70)^3 / 12 = 0,014m^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,50m$.

K : coefficient du raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 3216420 \times 0,014}{500 \times 0,45}} = 5,756m$$

$$L_{\max} = 5m < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 8,13m \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide, les moments agissant à la base du radier est :

$$M_x = 1,449 \text{ t.m}$$

$$M_y = 0,377 \text{ t.m}$$

- Calcul des contraintes :

$$N_s = 3885,6t \quad s_r = 295,57m^2$$

-Sens longitudinal x :

$$\sigma_{1,2}^x = \frac{N}{s_r} \pm \frac{M_v \cdot V}{I_x} \quad ;$$

$$\sigma_1^x = \frac{3885,6}{295,57} + \frac{1,449 \cdot 9,5}{41805,03} = 13,146 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_2^x = \frac{3885,6}{295,57} - \frac{1,449 \cdot 9,5}{41805,03} = 13,145 \text{ t/m}^2.$$

-Sens transversal y :

$$\sigma_1^y = \frac{N}{s_r} + \frac{M_y \cdot V_y}{I_y} = 13,146 \text{ t/m}^2..$$

$$\sigma_2^y = \frac{N}{s_r} - \frac{M_y \cdot V_y}{I_y} = 13,145 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma(L/4)_x = \frac{3\sigma_1^x + \sigma_2^x}{4} = 13,14 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma(L/4)_y = \frac{3\sigma_1^y + \sigma_2^y}{4} = 13,14 \text{ t/m}^2.$$

- Evaluation des charges pour le calcul du radier :

-Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{\text{rad}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,35 = 0,875 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} = 13,14 - 0,875 = 12,26 \text{ t/m}^2.$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 122,6 \text{ KN/m}^2.$$

VII-2-2- Ferrailage du radier :

- Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec L_x ≤ L_y.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

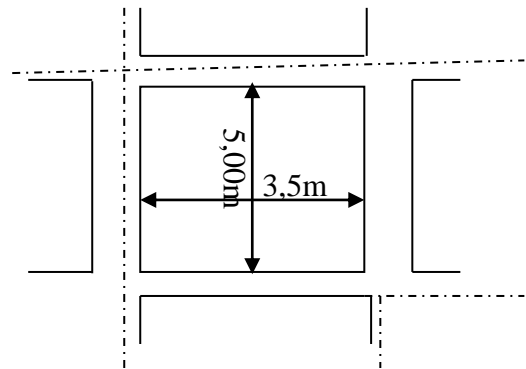


Figure VII.3 : dalle reposant sur 4 cotés

-solicitation :

$$\begin{cases} L_x = 3,50\text{m} \\ L_y = 5,00\text{m} \end{cases} \quad Q = 122,6 \text{ KN/ml.}$$

$$\alpha = L_x / L_y = 0,70$$

0,4 < α < 1 le panneau de la dalle porte dans les deux sens.

$$\alpha = 0,70 \Rightarrow \mu_x = 0,0684 ; \mu_y = 0,4320.$$

les .moment.isostatiques :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2 = 102,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 44,37 \text{ KN.m}$$

- les moments en travée et en appuis :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 77,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 33,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50 M_{0x} = 51,36 \text{ KN.m}$$

-Ferailage:

le ferrailage se fait pour une bande de 1ml de largeur.

-En travée :

- Sens x :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{77,04 \cdot 10^3}{100(30)^2 \cdot 14,20} = 0,06 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' n' \text{ existe. pas}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0774.$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,969$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{77,04 \cdot 10^3}{0,969 \cdot 30 \cdot 348} = 7,37 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 3,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_t > A_{\min}$ condition vérifiée.

$$\text{choix des aciers} \quad \begin{cases} 7T12/\text{ml} = 7,92 \text{ cm}^2/\text{m.l.} \\ s_t = 14,28 \text{ cm.} \end{cases}$$

-Sens Ly : $M_{ty} = 33,27 \text{ KN.m}$.

