

République Algérienne Populaire et Démocratique
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structure

Thème :



***Etude technique et analyse statique non
linéaire d'un bâtiment en béton armé de type***

Présenté par :

YACOUBI Fatima Zohra

BELHOUCINE Chahrazed Manel

Soutenu le :

29 Juin 2019

Devant le jury composé de :

Mr HASSAINE N.

Président

Mme BOUAZZA H.

Examinatrice

Mme MEDJAHED A.

Encadreur

Mme GHEZALI S.

Co-encadreur

Année universitaire :2018-2019



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

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

Nos plus grands remerciements vont à notre promotrice :

M^{me} : MEDJAHED.A et GHAZALI .S pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin tout au long de ce travail

je saisis également cette opportunité pour remercier les membres de l'entreprise de CTC et particulièrement M^r SELKA .A et M^r BENYACOUB pour leur soutiens , leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances qui ont beaucoup m'aider pour élaborer ce travail

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

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail

Dédicace

" و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب "

Je dédie ce modeste travail :

A ceux que j'aime :

*A ma très chère et adorable Mère qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir
devenir ce que je suis*

*A mon chère père qui m'a encouragé tout au long de mes études et pour avoir
évincé mes moments de doute*

Merci mes parents j'espère que j'ai pu réaliser leurs rêves

*A mes très chers frères Sidi Mohammed et Sid Ahmed, pour leur patience,
d'avoir tendu chaleureusement leurs bras, à qui je dois tout l'amour, avec tous
mes vœux les plus sincères de les voir réussir dans leurs vies*

A ma cousine Amel

A ma très chère amie Hadjer

A tous mes amies et surtout : Bouchra, Asma, Sarra, Ikram, Amina

*A celle qui a partagé ce travail avec moi ma chère amie et binôme
Belhoucine Chahrazed*

Yacoubi Fatima Zohra

Dédicace

" و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب "

Ce projet n'aurait pu être réalisé sans l'action de plusieurs intervenants que nous tenons à remercier infiniment en particulier :

A ma très chère et adorable Ma Mère encouragé et soutenu tout au long de mes études merci maman

A mon cher père, sans lui, je n'aurais pas abouti à ce stade d'étude, qui je ne remercierai jamais assez pour tous ce qu'ils ont fait pour moi et sans eux je ne serai pas arrivé là où j'en suis aujourd'hui

Merci mes parents j'espère que j'ai pu réaliser leurs rêves

A mes très chers sœur Ikram, Fatiha, Feriel, mes puces Aymen ,Akram ,wafaa

A tous mes amies et surtout Kheira , Wafaa, Amina

A celle qui a partagé ce travail avec moi ma chère amie et binôme

Yacoubi Fatima Zohra

A tout la promotion de M2 génie civil structure 2018/2019

A ma famille Belhoucine

Belhoucine Chahrazed Manel

Resumé

Ce projet consiste à l'étude d'un bâtiment en béton armé contreventée par des murs porteurs à usage d'habitations et à usage commercial, il est constitué de deux sous-sols et un rez-de-chaussée plus douze étages.

La structure est implantée à Tlemcen, cette région est classée selon le "RPA 99 version 2003" comme une zone de faible sismicité (Zone I). Ce travail qui nous a été confié d'une part, il est constitué d'une étude technique, qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment tout en appliquant les règles de construction en vigueur (RPA99 version 2003, BAEL91 modifiée 99), et d'une autre part d'une analyse statique non linéaire de la structure « Pushover » dont le but de déterminer le point de performance de la structure, l'emplacement de ce point sur la courbe de capacité permettra de prédire le comportement réel du bâtiment dans le cas d'un séisme .

Mots clés : structure voile-dalle, SAP2000, analyse statique non linéaire

Abstract

This project involves the study of a reinforced concrete building braced by load-bearing walls used for residential and commercial purposes, it consists of two basements and a ground floor plus twelve floors.

The structure is located in Tlemcen, this region is classified according to "RPA 99 version 2003" as a zone of low seismicity (Zone I). This work, which was entrusted to us on the one hand, consists of a technical study, which is the analysis and the dimensioning of the building while applying the rules of construction in force (RPA99 version 2003, BAEL91 modified 99) , and on the other hand a nonlinear static analysis of the "pushover" structure whose purpose is to determine the performance point of the structure, the location of this point on the capacity curve will predict the actual behaviour of the building in the event of an earthquake.

Key words: reinforced concrete building braced by load-bearing walls, SAP2000, nonlinear static analysis

ملخص

يشتمل هذا المشروع على دراسة مبنى خرسان مسلح مدعوم بجدران حاملة تستخدم للأغراض السكنية والتجارية ، ويتكون من طابقين وطابق أرضي بالإضافة إلى اثني عشر طابقاً.

يقع الهيكل في تلمسان ، تم تصنيف هذه المنطقة حسب التنظيم الزلزالي الجزائري 99 اصدار 2003 كمنطقة منخفضة الزلازل. هذا العمل الذي كلفنا به ، من ناحية ، يتكون من دراسة تقنية ، وهي تحليل و دراسة أبعاد المبنى من خلال تطبيق قواعد البناء (RPA99 version 2003, BAEL91 modifiée 99) ، ومن ناحية أخرى تحليل ثابت غير خطي للهيكل والغرض منه هو تحديد نقطة أداء الهيكل ، موقع هذه النقطة على منحنى السعة يسمح بالتنبؤ بالسلوك الفعلي للمبنى في حالة حدوث زلزال.

الكلمات المفتاحية : مبنى خرساني مسلح ، SAP2000، تحليل ثابت غير خطي

Table des matières

CHAPITRE I : Présentation du projet et caractéristique des matériaux

I.1. Introduction	1
I.2. Présentation du projet	1
I.2.1. Présentation de l'ouvrage	1
I.2.2. Description géométrique de l'ouvrage	2
I.2.3. Paramètres du bâtiment et caractéristiques géotechniques du sol	2
I.2.4. Conception de l'ouvrage	2
a. Ossature	2
b. Plancher	2
c. Escalier	3
d. Maçonnerie	3
e. Revêtement	3
f. Acrotère	4
g. Isolation	4
h. Gaine d'ascenseur	4
i. Fondation	4
I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux	4
I.3.1. Béton	4
I.3.1.1. Résistance du béton	5
a. Résistance du béton à la compression	5
b. Résistance du béton à la traction	5
I.3.1.2. Déformation et contraintes de calcul	6
a. Etat limite ultime (ELU) en compression	6
I.3.1.3. Contrainte admissible de cisaillement	8
I.3.1.4. Coefficient de poisson	8
I.3.1.5. Déformations longitudinales du béton	8
I.3.2. Acier	9
I.3.2.1. Contraintes limites	9
a. Etat limite ultime (ELU)	9
b. Etat limite service (ELS)	10
I.3.2.2. Module d'élasticité longitudinal	10
I.4. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites	10

I.5. Hypothèses de calcul	11
I.5.1. Béton	11
I.5.2. Acier	11
I.6. Règlements et normes utilisés	11
I.7. Conclusion	11

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

II.1. Pré-dimensionnement des éléments	12
II.1.1. Introduction	12
II.1.2. Plancher (dalle pleine)	12
II.1.2.1. Définition	12
II.1.2.2. Pré-dimensionnement	13
a. Plancher "rez-de-chaussée, mezzanine et étage courant" :.....	13
b. Plancher sous-sol	14
II.1.3. Ceinture	14
II.1.3.1. Définition	14
II.1.3.2. Pré-dimensionnement	14
II.1.3.3. Vérification du "RPA 99 – version 2003"	15
II.1.4. Voile	15
II.1.5. Poutre noyée (bande noyée)	17
II.1.5.1. Définition	17
II.1.5.2. Pré-dimensionnement	17
II.1.5.3. Vérification du "RPA 99 – version 2003"	19
II.1.6. Escalier	19
II.1.6.1. définition	19
II.1.6.2. Pré-dimensionnement	20
a. Escalier à trois volées avec deux paliers intermédiaires	21
b. Escalier balancé a cartier tournant	22
II.1.7. Poutre palière	24
II.1.7.1. Définition	24
II.1.7.3. Vérification du "RPA 99 – version 2003"	24
II.2. descente des charges	25
II.2.1. Introduction	25
II.2.2. Plancher terrasse inaccessible (toiture de la cage d'escalier)	25
II.2.3. Plancher terrasse accessible	26

II.2.4. Plancher sous-sol (parking)	26
II.2.5. Plancher rez-de-chaussée (usage de commerce)	27
II.2.6. Plancher mezzanine	27
II.2.7. Plancher étage courant (usage d'habitation)	27
II.2.8. Balcon	28
II.2.9. Mur extérieure (double cloison)	28
II.2.10. Mur intérieure (simple cloison)	29
II.3. Conclusion.....	31

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction.....	32
III.2. Etude d'escalier	32
III.2.1.2. Détermination des efforts interne	33
III.2.1.3. Calcul de ferrailage	36
III.2.1.4. Etude de la poutre palière	41
III.2.1.4.2. Réaction des escaliers	42
III.2.1.4.3. Détermination des efforts internes	43
III.2.1.4.4. Calcul du ferrailage	44
III.2.2. Escalier balancé à cartier tournant "type II"	48
III.2.2.1. Différents types des volées	48
III.2.2.2. Détermination des efforts internes	50
III.2.2.3. Calcul de ferrailage	51
III.2.2.4. Etude de la poutre palière	56
III.2.2.4.1. Descente des charges	56
III.2.2.4.2. Réaction des escaliers	56
III.2.2.4.3. Détermination des efforts internes	57
III.2.2.4.4. Calcul du ferrailage	57
III.3. Etude de l'acrotère	62
III.3.1. Définition	62
III.3.2. Hypothèse de calcul	62
III.3.3. Evaluation des charges	63
III.3.4. Calcul des sollicitations	63
III.3.5. Calcul de l'excentricité	63
III.3. Etude de l'ascenseur	66
III.3.1. Définition	66

III.3.2. Description de l'ascenseur	66
III.3.3. Caractéristique de l'ascenseur	67
III.3.4. Dalle de salle machine	68
III.3.4.1. Calcul à l'ELU	68
III.3.4.2. Calcul à l'ELS	71
III.5. Conclusion	73

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction	74
IV.2. Objectif de l'étude dynamique	74
IV.3. Présentation de logiciel "SAP2000" :	74
IV.4. Modélisation de la structure	74
IV.5. Méthode de calcul	75
IV.5.1. Méthode statique équivalente.....	75
IV.5.1.1. Principe de la méthode	75
IV.5.1.2. Modélisation.....	76
IV.5.1.3. Domaine d'application.....	76
IV.5.2. Méthode d'analyse modale spectrale	76
IV.5.2.1. Principe de la méthode	76
IV.5.2.2. Domaine d'application	77
IV.5.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme	77
IV.6. Choix de la Méthode de calcul.....	77
IV.7. Méthode d'analyse modale spectrale	77
IV.7.1. Périodes et factures de participation modale	77
IV.8. Méthode statique équivalente	79
IV.8.1. Force sismique totale "V"	79
IV.8.1.1. Coefficient d'accélération de zone " A".....	80
IV.8.1.2. Facteur d'amplification dynamique moyenne "A":.....	80
IV.8.1.3. Facteur de qualité "Q"	81
IV.8.1.4. Poids totale de la structure "W".....	86
IV.8.1.5. Coefficient de comportement global de la structure "R".....	87
IV.8.2. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	87
IV.9. Vérification de la résultant des forces sismiques	88
IV.10. Justification vis-à-vis des déformations	89
IV.11. Justification vis à vis de l'effet P- Δ	90

IV.12. Justification vis à vis de la stabilité au renversement :	91
IV.13. Conclusion	92

CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction.....	93
V.2. Combinaison de calcul	93
V.3. Etude du plancher (dalle pleine)	93
V.3.1. Sollicitation de calcul	93
V.3.2. Calcul de ferrailage	97
V.4. Poutre :	108
V.4.1. Poutre noyée et la ceinture	108
V.4.1.1. Poutre noyée	108
V.5.2. Ceinture	113
V.5. Voile	115
V.5.1. Introduction	115
V.5.2. Vérification de flambement	115
V.5.3. Etude de la section soumise à la flexion composée	116
a. Section partiellement comprimée (tendue)	116
b. Section entièrement tendue	117
c. Section entièrement comprimée	117
V.5.4. Ferrailage des voiles	118
a. Prescription pour les aciers verticaux	118
c. Armatures transversales	119
V.5.5. Minimum Des armatures	119
V.5.6. Espacement	119
V.5.7. Longueur de recouvrement	119
V.5.8. Diamètre maximal	119
V.5.9. Vérification à l'ELS	120
V.5.10. Vérification de cisaillement	120
V.5.11. Détermination des efforts internes et le calcul de ferrailage des voiles par zones	121
V.6. Linteau	135
V.6.1. Introduction	135
V.6.2. Etapes du calcul "RPA 99 – version 2003"	135
V.6.2.1. Contraintes limites de cisaillement	135
V.6.2.2. Ferrailage de linteaux	136

V.6.3. Calcul de ferrailage	138
V.7. Conclusion	140

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	141
VI.2. Les différents types de fondations	141
VI.3. Choix de type de fondation	141
VI.4. Calcul de l'infrastructure	141
VI.4.1. Définition de radier nervuré	141
VI.4.2. Condition de coffrage	142
VI.5. Calcul du ferrailage de la dalle	145
VI.6. Calcul du ferrailage de la nervure	151
VI.7. Voile périphérique	154
VI.7.1. Introduction	154
VI.7.2. Dimension de voile	154
VI.7.3. Caractéristique de sol.....	154
VI.7.4. Evaluation des charges et surcharges	154
VI.7.5. Sollicitation de calcul	155
VI.7.6. Calcul de ferrailage	164
VI.8. Conclusion	164

CHAPITRE VII : Analyse statique non linéaire

VII.1. Introduction.....	165
VII.2. Définition de l'analyse de "Pushover" :	165
VII.3. But de l'analyse "Pushover"	166
VII.4. Origine de l'analyse "Pushover"	166
VII.5. Principe de la méthode de "Pushover"	167
VII.6. Différents guides de l'analyse "Pushover" :	167
VII.7. Idéalisations bi linéaires de la courbe de capacité	168
VII.8. Application de l'analyse de "Pushover" sur notre structure à l'aide de logiciel SAP2000 ..	169
VII.8.1. Définition de comportement non linéaire des voiles	169
VII.8.2. Introduire les charges G de la structure dans le domaine non linéaire	172
VII.8.3. Définition du chargement de l'analyse "Pushover"	173
VII.8.4. Exécution de l'analyse :	174
VII.8.5. Résultats de l'analyse de "Pushover"	174

VII.8.6. Le déplacement cible :.....	175
VII.8.7. Ductilité	179
VII.8.9. Coefficient de comportement	180
VII.9. Conclusion	182

Liste des tableaux

Tableau I.1: Caractéristique géométriques.....	2
Tableau I.2 : Coefficient d'application	7
Tableau I.3 : Exemple d'acier	9
Tableau II.1 : l'épaisseur des voiles.....	17
Tableau II.2 : Description d'escalier "type I"	22
Tableau II.3 : Description d'escalier "type II"	23
Tableau II.4 : Evaluation des charges et des surcharges du plancher terrasse inaccessible	26
Tableau II.5 : Evaluation des charges et des surcharge du plancher terrasse accessible	26
Tableau II.6 : Evaluation des charges et des surcharges du plancher sous-sol.....	26
Tableau II.7 : Evaluation des charges et des surcharges du plancher rez-de-chaussée	27
Tableau II.8 : Evaluation des charges et des surcharges du plancher mezzanine.....	27
Tableau II.9 : Evaluation des charges et des surcharges du plancher étage courant.....	27
Tableau II.10 : Evaluation des charges et des surcharges du balcon	28
Tableau II.11 : Evaluation des charges du mur extérieure.....	28
Tableau II.12 : Evaluation des charges du mur intérieure	29
Tableau II.13 : Evaluation des charges et des surcharges du palier.....	29
Tableau II.14 : La charge permanente de palier dans les deux types d'escalier	29
Tableau II.15 : Evaluation des charges et des surcharges de la pailasse	30
Tableau II.16 : La charge permanente des différentes volées dans les deux types d'escalier	30
Tableau III.1 : Efforts internes pour les différentes volées d'escalier "type I"	36
Tableau III.2 : Caractéristiques de "volée n°3" pour le calcul du ferrailage.....	36
Tableau III.3 : Ferrailage d'escalier "type I"	40
Tableau III.4 : Efforts internes dans la poutre brisée	44
Tableau III.5 : Caractéristique de la poutre brisée pour le calcul du ferrailage.....	44
Tableau III.6 : Section de la poutre brisée	44
Tableau III.7 : Efforts internes dans des différentes volées d'escalier "type II"	50
Tableau III.8 : Caractéristiques de "volée n°1" pour le calcul du ferrailage.....	51
Tableau III.9 : Ferrailage d'escalier "type II"	55
Tableau III.10 : Efforts internes dans la poutre inclinée.....	57
Tableau III.11 : Caractéristiques de la poutre inclinée pour le calculer du ferrailage	57
Tableau III.12 : Caractéristiques de l'acrotère pour le calcul du ferrailage.....	64
Tableau III.13 : Caractéristique de l'ascenseur.....	67
Tableau III.14 : Section d'armatures de la dalle d'ascenseur	70

Tableau III.15 : Calcul et vérification des contraintes	73
Tableau IV.1: Périodes et factures de participation modale.....	78
Tableau IV.2 : L'effort sismique à la base.....	79
Tableau IV.3 : L'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion.....	83
Tableau IV.4 : Valeurs des pénalités pq.....	86
Tableau IV.5 : poids de chaque niveau.....	86
Tableau IV.6 : Les différentes forces horizontales dans les deux sens.....	88
Tableau IV.7 : Vérification de la résultant des forces sismiques.....	89
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements.....	89
Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P- Δ	91
Tableau V.1 : Evaluation des sollicitations de la combinaison fondamentale.....	96
Tableau V.2 : Evaluation des sollicitations de la combinaison accidentelles	97
Tableau V.3 : Caractéristiques de panneau de plancher sous sol pour le calcul du ferrailage	97
Tableau V.4 : Résultats en travée des dalles pleines dans le sens "L _y "	105
Tableau V.5 : Vérification en travée des contraintes dans les dalles pleines dans le sens "L _y "	105
Tableau V.6 : Résultats en appuis des dalles pleines dans le sens "L _y "	105
Tableau V.7: Vérification en appuis des contraintes dans les dalles pleines dans le sens "L _y "	106
Tableau V.8 : Résultats en travée des es dalles pleines dans le sens "L _x "	106
Tableau V.9 : Vérification en travée des contraintes dans les dalles pleines dans le sens "L _x "	106
Tableau V.10 : Résultats de calcul en appui dans les dalles pleines (dans le sens "L _x ").....	107
Tableau V.11 : Vérification au appui des contraintes dans les dalles pleines (dans le sens "L _x ")...	107
Tableau V.12 : Vérification des cisaillements dans les dalles pleines.....	107
Tableau V.13 : Caractéristiques de la poutre noyée pour le calcul du ferrailage	108
Tableau V.14 : Ferrailage des poutres noyées	112
Tableau V.15 : Ferrailage des ceintures dans le sens "xx"	113
Tableau V.16 : Ferrailage des ceintures dans le sens "yy"	114
Tableau V.17 : valeur de k.....	116
Tableau V.18 : Division des étages par zones	120
Tableau V.19 : effort interne dans la zone I sens "xx".....	121
Tableau V.20 : Vérification de flambement des voiles de la zone I dans le sens "xx".....	123
Tableau V.21 : Ferrailage des voiles de zone I dans le sens "xx".....	124
Tableau V.22 : Effort interne des voiles de la zone I dans le sens "yy"	124
Tableau V.23 : Vérification de flambement des voiles de la zone I dans le sens "yy".....	124
Tableau V.24 : Ferrailage des voiles de zone I dans le sens "yy".....	125
Tableau V.25 : Effort interne des voiles de la zone II dans le sens "xx"	125

Tableau V.26 : Vérification de flambement des voiles de la zone II dans le sens "xx"	125
Tableau V.27 : Ferrailage des voiles de zone II dans le sens "xx"	126
Tableau V.28 : Effort interne des voiles de la zone II dans sens "yy"	126
Tableau V.29 : Vérification de flambement des voiles de la zone II dans le sens "yy"	126
Tableau V.30 : Ferrailage des voiles de zone II dans le sens "yy"	127
Tableau V.31: Effort interne des voiles de la zone III dans le sens "xx"	127
Tableau V.32 : Vérification de flambement des voiles de la zone III dans le sens "xx"	127
Tableau V.33 : Ferrailage des voiles de zone III dans le sens "xx"	128
Tableau V.34 : Effort interne des voiles de la zone III dans le sens "yy"	128
Tableau V.35 : Vérification de flambement des voiles de la zone III dans le sens "yy"	128
Tableau V.36 : Ferrailage des voiles de zone III dans le sens "yy"	129
Tableau V.37: Effort interne des voiles de la zone VI dans le sens "xx"	129
Tableau V.38 : Vérification de flambement des voiles de la zone IV dans le sens "xx"	129
Tableau V.39 : Ferrailage des voiles de zone VI dans le sens "xx"	130
Tableau V.40 : Effort interne des voiles de la zone VI dans le sens "yy"	130
Tableau V.41 : Vérification de flambement des voiles de la zone IV dans le sens "yy"	130
Tableau V.42 : Ferrailage des voiles de zone VI dans le sens "yy"	131
Tableau V.43 : Effort interne des voiles de la zone V dans le sens "xx"	131
Tableau V.44 : Vérification de flambement des voiles de la zone V dans le sens "xx"	131
Tableau V.45 : Ferrailage des voiles de zone V dans le sens "xx"	132
Tableau V.46 : Effort interne des voiles de la zone V dans le sens "yy"	132
Tableau V.47: Vérification de flambement des voiles de la zone V dans le sens "yy"	132
Tableau V.48 : Ferrailage des voiles de zone V dans le sens "yy"	133
Tableau V.49 : Effort interne des voiles de la zone VI dans le sens "xx"	133
Tableau V.50 : Vérification de flambement des voiles de la zone V dans le sens "xx"	133
Tableau V.51 : Ferrailage des voiles de zone VI dans le sens "xx"	134
Tableau V.52 : Effort interne des voiles de la zone VI dans le sens "yy"	134
Tableau V.53 : Vérification de flambement des voiles de la zone V dans le sens "yy"	134
Tableau V.54 : Ferrailage des voiles de zone VI dans le sens "yy"	15
Tableau VI.1: Sollicitation de calcul de la dalle de radier	145
Tableau VI.2 : Sollicitation de calcul de la nervure	151
Tableau VII.1 : Valeurs du coefficient C_0	176
Tableau VII.2 : Valeur de coefficient C_2	177
Tableau VII.3 : Valeurs du facteur de redondance	181

Liste des figures

Figure I.1 : Vue sur site.....	1
Figure I.2 : Plan de masse	2
Figure I.3 : Escalier droite.....	3
Figure I.4 : Escalier balancé.....	4
Figure I.5 : Brique creuse.....	4
Figure I.6 : Evolution de la résistance du béton à la traction en fonction de celle à la compression .6	
Figure I.7 : Diagramme déformation-contrainte de béton	7
Figure I.8 : Diagramme rectangulaire simplifié.....	8
Figure I.9 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	8
Figure I.10 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier	10
Figure II.1 : Dalle plein.....	12
Figure II.2 : Dimension du plus grand panneau ($L_X \times L_Y$).....	13
Figure II.3 : Coupe de voile en élévation.....	16
Figure II.4 : Coupe de voile en plan.....	16
Figure II.5 : Poutre noyée	17
Figure II.6 : dimensions à respecter par la bande noyée	18
Figure II.7 : Schéma de l'escalier	19
Figure II.8 : Schéma statique d'escalier "type I"	21
Figure II.9 : Schéma statique d'escalier "type II"	22
Figure II.10 : Plancher terrasse inaccessible	25
Figure II.11 : Mur extérieure (double paroi en brique creuse).....	28
Figure III.1 : 1 ^{er} Escalier et les types des volées correspondants	32
Figure III.2 : Schéma statique de volée n°1 à l'ELU	33
Figure III.3 : Diagramme des efforts internes de volée n°1 à l'ELU.....	34
Figure III.4 : Schéma statique de volée n°1 à l'ELS	34
Figure III.5 : Diagramme des efforts internes de volée n°1 à l'ELS	35
Figure III.6 : Section pour le calcul du ferrailage de "volée n°3"	36
Figure III.7 : Ferrailage de volée n°3	41
Figure III.8 : Poutre brisée	41
Figure III.9 : Schéma statique de la poutre	43
Figure III.10 : Schéma statique de poutre	43
Figure III.11 : Ferrailage de la poutre brisée	48
Figure III.12 : Escalier balancé	48

Figure III.13 : les 3 types des volées d'escalier type II dans le niveau RDC	49
Figure III.14 : les 3 types des volées d'escalier type II dans la mezzanine	49
Figure III.15 : les 3 types des volées d'escalier type II dans l'étage courant	50
Figure III.16 : Section pour le calcul du ferrailage de "volée n°1"	51
Figure III.17 : Ferrailage de volée n°1 (niveau RDC)	55
Figure III.18 : Poutre inclinée	56
Figure III.19 : Schéma statique de poutre	57
Figure III.20 : Schéma statique de poutre	57
Figure III.21 : Section de la poutre brisée.....	58
Figure III.22 : Ferrailage de la poutre inclinée	62
Figure III.23 : Dimension de l'acrotère	62
Figure III.24 : Schéma statique de l'acrotère	63
Figure III.25 : Section pour le calcul du ferrailage de l'acrotère.....	64
Figure III.26 : Ferrailage de la crorière	66
Figure III.27 : Schéma descriptive d'un ascenseur mécanique.....	67
Figure III.28 : La surface d'impact sur la dalle de salle machine.....	68
Figure III.29 : Ferrailage d'ascenseur	73
Figure IV.1 : Structure modélisé en SAP 2000.....	75
Figure IV.2 : disposition des voiles.....	78
Figure IV.3 : Spectre de réponse.....	79
Figure IV.4 : Limites des décrochements en plan "RPA 99 – version 2003".....	84
Figure IV.5 : Limites des décrochements de notre bâtiment en plan.....	84
Figure IV.6 : Limite des décrochements en élévation « RPA 99 – version 2003".....	85
Figure IV.7 : Limite des décrochements en élévation de notre bâtiment.....	85
Figure IV.8 : L'effet P-Δ.....	90
Figure V.1 : La distribution des moments sur la dalle	94
Figure V.2 : le plus grand panneau (6.47 × 9.40) cm ²	94
Figure V.3 : Section pour le calcul du ferrailage de plancher sous-sol	98
Figure V.4 : Ferrailage de la dalle pleine.....	108
Figure V.5 : Section de la poutre noyée.....	109
Figure V.6 : Ferrailage de la poutre noyée (plancher sous-sol1).....	113
Figure V.7 : Ferrailage de la ceintures dans le sens "xx"(sous-sol, RDC et mezzanine)	114
Figure V.8 : Ferrailage des ceintures dans le sens "yy" (2sous-sol, RDC et mezzanine).....	114
Figure V.9 : Voile soumis à la flexion composée	115
Figure V.10 : Section partiellement comprimée (tendue).....	117

Figure V.11 : Section entièrement tendue.....	117
Figure V.12 : Section entièrement comprimée	118
Figure V.13 : Ferrailage de voile de la zone I (L= 2m)	135
Figure V.14 : Moment fléchissant.....	137
Figure V.15 : Effort tranchant.....	137
Figure V.16 : bielles diagonales.....	137
Figure V. 17 : L'angle α (créer par des armatures diagonales).....	138
Figure V.18 : Caractéristiques de linteau pour le calcul du ferrailage.....	138
Figure V.19 : Ferrailage de linteau	140
Figure VII.1 : Courbe de capacité.....	165
Figure VII.2 : Courbe de capacité et endommagement	166
Figure VII.3 : Point de performance	167
Figure VII.4 : Idéalisations bi linéaires de la courbe de capacité	168
Figure VII.5 : Matériau non linéaire pour l'acier.....	169
Figure VII.6 : Matériau non linéaire pour le béton confiné	170
Figure VII.7 : Matériau non linéaire pour le béton non confiné.....	170
Figure VII.8 : Introduire non linéaire des voiles.....	171
Figure VII.9 : Introduction des données des voiles	171
Figure VII.10 : Introduction des données des voiles	172
Figure VII.11 : Introduire les charges G de la structure dans le domaine non linéaire	172
Figure VII.12 : Définir un déplacement contrôlé dans le sens xx.....	173
Figure VII.13 : Définir un déplacement contrôlé dans le sens yy.....	173
Figure VII.14 : Exécution de l'analyse de Pushover	174
Figure VII.15 : Résultats de l'analyse de Pushover dans le sens xx.....	174
Figure VII.16 : Résultats de l'analyse de Pushover dans le sens yy.....	175
Figure VII.17 : L'idéalisation de la courbe de capacité	177
Figure VII.18 : L'idéalisation de la courbe de capacité dans le sens yy.....	176

Liste des notations

A: Coefficient d'accélération de zone.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B: Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite.

C_t : Coefficient de période.

C_p : Facteur de force horizontal.

D : Facteur d'amplification dynamique.

d: Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : Distance entre les armatures supérieures et la fibre neutre.

ELU: Etat limite ultime.

ELS: Etat limite service.

E_a : Excentricité accidentelle.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_t : Excentricité théorique.

e: Epaisseur, Excentricité.

F: Force concentrée.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.

F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

G: Charge permanente.

H : hauteur .

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

I_x ; I_y : Moment d'inertie.

i_x ; i_y : Rayon de giration.

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (OX).

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (OY).

k_b : Coefficient de raideur de sol (coefficient de BALLAST).

L: Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

M: Moment fléchissant, Masse.

M_t : Moment en travée.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

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

N_U : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

P: Force concentrée, Poids

q: Charge d'exploitation.

Q: Facteur de qualité.

R: Coefficient de comportement global de la structure.

T_u : Effort tranchant ultime.

T: Effort tranchant, Période.

W: Poids total de la structure.

w_i : Poids sismique au niveau « i ».

x_t : L'abscisse du centre de torsion.

X_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

Z: Bras de levier.

Z: Déplacement.

ϕ : Diamètre des armatures.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

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

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

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_{moy} : Contrainte moyenne.

θ : Coefficient d'application.

n : Facteur de correction d'amortissement.

Δ_k : Déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau $k-1$.

Introduction général

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants. Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol.

Les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la fiabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de la structure dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Les calculs non linéaires sont donc les seuls capables à reproduire le comportement réel des voiles lors d'un séisme majeur. Avant d'effectuer un calcul non linéaire des voiles, il est nécessaire de faire un choix d'un niveau de modélisation adéquat ou d'une échelle de discrétisation capable de reproduire le comportement réel du voile.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (habitation et commerce) en R+12+2 Entre sols, type voile dalle ;

Notre travail est structure comme suit :

- Présentation de projet et les caractéristiques des matériaux a été utilisée.
- Pré-dimensionnement et descente des charges.
- Etude des éléments secondaires (escalier, acrotère.....)
- Etude dynamique
- Etude des éléments principaux (voile, poutre noyée.....)
- Etude de l'infrastructure
- Application de la méthode de "Pushover" par logiciel SAP2000

CHAPITRE I

Présentation du projet
et caractéristique des
matériaux

I.1. Introduction :

En génie civil, l'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur va prendre appui pour répondre à certaines exigences indispensables à son exploitation, afin d'assurer la sécurité, la durabilité, ainsi que le facteur d'économie qui doit être pris en compte.

I.2. Présentation du projet :

I.2.1. Présentation de l'ouvrage :

Notre travail consiste à étudier un bâtiment (bloc B) de R+12 en béton armé de type voile-dalle, choisit parmi les 7 blocs d'un projet de 186 logements promotionnels situé à EL KOUDIA SECTION 271, LOT N°14 à TLEMCEN.

Le bâtiment à usage mixte (habitation et commercial), constitué de :

- Deux sous-sols destinés à être comme parking sous-terrain.
- Un rez-de-chaussée (RDC) composé à des locaux commerciaux.
- Une mezzanine est utilisée comme des dépôts de stockage.
- Du 1^{ère} à 12^{ème} à usage d'habitation avec 3 logements par niveau : 2F3, F4.

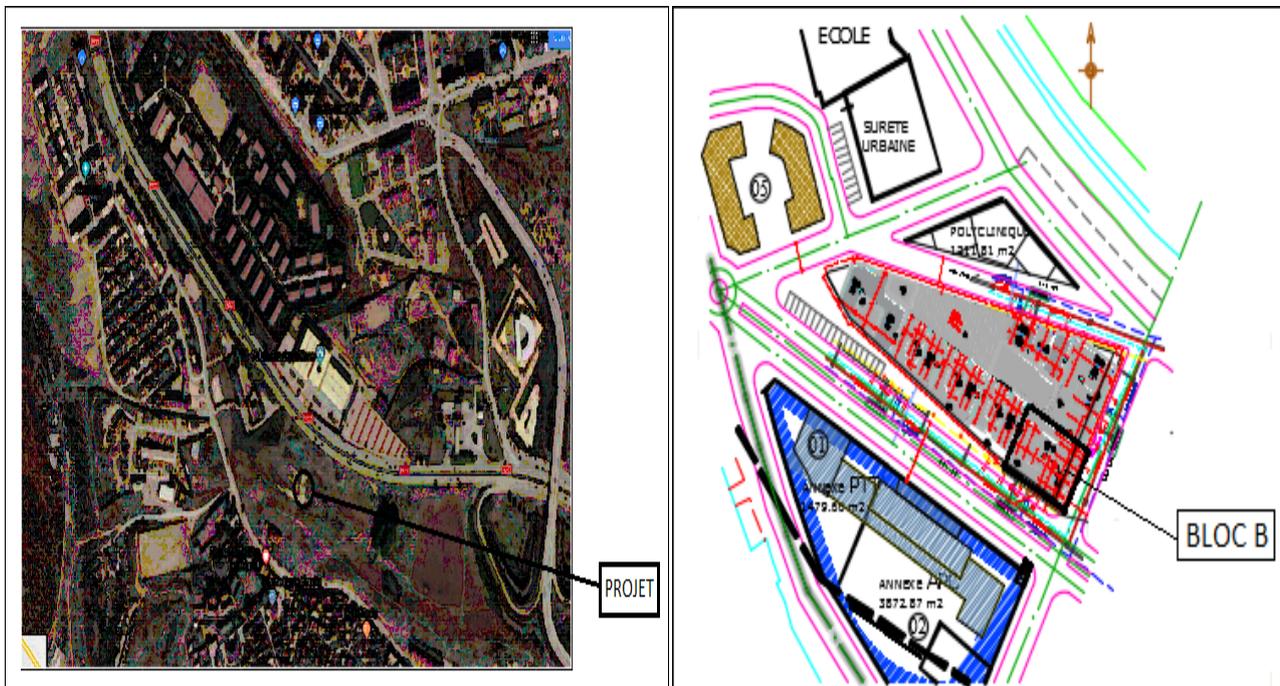


Figure I.1 : Vue sur site

Figure I.2 : Plan de masse

I.2.2. Description géométrique de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont représentés dans le tableau ci-après :

Longueur totale du bâtiment	26.60 m
Largeur totale du bâtiment	20.47 m
Hauteur totale du bâtiment	51.51 m
Hauteur de RDC	4.25 m
Hauteur de mezzanine	3.06 m
Hauteur d'étage courant	3.40 m
Hauteur de 1^{er} et 2^{ème} sous-sol	3.06 m

Tableau I.1: Caractéristique géométriques

I.2.3. Paramètres du bâtiment et caractéristiques géotechniques du sol :

D'après la classification de règlement parasismique Algérienne "RPA99 –v 2003" et l'étude géotechnique :

- Zone de sismicité : Zone I.

Le bâtiment est implanté dans une zone de faible sismicité.

- Classe de bâtiment : Groupe 1B.

Bâtiment d'habitation collective dans la hauteur dépasse 48 m.

- Classification de site : S2 (site ferme).
- La contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma} = 2$ bars.

I.2.4. Conception de l'ouvrage :**a. Ossature :**

C'est une structure auto-stable réalisé en système des voiles porteurs pour assurer la stabilité du bâtiment sous l'effet des actions verticale et horizontale.

b. Plancher :

Dans notre projet, on va utiliser un seul type de plancher « dalle pleine ».

c. Escalier :

Le bâtiment présente deux types d'escaliers :

- Escalier à trois volées avec deux paliers intermédiaires.
- Escalier balancé à cartier tournant.

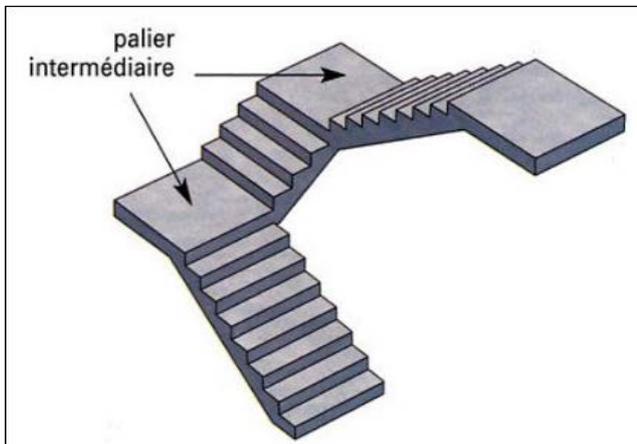


Figure I.3 : Escalier droite

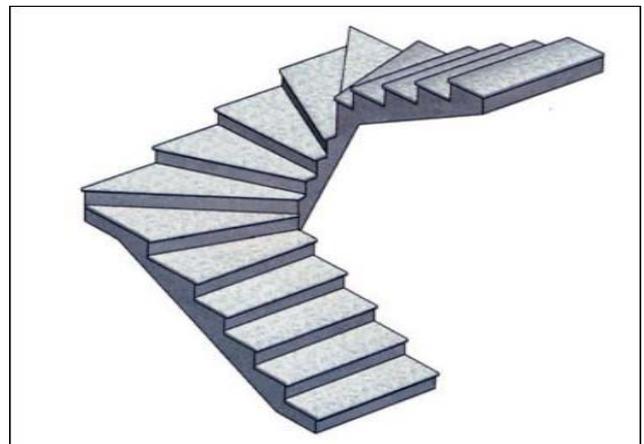


Figure I.4 : Escalier balancé

d. Maçonnerie :

- les murs extérieurs : Ils sont réalisés en doubles parois à briques creuses de 15 cm et 10 cm séparées par un vide de 5 cm.
- Les murs intérieurs : Sont en simples parois réalisés en briques creuse d'épaisseur de 10 cm.

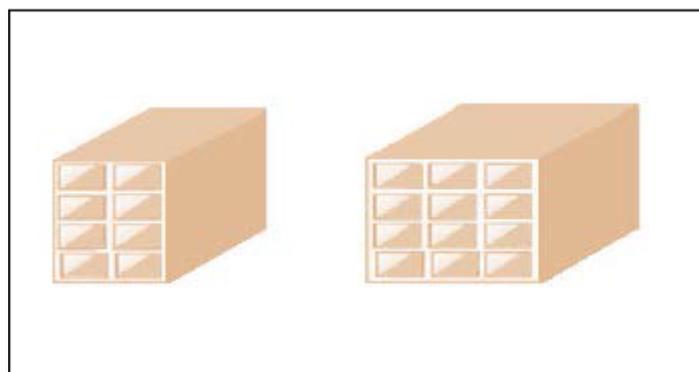


Figure I.5 : Brique creuse

e. Revêtement :

- Enduit en ciment et en plâtre pour les murs et les plafonds.
- Revêtement à carrelage pour les planchers et les escaliers.

- Etanchéité multicouche imperméable pour plancher terrasse inaccessible.

f. Acrotère :

La terrasse étant accessible et inaccessible sont entourée d'un mur de garde-corps en béton armé d'une hauteur de 110 cm et d'une épaisseur de 10 cm.

g. Isolation :

- Au niveau des murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux Parois.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

h. Gaine d'ascenseur :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

i. Fondation :

La transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par le radie nervuré.

I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux :

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

I.3.1. Béton :

Le béton est un mélange des matériaux inertes (granulat) avec un liant hydraulique (ciment) et de l'eau et des adjuvants, il est destiné essentiellement à équilibrer les efforts de compression.

I.3.1.1. Résistance du béton :

a. Résistance du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression «J» jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95 j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

b. Résistance du béton à la traction :

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 (f_{cj})^{\frac{2}{3}} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

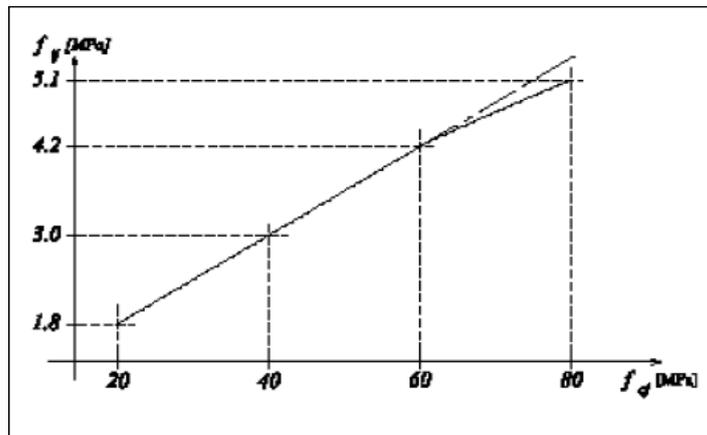


Figure I.6 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

I.3.1.2. Déformation et contraintes de calcul :

a. Etat limite ultime (ELU) en compression :

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.

✓ **Diagramme parabole – rectangle :**

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

Les déformations du béton sont :

$$\begin{aligned}
 & - \varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰} \\
 & - \varepsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa} \\ \text{Min } (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa} \end{cases}
 \end{aligned}$$

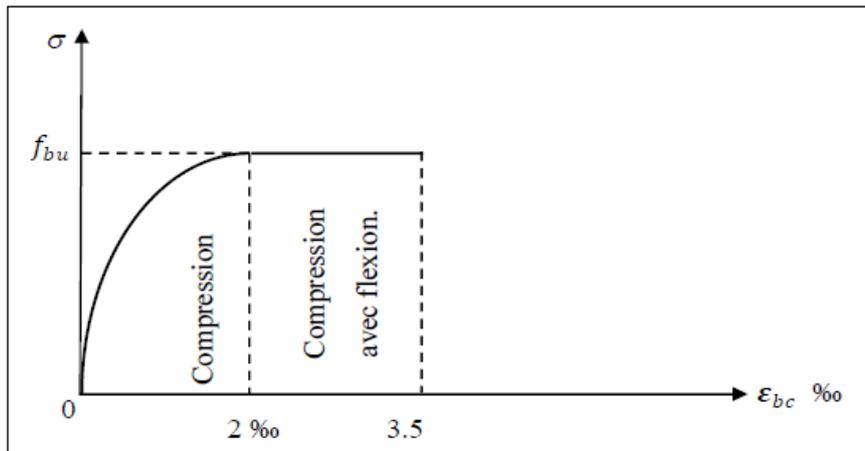


Figure I.7 : Diagramme déformation-contrainte de béton

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \text{ avec :}$$

- **f_{bu}** : Contrainte ultime du béton en compression
- **f_{cj}** : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours
- **γ_b** : Coefficient de sécurité

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ cas générale} \\ \gamma_b = 1,15 \text{Combinaisons accidentelles} \end{array} \right.$$

- **θ**: coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement

θ	Durée d'application
1	> 24 heures
0,9	1h ≤ durée ≤ 24h
0,85	< 1h

Tableau I.2 : Coefficient d'application

✓ **Diagramme rectangulaire :**

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

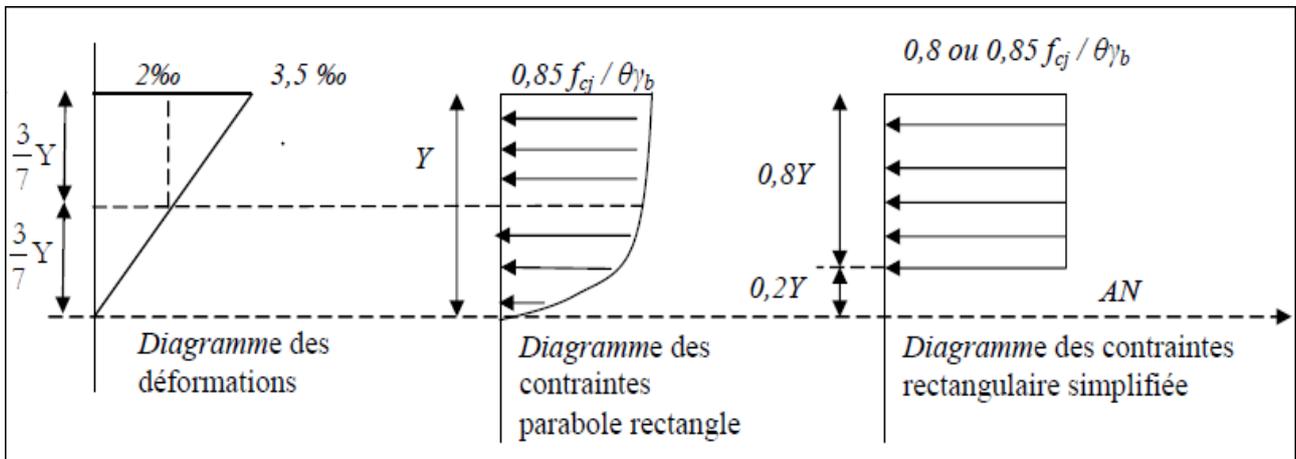


Figure I.8 : Diagramme rectangulaire simplifié

b. Etat limite de service (ELS) en compression :

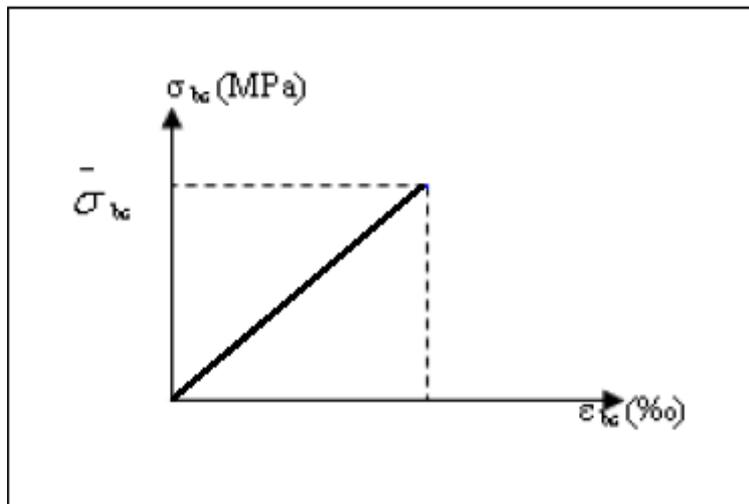


Figure I.9 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

I.3.1.3. Contrainte admissible de cisaillement :

$\tau = \min (0,2015 f_{cj}/\gamma_b, 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu préjudiciable.

$\tau = \min (0,15 f_{cj}/\gamma_b, 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$$

Avec : b_0 : largeur de la section.

d : hauteur utile ($d=0.9h$)

I.3.1.4. Coefficient de poisson:

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

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)

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

I.3.1.5. Déformations longitudinales du béton :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures qu'à l'âge de « j » jours.

- Module de déformation instantanée :

$$\checkmark E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- Module de déformation différée :

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

I.3.2. Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0,15 à 0,25 % de teneur en carbone.
- Aciers durs pour 0,25 à 0,40 % de teneur en carbone.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e .

I.3.2.1. Contraintes limites :

a. Etat limite ultime (ELU) :

Les contraintes de calcul (σ_s) à l'ELU des armatures longitudinales et transversales sont données en fonction des déformations (ϵ_s) des aciers par le diagramme suivant :

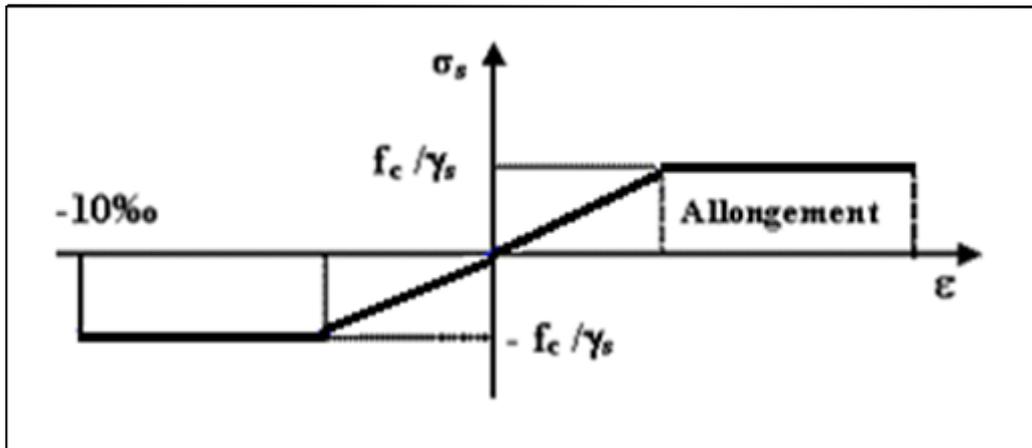


Figure I.10 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier

- Acier naturel : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$
 - Acier écroui : $\sigma_s = 1,1 f_e / \gamma_s$
- Avec :
- | | | |
|---|-------------------|-----------------------------------|
| { | $\gamma_s = 1,00$ | pour les situations accidentelles |
| } | $\gamma_s = 1,15$ | pour les situations courantes |

b. Etat limite service (ELS) :

Les contraintes limites de l'acier « σ_s » sont données en fonction de l'état limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} = \begin{cases} (2/3 f_e ; 110 \eta f_{t28}) & \text{si la fissuration est préjudiciable} \\ (1/2 f_e ; 90 \eta f_{t28}) & \text{si la fissuration est très préjudiciable} \end{cases}$$

$$\eta \text{ (coefficient de fissuration)} = \begin{cases} 1,6 & \text{pour les H.A} \\ 1,0 & \text{pour les R.L} \end{cases}$$

I.3.2.2. Module d'élasticité longitudinal :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$

I.4. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

- **Etat limite ultime : $1,35G+1,5Q$**
- **Etat limite service : $G + Q$.**

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

- $G+ Q + E$
- $0,8 G + E$

Avec : **G** : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

I.5. Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

I.5.1. Béton :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25\ \text{MPa}$
- La résistance du béton à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2.1\ \text{MPa}$
- Le module d'élasticité instantané de béton à 28 jours : $E_{i28} = 32164.20\ \text{MPa}$
- Le module d'élasticité différé de béton : $E_{v28} = 10818.87\ \text{MPa}$

I.5.2. Acier :

- Armatures longitudinales : $f_e E 400\ [\text{HA}] = 400\ \text{MPa}$
- Armatures transversales : $f_e E 235\ [\text{RL}] = 235\ \text{MPa}$
- Treillis soudés (pour la dalle de compression) $150 \times 150\ \text{mm}^2$ avec $\Phi = 6\ \text{mm}$
- Module d'élasticité longitudinal : $E_s = 200000\ \text{MPa}$

I.6. Règlements et normes utilisés :

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93.
- Le RPA 99 révisée 2003.
- Le BAEL 91.
- DTR BC.2.2.
- FEMA 356.

I.7. Conclusion :

Ce chapitre à concerner une vue globale sur notre projet, les différents règlements à utiliser ainsi les caractéristiques des matériaux à adopter.

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

II.1. Pré-dimensionnement des éléments :

II.1.1. Introduction :

Le Pré-dimensionnement des différents éléments de la structure est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales** : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, bandes noyées et les voiles et finalement transmises au sol par les fondations.
- **Sollicitations horizontales** : Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement.

Le Pré-dimensionnement est réalisé selon les règlements en vigueur notamment, "**RPA 99 – version 2003**", et le "**BAEL91 modifier 99**".

II.1.2. Plancher (dalle pleine) :

II.1.2.1. Définition :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elles reposent sur des appuis constitués par des poutres en béton armé.

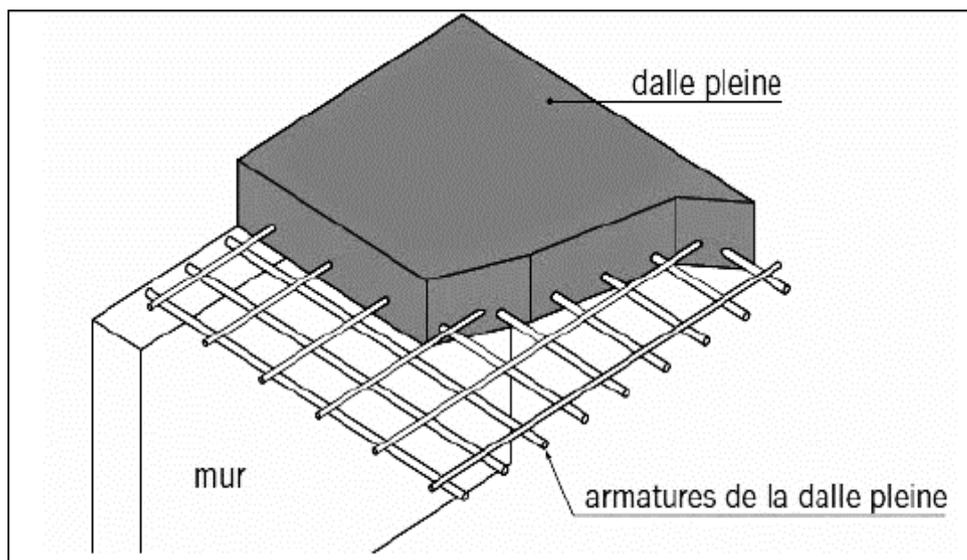


Figure II.1 : Dalle pleine

II.1.2.2. Pré-dimensionnement :

D'après les règles de "B.A.E.L 91 modifier 99" :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_x}{L_y} < 0.4 \dots\dots\dots \text{ dalle portant dans un sens} \\ \frac{L_x}{L_y} \geq 0.4 \dots\dots\dots \text{ dalle portant dans deux sens} \end{array} \right.$$

Avec : **Ly** : Grand côté du panneau de la dalle.

Lx : Petit côté du panneau de la dalle.

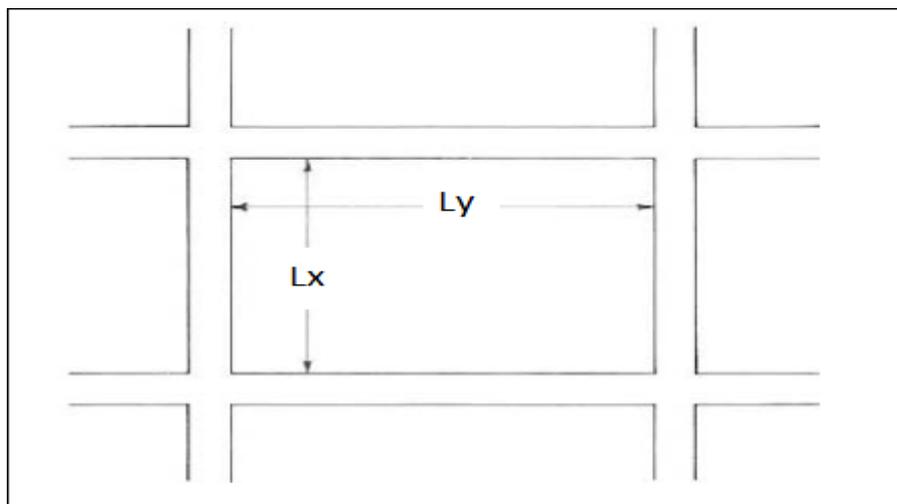


Figure II.2 : Dimension du plus grand panneau ($L_x \times L_y$)

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions suivantes :

- **Isolation acoustique** : ≥ 16 cm.

- **Condition de la flèche** :

$$\left\{ \begin{array}{l} h > \frac{L_x}{35} \dots\dots\dots \text{ dalle portant dans un sens} \\ h > \frac{L_x}{45} \dots\dots\dots \text{ dalle portant dans deux sens} \end{array} \right.$$

a. Plancher "rez-de-chaussée, mezzanine et étage courant" :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 6.30 \text{ m} \\ L_y = 9.10 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{6.30}{9.10} = 0.69 \geq 0.4 \dots\dots\dots \text{ Dalle portant dans deux sens}$$

$$\text{Alors : } h > \frac{Lx}{45} = \frac{630}{45} = 14 \text{ cm}$$

Donc on adopte : **h = 20 cm.**

b. Plancher sous-sol :

Vue que la surcharge des 2 sous sols est important, on prend comme une hauteur : **h = 25cm**

II.1.3. Ceinture :

II.1.3.1. Définition :

La ceinture en béton armé permet de d'assurer une liaison entre les divers composants tel que : les murs, les planchers et les voiles.

II.1.3.2. Pré-dimensionnement :

D'après le "BAEL91 modifier 99", la ceinture sera pré-dimensionnée par le critère de rigidité :

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

L : Portée maximale des travées.

h : hauteur de la ceinture.

➤ Sens "xx" :

$$L = 650 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 43 \leq h \leq 65 \text{ (cm)}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} \mathbf{h = 45 \text{ cm}} \\ \mathbf{b = 30 \text{ cm}} \end{cases}$$

➤ Sens "yy" :

$$L = 430 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 28.66 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ (cm)}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} \mathbf{h = 40 \text{ cm}} \\ \mathbf{b = 30 \text{ cm}} \end{cases}$$

II.1.3.3. Vérification du "RPA 99 – version 2003" :

Les dimensions de la ceinture doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

➤ **Sens "xx" :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots [\text{CV}] \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots [\text{CV}] \\ \frac{h}{b} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots [\text{CV}] \end{array} \right.$$

➤ **Sens "yy" :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots [\text{CV}] \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots [\text{CV}] \\ \frac{h}{b} = 1.50 < 4 \dots\dots\dots [\text{CV}] \end{array} \right.$$

II.1.4. Voile :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme. Nous avons deux types des voiles :

➤ **Voile de contreventement :**

$$\text{Zone de TLEMCEM} \left\{ \begin{array}{l} \text{Nombre d'étage} \geq 5 \text{ étages} \\ \text{La hauteur} \geq 17 \text{ m} \end{array} \right.$$

➤ **Voile périphérique :**

Pour soutenir la poussés des terres à l'ouvrage

Le "RPA 99 – version 2003" considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \\ a \geq \max\left[\frac{h_e}{20}, 15 \text{ cm}\right] \end{array} \right.$$

Avec : **L** : Longueur du voile

a : L'épaisseur du voile

h_e : Hauteur libre d'étage

$h_e = h - e$ (e : l'épaisseur de la dalle)

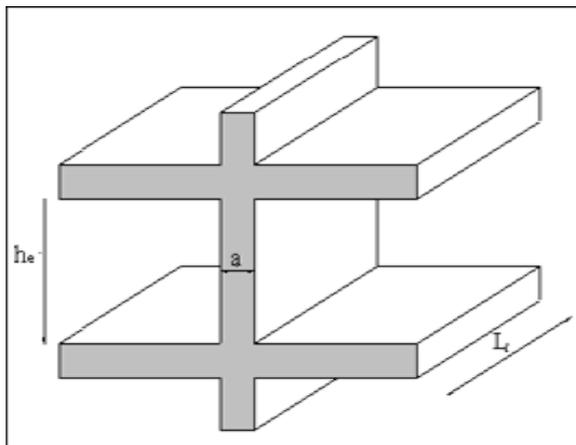


Figure II.3 : Coupe de voile en élévation

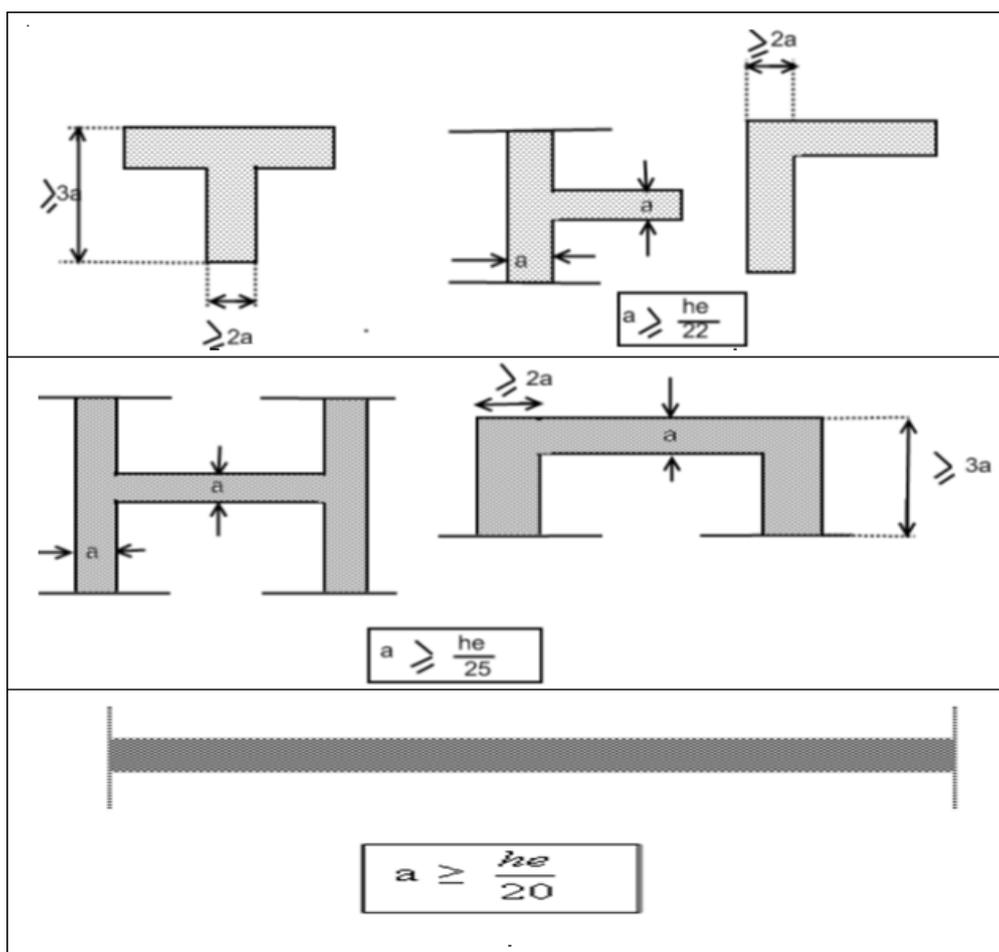


Figure II.4 : Coupe de voile en plan

Niveau	h (cm)	h _e (cm)	a (cm)	L ≥
Sous-sol	306	281	25	100
RDC	425	405	25	100
Mezzanine	306	281	25	100
Etage courant	340	320	20	80

Tableau II.1 : l'épaisseur des voiles

II.1.5. Poutre noyée (bande noyée) :

II.1.5.1. Définition :

La poutre noyée permet de reprendre la charge des murs sur un plancher, elle a la même hauteur de la dalle pleine.

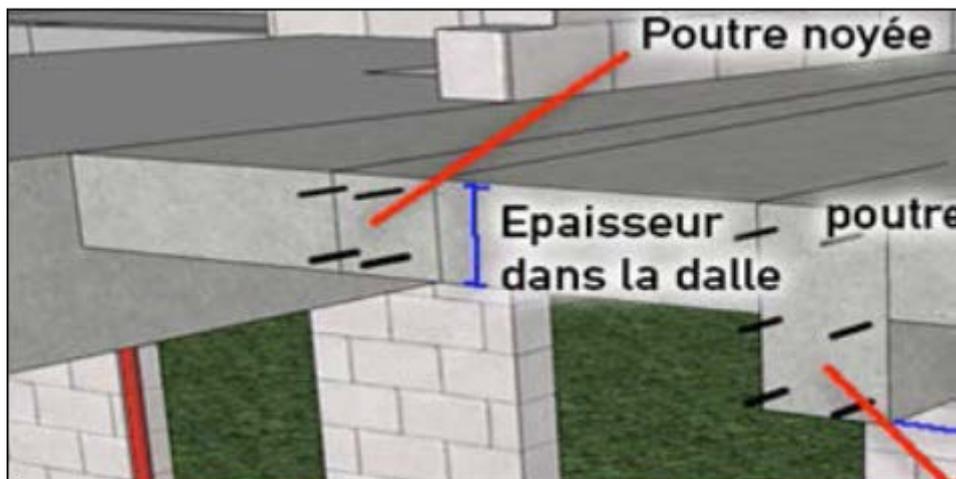


Figure II.5 : Poutre noyée

II.1.5.2. Pré-dimensionnement :

Selon le "RPA 99 – version 2003" : h peut être ramené à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles et $b_{\max} \leq 1.5h + b_1$

Avec : h : hauteur de la bande noyée.

b₁ : épaisseur de voile

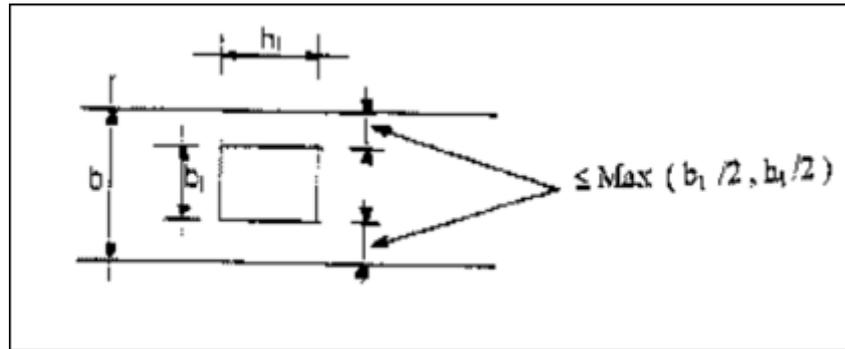


Figure II.6 : dimensions à respecter par la bande noyée

a. Pour "étage courant, terrasse" :

On prend : **h=20 cm**

$$b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \Rightarrow b_{\max} \leq 1.5(20) + 20$$

$$b_{\max} \leq 50 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h = 20 \text{ cm}} \\ \mathbf{b = 50 \text{ cm}} \end{array} \right.$

b. Pour "rez-de-chaussée, mezzanine" :

On prend : **h=20 cm**

$$b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \Rightarrow b_{\max} \leq 1.5(20) + 25$$

$$b_{\max} \leq 55 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h = 20 \text{ cm}} \\ \mathbf{b = 50 \text{ cm}} \end{array} \right.$

c. Pour "sous- sol" :

On prend : **h=25 cm**

$$b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \Rightarrow b_{\max} \leq 1.5(25) + 25$$

$$b_{\max} \leq 62.50 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h = 25 \text{ cm}} \\ \mathbf{b = 50 \text{ cm}} \end{array} \right.$

II.1.5.3. Vérification du "RPA 99 – version 2003" :

Les dimensions de la poutre noyée doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases}$$

a. Pour " rez-de-chaussée, mezzanine, étage courant et terrasse " :

$$\begin{cases} b = 50 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots[\text{CV}] \\ \frac{h}{b} = \frac{20}{50} = 0.40 < 4 \dots\dots\dots[\text{CV}] \end{cases}$$

b. Pour "sous- sol " :

$$\begin{cases} b = 50 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots[\text{CV}] \\ \frac{h}{b} = \frac{25}{50} = 0.50 < 4 \dots\dots\dots[\text{CV}] \end{cases}$$

II.1.6. Escalier :

II.1.6.1. définition :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : Epaisseur du palier de repos (e)
- (2) : projection horizontale de paillasse (L)
- (3) : Giron (g)
- (4) : Hauteur de la contre marche (h)
- (5) : Hauteur de la volée (h₀)
- (6) : Inclinaison de la paillasse (α)
- (7) : Emmarchement

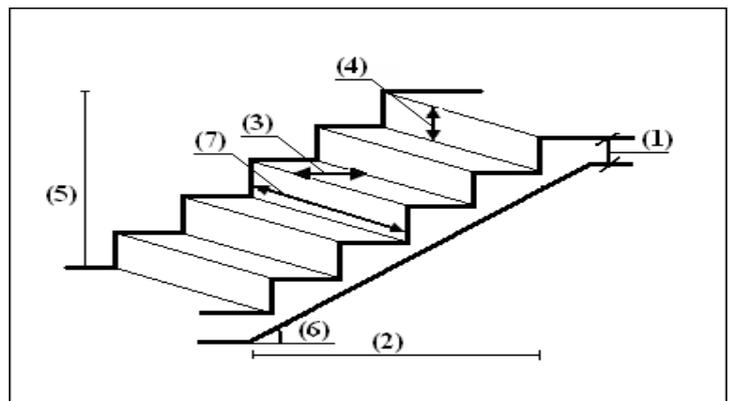


Figure II.7 : Schéma de l'escalier

Notre projet présente deux types d'escalier :

Type I : Escalier à trois volées avec deux paliers intermédiaires (2 sous-sols).

Type II : Escalier balancé à cartier tournant (RDC + mezzanine + étage 1 à 12).