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,026 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' n' \text{ existe. pas}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,033.$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,987$$

$$A_{tx} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \sigma_s} = 3,22 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 3,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_t > A_{\min}$ condition vérifiée.

$$\text{Choix des aciers} \begin{cases} 5T12/ml=5,65cm^2/ml. \\ s_t=20cm. \end{cases}$$

-sur appuis : $M_a=51,36KN.m$

$$\mu = \frac{M_{ta}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,04 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'n' \text{ existe pas}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,051.$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,980$$

$$A_{ta} = \frac{M_{ta}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 5,01cm^2/ml.$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{min}=0,23b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e=3,62cm^2/ml$$

$A_t > A_{min}$ condition vérifiée.

$$\text{Choix des aciers} \begin{cases} 6T12/ml=6,78cm^2/ml. \\ s_t=16,66cm. \end{cases}$$

on prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

VII-2-3-Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $0,4 < \alpha = L_x/L_y < 1$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable.

-Sens longitudinal :

$$L_{max} = 5,00 \text{ m}$$

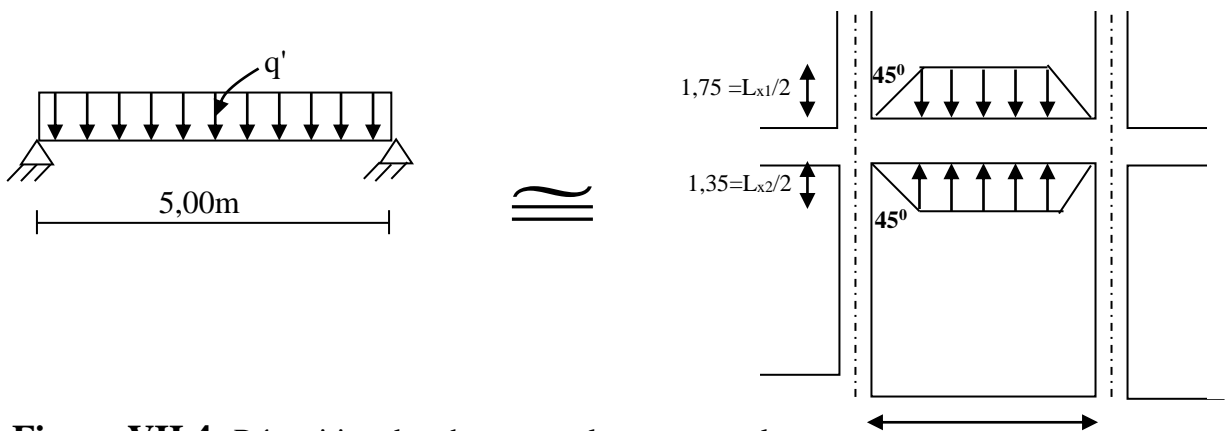


Figure VII.4 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture en Sens longitudinal 5,00

Calcul de q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$q' = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec :

$$\begin{cases} Lx_1 = 3,5m \\ Lx_2 = 2,7m \\ q = 12,26 \text{ t/m}^2 \\ b = 50cm. \end{cases}$$

Donc :

$$q' = \frac{12,26}{2} \left[\left(1 - \frac{(3,5)^2}{3.5^2} \right) . 3,5 + \left(1 - \frac{(2,7)^2}{3.5^2} \right) . 2,7 \right] = 32,89 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{q'.L^2}{8} = 102,78 \text{ t.m}$$

- Calcul du ferrailage :

-En travée :

$$M_t = 0,80M_0 = 82,22 \text{ t.m}, \quad b = 50 \text{ cm}, \quad h = 70 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2 . \sigma_{bc}} = \frac{82,22.10^4}{50.(65)^2.14,2} = 0,274 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'n'existe.pas.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,4096$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,836.$$

$$A_t = \frac{M_t}{b.d.\sigma_s} = \frac{82,22.10^4}{0,836.65.348} = 43,47 \text{ cm}^2.$$

on adopte :

$$\begin{cases} 1^{ere} \text{ lit } 4T25 \\ 2^{eme} \text{ lit } 4T20 ; A = 44,75\text{cm}^2 \\ 3^{eme} \text{ lit } 4T20 \end{cases}$$

-sur appuis :

$$M_a = 0,5M_0 = 51,39 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2 . \sigma_{bc}} = \frac{51,39.10^4}{50.(65)^2.14,2} = 0,171 < \mu = 0,392 \rightarrow A'n'existe.pas.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,2360$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9055.$$

$$A_a = \frac{M_a}{b.d.\sigma_s} = \frac{51,39.10^4}{0,9055.65.348} = 25 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T20) Fil+ (4T20) chap. ; A = 25,12 cm².