II.1.6.2. Pré-dimensionnement :

Pour les dimensions des giron "g" et contre marche "h" on utilise généralement la formule de "BLONDEL" : $59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} 14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

Pour les deux type d'escaliers on prend en générale : $\begin{cases} h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases}$

➤ Vérification :

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

$$59 \leq 2(17) + 30 \leq 66 \text{ (cm)} \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \text{ (cm)} \dots \dots \dots \text{[CV]}$$

❖ Nombre de contre marche totale "n_t" :

$$n_t = \frac{H_e}{h}$$

avec : **H_e** : Hauteur de niveau

h : Hauteur de contre marche

❖ Nombre des marches par volée "n'" :

$$n' = n - 1$$

Avec :

n : Le nombre de contre marche par volée

❖ longueur de la ligne de foulée "L" :

La ligne de foulée est la ligne suivie sur les marches d'un escalier par les pieds d'une personne qui monte librement cet escalier.

$$L = g \times n'$$

Avec : **g** : giron

n': nombre des marches par volée

❖ Hauteur de volée "h₀" :

$$h_0 = n \times h$$

Avec : **n** : Le nombre de contre marche par volée

h : Hauteur de contre marche

❖ Angle d'inclinaison " α " :

$$\alpha = \arctg\left(\frac{h_0}{L}\right)$$

Avec : h_0 : Hauteur de volée

L : longueur de la ligne de foulée

❖ Epaisseur de la paillasse " e_p " :

$$\frac{L_T}{30 \cos \alpha} \leq e_p \leq \frac{L_T}{20 \cos \alpha}$$

Avec : L_T : la longueur réelle du volée

α : Angle d'inclinaison

❖ Epaisseur de palier " e " :

$$\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{15} \quad \text{et} \quad L = g(n/2 - 1)$$

Avec : L : la ligne de foulée totale

g : giron

n : Le nombre de contre marche par volée

a. Escalier à trois volées avec deux paliers intermédiaires :

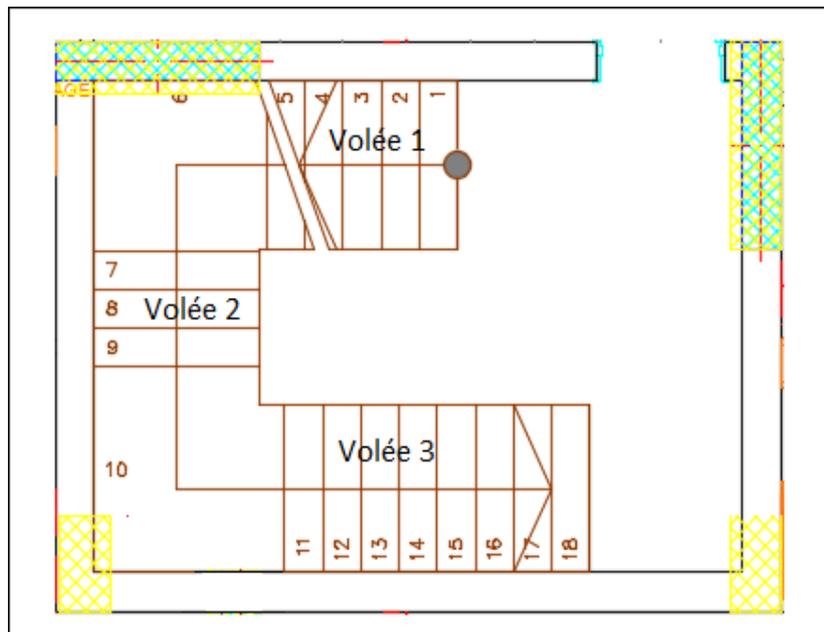


Figure II.8 : Schéma statique d'escalier "type I"

➤ **Nombre de contre marche totale "n_t" :**

$$n_t = \frac{3.06}{17} \Rightarrow n_t = 18$$

➤ **Epaisseur de pallier "e" :**

$$L = 30 (18/2 - 1) \Rightarrow L = 240 \text{ cm}$$

$$\frac{240}{20} \leq e \leq \frac{240}{15} \Rightarrow 12 \leq e \leq 16$$

Donc on prend : **e = 15 cm**

Volée N°	n	n'	L (cm)	h ₀ (cm)	α	L _t (cm)	e _p (cm)
1	6	5	150	102	34.215	570	22
2	4	3	90	68	37.073	412	18
3	8	7	210	136	32.927	570	22

Tableau II.2 : Description d'escalier "type I"

On adopte en générale : **e_p = e = 22 cm**

b. Escalier balancé a cartier tournant :

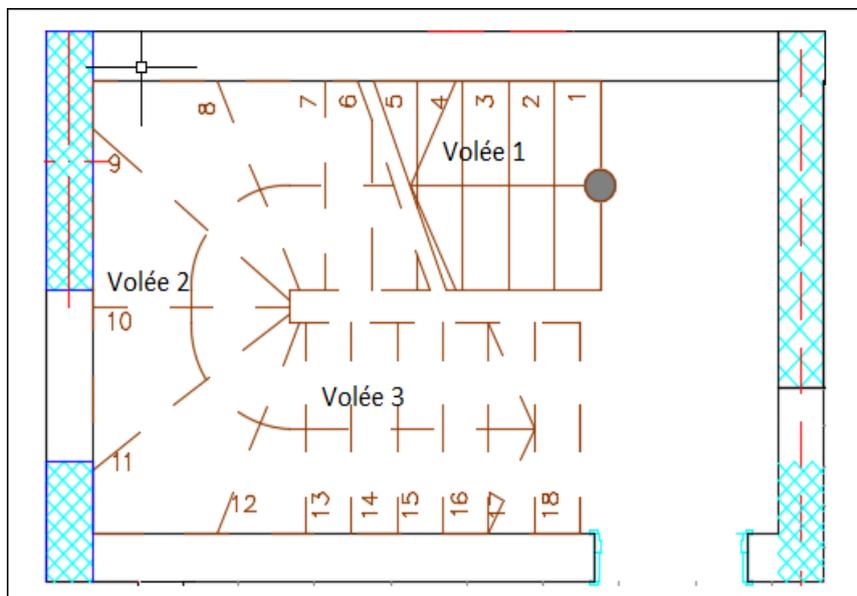


Figure II.9 : Schéma statique d'escalier "type II"

➤ **Nombre de contre marche totale "n_t" :**

• **Rez-de-chaussée :**

$$n_t = \frac{425}{17} \Rightarrow n_t = 25$$

- **Mezzanine :**

$$n_t = \frac{306}{17} \Rightarrow n_t = 18$$

- **Etage courant :**

$$n_t = \frac{340}{17} \Rightarrow n_t = 20$$

➤ **Epaisseur de pallier "e" :**

- **Rez-de-chaussée :**

$$L = 30 (25/2 - 1) \Rightarrow L = 345 \text{ cm}$$

$$\frac{345}{20} \leq e \leq \frac{345}{15} \Rightarrow 17.25 \leq e \leq 23$$

Donc on prend : **e = 18 cm**

- **Mezzanine :**

$$L = 30 (18/2 - 1) \Rightarrow L = 240 \text{ cm}$$

$$\frac{240}{20} \leq e \leq \frac{240}{15} \Rightarrow 12 \leq e \leq 16$$

Donc on prend : **e = 15 cm**

- **Etage courant :**

$$L = 30 (20/2 - 1) \Rightarrow L = 270 \text{ cm}$$

$$\frac{270}{20} \leq e \leq \frac{270}{15} \Rightarrow 13.50 \leq e \leq 18$$

Donc on prend : **e = 15 cm**

Niveau	Volée N°	n	n'	L (cm)	h ₀ (cm)	α	L _t (cm)	e _p (cm)
RDC	1	8	7	210	136	32.927	312	15
	2	11	10	300	187	31.936	300	15
	3	6	5	150	102	34.215	325	15
Mezzanine	1	7	6	180	119	33.470	312	15
	2	5	4	300	85	15.819	300	15
	3	6	5	150	102	34.215	325	15
Etage courant	1	7	6	180	119	33.470	312	15
	2	7	6	300	119	21.636	300	15
	3	6	5	150	102	34.215	325	15

Tableau II.3 : Description d'escalier "type II"

II.1.7. Poutre palière :**II.1.7.1. Définition :**

Une poutre palière est un support pour des paliers et limons d'un escalier.

II.1.7.2. Pré-dimensionnement :

D'après "BAEL91 modifier 99", la poutre palière sera pré-dimensionnée par le critère de rigidité :

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

Avec : **L** : Portée de la poutre palière.

h : hauteur de la poutre palière.

➤ Poutre palière d'escalier "type I" :

$$L = 412 \text{ cm}$$

$$\frac{412}{15} \leq h \leq \frac{412}{10} \Rightarrow 27.466 \leq h \leq 41.2 \text{ (cm)}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ Poutre palière d'escalier "type II" :

$$L = 300 \text{ cm}$$

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20 \leq h \leq 30 \text{ (cm)}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} h = 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

II.1.7.3. Vérification du "RPA 99 – version 2003" :

Les dimensions de la ceinture doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases}$$

➤ **Poutre palière d'escalier "type I" :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots [\text{CV}] \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots [\text{CV}] \\ \frac{h}{b} = 1.16 < 4 \dots\dots\dots [\text{CV}] \end{array} \right.$$

➤ **Poutre palière d'escalier "type II" :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots [\text{CV}] \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots [\text{CV}] \\ \frac{h}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots [\text{CV}] \end{array} \right.$$

II.2. descente des charges :

II.2.1. Introduction :

La descente des charges et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure, en se basant sur le "**DTR BC 2.2**" nous évaluons le poids volumique pour chaque élément.

Toute structure étant soumise à des charges gravitationnelles le cheminement des efforts s'effectue du niveau le plus haut (Terrasse) vers le niveau le plus bas.

Les charges qui sont définies par le "**D.T.R**" sont les suivantes :

- **G** : la charge permanente qui représente le poids mort.
- **Q** : la charge d'exploitation ou la surcharge.

II.2.2. Plancher terrasse inaccessible (toiture de la cage d'escalier) :

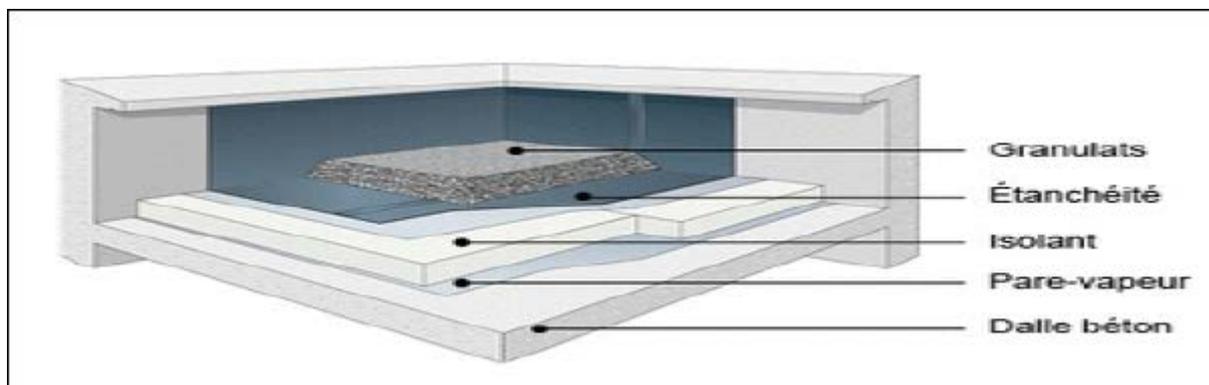


Figure II.10 : Plancher terrasse inaccessible

Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Protection gravillon	0.03	20	0.6
Forme de pente	0.05	20	1
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Dalle pleine	0.20	25	5
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
G (KN/m ²)	7.08		
Q (KN/m ²)	1		

Tableau II.4 : Evaluation des charges et des surcharges du plancher terrasse inaccessible

II.2.3. Plancher terrasse accessible :

Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Forme de pente	0.05	22	1.1
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Dalle pleine	0.20	25	5
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
G (KN/m ²)	7.62		
Q (KN/m ²)	1.50		

Tableau II.5 : Evaluation des charges et des surcharge du plancher terrasse accessible

II.2.4. Plancher sous-sol (parking) :

Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Charpe en béton	0.04	18	0.72
Dalle pleine	0.25	25	6.25
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
G (KN/m ²)	7.33		
Q (KN/m ²)	2.50		

Tableau II.6 : Evaluation des charges et des surcharges du plancher sous-sol

II.2.5. Plancher rez-de-chaussée (usage de commerce) :

Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.20	25	5
Cloisons intérieure	0.10	10	1
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
G (KN/m ²)	7.36		
Q (KN/m ²)	5		

Tableau II.7 : Evaluation des charges et des surcharges du plancher rez-de-chaussée

II.2.6. Plancher mezzanine :

Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.20	25	5
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
G (KN/m ²)	6.36		
Q (KN/m ²)	5		

Tableau II.8 : Evaluation des charges et des surcharges du plancher mezzanine

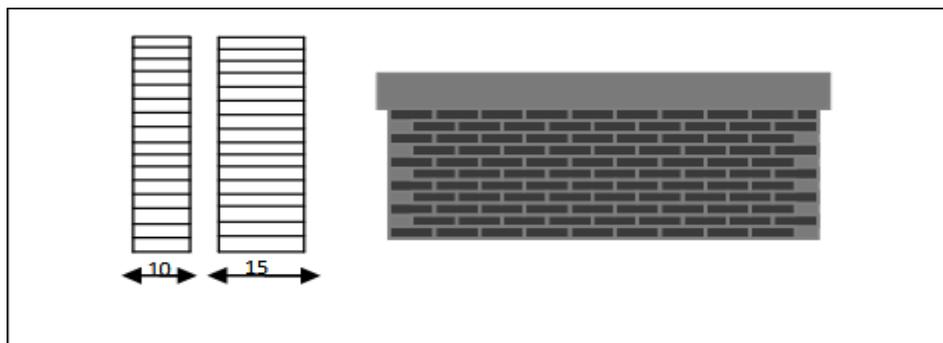
II.2.7. Plancher étage courant (usage d'habitation) :

Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.20	25	5
Cloisons intérieure	0.10	10	1
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
G (KN/m ²)	7.36		
Q (KN/m ²)	1.50		

Tableau II.9 : Evaluation des charges et des surcharges du plancher étage courant

II.2.8. Balcon :

Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.20	25	5
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
G (KN/m²)		6.36	
Q (KN/m²)		3.50	

Tableau II.10 : Evaluation des charges et des surcharges du balcon**II.2.9. Mur extérieure (double cloison) :****Figure II.11 :** Mur extérieure (double paroi en brique creuse)

Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Brique creuse	0.15	9	1.35
L'âme d'aire	0.05	/	/
Brique creuse	0.10	9	0.90
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
G (KN/m²)		2.81	

Tableau II.11 : Evaluation des charges du mur extérieure

II.2.10. Mur intérieure (simple cloison) :

Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Brique creuse	0.10	9	0.90
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
G (KN/m²)	1.30		

Tableau II.12 : Evaluation des charges du mur intérieure**II.2.11. Escalier :**➤ **Palier :**

Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Palier	e	25	25e
Enduit en ciment	0.20	18	0.36
G (KN/m²)	1.52 + G _{palier}		
Q (KN/m²)	2.50		

Tableau II.13 : Evaluation des charges et des surcharges du palier

G_{palier} : Depend de l'épaisseur de palier

Type d'escalier	e (m)	G _{palier} (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Type I	0.22	5.50	7.02
Type II	0.15	3.75	5.27

Tableau II.14 : La charge permanente de palier dans les deux types d'escalier

➤ Paillasse :

Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage horizontale	0.02	20	0.4
Mortier de pose horizontale	0.02	20	0.4
Carrelage verticale	0.02	20 (0.17/0.3)	0.27
Mortier de pose verticale	0.02	20 (0.17/0.3)	0.27
Marches	0.17/2	25	0.12
Paillasse	e_p	$25/\cos\alpha$	$25e_p/\cos\alpha$
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Garde-corps	/	/	0.1
G (KN/m ²)	$2.28 + G_{\text{paillasse}}$		
Q (KN/m ²)	2.50		

Tableau II.15 : Evaluation des charges et des surcharges de la paillasse

$G_{\text{paillasse}}$: depend de l'inclinaison et l'épaisseur de la paillasse

Type d'escalier	Niveau	Volée N°	e_p (m)	α	$G_{\text{paillasse}}$ (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Type I	2 sous-sols	1	0.22	34.215	6.651	8.931
		2		37.073	6.893	9.173
		3		32.927	32.927	8.832
Type II	RDC	1	0.15	32.927	4.467	6.747
		2		31.936	4.418	6.698
		3		34.215	4.534	6.814
	Mezzanine	1	0.15	33.470	4.495	6.775
		2		15.819	3.897	6.177
		3		34.215	4.534	6.814
	Etage courant	1	0.15	33.470	4.495	6.775
		2		21.636	4.034	6.314
		3		34.215	4.534	6.814

Tableau II.16 : La charge permanente des différentes volées dans les deux types d'escalier

II.3. Conclusion :

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, nous a permis d'avoir une idée sur les dimensions des éléments structuraux afin d'éviter un surdimensionnement d'acier et du béton.

CHAPITRE III
Etude des éléments
secondaires

III.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas à la résistance globale de la structure.

Ce chapitre est consacré à l'étude des éléments ci-après :

- Escalier
- Acrotère
- Ascenseur

III.2. Etude d'escalier :

Dans cette partie, on va configurer les différents types des volées et on déterminera les moments ainsi que le ferrailage dans les deux types escaliers.

III.2.1. Escalier à trois volées avec deux paliers intermédiaires "type I" :

III.2.1.1. Différents types des volées :

Les trois types de volées d'escalier "type I" sont représentés ci-dessous :

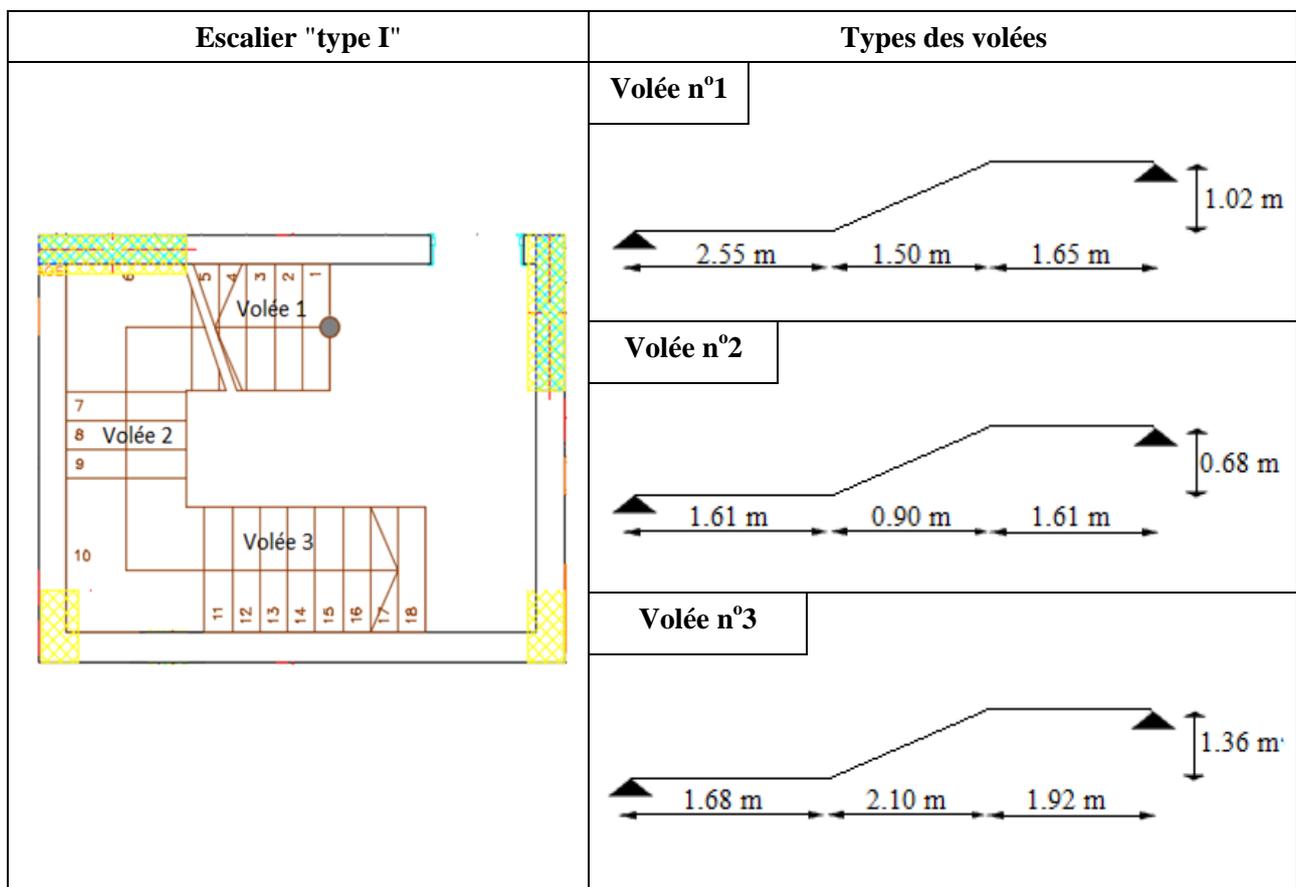


Figure III.1 : 1^{er} Escalier et les types des volées correspondants

III.2.1.2. Détermination des efforts interne :

La détermination des efforts interne se fait pour une poutre isostatique simplement appuyée, et notre exemple de calcul sera **la volée n°1**. Pour les autres volées, on utilisera le **SAP2000**.

D'après les tableaux II.14, II.15 et II.16 :

$$\begin{cases} G_{\text{volée1}} = 8.931 \text{ KN/m}^2 \\ G_{\text{palier}} = 7.02 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.50 Q$$

Paillasse : $q_u = 1.35(8.931) + 1.50(2.50)$

$$\Rightarrow q_u = 15.806 \text{ KN/ml}$$

Palier : $q_u = 1.35(7.02) + 1.50(2.50)$

$$\Rightarrow q_u = 13.227 \text{ KN/ml}$$

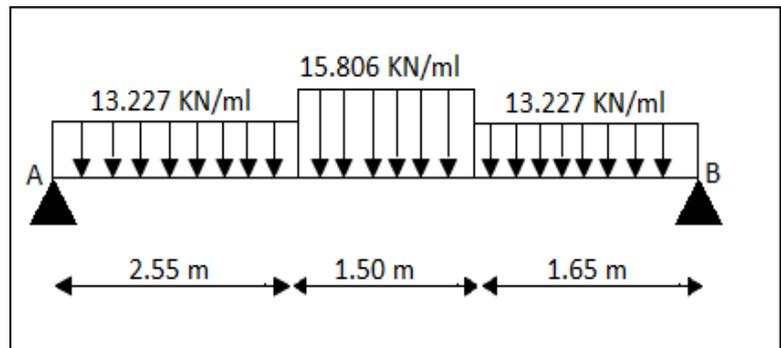


Figure III.2 : Schéma statique de volée n°1 à l'ELU

$$\sum F_{/y} = 0 \Rightarrow R_A + R_B + 13.227(2.55) + 15.806(1.50) + 13.227(1.65) = 0$$

$$R_A + R_B = 79.262 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A (5.70) - 13.227(2.55) \left(\frac{2.55}{2} + 1.5 + 1.65 \right) - 15.806(1.5) \left(\frac{1.5}{2} + 1.65 \right) - 13.227 \left(\frac{1.65^2}{2} \right) = 0$$

Donc :

$$\begin{cases} R_A = 39.325 \text{ KN} \\ R_B = 39.937 \text{ KN} \end{cases}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2.55 \text{ m}$

$$M(x) = R_A x - 13.227 \left(\frac{x^2}{2} \right) \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.55) = 57.274 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 13.227 x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 39.325 \text{ KN} \\ T(2.55) = 5.596 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Section 2-2 : $2.55 \text{ m} \leq x \leq 4.05 \text{ m}$

$$M(x) = R_A x - 13.227(2.55) \left(x - \frac{2.55}{2} \right) - 15.806 \frac{(x-2.55)^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(2.55) = 57.274 \text{ KN.m} \\ M(4.05) = 47.887 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = 0 \Rightarrow R_A - 13.227(2.55) - 15.806(x - 2.55) = 0 \quad \text{donc : } x = \mathbf{2.942 \text{ m}}$$

$$\mathbf{M(2.942) = 58.253 \text{ m}}$$

$$T(x) = R_A - 13.227(2.55) - 15.806(x - 2.55) \Rightarrow \begin{cases} T(2.55) = \mathbf{5.596 \text{ KN.m}} \\ T(4.05) = \mathbf{-18.112 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

Section 3-3 : $0 \leq x \leq 1.65 \text{ m}$

$$M(x) = R_B x - 13.227\left(\frac{x^2}{2}\right) \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.65) = \mathbf{47.890 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$T(x) = -R_B + 13.227 x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = \mathbf{-39.937 \text{ KN}} \\ T(1.65) = \mathbf{-18.112 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

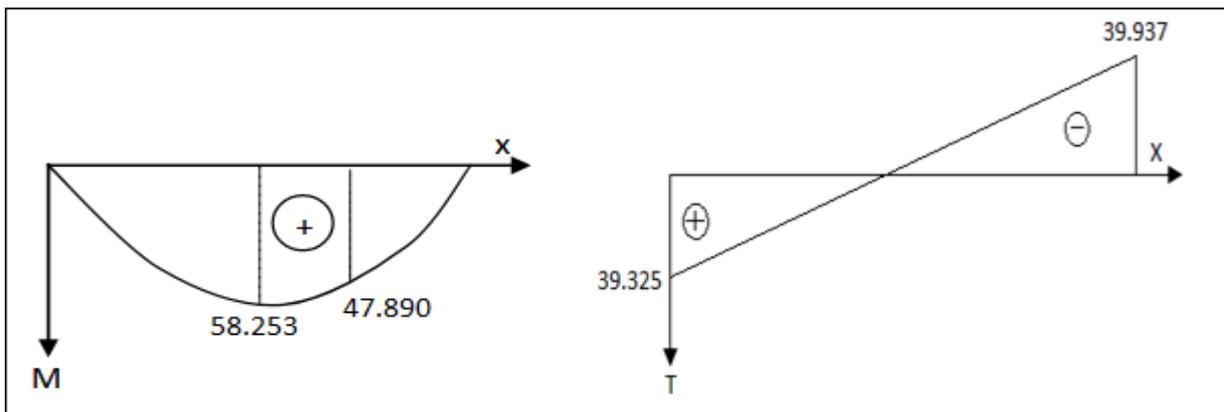


Figure III.3 : Digramme des efforts internes de volée n°1 à l'ELU

➤ **ELS :**

$$q_s = G + Q$$

$$\text{Paillasse : } q_s = 8.931 + 2.50$$

$$\Rightarrow q_s = \mathbf{11.431 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{Palier : } q_s = 7.02 + 2.50$$

$$\Rightarrow q_s = \mathbf{9.520 \text{ KN/ml}}$$

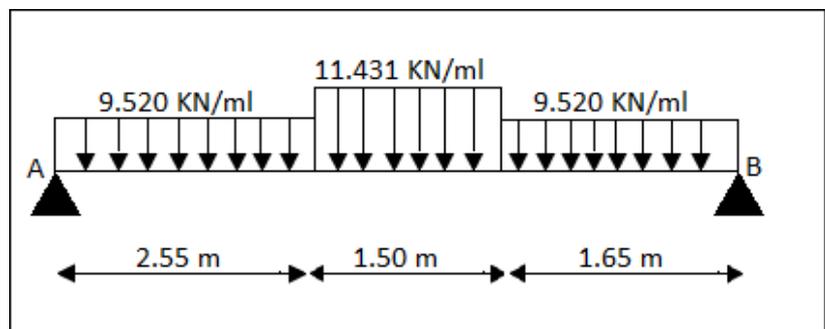


Figure III.4 : Schéma statique de volée n°1 à l'ELS

$$\sum F_{/y} = 0 \Rightarrow R_A + R_B + 9.520(2.55) + 11.431(1.50) + 9.520(1.65) = 0$$

$$R_A + R_B = \mathbf{57.129 \text{ KN}}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A (5.70) - 9.520(2.55) \left(\frac{2.55}{2} + 1.5 + 1.65\right) - 11.431(1.5) \left(\frac{1.5}{2} + 1.65\right) - 9.520\left(\frac{1.65^2}{2}\right) = 0$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} R_A = 28.339 \text{ KN} \\ R_B = 28.790 \text{ KN} \end{cases}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2.55 \text{ m}$

$$M(x) = R_A x - 9.520\left(\frac{x^2}{2}\right) \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.55) = 41.312 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 9.520 x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 28.339 \text{ KN} \\ T(2.55) = 4.063 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Section 2-2 : $2.55 \text{ m} \leq x \leq 4.05 \text{ m}$

$$M(x) = R_A x - 9.520(2.55) \left(x - \frac{2.55}{2}\right) - 11.431 \frac{(x-2.55)^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(2.55) = 41.312 \text{ KN.m} \\ M(4.05) = 34.547 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = 0 \Rightarrow R_A - 9.520(2.55) - 11.431(x - 2.55) = 0 \quad \text{donc : } x = 2.905 \text{ m}$$

$$M(2.905) = 42.034 \text{ m}$$

$$T(x) = R_A - 9.520(2.55) - 11.431(x - 2.55) \Rightarrow \begin{cases} T(2.55) = 4.063 \text{ KN.m} \\ T(4.05) = -13.083 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Section 3-3 : $0 \leq x \leq 1.65 \text{ m}$

$$M(x) = R_B x - 9.520\left(\frac{x^2}{2}\right) \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.65) = 34.544 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -R_B + 9.520 x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -28.790 \text{ KN} \\ T(1.65) = -13.082 \text{ KN} \end{cases}$$

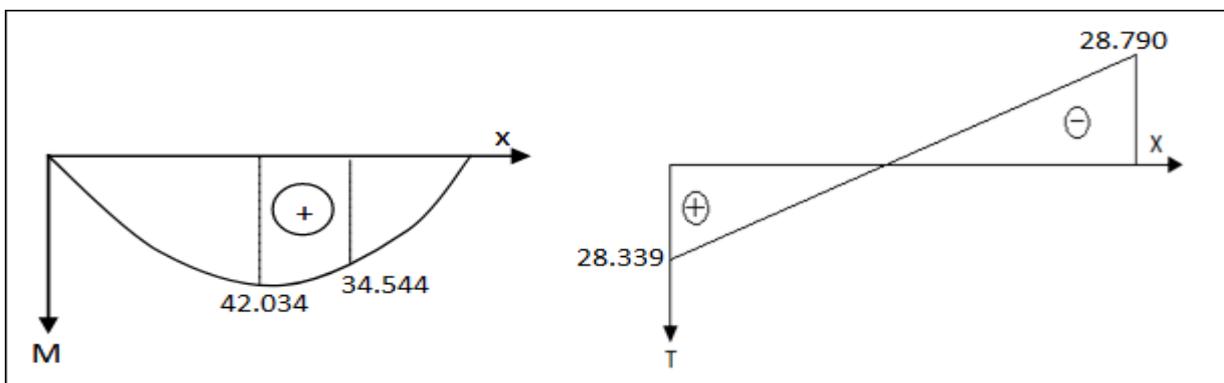


Figure III.5 : Digramme des efforts internes de volée n°1 à l'ELS

➤ **Récapitulatif des différents efforts internes :**

	Volée N°	ELU			ELS		
		M _{app}	M _{trav} (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{app}	M _{trav} (KN.m)	T _{max} (KN)
Sollicitations	1	0	59.253	39.937	0	42.034	28.790
	2	0	30.20	28.410	0	21.780	20.470
	3	0	59.920	40.520	0	43.260	29.220

Tableau III.1 : Efforts internes pour les différentes volées d'escalier "type I"

III.2.1.3. Calcul de ferrailage :

On va déterminer le ferrailage du **volée n°3** à la **flexion simple** car c'est le calcul le plus défavorable et on l'adopte pour les autres volées :

b (m)	h(m)	d(m)	f _{c28} (MPa)	f _{t28} (MPa)	f _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	f _e (MPa)
1	0.22	0.198	25	2.1	14.17	347.826	400

Tableau III.2 : Caractéristiques de "volée n°3" pour le calcul du ferrailage

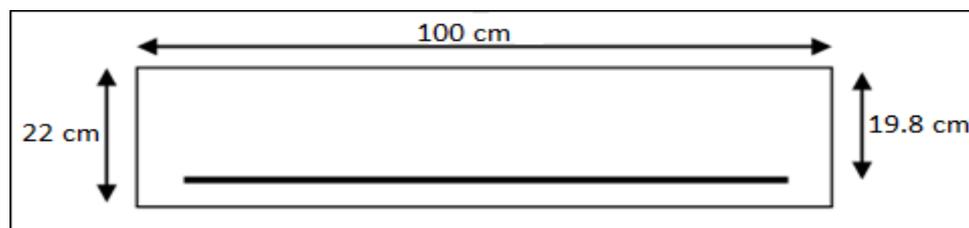


Figure III.6 : Section pour le calcul du ferrailage de "volée n°3"

➤ **ELU :**

En travée :

$$M_{\text{trav}} = 0.85 \times M_u = 0.85 \times 59.920 = 50.932 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u \text{ trav}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{50.932 \times 10^{-3}}{1 \times (0.198)^2 \times 14.17} = 0.091$$

$$\mu_u = 0.091 < \mu_R = 0.392 \quad \text{alors, la section est de simple armature (A}_{sc} = 0).$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.091}) = 0.119$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.198(1 - 0.4 \times 0.119) = 0.188 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u \text{ trav}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{50.932 \times 10^{-3}}{0.188 \times 347.826} = 7.788 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7T12 = 7.92 cm²/ml**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times 1 \times 0.198 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} = 7.92 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq 2.39 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6T8 = 3.02 cm²/ml**

- **Espacement des barres :**

$$S_t \leq \min(3 \times e, 33) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(3 \times 22, 33) \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100 - 2(2.5)}{6} = 15.83 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 16 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

En appui :

$$M_{u \text{ app}} = 0.30 \times M_u = 0.30 \times 59.920 = 17.976 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u \text{ app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17.976 \times 10^{-3}}{1 \times (0.198)^2 \times 14.17} = 0.032$$

$\mu_u = 0.032 < \mu_R = 0.392$ alors, la section est de simple armature ($A_{sc} = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032}) = 0.040$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.198 (1 - 0.4 \times 0.040) = 0.195 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u \text{ app}}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{17.976 \times 10^{-3}}{0.195 \times 347.826} = 2.650 \text{ cm}^2$$

On adopte : $6T10 = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.198 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \min} = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq 2.39 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots[\text{CV}]$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $6T8 = 3.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min (3 \times e, 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (3 \times 22, 33) \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100 - 2(2.5)}{5} = 19 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 19 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots[\text{CV}]$$

- **Condition du "RPA 99 – version 2003" :**

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 100 \times 22 = 11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = A_{st \text{ trav}} + A_{st \text{ app}} = 7.92 + 4.71 = 12.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 12.63 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 11 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots[\text{CV}]$$

➤ **ELS :**

En travée :

$$b \times \frac{x^2}{2} + n \times A_{sc} (x-d') - n \times A_{st} (d-x) = 0 \dots\dots\dots(1)$$

$$A_{sc} = 0 \quad \text{alors, la solution de l'équation (1) est : } x = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n \times A_{st}^2}} \right)$$

$$x = 15 \times \frac{7.92 \times 10^{-4}}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times 0.198 \times 7.92 \times 10^{-4}}{15(7.92 \times 10^{-4})^2}} \right) = 0.069 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d-x)^2$$

$$I = 1 \times \frac{0.069^3}{3} + 15 \times 7.92 \times 10^{-4} (0.198-0.069)^2 = 0.0003 \text{ m}^4$$

• **Vérification des contraintes :**

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

Pour des fissurations préjudiciables : $\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s \text{ trav}} \times x}{I} = \frac{0.85 \times 43.260 \times 10^{-3} \times 0.069}{0.0003} = 8.457 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_{s \text{ trav}} \times (d-x)}{I} = \frac{15 \times 36.771 \times 10^{-3} (0.198-0.069)}{0.0003} = 237.173 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 8.457 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{[CV]} \\ \sigma_{st} = 237.173 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 266.66 \dots \dots \dots \text{[CV]} \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

En appui :

$$b \times \frac{x^2}{2} + n \times A_{sc} (x-d') - n \times A_{st} (d-x) = 0 \dots \dots \dots \text{(1)}$$

$A_{sc} = 0$ alors, la solution de l'équation (1) est de : $x = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n \times A_{st}^2}} \right)$

$$x = 15 \times \frac{4.71 \times 10^{-4}}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times 0.198 \times 4.71 \times 10^{-4}}{15(4.71 \times 10^{-4})^2}} \right) = 0.053 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d-x)^2$$

$$I = 1 \times \frac{0.053^3}{3} + 15 \times 4.71 \times 10^{-4} (0.198-0.053)^2 = 0.0002 \text{ m}^4$$

• **Vérification des contraintes :**

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

Pour des fissurations préjudiciables : $\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s\ app} \times x}{I} = \frac{0.30 \times 43.260 \times 10^{-3} \times 0.053}{0.0002} = 3.440 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_{s\ app} \times (d-x)}{I} = \frac{15 \times 12.978 \times 10^{-3} (0.198-0.053)}{0.0002} = 141.135 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 3.440 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots [CV] \\ \sigma_{st} = 141.135 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 266.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots [CV] \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

• **Vérification au cisaillement :**

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

Pour des fissurations préjudiciables : $\overline{\tau}_u = \min (0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}) = 3.333 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{\tau_{u\ max}}{b \times d} = \frac{40.520 \times 10^{-3}}{1 \times 0.198} = 0.204 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.204 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa} \dots\dots\dots [CV]$$

• **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \frac{M_s}{M_u} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{3.06}{5.70} \geq \frac{1}{18} \frac{43.260}{59.920} \\ \frac{3.06}{5.70} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{7.92 \times 10^{-4}}{1 \times 0.198} \leq \frac{4.2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.536 \geq 0.040 \dots\dots\dots [CV] \\ 0.536 \geq 0.062 \dots\dots\dots [CV] \\ 0.004 \leq 0.0105 \dots\dots\dots [CV] \end{array} \right.$$

⇒ le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Armature longitudinale					Armature de répartition				
A _{cal} (cm ²)		A _{min} (cm ²)		A _{choisie} (cm ² /ml)		A _{cal} (cm ²)		A _{choisie} (cm ² /ml)	
Trav	app	Trav	app	Trav	app	trav	app	Trav	App
7.78	2.65	2.390		7T12 = 7.92	6T10 = 4.71	1.98	1.31	6T8 = 3.02	

Tableau III.3 : Ferrailage d'escalier "type I"

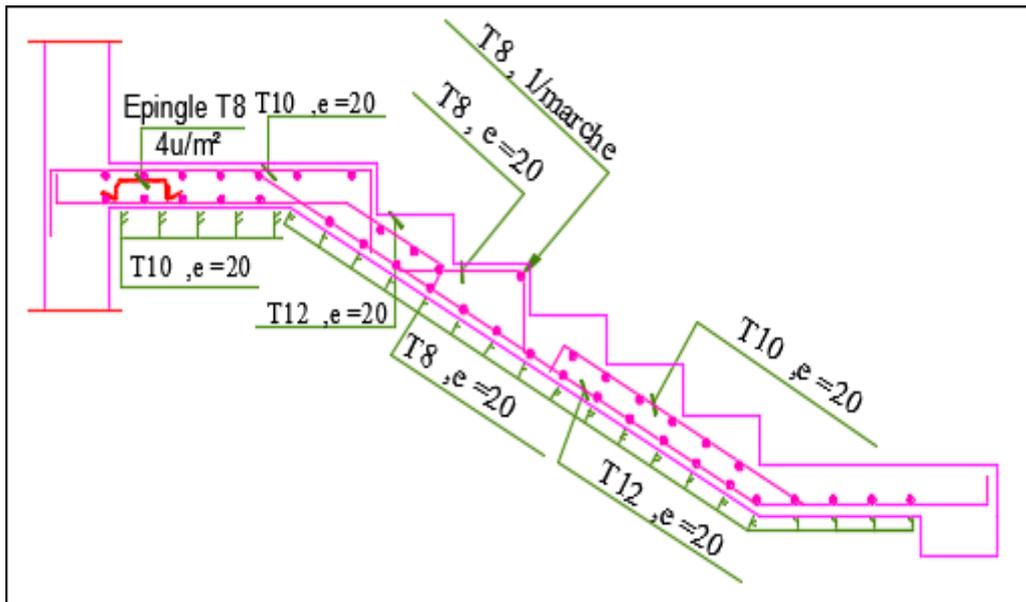


Figure III.7 : Ferrailage de volée n°3

III.2.1.4. Etude de la poutre palière :

Dans notre cas la poutre palière c'est une poutre brisée qui suit la forme de la deuxième volée.

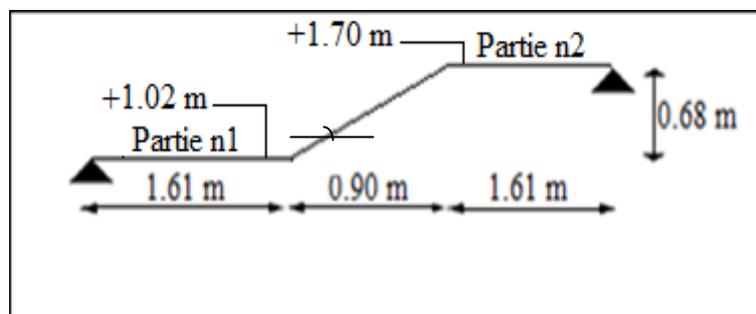


Figure III.8 : Poutre brisée

D'après le titre II.1.7.2. Pré-dimensionnement et les tableaux II.2, II.12 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \\ \alpha = 37.073^\circ \\ G_{\text{murs int}} = 1.30 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

III.2.1.4.1. Descente des charges :**➤ Charge permanente :**

Puisque la poutre palière est une poutre brisée, alors il y'a deux types de charge permanente :

Partie horizontale :**• Partie n°1 :**

$G_1 = \text{poids propre de la poutre palière} + G_{\text{murs int}} \times h$

$$G_{1-1} = (0.30 \times 0.35 \times 25) + 1.30 (3.06 - 1.02 - 0.25)$$

$$G_{1-1} = 5 \text{ KN/ml}$$

• Partie n°2 :

$G_1 = \text{poids propre de la poutre palière} + G_{\text{murs int}} \times h$

$$G_{1-2} = (0.30 \times 0.35 \times 25) + 1.30 (3.06 - 1.02 - 0.68 - 0.25)$$

$$G_{1-2} = 4.068 \text{ KN/ml}$$

Partie inclinée :

$G_2 = \text{poids propre de la poutre palière} + G_{\text{murs int}} \times h$

$$G_2 = \frac{0.30 \times 0.35 \times 25}{\cos 37.073} + 1.30 \left(\frac{(3.06 - 1.02) + (3.06 - 1.70)}{2} - 0.25 \right)$$

$$G_2 = 5.175 \text{ KN/ml}$$

➤ Charges d'exploitation :

La charge d'exploitation dans la poutre palière est nulle : $Q = 0$

III.2.1.4.2. Réaction des escaliers :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{\text{umax}} = \frac{2R}{L} \\ T_{\text{smax}} = \frac{2R}{L} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_{\text{umax}} = \frac{2 \times 40.520}{4.12} \\ T_{\text{smax}} = \frac{2 \times 29.220}{4.12} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_{\text{umax}} = 19.670 \text{ KN} \\ T_{\text{smax}} = 14.184 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Avec :

L : la longueur de la poutre palière

III.2.1.4.3. Détermination des efforts internes :

➤ **ELU :**

Partie horizontale :

• **Partie n°1 :**

$$q_u = 1.35G_{1-1} + T_{u_{\max}} = 1.35(5) + 19.670$$

$$\Rightarrow q_u = 26.420 \text{ KN/ml}$$

• **Partie n°2 :**

$$q_u = 1.35G_{1-2} + T_{u_{\max}} = 1.35(4.068) + 19.670$$

$$\Rightarrow q_u = 25.161 \text{ KN/ml}$$

Partie inclinée :

$$q_u = 1.35G_2 + T_{u_{\max}} = 1.35(5.175) + 19.670$$

$$\Rightarrow q_u = 26.656 \text{ KN/ml}$$

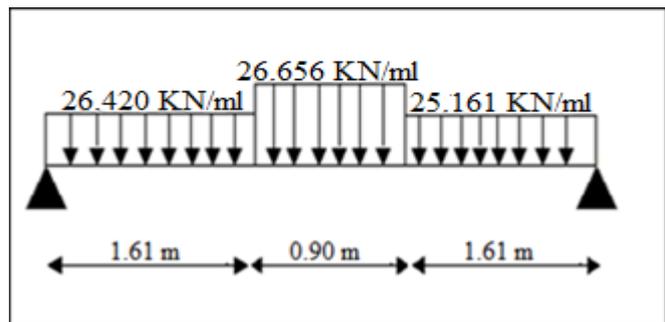


Figure III.9 : Schéma statique de la poutre brisée à l'ELU

➤ **ELS :**

Partie horizontale :

• **Partie n°1 :**

$$q_s = G_{1-1} + T_{s_{\max}} = 5 + 14.184$$

$$\Rightarrow q_s = 19.184 \text{ KN/ml}$$

• **Partie n°2 :**

$$q_s = G_{1-2} + T_{s_{\max}} = 4.068 + 14.184$$

$$\Rightarrow q_s = 18.252 \text{ KN/ml}$$

Partie inclinée :

$$q_s = G_2 + T_{s_{\max}} = 5.175 + 14.184$$

$$\Rightarrow q_s = 19.360 \text{ KN/ml}$$

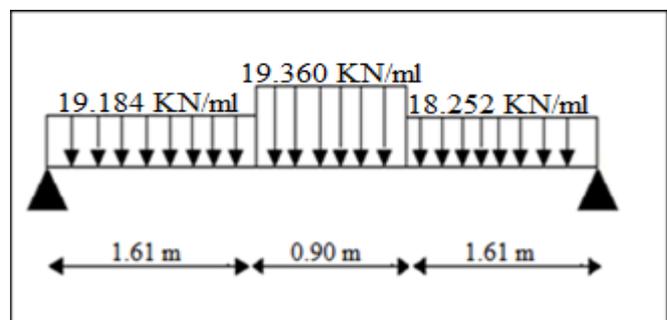


Figure III.10 : Schéma statique de poutre brisée l'ELS

Après l'exécution en **SAP2000**, on a trouvé les efforts internes qui représentent dans le tableau ci-dessous :

	ELU			ELS		
	M_{app}	$M_{trav}(KN.m)$	$T_{max}(KN)$	M_{app}	$M_{trav}(KN.m)$	$T_{max}(KN)$
Sollicitations	0	55.440	54.140	0	40.25	39.310

Tableau III.4 : Efforts internes dans la poutre brisée

III.2.1.4.4. Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage de la poutre palière se fait à la flexion simple.

b (m)	h(m)	d(m)	$f_{c28}(MPa)$	$f_{t28}(MPa)$	$f_{bc}(MPa)$	$\sigma_{st}(MPa)$	$f_e(MPa)$
0.30	0.35	0.315	25	2.1	14.17	347.826	400

Tableau III.5 : Caractéristique de la poutre brisée pour le calcul du ferrailage

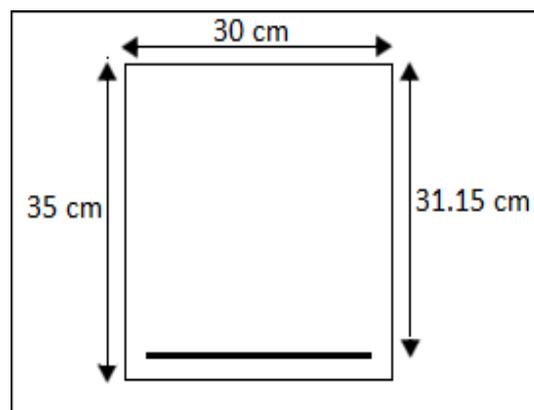


Tableau III.6 : Section de la poutre brisée

➤ **ELU** :

En travée :

$$M_{u\,trav} = 0.85 \times M_u = 0.85 \times 55.44 = 47.124 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u\,trav}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{47.124 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.315)^2 \times 14.17} = 0.111$$

$\mu_u = 0.111 < \mu_R = 0.392$ alors, la section est de simple armature ($A_{sc} = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.111}) = 0.147$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.315(1 - 0.4 \times 0.147) = 0.300 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u \text{ trav}}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{47.124 \times 10^{-3}}{0.300 \times 347.826} = 4.516 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5T12 = 5.65 cm²**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times 0.30 \times 0.315 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} = 5.65 \text{ cm}^2 \geq 1.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots[\text{CV}]$$

En appui :

$$M_{u \text{ app}} = 0.30 \times M_u = 0.30 \times 55.440 = 16.632 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u \text{ app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16.632 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.315)^2 \times 14.17} = 0.040$$

$\mu_u = 0.040 < \mu_R = 0.392$ alors, la section est de simple armature (**A_{sc} = 0**).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.040}) = 0.051$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.315(1 - 0.4 \times 0.051) = 0.308 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u \text{ app}}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{16.632 \times 10^{-3}}{0.308 \times 347.826} = 1.55 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3T12 = 3.39 cm²**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times 0.30 \times 0.315 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} = 3.39 \text{ cm}^2 \geq 1.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots[\text{CV}]$$

- **Condition du "RPA 99 – version 2003" :**

$$A_{\text{min}} = 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st \text{ trav}} + A_{st \text{ app}} = 5.65 + 3.39 = 9.04 \text{ cm}^2$$

$$A = 9.04 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 5.91 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots[\text{CV}]$$

➤ **ELS :**

En travée :

$$b \times \frac{x^2}{2} + n \times A_{sc} (x-d') - n \times A_{st} (d-x) = 0 \dots\dots\dots(1)$$

$A_{sc} = 0$ alors, la solution de l'équation (1) est : $x = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n \times A_{st}^2}} \right)$

$$x = 15 \times \frac{5.65 \times 10^{-4}}{0.30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0.30 \times 0.315 \times 5.65 \times 10^{-4}}{15(5.65 \times 10^{-4})^2}} \right) = 0.136 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d-x)^2$$

$$I = 0.30 \times \frac{0.136^3}{3} + 15 \times 5.65 \times 10^{-4} (0.315 - 0.136)^2 = 0.0005 \text{ m}^4$$

• **Vérification des contraintes :**

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

Pour des fissurations préjudiciables : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{S \text{ trav}} \times x}{I} = \frac{0.85 \times 40.25 \times 10^{-3} \times 0.136}{0.0005} = 9.305 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_{S \text{ trav}} \times (d-x)}{I} = \frac{15 \times 34.212 \times 10^{-3} (0.315 - 0.136)}{0.0005} = 183.718 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 9.305 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots[\text{CV}] \\ \sigma_{st} = 183.718 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 266.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots[\text{CV}] \end{array} \right.$$

En appui :

$$b \times \frac{x^2}{2} + n \times A_{sc} (x-d') - n \times A_{st} (d-x) = 0 \dots\dots\dots(1)$$

$A_{sc} = 0$ alors, la solution de l'équation (1) est : $x = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n \times A_{st}^2}} \right)$

$$x = 15 \times \frac{3.39 \times 10^{-4}}{0.30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0.30 \times 0.315 \times 3.39 \times 10^{-4}}{15(3.39 \times 10^{-4})^2}} \right) = 0.104 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d-x)^2$$

$$I = 0.30 \times \frac{0.104^3}{3} + 15 \times 3.39 \times 10^{-4} (0.315 - 0.104)^2 = 0.0003 \text{ m}^4$$

- **Vérification des contraintes :**

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

$$\text{Pour des fissurations préjudiciables : } \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s \text{ app}} \times x}{I} = \frac{0.3 \times 40.250 \times 10^{-3} \times 0.104}{0.0003} = 4.186 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_{s \text{ app}} \times (d-x)}{I} = \frac{15 \times 12.075 \times 10^{-3} (0.315 - 0.104)}{0.0003} = 127.40 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 4.186 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots [\text{CV}] \\ \sigma_{st} = 127.40 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 266.66 \text{ MPa} \dots \dots \dots [\text{CV}] \end{array} \right.$$

- **Vérification au cisaillement :**

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

$$\text{Pour des fissurations préjudiciables : } \overline{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.333 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{\tau_{u \text{ max}}}{b \times d} = \frac{54.140 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.315} = 0.573 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.573 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa} \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

- **Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min (10, 12, 30) \text{ mm} \Rightarrow \varphi_t \leq 10 \text{ mm}$$

On prend : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

Calcul des espacements des cadres :

$$\text{Zone nodale : } S_t' \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1, 30 \right) \text{ cm}$$

$$S_t' \leq \min (8.75, 14.40, 30) \text{ cm} \Rightarrow S_t' \leq 8.75 \text{ cm}$$

On prend : $S_t' = 7 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$S_t \leq \frac{35}{2} \Rightarrow S_t \leq 17.5 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

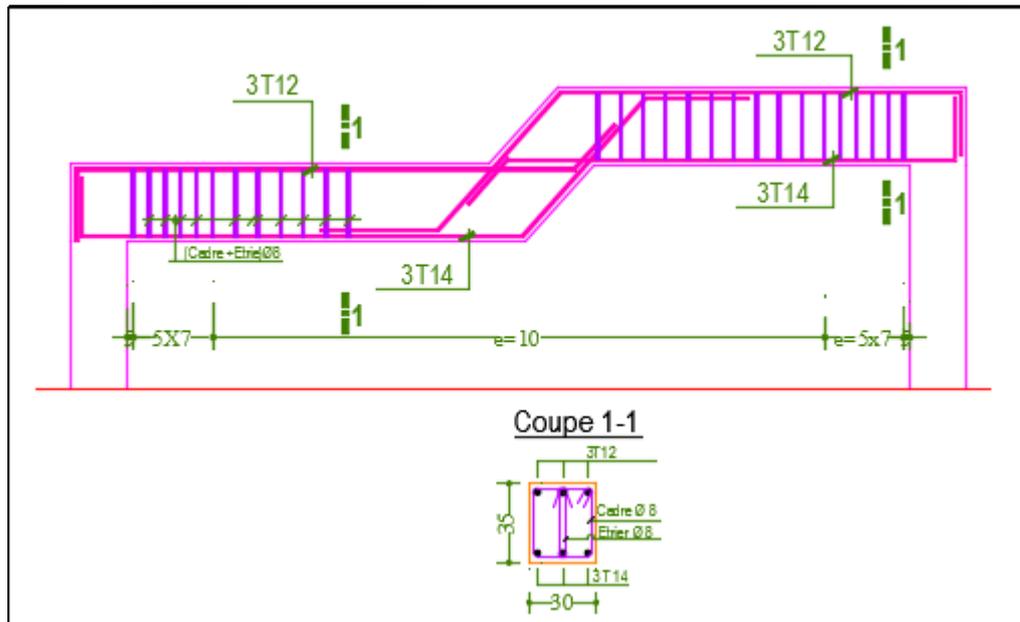


Figure III.11 : Ferrailage de la poutre brisée

III.2.2. Escalier balancé à cartier tournant "type II" :

III.2.2.1. Différents types des volées :

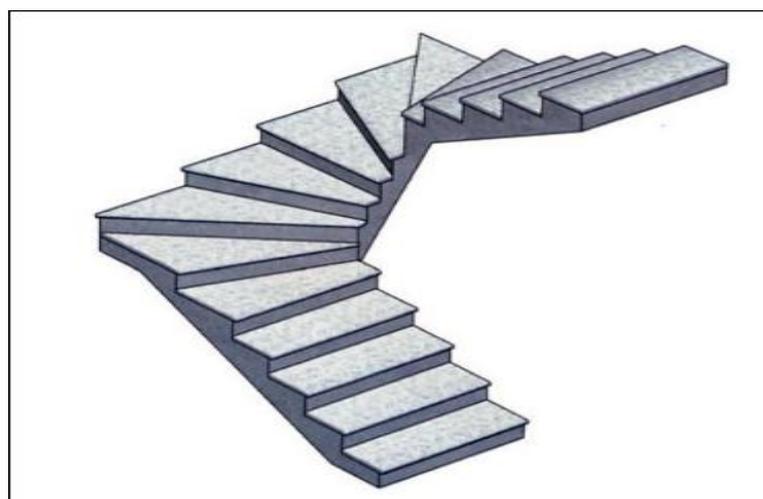


Figure III.12 : Escalier balancé

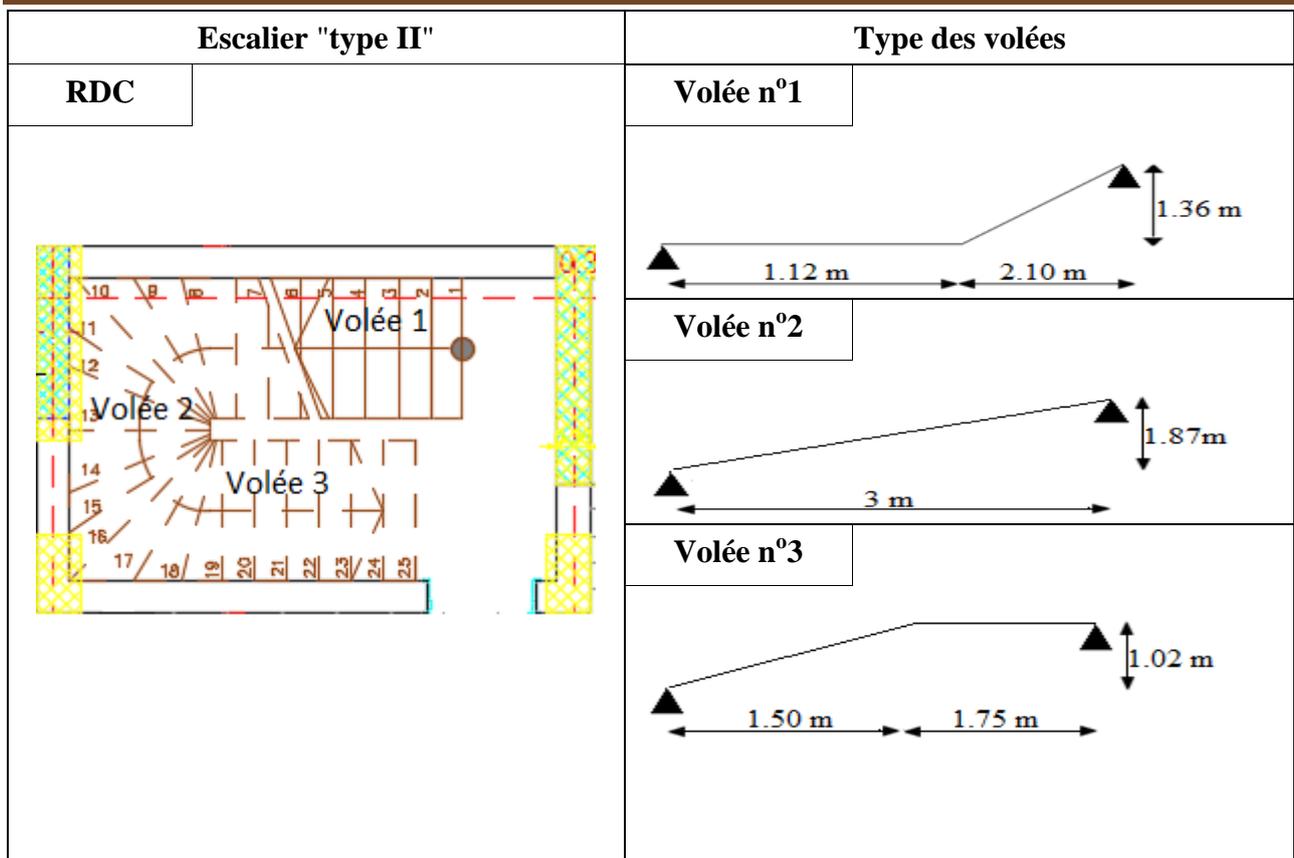


Figure III.13 : les 3 types des volées d'escalier type II dans le niveau RDC

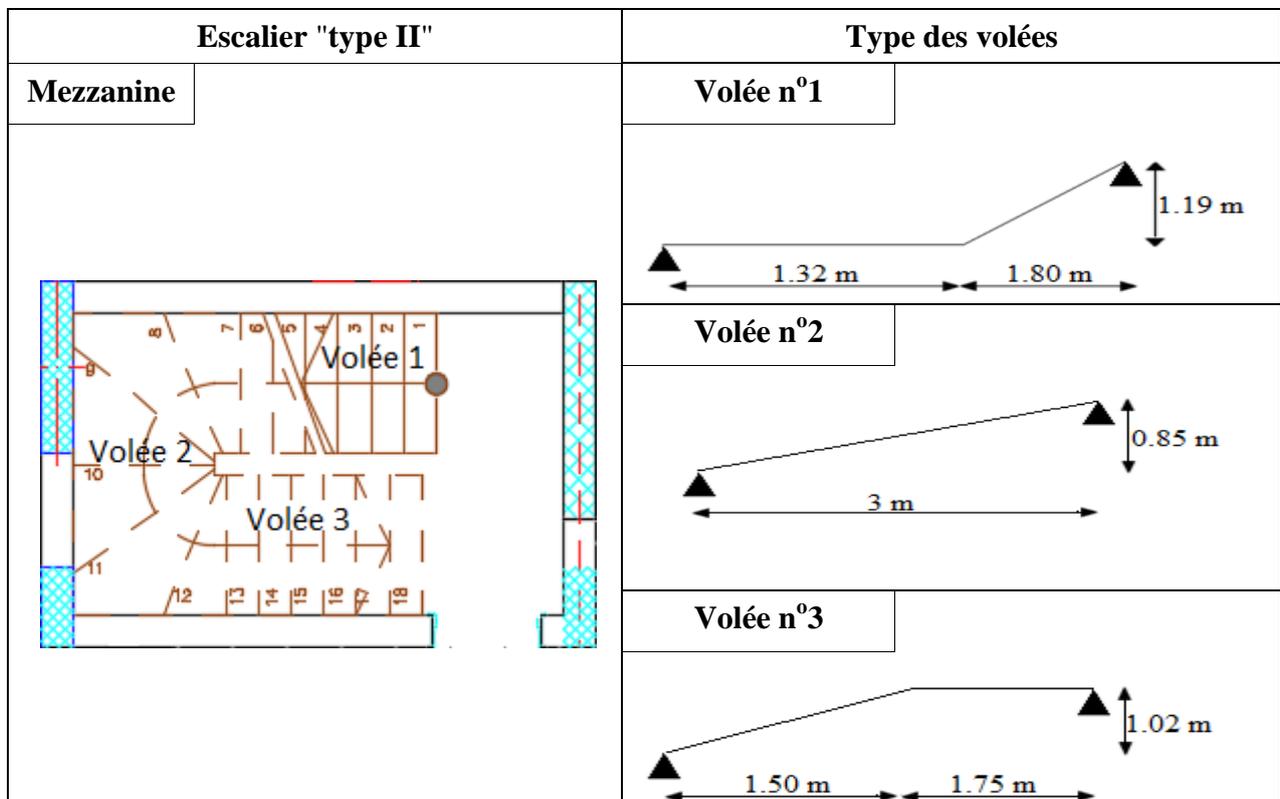


Figure III.14 : les 3 types des volées d'escalier type II dans la mezzanine

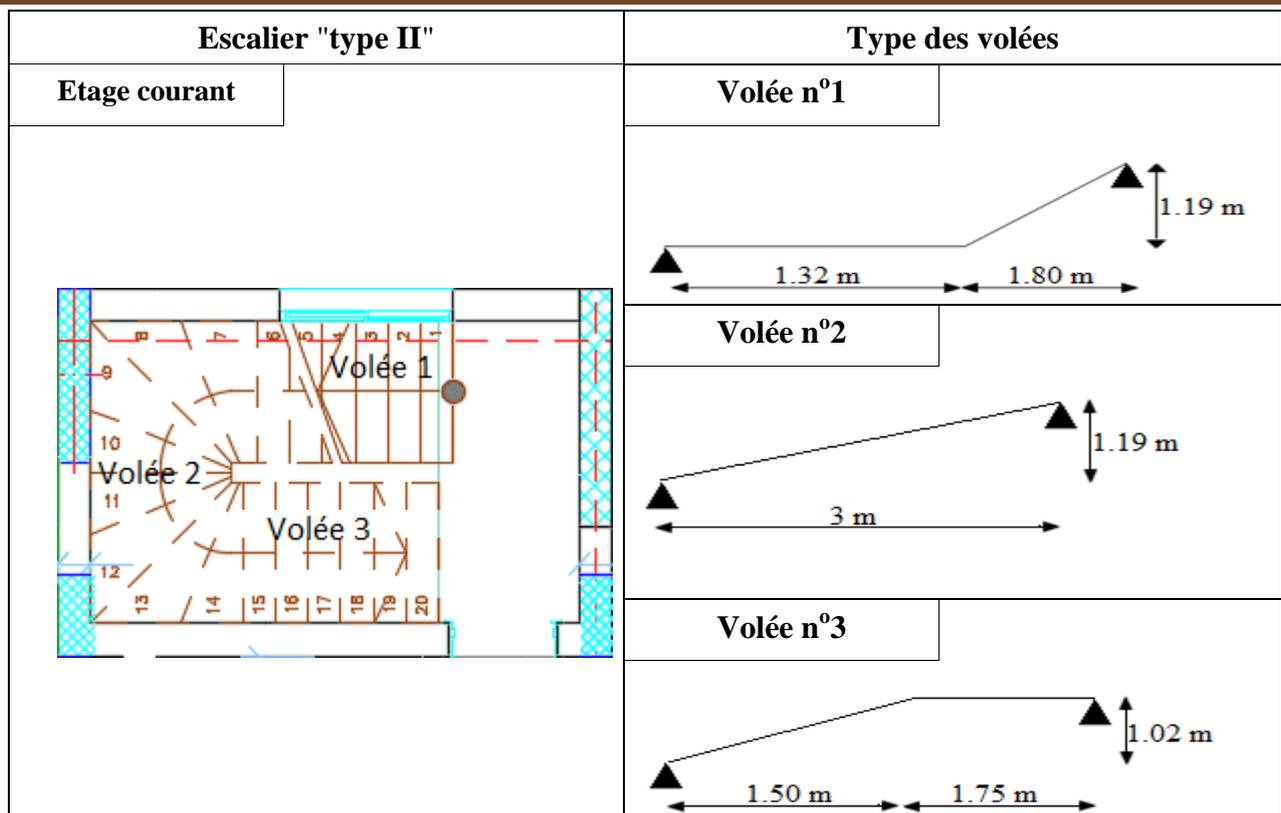


Figure III.15 : les 3 types des volées d'escalier type II dans l'étage courant

III.2.2.2. Détermination des efforts internes :

Après l'exécution en SAP2000, on a trouvé les efforts internes qui représentent dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Volée N°	ELU			ELS		
		M _{app}	M _{trav} (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{app}	M _{trav} (KN.m)	T _{max} (KN)
RDC	1	0	15.980	20.310	0	11.480	14.60
	2	0	14.390	19.190	0	10.350	13.80
	3	0	15.520	18.380	0	11.130	14.410
Mezzanine	1	0	14.640	19.550	0	10.510	14.050
	2	0	13.60	18.130	0	9.760	13.020
	3	0	15.520	18.380	0	11.130	14.410
Etage courant	1	0	14.640	19.550	0	10.510	14.050
	2	0	13.810	18.410	0	9.920	13.220
	3	0	15.520	18.380	0	11.130	14.410

Tableau III.7 : Efforts internes dans des différentes volées d'escalier "type II"

III.2.2.3. Calcul de ferrailage :

On remarque que les moments des différentes volées (RDC, Mezzanine, étage courant) ont des valeurs très proches donc on déterminera le ferrailage avec le plus grand moment qui correspond au volée n°1 (niveau RDC) à la flexion simple et on l'adopte pour les autres volées.

b (m)	h (m)	d (m)	f _{c28} (MPa)	f _{t28} (MPa)	f _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	f _e (MPa)
1	0.15	0.135	25	2.1	14.17	347.826	400

Tableau III.8 : Caractéristiques de "volée n°1" pour le calcul du ferrailage

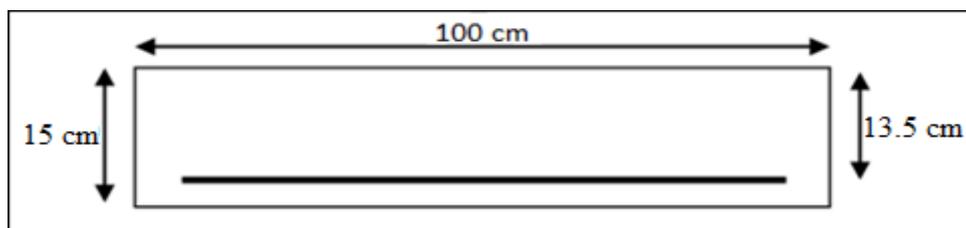


Figure III.16 : Section pour le calcul du ferrailage de "volée n°1"

➤ ELU :