- Sens transversal :

$$L_{\max} = 3,50\text{m.}$$

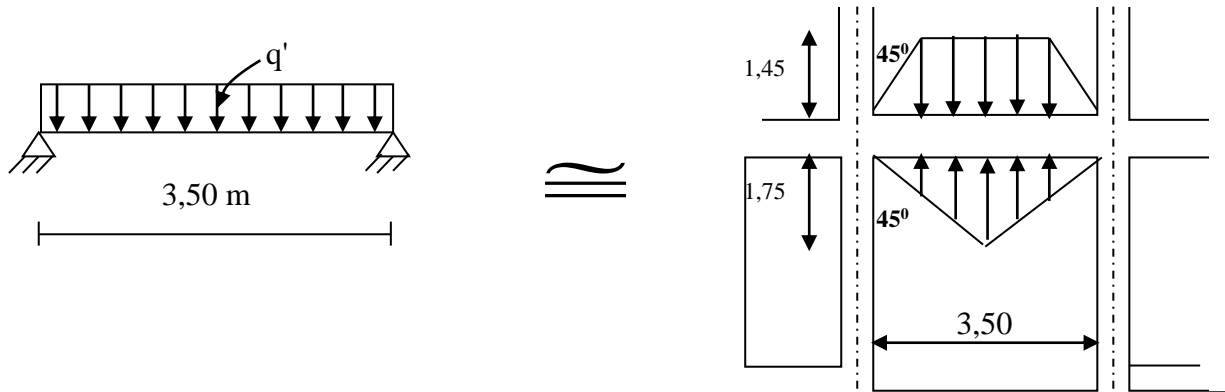


Figure VII.5 :Répartition des charges sur les poutres selon
Les lignes de rupture en sens transversal

-Calcul de q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$q' = q'_{\text{triangle}} + q'_{\text{trapez}}$$

$$q' = \frac{2}{3} \cdot q \cdot L_x$$

$$q' = 2/3 \cdot 12,26 \cdot 3,50 = 28,60 \text{ t/m}$$

$$q'_{\text{trapez}} = \frac{q}{2} \left(1 - \frac{L_x^2}{3L_y^2} \right) L_x = 13,70 \text{ t/m}$$

-solicitation :

$$M_o = \frac{q' \cdot L^2}{8} = \frac{42,3 \cdot (3,5)^2}{8} = 64,77 \text{ t.m}$$

- Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0,80M_o = 51,81 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,172 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,2376$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,905.$$

$$A_t = \frac{M_t}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = 25,30 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4\text{T}20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}16 ; A = 28,64\text{cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}16 \end{cases}$$

-Sur appuis :

$$M_a = 0,5M_o = 32,38 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,108 < \mu = 0,392 \rightarrow A \text{ 'n' existe pas.}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,1431$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,943.$$

$$A_a = 15,18 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T16) Fil+ (4T16) chap. ; A =16,08 cm².

- Armature de peau :

Puisque h>60cm .il est obligatoire d'ajouter les armature de panneaux

$$A = 3\text{cm}^2 \cdot h = 1,8\text{cm}^2;$$

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

- vérification Contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = 105,75 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{105,75 \cdot 10^3}{500 \cdot 650} = 0,32 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Armatures transversales :

-Diamètre : $\varphi_t \leq \min(h/35 ; \varphi_{\min} ; b/10)$

on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

-Espacement :

$$S_t = \min(0,9d; 40\text{cm})$$

on prend $S_t = 25\text{cm}$.

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*) b_0}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$f_{ij}^* = \min(f_{ij}; 3\text{Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa.}$$

$$(A_t/s_t) =$$

-La section minimale des A_t :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \max(\tau_u/2 ; 0,4 \text{ MPa}) \cdot \frac{b_0}{f_e}$$

$$A_t = 2,12 \text{ cm}^2$$

On adopte 3 ϕ 10 $A=2,35 \text{ cm}^2$.