En travée :

$$M_{\text{trav}} = 0.85 \times M_u = 0.85 \times 15.980 = 13.506 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{u trav}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13.506 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.17} = 0.052$$

$\mu_u = 0.052 < \mu_R = 0.392$ alors, la section est de simple armature ($A_{sc} = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.052}) = 0.066$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.135(1 - 0.4 \times 0.066) = 0.131 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{\text{u trav}}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{13.506 \times 10^{-3}}{0.131 \times 347.826} = 2.964 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6T12 = 6.79 cm²/ml**

• Condition de non fragilité :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times 1 \times 0.171 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \min} = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq 2.06 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.697 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **6T8 = 3.02 cm²/ml**

- **Espacement des barres :**

$$S_t \leq \min(3 \times e, 33) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(3 \times 22, 33) \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100 - 2(2.5)}{5} = 19 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 19 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

En appui :

$$M_{u \text{ app}} = 0.30 \times M_u = 0.30 \times 15.980 = 4.794 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u \text{ app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4.794 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.17} = 0.018$$

$$\mu_u = 0.018 < \mu_R = 0.392 \text{ alors, la section est de simple armature (A}_{sc} = 0).$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.018}) = 0.022$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.135(1 - 0.4 \times 0.022) = 0.133 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u \text{ app}}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{4.794 \times 10^{-3}}{0.133 \times 347.826} = 1.036 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6T10 = 4.71 cm²/ml**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.198 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \min} = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq 2.39 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.177 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **6T8 = 3.02 cm²/ml**

- **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min(3 \times e, 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(3 \times 22, 33) \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100 - 2(2.5)}{5} = 19 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 19 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

- **Condition du "RPA 99 – version 2003" :**

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 0.5\% 100 \times 15 = 7.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = A_{st \text{ trav}} + A_{st \text{ app}} = 6.79 + 4.71 = 11.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 11.50 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 7.50 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

- **ELS :**

En travée :

$$b \times \frac{x^2}{2} + n \times A_{sc} (x-d') - n \times A_{st} (d-x) = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$A_{sc} = 0 \quad \text{alors, la solution de l'équation (1) est : } x = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n \times A_{st}^2}} \right)$$

$$x = 15 \times \frac{6.79 \times 10^{-4}}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times 0.135 \times 6.79 \times 10^{-4}}{15(6.79 \times 10^{-4})^2}} \right) = 0.053 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d-x)^2$$

$$I = 1 \times \frac{0.053^3}{3} + 15 \times 6.79 \times 10^{-4} (0.135 - 0.053)^2 = 0.0001 \text{ m}^4$$

- **Vérification des contraintes :**

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

$$\text{Pour des fissurations préjudiciables : } \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s\text{ trav}} \times x}{I} = \frac{0.85 \times 11.480 \times 10^{-3} \times 0.053}{0.0001} = 5.171 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_{s\text{ trav}} \times (d-x)}{I} = \frac{15 \times 9.758 \times 10^{-3} \times (0.135 - 0.053)}{0.0001} = 120.023 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 5.171 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots [\text{CV}] \\ \sigma_{st} = 120.023 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 266.66 \dots \dots \dots [\text{CV}] \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

En appui :

$$b \times \frac{x^2}{2} + n \times A_{sc}(x-d') - n \times A_{st}(d-x) = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$A_{sc} = 0 \text{ alors, la solution de l'équation (1) est de : } x = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n \times A_{st}^2}} \right)$$

$$x = 15 \times \frac{4.71 \times 10^{-4}}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times 0.135 \times 4.71 \times 10^{-4}}{15(4.71 \times 10^{-4})^2}} \right) = 0.044 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st}(d-x)^2$$

$$I = 1 \times \frac{0.044^3}{3} + 15 \times 4.71 \times 10^{-4} (0.135 - 0.044)^2 = 0.00008 \text{ m}^4$$

• **Vérification des contraintes :**

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

$$\text{Pour des fissurations préjudiciables : } \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s\text{ app}} \times x}{I} = \frac{0.30 \times 11.480 \times 10^{-3} \times 0.044}{0.00008} = 1.894 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_{s\text{ app}} \times (d-x)}{I} = \frac{15 \times 3.444 \times 10^{-3} \times (0.135 - 0.044)}{0.00008} = 58.763 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 1.894 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots [\text{CV}] \\ \sigma_{st} = 58.763 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 266.66 \text{ MPa} \dots \dots \dots [\text{CV}] \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

• **Vérification au cisaillement :**

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

Pour des fissurations préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \min (0.2 \frac{f_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}) = 3.333 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{\tau_{u \text{ max}}}{b \times d} = \frac{20.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.150 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.150 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{[CV]}$$

• **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \frac{M_s}{M_u} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{4.25}{3.12} \geq \frac{1}{18} \frac{11.48}{15.98} \\ \frac{4.25}{3.12} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{5.65 \times 10^{-4}}{1 \times 0.135} \leq \frac{4.2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 1.362 \geq 0.039 \dots \dots \dots \text{[CV]} \\ 1.362 \geq 0.062 \dots \dots \dots \text{[CV]} \\ 0.004 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{[CV]} \end{array} \right.$$

Armature longitudinale					Armature de répartition				
A _{cal} (cm ²)		A _{min} (cm ²)		A _{choisie} (cm ² /ml)		A _{cal} (cm ²)		A _{choisie} (cm ² /ml)	
trav	App	Trv	app	Trav	App	trav	app	Trav	app
2.96	1.03	2.060		6T12 = 6.79	6T10 = 4.71	1.41	0.78	6T8 = 3.02	

Tableau III.9 : Ferrailage d'escalier "type II"

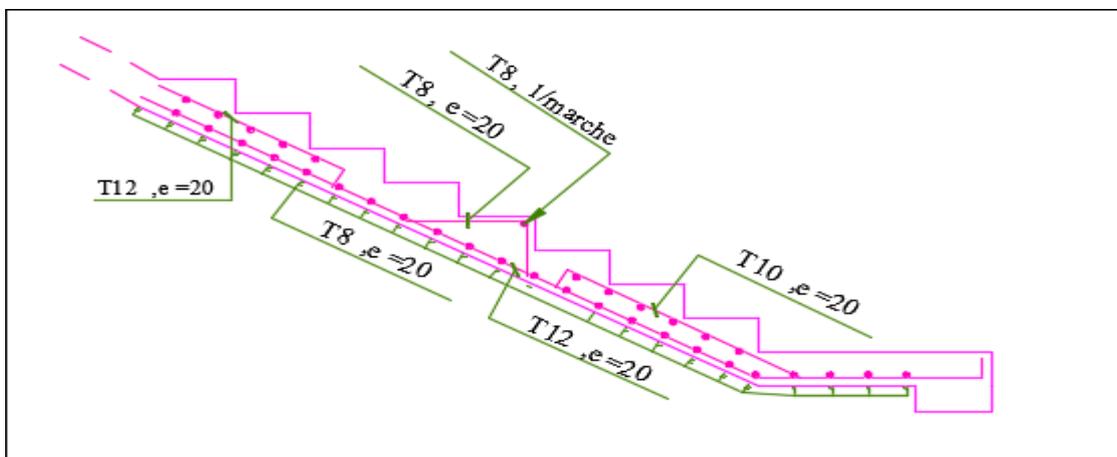


Figure III.17 : Ferrailage de volée n°1 (niveau RDC)

III.2.2.4. Etude de la poutre palière :

Dans ce cas la poutre palière est une poutre inclinée qui suit la forme de deuxième volée.

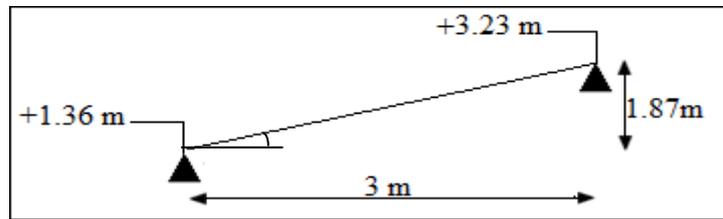


Figure III.18 : Poutre inclinée

D'après le titre II.1.7.2. Pré-dimensionnement et les tableaux II.3, II.12 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \\ \alpha = 31.936^\circ \\ G_{\text{murs int}} = 1.30 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

III.2.2.4.1. Descente des charges :

➤ Charge permanente :

$G = \text{poids propre de la poutre palière} + G_{\text{murs int}} \times h$

$$G = \frac{0.30 \times 0.30 \times 25}{\cos 31.936} + 1.30 \left(\frac{(4.25 - 1.36) + (4.25 - 3.23)}{2} - 0.20 \right)$$

$$G = 4.932 \text{ KN/ml}$$

➤ Charges d'exploitation :

La charge d'exploitation dans la poutre palière est nulle : $Q = 0$

III.2.2.4.2. Réaction des escaliers :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{\text{umax}} = \frac{2R}{L} \\ T_{\text{smax}} = \frac{2R}{L} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_{\text{umax}} = \frac{2 \times 20.31}{3} \\ T_{\text{smax}} = \frac{2 \times 14.60}{3} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_{\text{umax}} = 13.540 \text{ KN} \\ T_{\text{smax}} = 9.733 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Avec :

L: la longueur de la poutre palière

III.2.2.4.3. Détermination des efforts internes :

➤ **ELU :**

$$q_u = 1.35G + T_{\text{umax}} = 1.35(4.932) + 13.540$$

$$\Rightarrow q_u = 20.198 \text{ KN/ml}$$

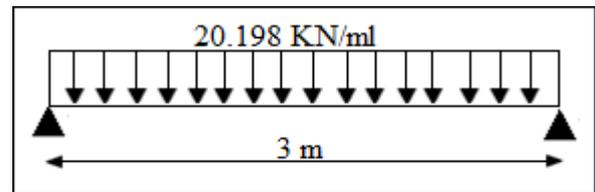


Figure III.19 : Schéma statique de poutre inclinée à l'ELU

➤ **ELS :**

$$q_s = G + T_{\text{smax}} = 4.932 + 9.733$$

$$\Rightarrow q_s = 14.665 \text{ KN/ml}$$

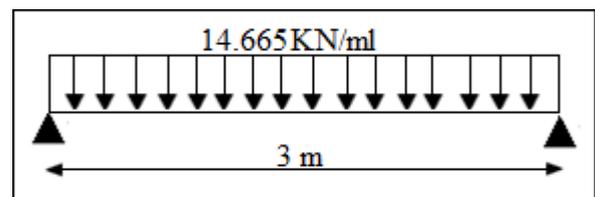


Figure III.20 : Schéma statique de poutre inclinée à l'ELS

Après avoir utilisé le SAP2000, on a trouvé les efforts internes qui représentent dans le tableau ci-dessous :

	ELU			ELS		
	M_{app}	$M_{\text{trav}}(\text{KN.m})$	$T_{\text{max}}(\text{KN})$	M_{app}	$M_{\text{trav}}(\text{KN.m})$	$T_{\text{max}}(\text{KN})$
Sollicitations	0	22.72	30.30	0	16.50	22.22

Tableau III.10 : Efforts internes dans la poutre inclinée

III.2.2.4.4. Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage de la poutre inclinée se fait à la flexion simple.

b (m)	h(m)	d(m)	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{t28}(\text{MPa})$	$f_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{st}(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$
0.30	0.30	0.270	25	2.1	14.17	347.826	400

Tableau III.11 : Caractéristiques de la poutre inclinée pour le calculer du ferrailage

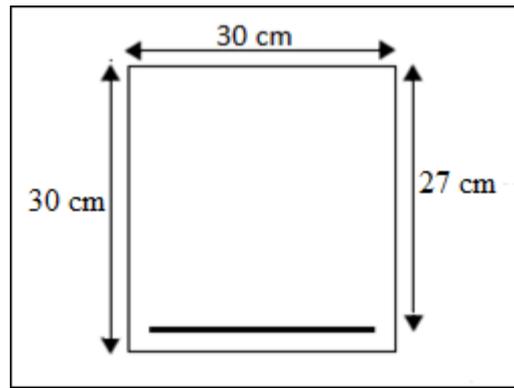


Figure III.21 : Section de la poutre brisée

➤ **ELU :**

En travée :

$$M_{u \text{ trav}} = 0.85 \times M_u = 0.85 \times 22.72 = 19.312 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u \text{ trav}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19.312 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.270)^2 \times 14.17} = 0.062$$

$$\mu_u = 0.062 < \mu_R = 0.392 \quad \text{alors, la section est de simple armature (} \mathbf{A_{sc} = 0} \text{)}.$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.062}) = 0.080$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.270(1 - 0.4 \times 0.080) = 0.261 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u \text{ trav}}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{19.312 \times 10^{-3}}{0.261 \times 347.826} = 2.127 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3T12 = 3.39 cm²**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times 0.30 \times 0.270 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} = 4.52 \text{ cm}^2 \geq 0.978 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots[\text{CV}]$$

En appui:

$$M_{u \text{ app}} = 0.30 \times M_u = 0.30 \times 22.720 = 6.816 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u \text{ app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.816 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.270)^2 \times 14.17} = 0.022$$

$$\mu_u = 0.022 < \mu_R = 0.392 \quad \text{alors, la section est de simple armature (} \mathbf{A_{sc} = 0} \text{)}.$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022}) = 0.027$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.270(1 - 0.4 \times 0.027) = 0.267 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u \text{ app}}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{6.816 \times 10^{-3}}{0.267 \times 347.826} = 0.734 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3T12 = 3.39 cm²**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times 0.30 \times 0.270 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} = 3.39 \text{ cm}^2 \geq 0.978 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots[\text{CV}]$$

- **Condition du "RPA 99 – version 2003" :**

$$A_{\text{min}} = 0.5\% b \times h = 0.5\% 30 \times 30 = 4.50 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st \text{ trav}} + A_{st \text{ app}} = 4.52 + 3.39 = 7.91 \text{ cm}^2$$

$$A = 7.91 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 4.50 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots[\text{CV}]$$

➤ **ELS :**

En travée :

$$b \times \frac{x^2}{2} + n \times A_{sc} (x-d') - n \times A_{st} (d-x) = 0 \dots\dots\dots(1)$$

$$A_{sc} = 0 \quad \text{alors, la solution de l'équation (1) est : } x = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n \times A_{st}^2}} \right)$$

$$x = 15 \times \frac{4.52 \times 10^{-4}}{0.30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0.30 \times 0.270 \times 4.52 \times 10^{-4}}{15(4.52 \times 10^{-4})^2}} \right) = 0.112 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d-x)^2$$

$$I = 0.30 \times \frac{0.112^3}{3} + 15 \times 4.52 \times 10^{-4} (0.270 - 0.112)^2 = 0.0003 \text{ m}^4$$

- **Vérification des contraintes :**

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

Pour des fissurations préjudiciables : $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 266.66 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s \text{ trav}} \times x}{I} = \frac{0.85 \times 16.50 \times 10^{-3} \times 0.112}{0.0003} = 5.236 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_{s \text{ trav}} \times (d-x)}{I} = \frac{15 \times 14.025 \times 10^{-3} (0.270 - 0.112)}{0.0003} = 110.80 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 5.236 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots [\text{CV}] \\ \sigma_{st} = 110.80 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 266.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots [\text{CV}] \end{array} \right.$$

En appui :

$$b \times \frac{x^2}{2} + n \times A_{sc} (x-d') - n \times A_{st} (d-x) = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$A_{sc} = 0$ alors, la solution de l'équation (1) est : $x = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n \times A_{st}^2}} \right)$

$$x = 15 \times \frac{3.39 \times 10^{-4}}{0.30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0.30 \times 0.270 \times 3.39 \times 10^{-4}}{15(3.39 \times 10^{-4})^2}} \right) = 0.097 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d-x)^2$$

$$I = 0.30 \times \frac{0.097^3}{3} + 15 \times 3.39 \times 10^{-4} (0.270 - 0.097)^2 = 0.0002 \text{ m}^4$$

• **Vérification des contraintes :**

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

Pour des fissurations préjudiciables : $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 266.66 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s \text{ app}} \times x}{I} = \frac{0.3 \times 16.50 \times 10^{-3} \times 0.097}{0.0002} = 2.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_{s \text{ app}} \times (d-x)}{I} = \frac{15 \times 4.95 \times 10^{-3} (0.270 - 0.097)}{0.0002} = 64.226 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 2.40 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots [\text{CV}] \\ \sigma_{st} = 64.226 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 266.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots [\text{CV}] \end{array} \right.$$

- **Vérification au cisaillement :**

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

Pour des fissurations préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.333 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{\tau_{u \max}}{b \times d} = \frac{30.30 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.270} = 0.374 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.374 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{[CV]}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_l, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min (8.57, 12, 10) \text{ mm} \Rightarrow \varphi_t \leq 8.57 \text{ mm}$$

On prend : $\varphi_t = 7 \text{ cm}$

Calcul des espacements des cadres :

Zone nodale : $S_t' \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\varphi_l, 30 \right) \text{ cm}$

$$S_t' \leq \min (7.5, 14.40, 30) \text{ cm} \Rightarrow S_t' \leq 7.50 \text{ cm}$$

On prend : $S_t' = 7 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$S_t \leq \frac{30}{2} \Rightarrow S_t \leq 15 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

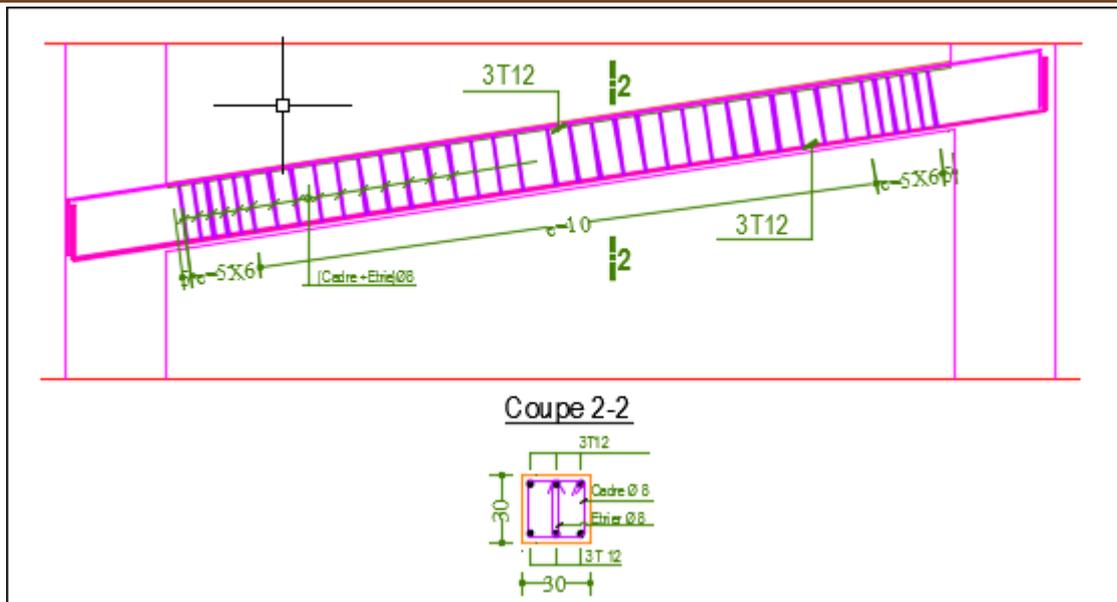


Figure III.22 : Ferrailage de la poutre inclinée

III.3. Etude de l'acrotère :

III.3.1. Définition :

L'acrotère est un élément en béton armé (consol), encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.

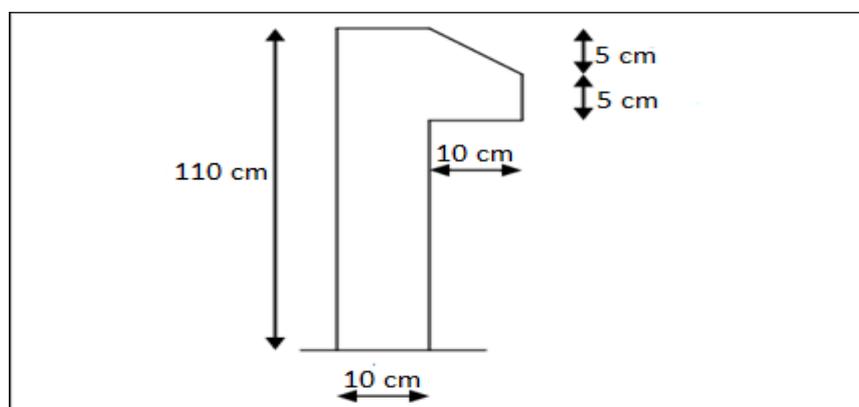


Figure III.23 : Dimension de l'acrotère

III.3.2. Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande d'un mètre linéaire.

III.3.3. Evaluation des charges :➤ **Charge permanente :**

$$G = \gamma_s \times S \times 1$$

Avec : γ_s : poids volumique du béton

S : surface de l'acrotère

$$S = (1.1 \times 0.1) + (0.1 \times \frac{0.05}{2}) + (0.1 \times 0.05)$$

$$\Rightarrow S = 0.117 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } G = 0.117 \times 25 \times 1$$

$$\Rightarrow G = 2.925 \text{ KN/ml}$$

➤ **Charge d'exploitation :**

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

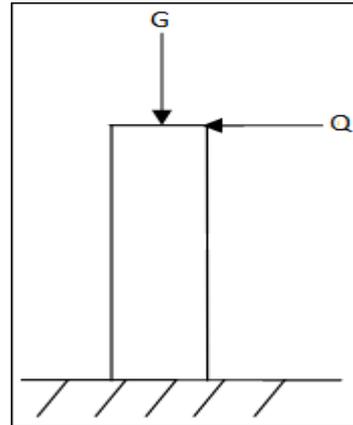


Figure III.24 : Schéma statique de l'acrotère

III.3.4. Calcul des sollicitations :➤ **ELU :**

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 2.925 \Rightarrow N_u = 3.948 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times \frac{q \times L^2}{2} = 1.5 \times \frac{1 \times 1.10^2}{2} \Rightarrow M_u = 0.907 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS :**

$$N_s = G = 2.925 \text{ KN}$$

$$M_s = \frac{q \times L^2}{2} = \frac{1 \times 1.10^2}{2} \Rightarrow M_s = 0.605 \text{ KN/ml}$$

III.3.5. Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.907}{3.948} \Rightarrow e = 0.22 \text{ m}$$

On sait que : $h_t = 10 \text{ cm}$

$$e > \frac{h_t}{6} \Rightarrow 0.22 \text{ m} > \frac{0.10}{6} = 0.016 \text{ m}$$

⇒ La section est partiellement comprimée et le centre de pression est appliquée à l'extérieure du noyau central.

III.3.6. Détermination de ferrailage :

Le calcul de ferrailage de l'acrotère se fait à la flexion composée.

b (m)	h (m)	d (m)	d' (m)	f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	f_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	f_c (MPa)
1	0.10	0.09	0.01	25	2.10	14.17	347.826	400

Tableau III.12 : Caractéristiques de l'acrotère pour le calcul du ferrailage

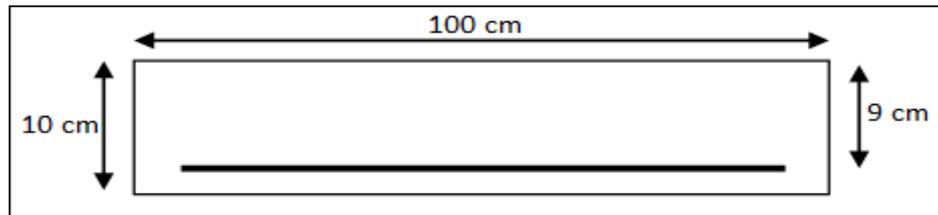


Figure III.25 : Section pour le calcul du ferrailage de l'acrotère

➤ **ELU :**

$$e_a = e + \left(\frac{h}{2} - d'\right) = 0.22 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.01\right) = 0.26 \text{ m}$$

$$M_a = N_u \times e_a = 3.948 \times 10^{-3} \times 0.26 = 1.026 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.026 \times 10^{-3}}{1 \times (0.09)^2 \times 14.17} = 0.0089$$

$\mu_u = 0.0089 < \mu_R = 0.392$ alors, la section est de simple armature ($A_{sc} = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0091}) = 0.011$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.09 (1 - 0.4 \times 0.011) = 0.089 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{z} - N_u \right) = \frac{1}{347.826} \left(\frac{1.026 \times 10^{-3}}{0.089} - 3.948 \times 10^{-3} \right) = 0.346 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}$$

$$A_{st \min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.09 \times \frac{2.10}{400}$$

$$A_{st \min} \leq 1.08 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [\text{CNV}]$$

⇒ A_{st} est pris selon la formule de non fragilité.

On adopte : $3T8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **ELS**

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.605}{2.925} = 0.20 \text{ m} \quad \text{On sait que : } h_t = 10 \text{ cm}$$

$$e > \frac{h_t}{6} \Rightarrow 0.22 \text{ m} > \frac{0.10}{6} = 0.016 \text{ m}$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = 0.05 + e_1 - 0.20$$

$$e_1^3 + p \times e_1 + q = 0$$

$$p = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6n \times A_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)$$

$$p = -3\left(0.20 - \frac{0.10}{2}\right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 1.51 \times 10^{-4}}{1} \left(0.20 - \frac{0.10}{2} + 0.09\right) = -0.064 \text{ m}^2$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6n \times A_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^3$$

$$q = 2\left(0.20 - \frac{0.10}{2}\right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 1.51 \times 10^{-4}}{1} \left(0.2 - \frac{0.1}{2} + 0.09\right)^2 = 5.97 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

• **Méthode des itérations successives :**

$$e_1 = \sqrt[3]{-p e_1 - q} \quad \text{On prend la valeur de : } e_1 = 1 \text{ m}$$

$$e_1 = \sqrt[3]{0.064 \times 1 \times 5.97 \times 10^{-3}} \quad \text{Après les calculs on trouve : } e_1 = 0.18 \text{ m}$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0.1}{2} + 0.18 - 0.2 = 0.03 \text{ m}$$

$$S = \frac{bx^2}{2} - n \times A_{st}(d-x) = \frac{1 \times 0.03^2}{2} - 15 \times 1.51 \times 10^{-4}(0.09 - 0.03) = 3.141 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

• **Vérification des contraintes :**

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

$$\text{Pour des fissurations préjudiciables : } \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{S} = \frac{2.925 \times 10^{-3} \times 0.030}{3.141 \times 10^{-4}} = 0.279 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times N_s \times (d-d')}{S} = \frac{15 \times 2.925 \times 10^{-3} (0.09 - 0.01)}{3.141 \times 10^{-4}} = 11.174 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 0.279 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots [\text{CV}] \\ \sigma_{st} = 11.174 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 266.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots [\text{CV}] \end{array} \right.$$

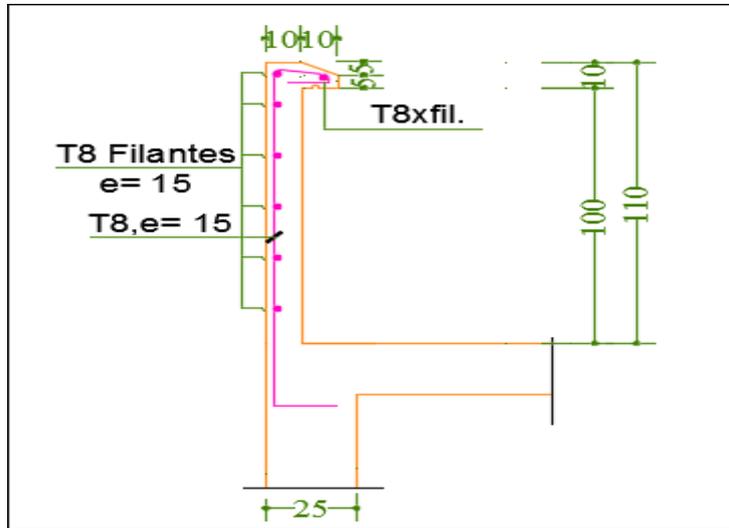


Figure III.26 : Ferrailage de la crotère

III.3. Etude de l'ascenseur :

III.3.1. Définition :

C'est un appareil avec lequel on élève ou on descend des personnes et des chargements aux différents niveaux du bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

III.3.2. Description de l'ascenseur :

- **Cabine** : Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.
- **Gaine** : Volume dans lequel se déplacent la cabine, le contrepoids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et le 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 où se trouvent la machine et son appareillage.

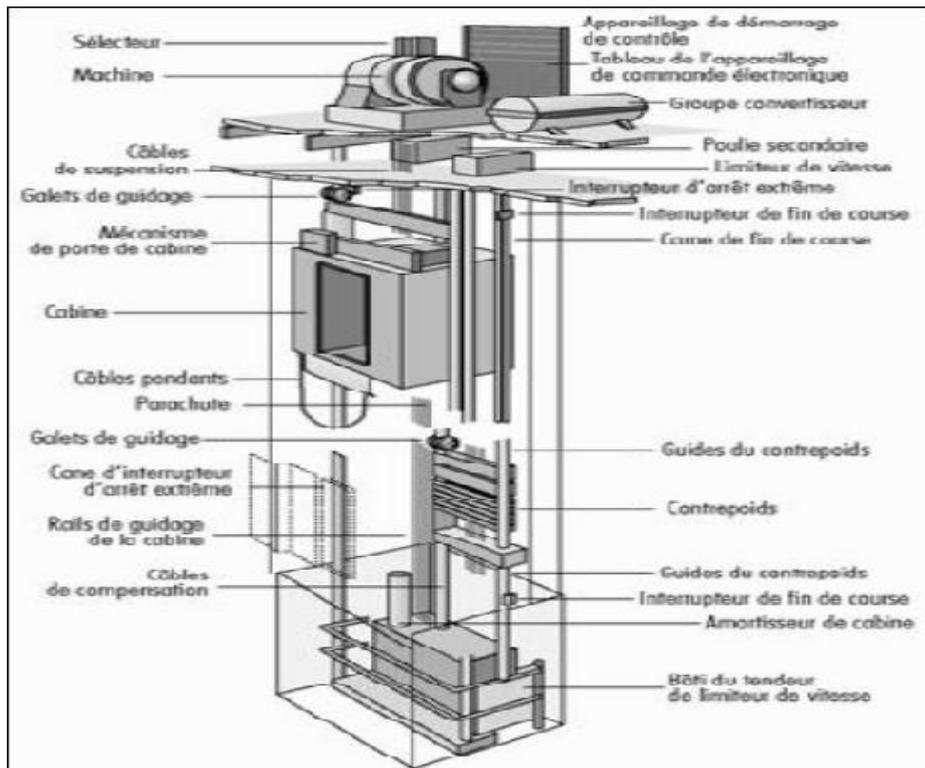


Figure III.27 : Schéma descriptive d'un ascenseur mécanique

III.3.3. Caractéristique de l'ascenseur :

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour sept (07) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

L (m)	b (m)	f_c (KN)	P_m (KN)	D_m (KN)	V (m/s)	S (m ²)	P_{per} (Kg)
1.60	1.60	50	15	43	0.63	2.56	460

Tableau III.13 : Caractéristique de l'ascenseur

Avec : **L** : Longueur de l'ascenseur

b : Largeur de l'ascenseur

f_c : Charge due à la rupture des câbles

P_m : Charge due à l'ascenseur

D_m : charge due à la salle des machines

V : vitesse de levage

P_{per} : Le poids de 7 personnes

S : surface de la gain d'ascenseur

$$\text{Donc : } P = D_m + P_m + P_{\text{per}} = 43 + 15 + 460 \times 10^{-2}$$

$$\Rightarrow P = 62.60 \text{ KN}$$

III.3.4. Dalle de salle machine :

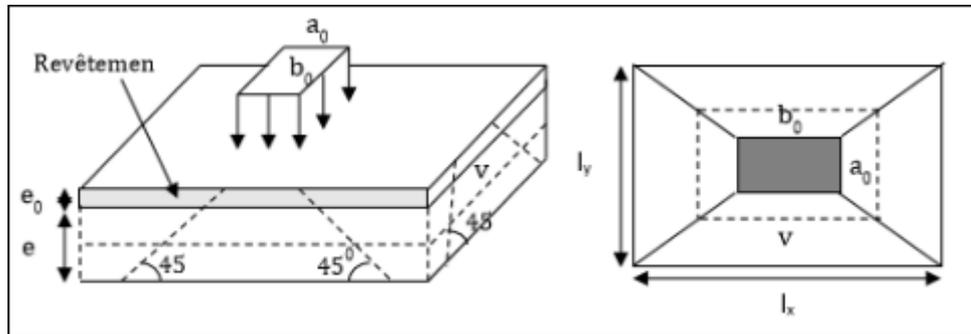


Figure III.28 : La surface d'impact sur la dalle de salle machine

$(a_0 \times b_0)$: surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse

$$\begin{cases} U = a_0 + e + 2 \xi e_0 \\ V = b_0 + e + 2 \xi e_0 \end{cases}$$

Avec : e : épaisseur de la dalle.

e_0 : épaisseur de revêtement

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (revêtement moins résistant ($\xi = 0.75$))

$$\text{Donc : } \begin{cases} U = 80 + 12 + 2 \times 0.75 \times 6 \\ V = 80 + 12 + 2 \times 0.75 \times 6 \end{cases}$$

$$\Rightarrow U = V = 102.20 \text{ cm}$$

III.3.4.1. Calcul à l'ELU :

a. Calcul des moments du système de levage "Méthode BAEL 91" :

$$\begin{cases} M_{1x} = (M_1 + vM_2)P_u \times (U \times V) \\ M_{1y} = (M_2 + vM_1)P_u \times (U \times V) \end{cases}$$

Avec : $v = 0$

D'après les tableaux de "BAEL91 modifier 99", on tire les coefficients M_1 et M_2 en fonction de

$$\frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y} \text{ et } \rho$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{160} = 1 \quad \text{et} \quad \frac{U}{L_x} = \frac{V}{L_y} = 0.638$$

$$\text{Donc : } M_1 = M_2 = \mathbf{0.0877}$$

$$P_u = 1.35 P \Rightarrow P_u = \mathbf{84.51 \text{ KN}}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{1x} = 0.0877 \times 84.51 \times 1.022 \times 1.022 \\ M_{1y} = 0.0877 \times 84.51 \times 1.022 \times 1.022 \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_{1x} = M_{1y} = \mathbf{7.741 \text{ KN.m}}$$

b. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle "Méthode BAEL 91" :

$$\begin{cases} G = 9.78 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(9.78) + 1.5(1)$$

$$\Rightarrow q_u = \mathbf{14.703 \text{ KN/ml}}$$

$$\begin{cases} M_{2x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{2y} = \mu_y \times M_{2x} \end{cases}$$

$$\text{On a : } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{160} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{Donc la dalle portent en deux sens.}$$

$$\text{D'après le tableau : } \begin{cases} \mu_x = \mathbf{0.037} \\ \mu_y = \mathbf{1} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{2x} = 0.037 \times 14.703 \times 1.6^2 \\ M_{2y} = 1 \times M_{2x} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_{2x} = M_{2y} = \mathbf{1.392 \text{ KN.m}}$$

c. Les moments agissants sur la dalle :

$$\begin{cases} M_x = M_{1x} + M_{2x} = 7.741 + 1.392 \\ M_y = M_{1y} + M_{2y} = 7.741 + 1.392 \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_x = M_y = \mathbf{9.133 \text{ KN.m}}$$

d. Calcul de ferrailage :

$$\begin{cases} M_{tx} = M_{ty} = 0.85M_x = 0.85 \times 9.133 \\ M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x = 0.3 \times 9.133 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = M_{ty} = 7.763 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = 2.730 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	μ_μ	α	z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{choisi} (cm ²)
Travée	7.763	0.0153	0.0192	0.187	1.193	1.30	4T8 = 2.01
Appui	2.73	0.0053	0.0066	0.188	0.41	1.30	4T8 = 2.01

Tableau III.14 : Section d'armatures de la dalle d'ascenseur

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_{tx} = 20 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_{ty} = 20 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

- **Vérification au poinçonnement :**

$$P_u \leq \frac{0.045 \times U_c \times e \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 2(U + V) = 2(102.20 + 102.20) = 408.80 \text{ cm}$$

$$P_u = 84.51 \text{ KN} < 3679.20 \dots \dots \dots \text{[CV]}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u = T_v = \frac{P_u}{3 \times u} = \frac{84.51}{3 \times 102.20} = 27.56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0.02756}{1 \times 0.189} = 0.145 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour des fissurations préjudiciables : } \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.333 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.145 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{[CV]}$$

III.3.4.2. Calcul à l'ELS :**a. Calcul des moments du système de levage :**

$$\begin{cases} M_{1x} = (M_1 + vM_2)P_s \times (U \times V) \\ M_{1y} = (M_2 + vM_1)P_s \times (U \times V) \end{cases}$$

Avec : $v = 0.20$

D'après les tableaux de "BAEL91 modifier 99", on tire les coefficients M_1 et M_2 en fonction de : $\frac{U}{L_x}$, $\frac{V}{L_y}$ et ρ

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{160} = 1 \quad \text{et} \quad \frac{U}{L_x} = \frac{V}{L_y} = 0.638$$

Donc : $M_1 = M_2 = 0.0877$

$$P_s = P_u = 62.60 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{1x} = 0.0877 \times 62.60 \times 1.022 \times 1.022 \\ M_{1y} = 0.0877 \times 62.60 \times 1.022 \times 1.022 \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_{1x} = M_{1y} = 5.730 \text{ KN.m}$$

b. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle "Méthode BAEL 91" :

$$\begin{cases} G = 9.78 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = 9.78 + 1$$

$$\Rightarrow q_u = 10.780 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{2x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 \\ M_{2y} = \mu_y \times M_{2x} \end{cases}$$

On a : $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{160} = 1 > 0.4 \Rightarrow$ Donc la dalle portent en deux sens.

$$\text{D'après le tableau : } \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{2x} = 0.0441 \times 10.780 \times 1.6^2 \\ M_{2y} = 1 \times M_{2x} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_{2x} = M_{2y} = 1.210 \text{ KN.m}$$

c. Les moments agissants sur la dalle :

$$\begin{cases} M_x = M_{1x} + M_{2x} = 5.730 + 1.210 \\ M_y = M_{1y} + M_{2y} = 5.730 + 1.210 \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_x = M_y = 6.940 \text{ KN.m}$$

d. Vérification à l'ELS :

$$\begin{cases} M_{tx} = M_{ty} = 0.85M_x = 0.85 \times 6.940 \\ M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x = 0.3 \times 6.940 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = M_{ty} = 5.899 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = 2.080 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d-x)^2$$

$$I = 1 \times \frac{0.031^3}{3} + 15 \times 3.39 \times 10^{-4} (0.315 - 0.031)^2 = 0.0004 \text{ m}^4$$

• **Calcul de position de l'axe neutre :**

$$X = b \times \frac{x^2}{2} - n \times A_{st} (d-x) = 50 x^2 - 15 \times 2.01(10.8 - x) = 50 x^2 + 30.15 x - 325.62$$

$$\Delta = 66033.0225$$

$$\Rightarrow X = 2.27 \text{ cm}$$

• **Calcul de moment d'inertie :**

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d-x)^2 = 1444.303 \text{ cm}^4$$

- **Vérifications des contraintes :**

Calcul et vérification des contraintes sont regroupé dans le tableau ci-dessous :

	M (KN.m)	A_{choisie} (cm ²)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	5.899	2.01	2.27	1444.303	0.0007	15	0.0002	201.63	CV
Appui	2.08	2.01	2.27	1444.303	0.0002	15	0.010	201.63	CV

Tableau III.15 : Calcul et vérification des contraintes

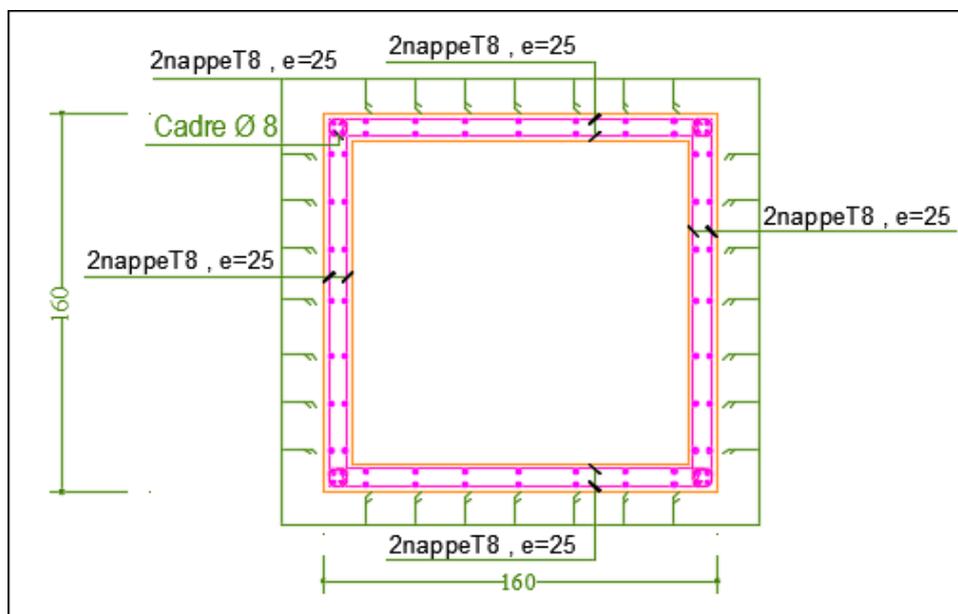


Figure III.29 : Ferrailage d'ascenseur

III.5. Conclusion :

Après l'établissement du pré-dimensionnement des éléments secondaires, nous avons réussi à déterminer les différentes sollicitations pour arriver à un ferrailage qui vérifie les conditions de RPA.

CHAPITRE IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres qui nous permettent de connaître son comportement vis-à-vis de l'excitation sismique pour calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

IV.3. Présentation de logiciel "SAP2000" :

"SAP 2000" est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiment, château d'eau...) et des travaux publics (pont, tunnels...), il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statique et dynamique avec des compléments de conception .il permet la vérification des structure (en béton armé ,en charpente métallique) et l'exploitation des résultats, son interface graphique disponible est facile.

IV.4. Modélisation de la structure :

Avec une modélisation adéquat de la structure, on peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel "SAP2000 v14.2.4" pour la modélisation et l'analyse de l'ouvrage qui permettent de simplifier suffisamment le problème.

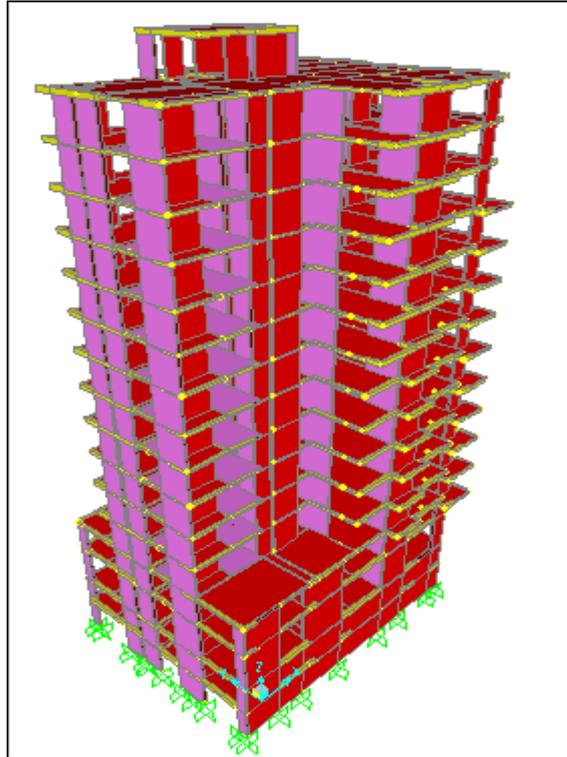


Figure IV.1 : Structure modélisé en SAP 2000

IV.5. Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes "**RPA 99 version 2003**", le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.5.1. Méthode statique équivalente :

IV.5.1.1. Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

IV.5.1.2. Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté en "translation horizontale" par niveau.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie. Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.5.1.3. Domaine d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groupes

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.5.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.5.2.1. Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.5.2.2. Domaine d'application :

La méthode d'analyse modale spectrale est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

IV.5.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Le principe de la méthode d'analyse spectrale est d' au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement, on utilise des accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (exemple : centrales nucléaires) par un personnel qualifié.

IV.6. Choix de la Méthode de calcul :

D'après le titre "I.2.3.paramètres du bâtiment et les caractéristiques géotechniques " et le tableau I.1 :

{	Zone de sismicité : Zone I
	Classe de bâtiment : Groupe 1B
	Hauteur totale du bâtiment : 57.63 m

Donc, On peut utiliser la méthode statique équivalente comme on peut utiliser la méthode d'analyse modale spectrale (méthode générale) qui est la méthode de notre choix de calcul.

Toutefois, on utilisera la méthode statique équivalente pour vérifier la condition de "**RPA 99 – version 2003**" : $V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$

Avec : V_{dyn} : La résultante des forces sismique à la base

V_{sta} : La résultante des forces sismique calculée par la méthode statique équivalente

IV.7. Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.7.1. Périodes et factures de participation modale :

$$T_{\text{dynamique}} = 1.59 \text{ s}$$

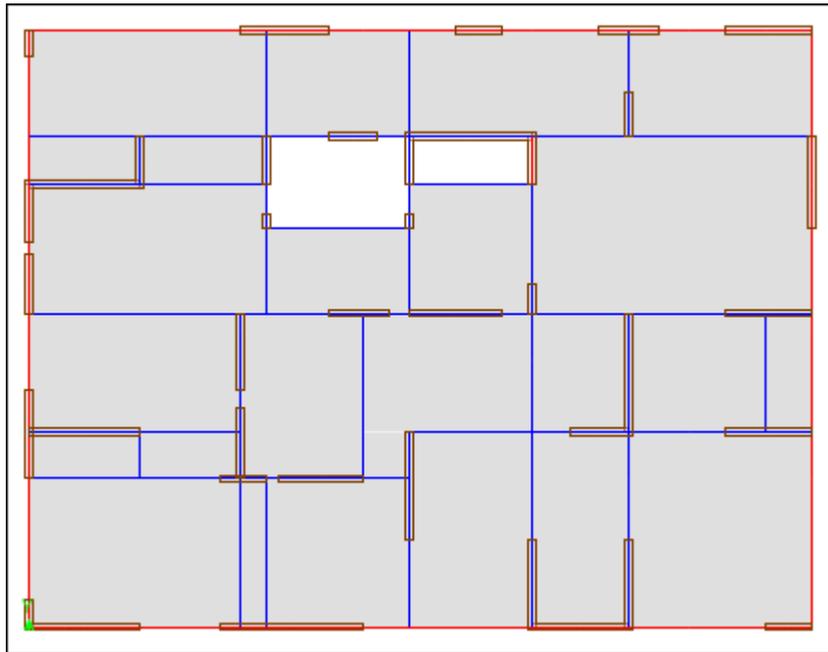


Figure IV.2 : disposition des voiles

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,5911	0,01639	0,4933	2,739E-05	0,0164	0,4933
MODAL	Mode	2	1,4371	0,54059	0,03673	5,511E-05	0,557	0,53
MODAL	Mode	3	1,1486	0,01629	0,14901	9,162E-07	0,5733	0,679
MODAL	Mode	4	0,8102	8,433E-06	0,00015	3,799E-07	0,5733	0,6792
MODAL	Mode	5	0,3986	0,00252	0,11229	0,00039	0,5758	0,7915
MODAL	Mode	6	0,3472	0,13368	0,01071	0,0000226	0,7095	0,8022
MODAL	Mode	7	0,3101	0,00052	9,062E-05	0,0009	0,71	0,8023
MODAL	Mode	8	0,3025	0,00061	0,00017	0,00111	0,7106	0,8025
MODAL	Mode	9	0,3004	0,00157	0,0005	0,00382	0,7122	0,803
MODAL	Mode	10	0,297	6,529E-05	2,612E-05	2,078E-05	0,7123	0,803
MODAL	Mode	11	0,2939	0,00034	0,00015	0,00333	0,7126	0,8031
MODAL	Mode	12	0,2933	0,0002	9,688E-05	0,00228	0,7128	0,8032
MODAL	Mode	13	0,293	0,00037	0,00018	0,0004	0,7132	0,8034
MODAL	Mode	14	0,2783	0,0117	0,03591	5,704E-06	0,7249	0,8393
MODAL	Mode	15	0,2065	2,947E-06	1,816E-06	0,00015	0,7249	0,8393
MODAL	Mode	16	0,2007	0,0001	8,237E-05	0,00176	0,725	0,8394
MODAL	Mode	17	0,1997	0,00035	0,00025	0,00483	0,7253	0,8397
MODAL	Mode	18	0,199	0,0000314	2,563E-06	0,00026	0,7254	0,8397
MODAL	Mode	19	0,1972	1,899E-05	5,257E-06	0,00118	0,7254	0,8397
MODAL	Mode	20	0,1875	0,00024	3,293E-05	0,05452	0,7256	0,8397
MODAL	Mode	21	0,1753	0,00015	0,04448	0,00086	0,7258	0,8842
MODAL	Mode	22	0,1663	0,00067	1,054E-05	0,09096	0,7264	0,8842
MODAL	Mode	23	0,1572	0,00916	0,00078	0,00697	0,7356	0,885
MODAL	Mode	24	0,1555	0,03521	0,00196	0,00292	0,7708	0,8869
MODAL	Mode	25	0,1537	0,00272	0,0000996	1,142E-06	0,7735	0,887
MODAL	Mode	26	0,1515	0,00015	2,665E-06	2,126E-05	0,7737	0,887
MODAL	Mode	27	0,1499	4,828E-06	4,348E-07	4,861E-05	0,7737	0,887
MODAL	Mode	28	0,1008	0,0904	0,00192	0,00213	0,8641	0,889
MODAL	Mode	29	0,1035	8,594E-16	0,0623	0,00036	0,8641	0,9513
MODAL	Mode	30	0,1179	6,4E-14	2,753E-12	0,60853	0,8936	0,9513

Tableau IV.1: Périodes et factures de participation modale

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \times \left(2.5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times \frac{Q}{R} \times (1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \frac{Q}{R} \times (1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times \eta) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

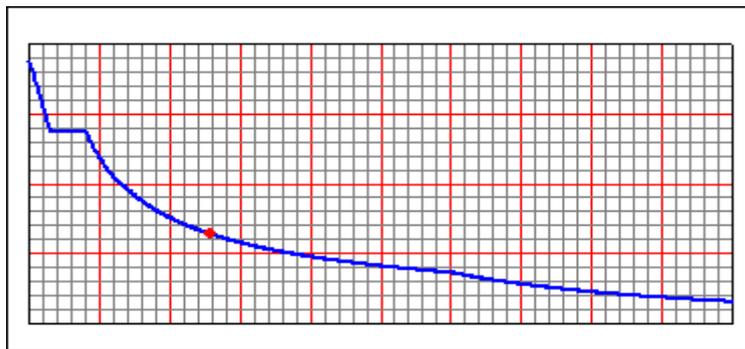


Figure IV.3 : Spectre de réponse

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	KN	KN
exx	LinRespSpec	Max	4179,581	890,248
eyy	LinRespSpec	Max	717,897	3350,326

Tableau IV.2 : L'effort sismique à la base

IV.8. Méthode statique équivalente :

IV.8.1. Force sismique totale "V" :

D'après le "RPA 99 – version 2003", la force sismique totale est donnée par la formule suivante :

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

- Avec : **A** : Coefficient d'accélération de zone
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyenne
- Q** : Facteur de qualité
- R** : Coefficient de comportement global de la structure
- W** : Poids totale de la structure

IV.8.1.1. Coefficient d'accélération de zone "A":

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone I} \\ \text{Groupe d'usage 1B} \end{array} \right.$$

Donc, d'après le tableau 4.1 : RPA 99 – version 2003 P40 : **A = 0.12**

IV.8.1.2. Facteur d'amplification dynamique moyenne "A":

D'après le "RPA 99 – version 2003" :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

➤ **Facteur de correction d'amortissement "η" :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

Avec :

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

D'après le titre I.2.4. Conception de l'ouvrage : a. Ossature et le tableau 4.2 : RPA 99 – version 2003P40 : $\xi = 10 \%$ (Contreventement par voiles)

$$\text{Alors : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} \Rightarrow \eta = 0.763$$

➤ **Période "T₂" du site considéré :**

D'après le titre I.2.3. Paramètres du bâtiment et caractéristiques géotechniques du sol, le tableau 4.7 : RPA 99 – version 2003 P48 : **T₂ = 0.40** (Site ferme : S₂)

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

$$T = \min\left(0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D}}, C_T (h_n)^{3/4}\right)$$

Avec : **h_n** : Hauteur totale du bâtiment

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage

D'après le tableau 4.6 : RPA 99 – version 2003 P45 : $C_T = 0.05$

- **Sens "xx" :**

$$D = 26.29 \text{ m} \quad \text{alors : } T_x = \min\left(0,09 \frac{57.63}{\sqrt{26.29}}, 0,05(26.29)^{3/4}\right) = \min(1.011\text{s}, 1.045\text{s})$$

$$\Rightarrow T_x = 1.011 \text{ s}$$

- **Sens "yy" :**

$$D = 20.17 \text{ m} \quad \text{alors, } T_y = \min\left(0,09 \frac{57.63}{\sqrt{20.17}}, 0,05(20.17)^{3/4}\right) = \min(1.154\text{s}, 1.045\text{s})$$

$$\Rightarrow T_y = 1.045 \text{ s}$$

$$\text{Si : } T_{\text{analytique}} \leq T_{\text{empirique}} \Rightarrow T = T_{\text{analytique}}$$

$$T_{\text{empirique}} \leq T_{\text{analytique}} \leq 1.3T_{\text{empirique}} \Rightarrow T = T_{\text{empirique}}$$

$$T_{\text{analytique}} \geq 1.3T_{\text{empirique}} \Rightarrow T = 1.3T_{\text{empirique}}$$

- **Sens "xx" :**

$$T_{\text{analytique}} \geq 1.3T_{\text{empirique}} \Rightarrow 1.59\text{s} \geq 1.3(1.011) = 1.314\text{s} \quad \text{donc : } T = 1.314 \text{ s}$$

$$\text{Nous avons : } T_2 = 0.4\text{s} < T = 1.314\text{s} < 3\text{s}$$

$$\text{Alors : } D = 2.5\eta (T_2 / T)^{2/3} = 2.5(0.763) (0.4 / 1.314)^{2/3} \Rightarrow D = 0.863$$

- **Sens "yy" :**

$$T_{\text{analytique}} \geq 1.3T_{\text{empirique}} \Rightarrow 1.59\text{s} \geq 1.3(1.045) = 1.358\text{s} \quad \text{donc : } T = 1.358\text{s}$$

$$\text{Nous avons : } T_2 = 0.4\text{s} < T = 1.358\text{s} < 3\text{s}$$

$$\text{Alors : } D = 2.5\eta (T_2 / T)^{2/3} = 2.5(0.763) (0.4 / 1.358)^{2/3} \Rightarrow D = 0.844$$

IV.8.1.3. Facteur de qualité "Q" :

La valeur du facteur de qualité est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \Sigma P_q$$

Avec :

P_q : La pénalité à retenir selon le tableau 4.4 : RPA 99 – version 2003 P44

➤ Condition minimale sur les fils de contreventement :

D'après le "RPA 99 – version 2003", chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur"

inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité.

⇒ Critère non observé : $P_q = 0.05$

➤ **Redondance en plan :**

D'après le "**RPA 99 – version 2003**", chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

⇒ Critère non observé : $P_q = 0.05$

➤ **Régularité en plan :**

D'après le "**RPA 99 – version 2003**" :

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses ⇒ Le bâtiment n'est pas compatible avec ce critère.

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

• **Centre de masse :**

Pour la détermination du centre de masse, on adopte les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_m = \frac{\sum(S_i \times x_i)}{\sum S_i} \\ Y_m = \frac{\sum(S_i \times y_i)}{\sum S_i} \end{cases}$$

Avec : S_i : section géométrique de l'élément « i »

x_i, y_i : les coordonnées de l'élément « i »

X_m, Y_m : les coordonnées du centre de masse

Dans notre étude nous allons tirer le centre de masse à partir de logiciel "**SAP2000**"

- **Centre de torsion :**

Pour la détermination du centre de torsion, on utilise les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_t = \frac{\sum(I_{xi} \times x_i)}{\sum I_{xi}} \quad \text{et} \quad I_{(xi)} = (b' \times L^3)/12 \\ Y_t = \frac{\sum(I_{yi} \times y_i)}{\sum I_{yi}} \quad \text{et} \quad I_{(yi)} = (L \times b'^3)/12 \end{array} \right.$$

Avec : I_{xi} : moment d'inertie par rapport à l'axe (ox)

I_{yi} : moment d'inertie par rapport à l'axe (oy)

x_i, y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément « i »

X_m, Y_m : les coordonnées du centre de gravité de l'élément « i »

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Niveau	Centre de masse		Centre de torsion		L'excentricité	
	X_m (m)	Y_m (m)	X_t (m)	Y_t (m)	$ X_t - X_m $	$ Y_t - Y_m $
Sous-sol1	13.270	11.186	15.655	9.351	2.385	1.835
Sous-sol2	13.745	11.392	15.655	9.351	1.910	2.041
RDC	12.831	11.842	15.155	10.342	2.324	1.50
Mezzanine	14.066	11.856	15.155	10.342	1.090	1.514
1	16.067	11.772	15.155	10.342	0.912	1.430
2	16.343	11.897	16.585	10.342	0.242	1.555
3, 4, 5, 6	16.302	11.775	16.585	10.342	0.283	1.433
7	16.323	11.779	16.585	10.342	0.262	1.437
8, 9, 10	15.977	11.794	16.585	10.342	0.608	1.452
11, 12	16.278	11.887	16.585	10.342	0.307	1.545
Terrasse accessible	12.771	15.299	14.041	15.275	1.270	0.024

Tableau IV.3 : L'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion

On vérifie la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} 15\% L_x = 15\% \times 26.29 = 3,943 \text{ m} \\ 15\% L_y = 15\% \times 20.17 = 3.025 \text{ m} \end{array} \right.$$

On remarque que ce critère est vérifié.

La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

$$\frac{26.29}{20.17} = 1.303 \leq 4 \dots \dots \dots [CV]$$

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

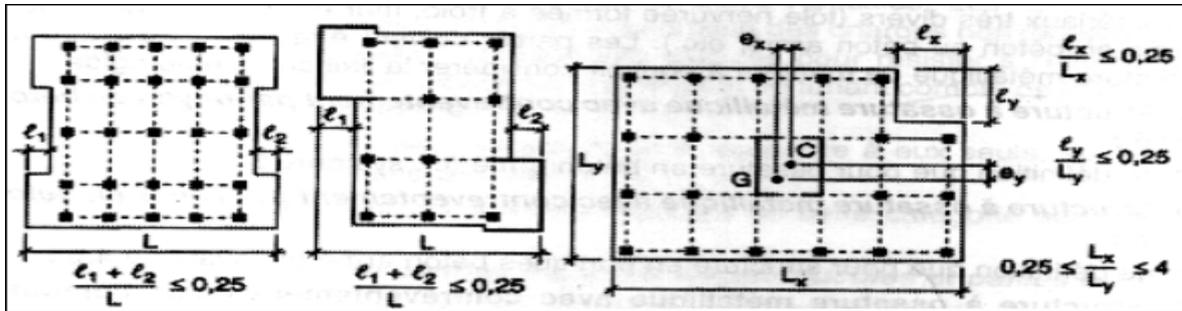


Figure IV.4 : Limites des décrochements en plan "RPA 99 – version 2003"

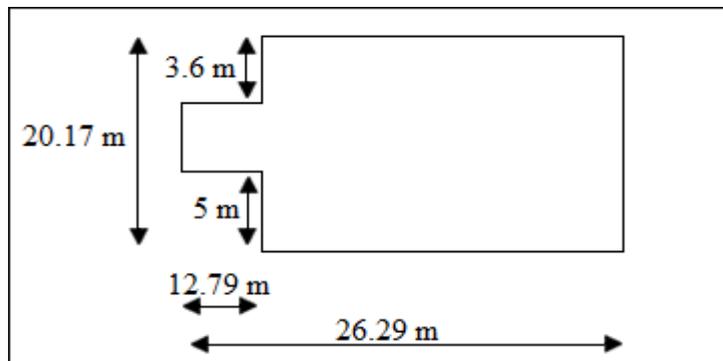


Figure IV.5 : Limites des décrochements de notre bâtiment en plan

- Sens "xx" :

$$\frac{12.79}{26.29} = 0.48 \geq 0.25 \dots \dots \dots [\text{CNV}]$$

- Sens "yy" :

$$\frac{3.6 + 5}{20.17} = 0.42 \geq 0.25 \dots \dots \dots [\text{CNV}]$$

⇒ En générale le critère de la régularité en plan est non observé : $P_q = 0.05$

- Régularité en élévation :

D'après le "RPA 99 – version 2003" :

La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul.

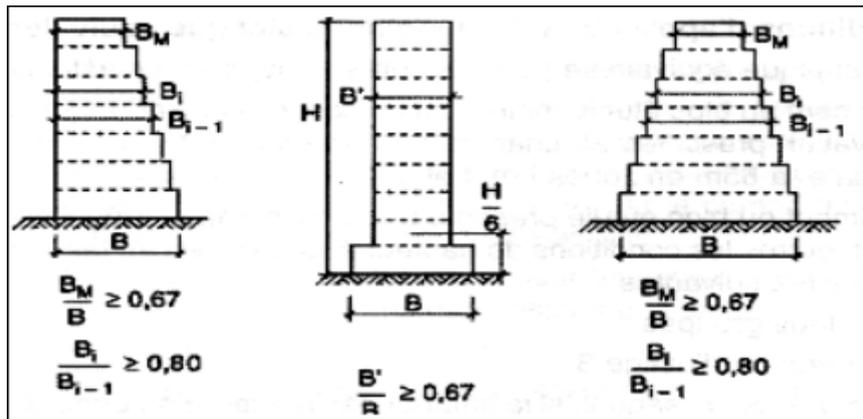


Figure IV.6 : Limite des décrochements en élévation « RPA 99 – version 2003" »

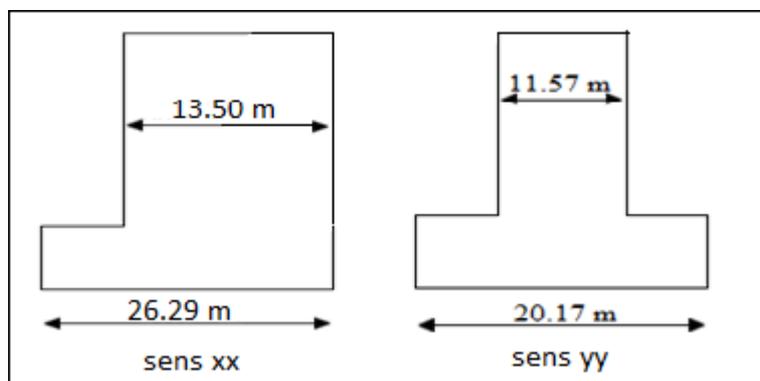


Figure IV.7 : Limite des décrochements en élévation de notre bâtiment

- Sens "xx" :

$$\frac{26.29 - 12.79}{26.29} = 0.51 \geq 0.20 \dots\dots\dots [CNV]$$

- Sens "yy" :

$$\frac{20.17 - 3.6 - 5}{20.17} = 0.57 \geq 0.20 \dots\dots\dots [CNV]$$

⇒ Critère non observé : $P_q = 0.05$

- Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc ⇒ $P_q = 0.05$

- Contrôle de la qualité de l'exécution :

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

⇒ On considère que ce critère est non observé : $P_q = 0.10$

Critère (Q)	P _q	
	Sens "xx"	Sens "yy"
Condition minimale sur les fils de contreventement	0.05	0.05
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
La somme	0.35	0.35

Tableau IV.4 : Valeurs des pénalités p_q

Le facteur de qualité "Q" :

Dans les deux sens : $Q = 1 + \Sigma P_q = 1 + 0.35$

$$\Rightarrow Q = 1.35$$

IV.8.1.4. Poids totale de la structure "W" :

$$W_T = \Sigma W_i \text{ et } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec : W_{Gi} : Poids due aux charges permanente

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération

D'après le tableau 4.5 : RPA 99 – version 2003 P45 $\Rightarrow \beta = 0.20$, Dans notre étude nous allons tirer le poids de chaque niveau à partir de logiciel "SAP2000".

Niveau	W _i (KN)
Sous-sol 1	6236.00
Sous-sol 2	12806.08
RDC	7223.28
Mezzanine	6514.80
1 ^{er}	5243.99
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	5395.77
6 ^{ème}	5458.13
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	5449.33
10 ^{ème} , 11 ^{ème}	5740.26
12 ^{ème}	5311.72
Terrasse accessible	730.34

Tableau IV.5 : poids de chaque niveau

$$\Sigma W_i = 98935.93 \text{ KN}$$

IV.8.1.5. Coefficient de comportement global de la structure "R":

Dans notre structure, on a un système de contreventement par des voiles porteurs.

Alors, d'après le tableau 4.3 : RPA 99 – version 2003 P42 $\Rightarrow R = 3.5$

Donc la force sismique totale :

➤ Sens "xx" :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.12 \times 0.863 \times 1.35}{3.5} \times 98935.930$$

$$\Rightarrow V_x = 3951.953 \text{ KN}$$

➤ Sens "yy" :

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.12 \times 0.844 \times 1.35}{3.5} \times 98935.930$$

$$\Rightarrow V_y = 3864.946 \text{ KN}$$

IV.8.2. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

D'après le "RPA 99 – version 2003" :

La résultante des forces sismiques à la base " V " doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : $V = F_t + \sum F_i$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

Dans notre cas :

➤ Sens "xx" :

$$T = 1.314 \text{ s} > 0.70 \text{ s} \text{ donc : } F_t = 0,07 TV_x = 0,07(1.314)(3951.953)$$

$$\Rightarrow F_t = 363.50 \text{ KN}$$

➤ Sens "yy" :

$$T = 1.358 \text{ s} > 0.70 \text{ s} \text{ donc : } F_t = 0,07 TV_x = 0,07(1.358)(3864.946)$$

$$\Rightarrow F_t = 355.497 \text{ KN}$$

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

- Sens "xx" : $V_x - F_t = 3588.453$ KN
- Sens "yy" : $V_y - F_t = 3509.449$ KN

Niveau	h_i (m)	W_i (KN)	$W_i h_i$ (KN.m)	F_x (KN)	F_y (KN)
Sous-sol 1	3.06	6236	19082.16	25.957	25.386
Sous-sol 2	6.12	12806.08	78373.209	106.612	104.265
RDC	10.37	7223.28	74905.413	101.894	100.981
Mezzanine	13.43	6514.80	87493.764	119.018	116.398
1 ^{ère}	16.83	5243.99	88256.351	120.056	117.413
2 ^{ème}	20.23	5395.77	109156.427	148.486	145.217
3 ^{ème}	23.63	5395.77	127502.045	173.442	169.624
4 ^{ème}	27.03	5395.77	145847.663	198.398	194.030
5 ^{ème}	30.43	5395.77	164193.281	223.354	218.437
6 ^{ème}	33.83	5458.13	184648.538	251.180	245.650
7 ^{ème}	37.23	5449.33	202878.555	275.978	269.902
8 ^{ème}	40.63	5449.33	221406.278	301.182	294.551
9 ^{ème}	44.03	5449.33	239933.999	326.385	319.199
10 ^{ème}	47.43	5740.26	272260.531	370.359	362.205
11 ^{ème}	50.83	5740.26	291777.415	396.908	388.170
12 ^{ème}	54.23	5311.72	288054.575	391.844	383.217
Terrasse accessible	57.63	730.34	42089.494	57.255	55.994

Tableau IV.6 : Les différentes forces horizontales dans les deux sens

IV.9. Vérification de la résultant des forces sismiques :

D'après le "RPA 99 – version 2003", La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

$$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$$

	V _{dynamique} (KN)	V _{statique} (KN)	80%V _{statique} (KN)	V _{dyn} > 80%V _{sta}
Sens"xx"	4179.581	3951.953	3161.562	CV
Sens"yy"	3350.326	3864.946	3091.956	CV

Tableau IV.7 : Vérification de la résultant des forces sismiques

IV.10. Justification vis-à-vis des déformations :

D'après le "RPA 99 – version 2003", les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1} \text{ et } \delta_K = R \times \delta_{eK}$$

Avec : δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques "F_i"

R : coefficient de comportement (R=3.5)

Les vérifications sont illustré dans le tableau suivant :

Niveau	Sens"xx"					Sens"yy"				
	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	Δ_K (cm)	1%h	ver	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	Δ_K (cm)	1%h	ver
Terrasse accessible	5.015	17.552	1.015	3.40	CV	6.733	23.565	0.315	3.40	CV
12 ^{ème}	4.725	16.537	1.309	3.40	CV	6,643	23.250	1.687	3.40	CV
11 ^{ème}	4,351	15.228	1.340	3.40	CV	6,161	21.563	1.743	3.40	CV
10 ^{ème}	3.968	13.888	1.375	3.40	CV	5.663	19.820	1.813	3.40	CV
9 ^{ème}	3.575	12.512	1.396	3.40	CV	5.145	18.007	1.886	3.40	CV
8 ^{ème}	3.176	11.116	1.414	3.40	CV	4.606	16.121	1.946	3.40	CV
7 ^{ème}	2.772	9.702	1.410	3.40	CV	4.050	14.175	1.988	3.40	CV
6 ^{ème}	2,369	8.291	1.393	3.40	CV	3,482	12.187	1.998	3.40	CV
5 ^{ème}	1.971	6.898	1.358	3.40	CV	2.911	10.188	1.977	3.40	CV
4 ^{ème}	1.583	5.540	1.288	3.40	CV	2.346	8.211	1.911	3.40	CV
3 ^{ème}	1.215	4.252	1.193	3.40	CV	1.80	6.30	1.792	3.40	CV
2 ^{ème}	0.874	3.05	1.060	3.40	CV	1.288	4.508	1.659	3.40	CV
1 ^{ème}	0.571	1.998	0.875	3.40	CV	0.814	2.849	1.291	3.40	CV
Mezzanine	0.321	1.123	0.965	3.06	CV	0.445	1.557	0.875	3.06	CV
RDC	0.148	0.158	0.125	4.25	CV	0.195	0.682	0.658	4.25	CV
Sous-sol 1	0.009	0.032	0	3.06	CV	0.006	0.0241	0	3.06	CV
Sous-sol 2	0.009	0.032	0.032	3.06	CV	0.006	0.0241	0.024	3.06	CV

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements

IV.11. Justification vis à vis de l'effet P-Δ :

D'après le "RPA 99 – version 2003", Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10 \text{ et } P_K = \sum(W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

Avec : P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K"

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K"

- Si $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-\theta_K)$.
- Si $\theta_K > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.
- La condition $\theta_K \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P-Δ peuvent être négligés.