VII-2-4-Vérification de la stabilité au renversement :

On doit vérifier que : $(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4})$. (10.1.5. RPA99ver.2003)

Tableau VII.1 : vérification de la stabilité au renversement

COMB	N_{co} (kN)	M_{xx_co} (kNm)	e_{xx} (m)	Remarque	M_{yy_co} (kNm)	e_{yy} (m)	Remarque
G+Q	39946,99	573098,35	5,475	vérifier	29321,35	5,25	Verifier
G+Q+EXX	39946,99	573831,06	5,475	vérifier	79367,85	5,25	Verifier
G+Q+EYY	39946,99	637054,12	5,475	vérifier	57953,75	5,25	Verifier
0,8G+EXX	25893,65	391238,32	5,475	vérifier	721,62	5,25	Verifier
0,8G-EXX	25893,65	389772,89	5,475	vérifier	529602,39	5,25	Verifier
0,8G+EYY	25893,65	454461,38	5,475	vérifier	471648,65	5,25	Verifier
0,8G-EYY	25893,65	326549,83	5,475	vérifier	528880,77	5,25	Verifier

$$e_{xx} = M_{xx_co} / N_{co} \quad ; \quad e_{yy} = M_{yy_co} / N_{co}$$

pas de risque au renversement dans les deux sens



CONCLUSION

Conclusion

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (R+9) à usage d'habitation avec sous sol, contreventé par voiles.

Durant l'analyse de notre structure modélisée par le logiciel **Sap 2000 V14.2.2** on a constaté que :

Le prédimensionnement est une étape préliminaire son but est de choisir les sections des éléments structuraux du bâtiment qui peuvent changer considérablement après l'étude dynamique .

La vérification de l'effort tranchant à la base est prioritaire a cause de l'incertitude liée à la participation des éléments non-structuraux ,dont les effets ne sont pas considérés dans la détermination de période et la réponse dynamique .

Pour satisfaire la rigidité latérale imposée par RPA ,on vérifié le déplacement inter – étages .

La stabilité de la structure est assurée avec la vérification de l'effet $p-\Delta$.
L'écrasement du béton sous la composante verticale du séisme est pris en considération en vérifiant l'effort normal réduit .

Le facteur de comportement R qui est en fonction du système de contreventement est choisi avec vérification de l'interaction .

Ces critères sont vérifiés au fur et à mesure qu'on change le modèle à chaque fois que l'une de ces conditions n'est pas satisfaites .

On a dû aussi changé la section des poteaux pour justifier l'effort normal réduit .

Le ferrailage des poutres et des poteaux a été fait avec la méthode classique, en vérifiant les critères imposés par **RPA99 version 2003**.

Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée ,basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique sur **Sap 2000 V14.2.2** pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas .

Et enfin le choix du radier général nervuré était la solution adéquate pour répondre aux critères de résistance et de rigidité imposée par les règlements en vigueur.

A travers ce mémoire de fin d'étude, nous avons pu assimiler nos différentes connaissances dans le domaine de calcul des bâtiments qui nécessite l'utilisation de l'outils informatique qui permettant de réduire le temps et faciliter l'analyse et le dessin des structures (SAP 2000, AUTO-CAD), en tenant compte de la sécurité et la résistance structurale; de la conception et l'exécution, sans oublier le côté économique.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **A.GUERRIN, R.C LAVEUR**, "traite de béton armé -Tome II" Edition Dunod, 1979
- D.T.U, "Charges permanentes et sur charges d'exploitations" O.P.U.1989.
- DTR-B-C2-48 "**Règle parasismiques algériennes R.P.A.99 version 2003**", Ministère de l'habitation, janvier 2004
- **J-PIERRE MOUGIN**, "Cours de béton armé (règle B.A.E.L.91)", Edition Berti.1994
- **M.BELAZOUGUI**, "Calcul des ouvrages en béton armé", O.P.U1986.
- **PIERRE CHARON**"Le calcul et la vérification des ouvrage en béton armée "
- **H.RENAUD-J.LAMIRAULT**"précise de calcul béton armée "
- Mémoire de fin d'études, Université khemis miliana(mémoire de l'étudiant Elalia Oussama promotion 2019/2020).
- Cours et TD et Polycopies Master 2 génie civil année universitaire 2020/2021(Module du projet structures en béton armé du Mr, Boudina).