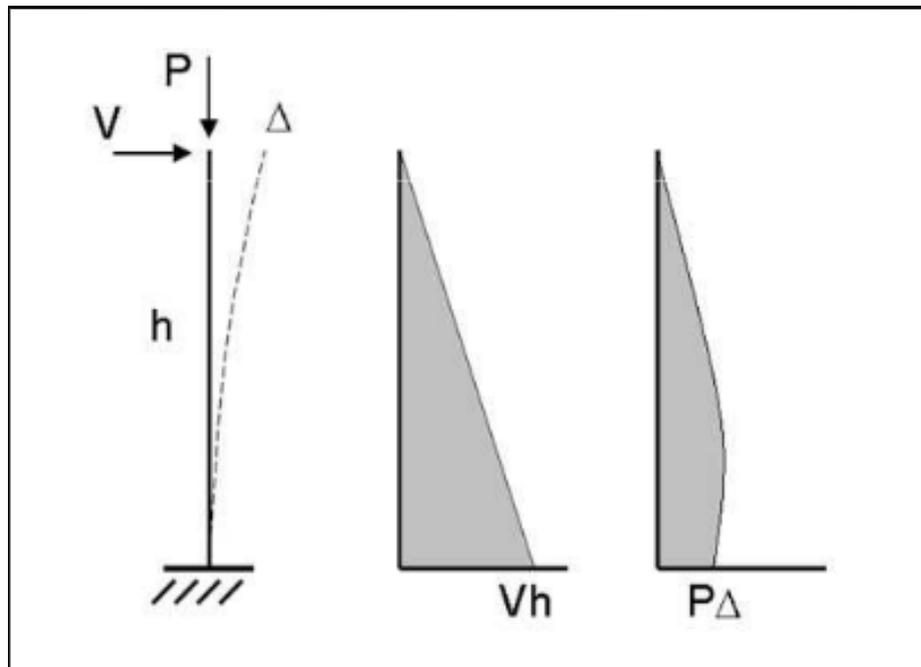


Figure IV.8 : L'effet P-Δ

Le tableau suivant représente les vérifications vis-à-vis de l'effet de P-Δ :

Niveau	h _K (m)	W _K (KN)	P _K (KN)	Sens "xx"			Sens "yy"		
				Δ _K (cm)	V _K (KN)	θ _K	Δ _K (cm)	V _K (KN)	θ _K
Terrasse accessible	3.40	730.34	730.34	1.015	420.755	0.005	0.315	411.49	0.001
12 ^{ème}	3.40	5311.72	6042.06	1.309	812.599	0.028	1.687	794.70	0.037
11 ^{ème}	3.40	5740.27	11782.3	1.3405	1209.50	0.038	1.743	1182.8	0.051
10 ^{ème}	3.40	5740.27	17522.6	1.3755	1579.86	0.044	1.813	1545	0.064
9 ^{ème}	3.40	5449.33	22971.9	1.3965	1906.25	0.049	1.886	1864.2	0.068
8 ^{ème}	3.40	5449.33	28421.2	1.414	2207.43	0.053	1.946	2158.8	0.075
7 ^{ème}	3.40	5449.33	33870.5	1.4105	2483.41	0.056	1.988	2428.6	0.081
6 ^{ème}	3.40	5458.13	39328.7	1.393	2734.59	0.058	1.998	2674.2	0.086
5 ^{ème}	3.40	5395.77	44724.4	1.358	2957.94	0.06	1.977	2892.7	0.089
4 ^{ème}	3.40	5395.77	50120.2	1.288	3156.34	0.06	1.911	3086.7	0.091
3 ^{ème}	3.40	5395.77	55516	1.1935	3329.78	0.058	1.792	3256.3	0.089
2 ^{ème}	3.40	5395.77	60911.8	1.0605	3477.97	0.054	1.659	3401.5	0.087
1 ^{ème}	3.40	5243.99	66155.7	0.875	3598.02	0.047	1.291	3519.0	0.071
Mezzanine	3.06	6514.80	72670.5	0.9655	3717.04	0.061	0.875	3635.4	0.057
RDC	4.25	7223.28	79893.8	0.1254	3818.93	0.006	0.658	3736.3	0.031
Sous-sol1	3.06	12806.0	92699.9	0	3925.55	0	0	3840.6	0
Sous-sol2	3.06	6236.00	98935.9	0.0325	3951.50	0.002	0.024	3866.0	0.002

Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P-Δ

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.6, les effets P-Δ peuvent être négligés.

IV.12. Justification vis à vis de la stabilité au renversement :

D'après le "RPA 99 – version 2003" quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec : **N** : Ensemble des charges gravitaires

M : Moment de renversement

$$N = W + P_{\text{semelles}} + P_{\text{remlais}} \text{ Ou } N=W + 10\% W = W (1.10) \text{ et } M = \sum F_i \times h_i$$

Avec : **W** : poids totaux de la structure

F_i : la force sismique pour chaque niveau

$$N = W (1.10) = 98935.930(1.10) \Rightarrow N = \mathbf{108829.523 \text{ KN}}$$

➤ **Sens "xx" :**

$$M_y = \sum F_{yi} \times h_i = 129439.452 \text{ KN.m}$$

$$e_x = \frac{M_y}{N} = \frac{129439.452}{108829.523} = 1.189 \text{ m} \leq \frac{B_x}{4} = \frac{26.29}{4} = 6.572 \text{ m} \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

➤ **Sens "yy" :**

$$M_x = \sum F_{xi} \times h_i = 132339.313 \text{ KN.m}$$

$$e_y = \frac{M_x}{N} = \frac{132339.313}{108829.523} = 1.216 \text{ m} \leq \frac{B_y}{4} = \frac{20.17}{4} = 5.042 \text{ m} \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

IV.13. Conclusion :

Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique et après avoir une bonne disposition des voiles, on peut dire que notre bâtiment peut résister aux différents chocs extérieurs tels que les séismes car il répond aux vérifications exigées par le "RPA 99 – version 2003" (période, résultante des forces sismiques et déplacements latéraux).

CHAPITRE V

Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction :

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions accidentelles.

Dans ce chapitre on va calculer des éléments ci-après :

- Plancher (dalle pleine)
- Poutre (poutre noyée, ceinture dans les deux sens "xx" et "yy")
- Voile de contreventement et linteau

V.2. Combinaison de calcul :

Selon le "**RPA 99 – version 2003**", les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

- Etat limite ultime "**ELU**"
- Etat limite service "**ELS**"

Selon le "**BAEL91 modifier 99**", les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 G \pm E$

V.3. Etude du plancher (dalle pleine) :

V.3.1. Sollicitation de calcul :

- **Combinaisons fondamentales "RPA 99 – version 2003" :**

Les sollicitations sont calculées à partir de "**BAEL91 modifier 99**" dans le **chapitre B.7 : dalles sur appuis continues**.

On prend le panneau le plus grand " $L_x \times L_y$ ".

" $L_x \times L_y = 6.47 \times 9.40 \text{ m}^2$ " \Rightarrow pour plancher sous-sol jusqu'au plancher terrasse accessible

" $L_x \times L_y = 6.47 \times 8.90 \text{ m}^2$ " \Rightarrow pour plancher de la buanderie

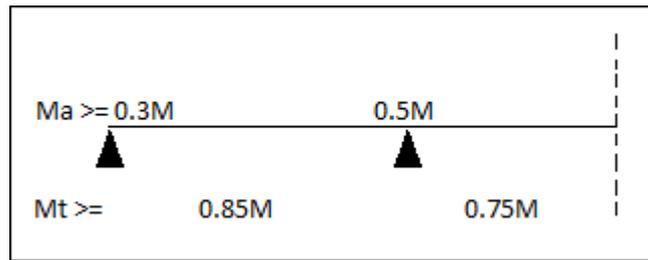


Figure V.1 : La distribution des moments sur la dalle

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 \times M_{0x}$$

➤ Exemple de calcul (plancher sous-sol) :

D'après le titre II.1.2.2. Pré-dimensionnement et le tableau II.6 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 25 \text{ cm} \\ G = 7.33 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.50 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

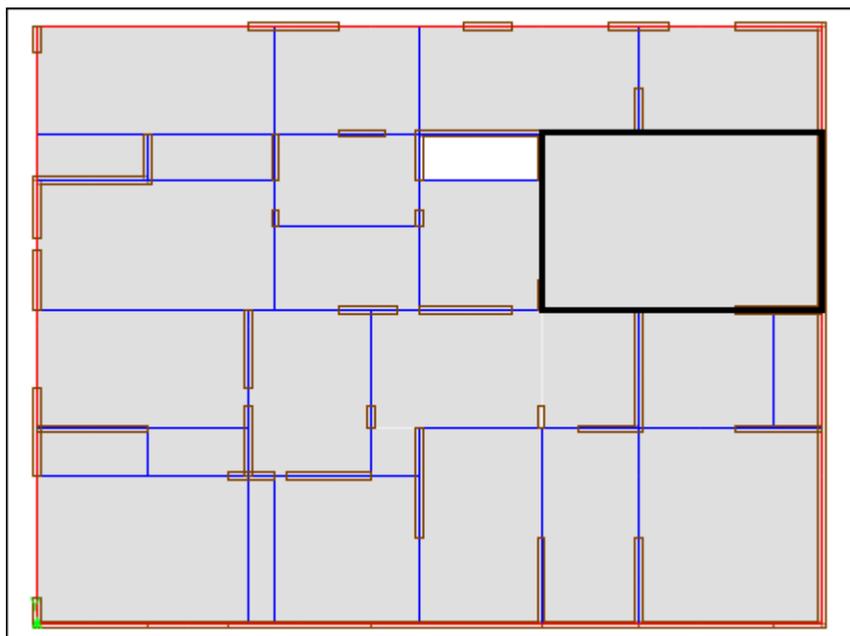


Figure V.2 : le plus grand panneau (6.47 × 9.40) cm²

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6.47}{9.40} = 0.688 \geq 0.40 \dots\dots\dots \text{ dalle portant dans deux sens}$$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2.40 \times \alpha)} = \frac{1}{8(1 + 2.40 \times 0.688)} = 0.047$$

$$\mu_y = \alpha^3(1.90 - 0.90 \times \alpha) = 0.688^3(1.90 - 0.90 \times 0.688) = 0.417$$

$$\begin{cases} q_u = 1.35G + 1.50Q = 1.35 \times 7.33 + 1.50 \times 2.50 = 13.645 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 1.35G + 1.50Q = 7.33 + 2.50 = 9.830 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

ELU :

- **Sens "L_x" :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.047 \times 13.645 \times 6.47^2 = 26.846 \text{ KN.m/ml}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times 26.846 = 22.819 \text{ KN.m/ml} \\ M_g = 0.3 \times 26.846 = 8.053 \text{ KN.m/ml} \\ M_d = 0.5 \times 26.846 = 13.423 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 \times M_{0x}$$

$$22.819 + \frac{8.053 + 13.423}{2} = 33.557 \text{ KN.m/ml} \geq 1.25 \times 26.846 = 33.557 \text{ KN.m/ml} \dots\dots\dots[\text{CV}]$$

- **Sens "L_y" :**

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.417 \times 26.846 = 11.194 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = 11.194 \text{ KN.m/ml} > \frac{M_{0x}}{4} = \frac{26.846}{4} = 6.711 \text{ KN.m/ml}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times 11.846 = 10.070 \text{ KN.m/ml} \\ M_g = 0.3 \times 11.846 = 3.553 \text{ KN.m/ml} \\ M_d = 0.5 \times 11.846 = 5.923 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 \times M_{0y}$$

$$10.070 + \frac{3.553 + 5.923}{2} = 14.808 \text{ KN.m/ml} \geq 1.25 \times 11.846 = 14.807 \text{ KN.m/ml} \dots\dots\dots[\text{CV}]$$

ELS :

- **Sens "L_x" :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.047 \times 9.830 \times 6.47^2 = 19.340 \text{ KN.m/ml}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times 19.340 = 16.440 \text{ KN.m/ml} \\ M_g = 0.3 \times 19.340 = 5.802 \text{ KN.m/ml} \\ M_d = 0.5 \times 19.340 = 9.670 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 \times M_{0x}$$

$$16.440 + \frac{5.802 + 9.670}{2} = 24.176 \text{ KN.m/ml} \geq 1.25 \times 19.340 = 24.175 \dots \text{[CV]}$$

• Sens "L_y" :

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.417 \times 19.340 = 8.064 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = 8.064 \text{ KN.m/ml} > \frac{M_{0y}}{4} = \frac{19.340}{4} = 4.835 \text{ KN.m/ml}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times 8.064 = 6.854 \text{ KN.m/ml} \\ M_g = 0.3 \times 8.064 = 2.420 \text{ KN.m/ml} \\ M_d = 0.5 \times 8.064 = 4.032 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 \times M_{0x}$$

$$6.854 + \frac{2.420 + 4.032}{2} = 10.080 \text{ KN.m/ml} \geq 1.25 \times 8.064 = 10.080 \dots \text{[CV]}$$

On prend en générale :

$$\begin{cases} M_a = 0.5M \\ M_t = 0.85M \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Plancher	M _{ELU} (KN.m/ml)				M _{ELS} (KN.m/ml)			
	Sens "L _x "		Sens "L _y "		Sens "L _x "		Sens "L _y "	
	En trav	En app	En trav	En app	En trav	En app	En trav	En app
Sous-sol 1	22.819	13.423	9.515	5.597	16.440	9.670	6.854	4.032
RDC	29.158	17.152	12.158	7.152	20.670	12.158	8.620	5.070
Mezzanine	26.900	15.824	11.217	6.598	18.997	11.75	7.922	4.660
Etage courant	20.378	11.987	8.497	4.998	14.816	8.715	6.177	3.634
Terrasse accessible	20.966	12.333	8.742	5.142	15.251	8.971	6.360	3.741
Buanderie	17.705	10.415	8.462	4.978	12.937	7.610	6.183	3.637

Tableau V.1 : Evaluation des sollicitations de la combinaison fondamentale

➤ **Combinaisons accidentelles "BAEL91 modifier 99":**

Les sollicitations sont extraites directement du logiciel **SAP2000**, on résume les valeurs des sollicitations max dans le tableau ci-dessous :

Plancher	M ₁₁ sens "L _y " (KN.m)		M ₂₂ sens "L _x " (KN.m)	
	En trav	En app	En trav	En app
Sous-sol 1	47.242	32.717	18.4577	13.635
RDC	2.4781	2.2036	1.3437	2.5105
Mezzanine	6.3729	6.4917	4.1454	3.5847
1^{ère}	10.8781	9.5631	2.2099	1.4652
2^{ème}	10.6226	8.1452	7.5421	6.9823
3^{ème}	13.5264	8.5686	9.3421	7.3482
4^{ème}	15.9284	12.5472	11.2899	9.8562
5^{ème}	14.6261	13.5524	11.4691	8.5621
6^{ème}	17.3039	12.9692	10.8469	9.5662
7^{ème}	15.0518	13.8556	11.5394	9.4256
8^{ème}	17.4950	13.5692	10.9662	8.6321
9^{ème}	14.7285	12.5692	11.3709	8.6532
10^{ème}	17.0871	11.8977	10.3756	9.4722
11^{ème}	14.0028	10.6651	10..7992	8.6632
12^{ème}	16.2611	12.8562	9.7215	9.8820
Terrasse accessible	13.7395	10.4472	7.8479	7.3396
Buanderie	6.2993	4.5663	3.338	2.4321

Tableau V.2 : Evaluation des sollicitations de la combinaison accidentelles

V.3.2. Calcul de ferrailage :

Le calcul du ferrailage de La dalle pleine se fait à la flexion simple, on prend le moment le plus grand entre la combinaison accidentelle et la combinaison fondamentale.

➤ **Exemple de calcul ferrailage (plancher sous-sol) :**

b (m)	h (m)	d (m)	f _{c28} (MPa)	f _{t28} (MPa)	f _e (MPa)
1	0.25	0.225	25	2.10	400

Tableau V.3 : Caractéristiques de la plus grande panneau de plancher sous sol pour le calcul du ferrailage

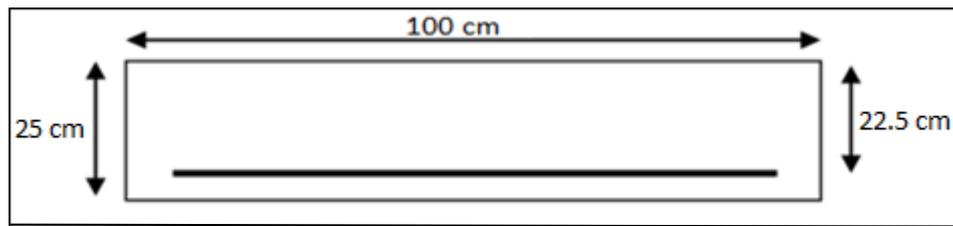


Figure V.3 : Section pour le calcul du ferrailage de plancher sous-sol

Sens "L_y" :

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{47.242 \times 10^{-3}}{1 \times (0.225)^2 \times 18.478} = 0.050$$

$\mu_u = 0.050 < \mu_R = 0.392$ alors, la section est de simple armature ($A_{sc} = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.050}) = 0.064$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.225 (1 - 0.4 \times 0.064) = 0.219 \text{ m}$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{47.242 \times 10^{-3}}{0.219 \times 400} = 5.40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Sections minimales d'armatures :**

$$A_{ymin} = \begin{cases} 12h_0 : \text{ronds lisses} \\ 8h_0 : \text{FeE400} \\ 6h_0 : \text{FeE500} \end{cases}$$

Dans notre cas : $f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow A_{ymin} = 8 \times 0.25 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{ty} = 5.40 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{ymin} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ donc on prend : $A_{ty} = 5.40 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **Choix des aciers :**

$$\varphi \leq \frac{h}{10} = \frac{250}{10} = 25 \text{ mm}$$

On adopte : **6T12 = 6.79 cm²/ml**

• **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min (4 \times h, 45) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (4 \times 25, 45) \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots[\text{CV}]$$

➤ **En appui :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{32.717 \times 10^{-3}}{1 \times (0.225)^2 \times 18.478} = 0.035$$

$\mu_u = 0.035 < \mu_R = 0.392$ alors, la section est de simple armature ($A_{sc} = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.035}) = 0.044$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.225(1 - 0.4 \times 0.044) = 0.221 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{z \times \sigma_{st}} = \frac{32.717 \times 10^{-3}}{0.221 \times 400} = 3.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Section minimale d'armature :**

$$A_{ay} = 3.70 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{ymin} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on prend : $A_a = 3.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **Choix des aciers :**

$$\varphi \leq \frac{h}{10} = \frac{250}{10} = 25 \text{ mm}$$

On adopte : **6T10 = 4.71 cm²/ml**

• **Espacement des armatures :**

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

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots[\text{CV}]$$

Sens "L_x" :

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18.4577 \times 10^{-3}}{1 \times (0.225)^2 \times 14.17} = 0.022$$

$\mu_u = 0.022 < \mu_R = 0.392$ alors, la section est de simple armature ($A_{sc} = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022}) = 0.027$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.222(1 - 0.4 \times 0.027) = 0.220 \text{ m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{18.4577 \times 10^{-3}}{0.220 \times 400} = 2.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Section minimale d'armature :**

$$A_{xmin} = \frac{3-\alpha}{2} \times A_{ymin} = \frac{3-0.688}{2} \times 2$$

$$A_{xmin} = 2.312 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 2.10 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{xmin} = 2.312 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ donc on prend : } \mathbf{A_{st} = 2.312 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

- **Choix des aciers :**

$$\varphi \leq \frac{h}{10} = \frac{250}{10} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte : } \mathbf{6T10 = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

- **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min(4 \times h, 45 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(4 \times 25, 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{[CV]}$$

- **En appui :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13.635 \times 10^{-3}}{1 \times (0.225)^2 \times 18.478} = 0.014$$

$$\mu_u = 0.019 < \mu_R = 0.392 \quad \text{alors, la section est de simple armature (} \mathbf{A_{sc} = 0} \text{)}.$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.014}) = 0.017$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.225(1 - 0.4 \times 0.017) = 0.223 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_{ax}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{13.635 \times 10^{-3}}{0.223 \times 400} = 1.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Section minimale d'armature :**

$$A_{ax} = 1.52 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{xmin} = 2.312 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc on prend : } \mathbf{A_a = 2.312 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

• **Choix des aciers :**

$$\varphi \leq \frac{h}{10} = \frac{250}{10} = 25 \text{ mm}$$

On adopte : **6T10 = 4.71 cm²/ml**

• **Espacement des armatures :**

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

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{[CV]}$$

ELS :

Sens "L_y" :

➤ **En travée :**

$$b \times \frac{x^2}{2} + n \times A_{sc} (x-d') - n \times A_{st} (d-x) = 0 \dots \dots \dots \text{(1)}$$

$A_{sc} = 0$ alors, la solution de l'équation (1) est : $x = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n \times A_{st}^2}} \right)$

$$x = 15 \times \frac{6.79 \times 10^{-4}}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times 0.225 \times 6.79 \times 10^{-4}}{15(6.79 \times 10^{-4})^2}} \right) = 0.068 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d-x)^2$$

$$I = 1 \times \frac{0.068^3}{3} + 15 \times 6.79 \times 10^{-4} (0.225 - 0.068)^2 = 0.0003 \text{ m}^4$$

• **Vérification des contraintes :**

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

Pour des fissurations préjudiciables : $\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s \text{ trav}} \times x}{I} = \frac{6.854 \times 10^{-3} \times 0.068}{0.0003} = 1.553 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_{s \text{ trav}} \times (d-x)}{I} = \frac{15 \times 6.854 \times 10^{-3} \times (0.225 - 0.068)}{0.0003} = 53.804 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 1.553 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{[CV]} \\ \sigma_{st} = 53.804 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 266.66 \dots \dots \dots \text{[CV]} \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

➤ **En appui :**

$$b \times \frac{x^2}{2} + n \times A_{sc} (x-d') - n \times A_{st} (d-x) = 0 \dots\dots\dots(1)$$

$A_{sc} = 0$ alors, la solution de l'équation (1) est : $x = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n \times A_{st}^2}} \right)$

$$x = 15 \times \frac{4.71 \times 10^{-4}}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times 0.225 \times 4.71 \times 10^{-4}}{15(4.71 \times 10^{-4})^2}} \right) = 0.056 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d-x)^2$$

$$I = 1 \times \frac{0.056^3}{3} + 15 \times 4.71 \times 10^{-4} (0.225 - 0.056)^2 = 0.0002 \text{ m}^4$$

• **Vérification des contraintes :**

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

Pour des fissurations préjudiciables : $\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s \text{ trav}} \times x}{I} = \frac{4.032 \times 10^{-3} \times 0.056}{0.0002} = 1.129 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_{s \text{ trav}} \times (d-x)}{I} = \frac{15 \times 4.032 \times 10^{-3} \times (0.225 - 0.056)}{0.0002} = 51.105 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 1.129 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots[\text{CV}] \\ \sigma_{st} = 51.105 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 266.66 \dots\dots\dots[\text{CV}] \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Sens "Lx" :

➤ **En travée :**

$$b \times \frac{x^2}{2} + n \times A_{sc} (x-d') - n \times A_{st} (d-x) = 0 \dots\dots\dots(1)$$

$A_{sc} = 0$ alors, la solution de l'équation (1) est : $x = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n \times A_{st}^2}} \right)$

$$x = 15 \times \frac{4.71 \times 10^{-4}}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times 0.225 \times 4.71 \times 10^{-4}}{15(3.93 \times 10^{-4})^2}} \right) = 0.056 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d-x)^2$$

$$I = 1 \times \frac{0.056^3}{3} + 15 \times 4.71 \times 10^{-4} (0.225 - 0.056)^2 = 0.0002 \text{ m}^4$$

• **Vérification des contraintes :**

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

$$\text{Pour des fissurations préjudiciables : } \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s \text{ trav}} \times x}{I} = \frac{16.440 \times 10^{-3} \times 0.056}{0.0002} = 4.603 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_{s \text{ trav}} \times (d-x)}{I} = \frac{15 \times 16.440 \times 10^{-3} \times (0.225 - 0.056)}{0.0002} = 208.377 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 4.603 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots [\text{CV}] \\ \sigma_{st} = 208.377 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 266.66 \dots \dots \dots [\text{CV}] \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

➤ **En appui :**

$$b \times \frac{x^2}{2} + n \times A_{sc} (x-d') - n \times A_{st} (d-x) = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$A_{sc} = 0 \text{ alors, la solution de l'équation (1) est de : } x = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n \times A_{st}^2}} \right)$$

$$x = 15 \times \frac{4.71 \times 10^{-4}}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times 0.225 \times 4.71 \times 10^{-4}}{15(4.71 \times 10^{-4})^2}} \right) = 0.056 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d-x)^2$$

$$I = 1 \times \frac{0.056^3}{3} + 15 \times 4.71 \times 10^{-4} (0.225 - 0.056)^2 = 0.0002 \text{ m}^4$$

• **Vérification des contraintes :**

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

$$\text{Pour des fissurations préjudiciables : } \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s \text{ app}} \times x}{I} = \frac{9.670 \times 10^{-3} \times 0.056}{0.0002} = 2.707 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_{s \text{ app}} \times (d-x)}{I} = \frac{15 \times 9.670 \times 10^{-3} \times (0.225 - 0.056)}{0.0002} = 122.567 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 2.707 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots [\text{CV}] \\ \sigma_{st} = 122.567 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 266.66 \text{ MPa} \dots \dots \dots [\text{CV}] \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

- **Effort tranchant :**

Sollicitation ultime :

Au milieu du grand côté :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{13.645 \times 6.47}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.688}{2}}$$

$$V_{ux} = 32.843 \text{ KN/ml}$$

Au milieu du petit côté :

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_x}{3} = \frac{13.645 \times 6.47}{3}$$

$$V_{uy} = 29.427 \text{ KN/ml}$$

$V_{ux} = 32.843 \text{ KN/ml} > V_{uy} = 29.427 \text{ KN/ml}$, on prend : $V_u = 32.843 \text{ KN/ml}$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{d} = \frac{32.843 \times 10^{-3}}{0.225}$$

$$\tau_u = 0.146 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.50}$$

$$\bar{\tau} = 1.166 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.146 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.166 \text{ MPa} \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

⇒ Pas d'armateur transversal

Les résultats des calculs sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Sens "L_y" :

➤ En travée :

Plancher	M _t (KN.m)	μ _u	α	z (m)	A _t (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{chois} (cm ² /ml)	ELS	
								X(m)	I (m ⁴)
Sous-sol1	47.242	0.050	0.064	0.219	5.40	2	6T12=6.79	0.068	0.0003
RDC	12.158	0.026	0.033	0.177	1.97	1.60	6T10=4.71	0.050	0.0001
Mezzanine	11.217	0.024	0.030	0.177	1.82	1.60	6T10=4.71	0.050	0.0001
Etage courant	17.4950	0.038	0.048	0.176	2.85	1.60	6T10=4.71	0.050	0.0001
Terrasse accessible	13.7395	0.030	0.038	0.177	2.23	1.60	6T10=4.71	0.050	0.0001
Buanderie	8.462	0.018	0.022	0.178	1.36	1.60	6T10=4.71	0.050	0.0001

Tableau V.4 : Résultats en travée des dalles pleines dans le sens "L_y"

• Vérification des contraintes :

Niveau	M _{IELS} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Verr	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Verr
Sous-sol 1	6.854	1.553	15	CV	53.804	266.66	CV
RDC	8.620	3.448	15	CV	181.020	266.66	CV
Mezzanine	7.922	3.168	15	CV	166.362	266.66	CV
Etage courant	6.177	2.470	15	CV	129.717	266.66	CV
Terrasse accessible	6.360	2.544	15	CV	133.560	266.66	CV
Buanderie	6.183	2.473	15	CV	129.843	266.66	CV

Tableau V.5 : Vérification en travée des contraintes dans les dalles pleines dans le sens "L_y"

➤ En appui :

Niveau	M _a (KN.m)	μ _u	α	Z (m)	A _a (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{chois} (cm ² /ml)	ELS	
								X(m)	I (m ⁴)
Sous-sol1	32.717	0.035	0.044	0.221	3.70	2	6T10=4.71	0.056	0.0002
RDC	7.152	0.015	0.018	0.178	1.15	1.60	6T10=4.71	0.050	0.0001
Mezzanine	6.598	0.014	0.017	0.178	1.06	1.60	6T10=4.71	0.050	0.0001
Etage courant	13.5692	0.030	0.038	0.177	1.91	1.60	6T10=4.71	0.050	0.0001
Terrasse accessible	10.4472	0.022	0.027	0.178	1.46	1.60	6T10=4.71	0.050	0.0001
Buanderie	4.978	0.010	0.012	0.180	0.790	1.60	6T10=4.71	0.050	0.0001

Tableau V.6 : Résultats en appuis des dalles pleines dans le sens "L_y"

- Vérification des contraintes :

Niveau	M_{tELS} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Verr	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Verr
Sous-sol1	4.032	1.129	15	CV	51.105	26.66	CV
RDC	5.070	2.028	15	CV	106.470	266.66	CV
Mezzanine	4.660	1.864	15	CV	97.860	266.66	CV
Etage courant	3.634	1.453	15	CV	76.314	266.66	CV
Terrasse accessible	3.741	1.496	15	CV	72.891	266.66	CV
Buanderie	3.637	1.454	15	CV	76.377	266.66	CV

Tableau V.7: Vérification en appuis des contraintes dans les dalles pleines dans le sens "L_y"

Sens "L_x" :

➤ En travée :

Niveau	M_t (KN.m)	μ_u	α	z(m)	A_t (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{chois} (cm ² /ml)	ELS	
								X(m)	I (m ⁴)
Sous-sol 1	18.4577	0.022	0.027	0.220	2.10	2.312	6T10=4.71	0.056	0.0002
RDC	29.158	0.063	0.081	0.174	4.81	1.849	6T12=6.79	0.061	0.0002
Mezzanine	26.900	0.058	0.074	0.174	4.44	1.849	6T12=6.79	0.061	0.0002
Etage courant	20.378	0.044	0.056	0.176	3.32	1.849	6T10=4.71	0.050	0.0002
Terrasse accessible	20.966	0.045	0.057	0.175	3.44	1.849	6T10=4.71	0.050	0.0002
Buanderie	17.705	0.038	0.048	0.176	2.89	1.849	6T10=4.71	0.050	0.0002

Tableau V.8 : Résultats en travée des es dalles pleines dans le sens "L_x"

- Vérification des contraintes :

Niveau	M_{tELS} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Verr	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Verr
Sous-sol1	16.440	4.603	15	CV	208.377	266.66	CV
RDC	20.670	6.304	15	CV	184.480	266.66	CV
Mezzanine	18.997	5.794	15	CV	169.548	266.66	CV
Etage courant	14.816	2.518	15	CV	181.125	266.66	CV
Terrasse accessible	15.251	1.296	15	CV	186.443	266.66	CV
Buanderie	12.937	5.174	15	CV	158.154	266.66	CV

Tableau V.9 : Vérification en travée des contraintes dans les dalles pleines dans le sens "L_x"

➤ En appui :

Niveau	M_a (KN.m)	μ_u	α	z(m)	A_a (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{chois} (cm ² /ml)	ELS	
								X(m)	I(m ⁴)
Sous-sol1	13.635	0.014	0.017	0.223	1.52	2.312	6T10=4.71	0.056	0.0002
RDC	17.152	0.037	0.047	0.176	2.80	1.849	6T10=4.71	0.050	0.0001
Mezzanine	15.824	0.034	0.043	0.176	2.58	1.849	6T10=4.71	0.050	0.0001
Etage courant	11.987	0.026	0.033	0.177	1.94	1.849	6T10=4.71	0.050	0.0001
Terrasse accessible	12.333	0.026	0.033	0.177	2	1.849	6T10=4.71	0.050	0.0001
Buanderie	10.415	0.022	0.027	0.178	1.68	1.849	6T10=4.71	0.050	0.0001

Tableau V.10 : Résultats de calcul en appui dans les dalles pleines (dans le sens "L_x")

• Vérification des contraintes :

Niveau	M_{tELS} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Verr	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Verr
Sous-sol1	9.670	2.707	15	CV	122.567	266.66	CV
RDC	12.158	4.863	15	CV	255.318	266.66	CV
Mezzanine	11.750	4.70	15	CV	246.750	266.66	CV
Etage courant	8.750	3.50	15	CV	183.750	266.66	CV
Terrasse accessible	8.971	3.588	15	CV	184.611	266.66	CV
Buanderie	7.610	3.044	15	CV	159.810	266.66	CV

Tableau V.11 : Vérification au appui des contraintes dans les dalles pleines (dans le sens "L_x")

• Vérification au cisaillement :

Niveau	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Verr
Sous-sol 1	0.146	1.166	CV
RDC	0.233	1.166	CV
Mezzanine	0.215	1.166	CV
Etage courant	0.163	1.166	CV
Terrasse accessible	0.163	1.166	CV
Buanderie	0.145	1.166	CV

Tableau V.12 : Vérification des cisaillements dans les dalles pleines

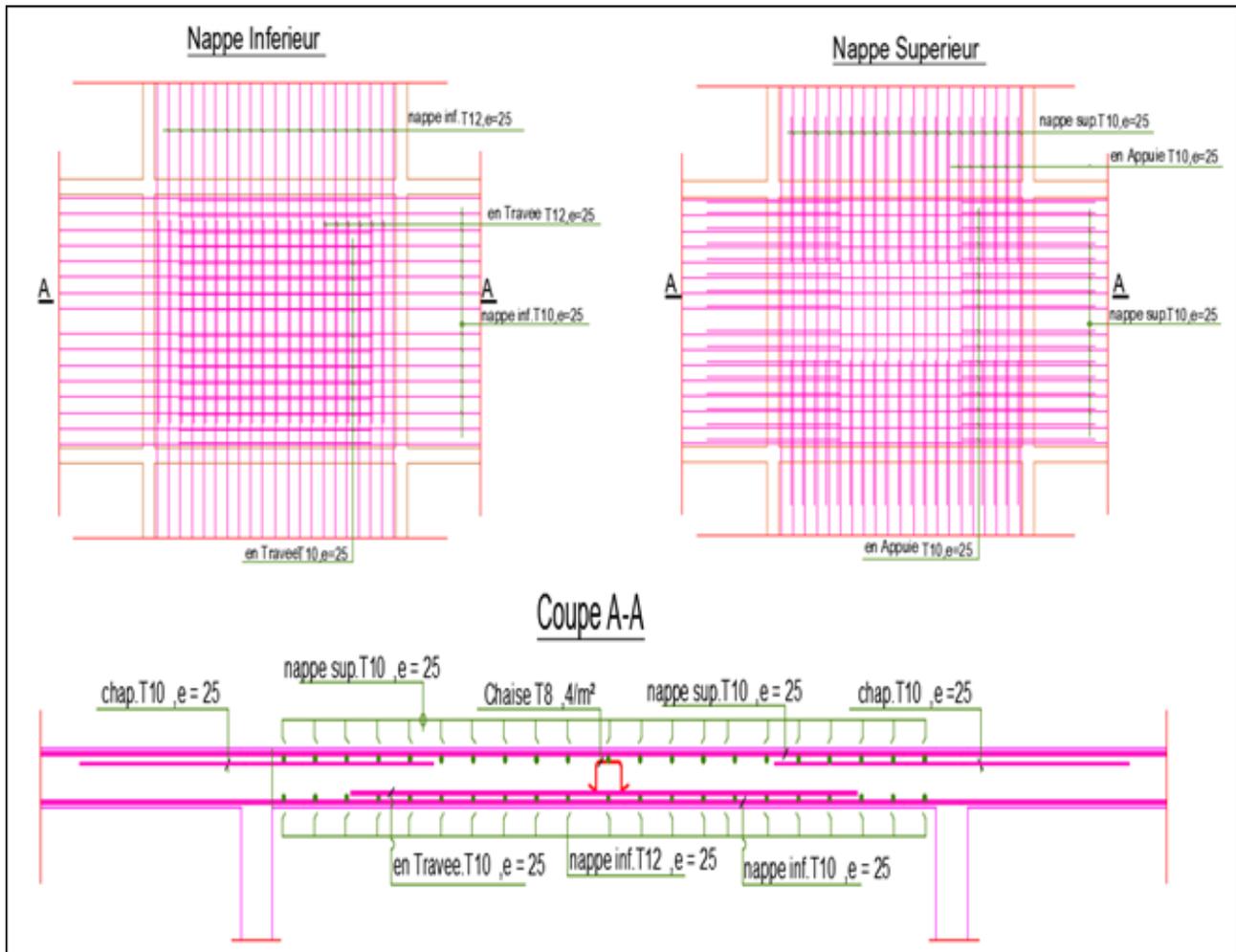


Figure V.4 : Ferrailage de la dalle pleine

V.4. Poutre :

V.4.1. Poutre noyée et la ceinture :

Le calcul du ferrailage de la poutre noyée et la ceinture se fait à la flexion simple. On prend un exemple de calcul d'une poutre noyée la plus sollicité dans le plancher sous-sol n°1 et les autres poutres leur ferrailage sont extraites directement du logiciel **SAP2000**.

V.4.1.1. Poutre noyée :

➤ Exemple de calcul (Poutre noyée de plancher sous-sol n°1) :

b (m)	h (m)	d (m)	f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	f_e (MPa)
0.50	0.25	0.225	25	2.10	400

Tableau V.13 : Caractéristiques de la poutre noyée pour le calcul du ferrailage

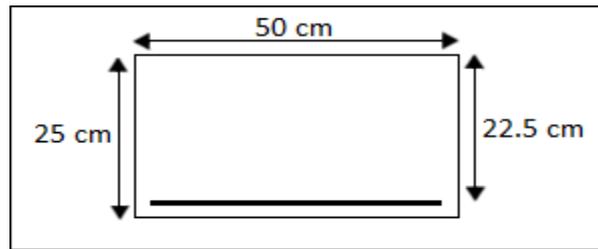


Figure V.5 : Section de la poutre noyée

ELU :

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{u \text{ app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{42.10 \times 10^{-3}}{0.50 \times (0.225)^2 \times 14.17} = 0.117$$

$\mu_u = 0.117 < \mu_R = 0.392$ alors, la section est de simple armature ($A_{sc} = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.117}) = 0.156$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.225(1 - 0.4 \times 0.156) = 0.211 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u \text{ app}}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{42.10 \times 10^{-3}}{0.211 \times 347.826} = 5.73 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T14 = 6.16 cm²**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times 0.50 \times 0.225 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} = 6.16 \text{ cm}^2 \geq 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots[\text{CV}]$$

➤ **En appui :**

$$\mu_u = \frac{M_{u \text{ trav}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{46.063 \times 10^{-3}}{0.50 \times (0.225)^2 \times 14.17} = 0.128$$

$\mu_u = 0.128 < \mu_R = 0.392$ alors, la section est de simple armature ($A_{sc} = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.128}) = 0.617$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.225(1 - 0.4 \times 0.617) = 0.169 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u \text{ trav}}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{46.063 \times 10^{-3}}{0.169 \times 347.826} = 7.83 \text{ cm}^2$$

On adopte : $4T14 + 2T12 = 8.42 \text{ cm}^2$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq 0.23 \times 0.50 \times 0.225 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \min} = 8.42 \text{ cm}^2 \geq 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots[\text{CV}]$$

• **Condition du "RPA 99 – version 2003" :**

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 0.5\% 50 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st \text{ trav}} + A_{st \text{ app}} = 6.16 + 8.42 = 14.58 \text{ cm}^2$$

$$A = 14.58 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots[\text{CV}]$$

ELS :

➤ **En travée :**

$$b \times \frac{x^2}{2} + n \times A_{sc} (x-d') - n \times A_{st} (d-x) = 0 \dots\dots\dots(1)$$

$$A_{sc} = 0 \quad \text{alors, la solution de l'équation (1) est : } x = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n \times A_{st}^2}} \right)$$

$$x = 15 \times \frac{6.16 \times 10^{-4}}{0.50} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0.50 \times 0.225 \times 6.16 \times 10^{-4}}{15(6.16 \times 10^{-4})^2}} \right) = 0.093 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d-x)^2$$

$$I = 0.50 \times \frac{0.093^3}{3} + 15 \times 6.16 \times 10^{-4} (0.225-0.093)^2 = 0.0003 \text{ m}^4$$

• **Vérification des contraintes :**

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

$$\text{Pour des fissurations préjudiciables : } \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s \text{ trav}} \times x}{I} = \frac{16.267 \times 10^{-3} \times 0.093}{0.0003} = 5.042 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_{s \text{ trav}} \times (d-x)}{I} = \frac{15 \times 16.267 \times 10^{-3} (0.225-0.093)}{0.0003} = 107.362 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 5.042 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots [\text{CV}] \\ \sigma_{st} = 107.362 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 266.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots [\text{CV}] \end{array} \right.$$

➤ **En appui :**

$$b \times \frac{x^2}{2} + n \times A_{sc}(x-d') - n \times A_{st}(d-x) = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$A_{sc} = 0 \quad \text{alors, la solution de l'équation (1) est : } x = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n \times A_{st}^2}} \right)$$

$$x = 15 \times \frac{8.42 \times 10^{-4}}{0.50} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0.50 \times 0.225 \times 8.42 \times 10^{-4}}{15(8.42 \times 10^{-4})^2}} \right) = 0.109 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st}(d-x)^2$$

$$I = 0.50 \times \frac{0.109^3}{3} + 15 \times 8.42 \times 10^{-4} (0.225 - 0.109)^2 = 0.0003 \text{ m}^4$$

• **Vérification des contraintes :**

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

$$\text{Pour des fissurations préjudiciables : } \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s \text{ app}} \times x}{I} = \frac{27.496 \times 10^{-3} \times 0.109}{0.0003} = 10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_{s \text{ app}} \times (d-x)}{I} = \frac{15 \times 27.496 \times 10^{-3} (0.225 - 0.109)}{0.0003} = 159.476 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 10 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots [\text{CV}] \\ \sigma_{st} = 159.476 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 266.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots [\text{CV}] \end{array} \right.$$

• **Vérification au cisaillement :**

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

$$\text{Pour des fissurations préjudiciables : } \overline{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.333 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{\tau_u \text{ max}}{b \times d} = \frac{37.896 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.225} = 0.336 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.336 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV]}$$

• **Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min (7.14, 14, 50) \text{ mm} \Rightarrow \varphi_t \leq 7 \text{ mm}$$

On prend : $\varphi_t = 7 \text{ mm}$

Calcul des espacements des cadres :

$$\text{Zone nodale : } S_t' \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1, 30 \right) \text{ cm}$$

$$S_t' \leq \min (6.25, 16.80, 30) \text{ cm} \Rightarrow S_t' \leq 6.25 \text{ cm}$$

On prend : $S_t' = 6 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{25}{2} \Rightarrow S_t \leq 12.5 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

Niveaux	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Armatures longitudinales				Armatures transversales		
			Travée		Appui		S _t (cm)	S _t ' (cm)	A _t
			A _{st} SAP (cm ²)	A _{choisi} (cm ²)	A _{st} SAP (cm ²)	A _{choisi} (cm ²)			
RDC+Mezzanine	50 × 30	6.25	6.106	4T14= 6.16	8.26	4T14+2T12 = 8.42	10	6	4φ8
Etage courant			7.580	5T14 =7.70	8.330	4T14+2T12 = 8.42			

Tableau V.14 : Ferrailage des poutres noyées

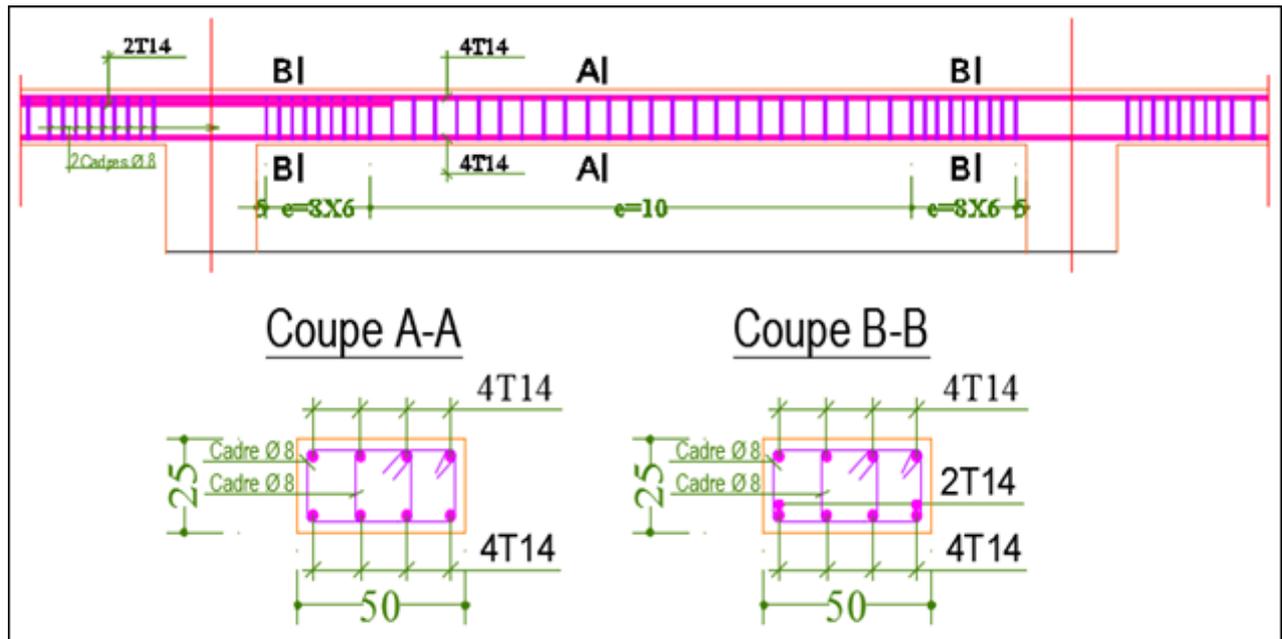


Figure V.6 : Ferrailage de la poutre noyée (plancher sous-sol1)

V.5.2. Ceinture :

➤ Sens "xx" :

Niveaux	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Armatures longitudinales				Armatures transversals		
			Travée		Appui		S _t (cm)	S _t ' (cm)	A _t
			A _{st} SAP (cm ²)	A _{choisi} (cm ²)	A _{st} SAP (cm ²)	A _{choisi} (cm ²)			
2sous-sol	30 × 45	6.75	5.45	5T12= 5.65	6.250	6T12 = 6.79	10	7	4φ8
RDC+Mezzanine			4.968	5T12= 5.65	6.352	6T12 = 6.79			
Etage courant			4.358	5T12 = 5.65	6.830	3T14+2T12 = 6.88			

Tableau V.15 : Ferrailage des ceintures dans le sens "xx"

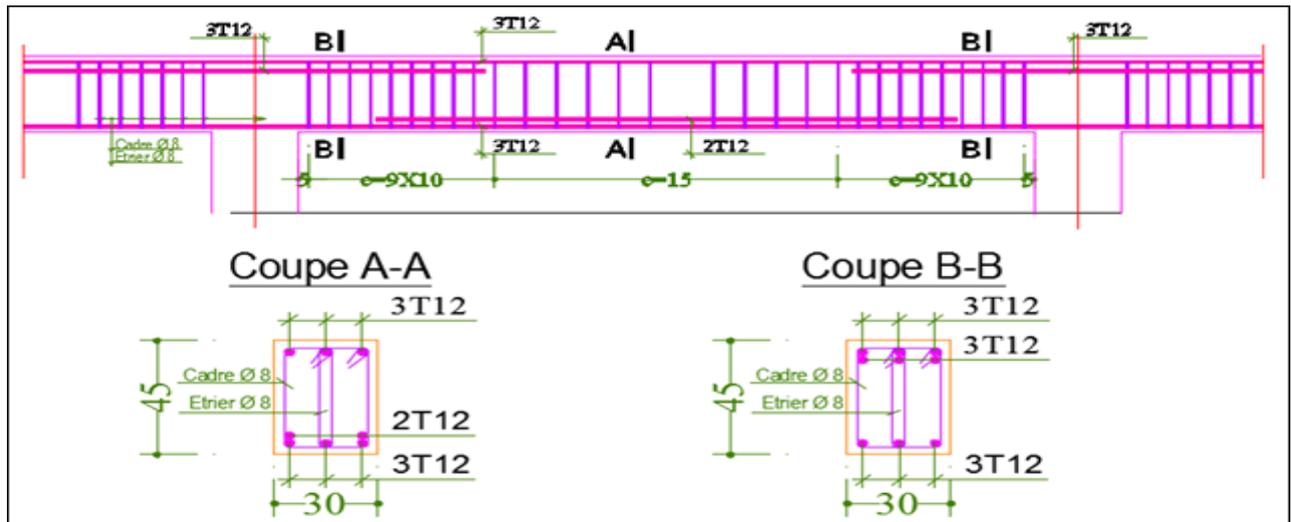


Figure V.7 : Ferrailage de la ceintures dans le sens "xx"(sous-sol, RDC et mezzanine)

➤ Sens "yy" :

Niveaux	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Armatures longitudinales				Armatures transversals		
			Travée		Appui		S _t (cm)	S _t ' (cm)	A _t
			A _{st} SAP (cm ²)	A _{choisi} (cm ²)	A _{st} SAP (cm ²)	A _{choisi} (cm ²)			
2sous-sol	30 × 40	6	4.390	4T12= 4.52	5.704	6T12 = 6.79	10	7	4φ8
RDC+Mezzanine			3.978	4T12= 4.52	5.704	6T12 = 6.79			
Etage courant			5.119	5T12 = 5.65	6.356	6T12 = 6.79			

Tableau V.16 : Ferrailage des ceintures dans le sens "yy"

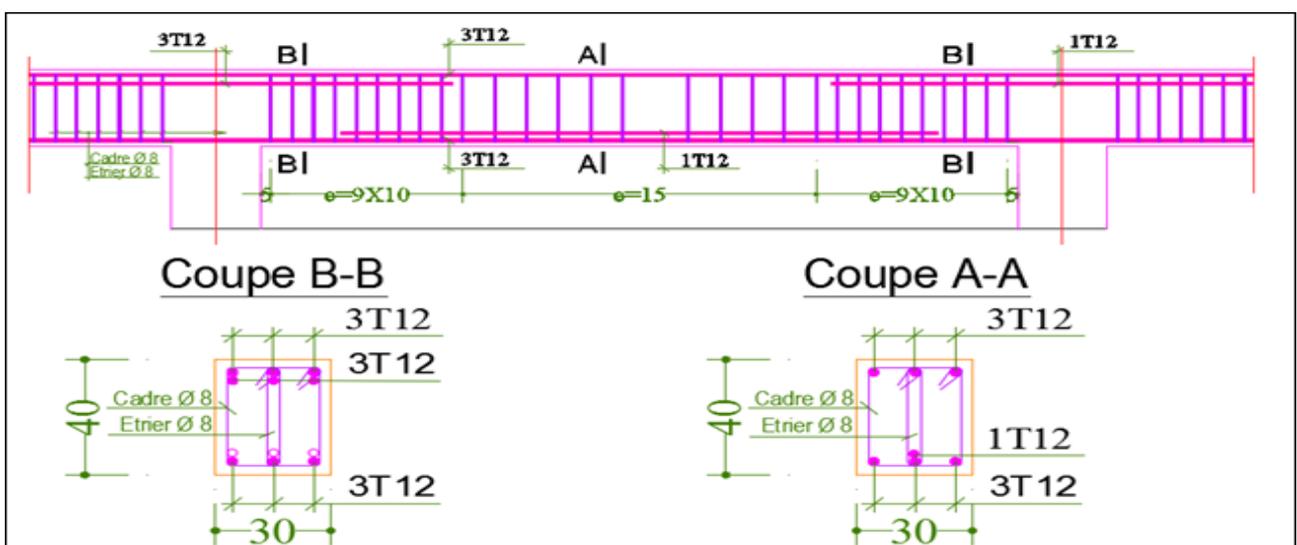


Figure V.8 : Ferrailage des ceintures dans le sens "yy" (2sous-sol, RDC et mezzanine)

V.5. Voile :

V.5.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

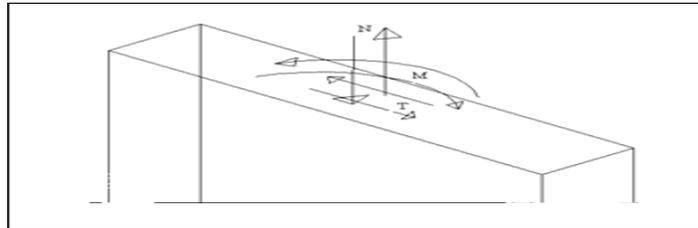


Figure V.9 : Voile soumis à la flexion composée

V.5.2. Vérification de flambement :

Il faut vérifier que :

$$P_u \leq \varphi P_n \quad \text{et} \quad P_n = 0.55 f_{bc} A_g \left[1 - \left(\frac{k h_s}{32a} \right)^2 \right]$$

Avec : P_u : effort normale ultime de compression de la combinaison la plus défavorable

P_n : effort nominale limite de la section transversale du voile

φ : facteur de réduction ($\varphi = 0.70$)

A_g : section transversale brute du voile

k : coefficient de flambement

h_s : hauteur libre de chaque niveau

a : étant l'épaisseur du voile

f_{bc} : contraint admissible de béton

Liaison de mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
		Valeurs de k	
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0.80	0.85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0.85	0.90
Mur articulé en pied et en tête		1	1

Tableau V.17 : valeur de k

V.5.3. Etude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{S} \pm M \times \frac{Y}{I}$$

Avec : **N** : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Remarque :

- Si σ_a et σ_b sont des signes négatifs on aura une section entièrement tendue (SET).
- Si σ_a et σ_b sont des signes positifs on aura une section entièrement comprimée (SEC).
- Si σ_a et σ_b sont des signes contraires on aura une section partiellement comprimée (SPC).

a. Section partiellement comprimée (tendue) :

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendu $[\mu]$: en utilisant les triangles semblables :

$$\text{Tang}\alpha = \frac{\sigma_a}{L - \mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \Rightarrow \mu = \frac{L}{\left[\frac{\sigma_a}{\sigma_b} + 1\right]}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par : $T = (\sigma_b \times \mu \times b)/2$

La section d'acier nécessaire est donnée par : $A_s = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$

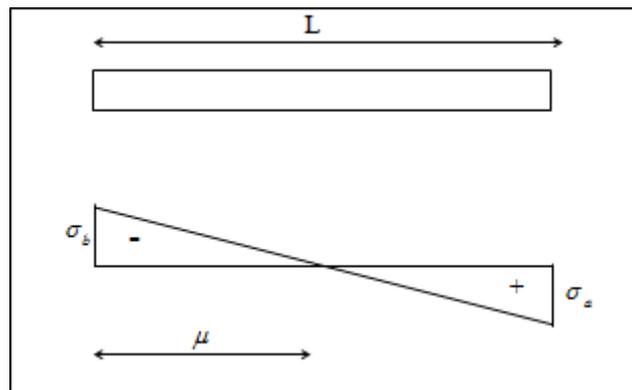


Figure V.10 : Section partiellement comprimée (tendue)

b. Section entièrement tendue :

Dans notre cas, on a deux contraintes de traction avec une longueur tendue $[\mu]$ égale à (L) , l'effort de traction est égale à : $T = 0.5 (\sigma_b \times \sigma_a)\mu \times b$

La section d'armature est : $A_s = \frac{T}{f_e \gamma_s}$

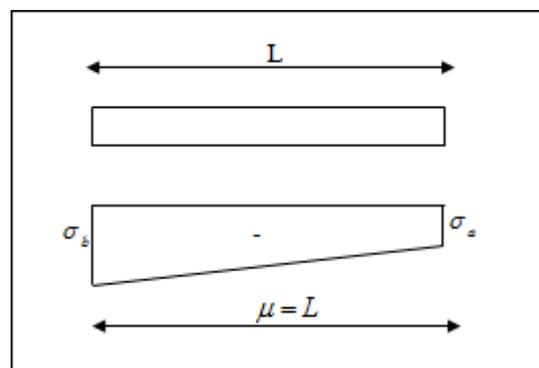


Figure V.11 : Section entièrement tendue

c. Section entièrement comprimée :

Dans notre cas, on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par "RPA 99 – version 2003" (le ferrailage minimum).

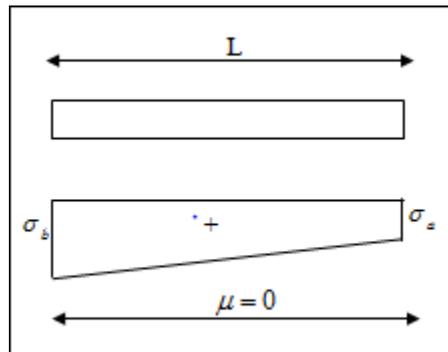


Figure V.12 : Section entièrement comprimée

V.5.4. Ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement "BAEL91 modifier 99" et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien "RPA 99 – version 2003".

a. Prescription pour les aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le "RPA 99 – version 2003" décrit ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b. Prescription pour les aciers horizontaux :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$.

D'après le "BAEL91 modifier 99" : $A_H = \frac{A_V}{4}$

D'après le "RPA 99 – version 2003" : $A_H \geq 0.15\% \times B$

c. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du "RPA 99 – version 2003".

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

V.5.5. Minimum Des armatures :

D'après le "RPA 99 – version 2003", Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné Comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %.
- En zone courantes 0,10 %.

V.5.6. Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du "RPA 99 – version 2003", l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S_t \leq \min(1.5e, 30)$

Avec : e : épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

V.5.7. Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.5.8. Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

V.5.9. Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B+15 \times A} \leq \overline{\sigma_b}$$

Avec : N_{ser} : effort normal appliqué

B : section du béton

A : section d'armature adoptée

V.5.10. Vérification de cisaillement :

- Selon le "RPA 99 – version 2003" :

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_b} = 0.2 \times f_{c28} \quad \text{et} \quad V = 1.4 \times V_{u,calcul}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

- Selon le "BAEL91 modifier 99" :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

Pour des fissurations préjudiciables : $\overline{\tau_u} = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$

Remarque : pour le ferrailage des voiles, on va diviser les étages par zone.

Zone	Nombre d'étage
I	Sous-sol 1 et 2
II	RDC
III	Mezzanine
IV	1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}
V	6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème}
VI	11 ^{ème} , 12 ^{ème} , buanderie

Tableau V.18 : Division des étages par zones

V.5.11. Détermination des efforts internes et le calcul de ferrailage des voiles par zones :

Pour Les sollicitations sont extraites directement du logiciel **SAP2000**, on prend l'effort normal max avec le moment correspondant et le moment max avec l'effort normal correspondant, et pour la détermination de ferrailage des voiles, on va calculé un exemple d'un seul voile et pour les autre voiles on va résumer leur ferrailage dans les tableaux ci-dessous :

Zone I :**Sens "xx" :**

- **Efforts internes :**

L (m)	e (m)	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)
2	0.25	G+Q-E _x	3122.628	0.1353	0.401
		G+Q+E _y	1699.002	5.7435	4.362
		ELU	3831.575	0.6593	0.537
		ELS	2793.023	0.4801	0.391
3.70	0.25	G+Q+E _y	4721.450	4.6859	2.384
		G+Q+E _x	3189.754	12.248	9.798
		ELU	5273.940	2.989	2.795
		ELS	3855.506	2.1646	2.025
4.10	0.25	G+Q+E _y	7113.938	8.0625	5.242
		ELU	6798.423	2.1227	1.950
		ELS	4967.960	1.5381	1.411

Tableau V.19 : effort interne dans la zone I sens "xx"

➤ **Exemple de calcul :**

L = 4.10 m , e = 25 cm

Dans cet exemple, on va calcul le ferrailage avec un seul cas N_{max} → M_{corré} car le moment correspondant de l'effort normal max c'est le moment maximum.

- **Vérification au flambement :**

$$P_u = 6798.423 \text{ KN}$$

$$A_g = 0.25 \times 4.10 = 1.025 \text{ m}^2$$

$$P_n = 0.55 \times f_{bc} \times A_g \left[1 - \left(\frac{K \times h_s}{32 a} \right)^2 \right]$$

$$P_n = 0.55 \times 25.50 \times 1.025 \left[1 - \left(\frac{0.80 \times 2.81}{32 \times 0.25} \right)^2 \right] 10^3 = 13240.511$$

$$\phi P_n = 0.7 \times 13240.500 = 9268.350 \text{ KN}$$

$$P_u = 7113.938 \leq \phi P_n = 9268.350 \text{ KN} \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M \times Y}{I} = \frac{7113.938}{1.025} + \frac{8.0625 \times 2.05}{1.435} = 6951.945 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M \times Y}{I} = \frac{7113.938}{1.025} - \frac{8.0625 \times 2.05}{1.435} = 6928.945 \text{ KN/m}^2$$

- **Nature de section :**

$\sigma_{\max} > 0$ et $\sigma_{\min} > 0$ donc, la section est entièrement comprimée (SEC) et $\mu = 0$

- **Armatures longitudinales :**

$$A_{\min} = 0.15\% b \times h = 0.15\% \times 25 \times 410 = 15.375 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min(1.5e, 30) = 30 \text{ cm} \quad \text{on adopte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Nombre des barres :**

On prend T16 espacement tous les 20 cm

$$n = \frac{4.10 - 2(0.025)}{0.20} = 20.25 \quad \text{on adopte : } n = 21$$

Alors : le choix de ferrailage $2 \times 21\text{T16} = 84.46 \text{ cm}^2$

- **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le "BAEL91 modifier 99" : } A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{84.46}{4} = 21.11 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le "RPA 99 – version 2003" : } A_H \geq 0.15\% B = 0.15\% (25) (410) = 15.375 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures horizontales :**

$$S_t \leq \min(1.5e, 30) = 30 \text{ cm} \quad \text{on adopte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Nombre des barres :**

On prend T12 espacement tous les 20 cm

$$n = \frac{2.81 - 2(0.025)}{0.20} = 13.80 \quad \text{on adopte : } n = 14$$

Alors : le choix de ferrailage $2 \times 14\text{T12} = 31.68 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par 4 épingles au mètre carré soit HA8

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

D'après le "BAEL91 modifier 99" :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.242 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.9 \times 4.10} = 0.005 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations préjudiciables : $\bar{\tau} = \min(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}) = 4.50 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.005 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 4.50 \text{ MPa} \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

D'après le "RPA 99 – version 2003" :

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 45 = 9 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b \times d} \quad \text{avec} \quad V = 1.4 \times V_u \times 10^{-3} = 0.0073 \text{ MN}$$

$$\tau_b = \frac{0.0073}{0.25 \times 0.9 \times 4.10} = 0.008 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.073 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.008 \text{ MPa} \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = \frac{4967.960 \times 10^{-3}}{0.25 \times 4.10 + 15 \times 84.46 \times 10^{-4}} = 4.313 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 45 = 27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.313 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 27 \text{ MPa} \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

- **Vérification au flambement :**

L (m)	P _u (KN)	ØP _n (KN)	Vérification
2	3831.575	4521.150	CV
3.70	5273.940	8364.127	CV
4.10	6798.423	9268.350	CV

Tableau V.20 : Vérification de flambement des voiles de la zone I dans le sens "xx"

- Ferraillage des voiles :

L (m)		2	3.70	4.10			
e (m)		0.25	0.25	0.25			
Nature de section		SEC	SEC	SEC			
Armature longitudinale (cm ²)		A _{min} = 7.5	A _{min} = 13.875	A _{min} = 15.375			
Espacement des arm long (cm)		20	20	20			
Nombre des barres		10	19	21			
Choix de ferraillage (cm ²)		2×10T16 = 40.22	2×19T16 = 76.42	2×21T16 = 84.46			
Armature horizontales	BAEL (cm ²)	10.055	19.105	21.11			
	RPA (cm ²)	7.50	13.875	15.375			
Espacement des arm tran (cm)		20	20	20			
Nombre des barres		14	14	14			
Choix de ferraillage (cm ²)		2×14T12 = 31.68	2×14T12 = 31.68	2×14T12 = 31.68			
Armature transversale		4 épingle de HA8/m ²					
Vérification de cisaillement	BAEL (MPa)	$\tau_u=0.0012$	$\bar{\tau} = 4.50$	$\tau_u = 0.003$	$\bar{\tau} = 4.50$	$\tau_u=0.005$	$\bar{\tau} = 4.50$
	RPA (MPa)	$\tau_b=0.0015$	$\bar{\tau}_b = 9$	$\tau_b=0.0046$	$\bar{\tau}_b = 9$	$\tau_b=0.0073$	$\bar{\tau}_b = 9$
Vérification à l'ELS (MPa)		$\sigma_b = 4.984$	$\bar{\sigma}_b = 27$	$\sigma_b = 4.984$	$\bar{\sigma}_b = 27$	$\sigma_b = 4.313$	$\bar{\sigma}_b = 27$

Tableau V.21 : Ferraillage des voiles de zone I dans le sens "xx"

Sens "yy" : Efforts internes :

L (m)	e (m)	Combinaison	N (KN)	M (KN/m)	V (KN)
1.60	0.25	G+Q+Ey	3539.407	0.6018	164.589
		0.8G-Ex	4.4777	2251.513	21.262
		ELU	3452.839	0.2071	0.1770
		ELS	2874.10	0.1431	0.122
3.10	0.25	G+Q+Ey	5518.806	0.3889	1.884
		G+Q+Ex	2451.058	17.6113	15.001
		ELU	5448.594	8.4675	8.264
		ELS	3980.894	6.0745	5.928
4	0.25	G+Q+Ex	6063.297	5.6826	3.051
		G+Q-Ex	5410.278	12.2275	9.595
		ELU	7870.297	4.5133	4.511
		ELS	5736.788	3.2724	3.272

Tableau V.22 : Effort interne des voiles de la zone I dans le sens "yy"

- Vérification au flambement :

L (m)	P _u (KN)	∅P _n (KN)	Vérification
1.60	3952.839	3616.920	CV
3.10	5448.594	7007.782	CV
4	7870.297	9042.30	CV

Tableau V.23 : Vérification de flambement des voiles de la zone I dans le sens "yy"

- Ferrailage des voiles :

L (m)		1.6	3.10	4
e (m)		0.25	0.25	0.25
Nature de section		SEC	SEC	SEC
Armature longitudinale (cm ²)		A _{min} = 7.56	A _{min} = 11.625	A _{min} = 25
Espacement des arm long (cm)		20	20	20
Nombre des barres		8	16	20
Choix de ferrailage (cm ²)		2×8T16 = 32.16	2×16T16 = 64.32	2×20T16 = 80.44
Armature horizontales	BAEL (cm ²)	8.04	16.08	20.11
	RPA (cm ²)	6	11.625	15
Espacement des arm tran (cm)		20	20	20
Nombre des barres		14	14	14
Choix de ferrailage (cm ²)		2×14T12 = 31.68	2×14T12 = 31.68	2×14T12 = 31.68
Armature transversale		4 épingle de HA8/m ²		
Vérification de cisaillement	BAEL (MPa)	$\tau_u=0.0005$ $\bar{\tau} = 4.50$	$\tau_u=0.0215$ $\bar{\tau}=4.50$	$\tau_u=0.005$ $\bar{\tau}= 4.50$
	RPA (MPa)	$\tau_b=0.0002$ $\bar{\tau}_b = 9$	$\tau_b=0.003$ $\bar{\tau}_b = 9$	$\tau_b=0.007$ $\bar{\tau}_b = 9$
Vérification à l'ELS (MPa)		$\sigma_b = 6.412$ $\bar{\sigma}_b = 27$	$\sigma_b = 4.568$ $\bar{\sigma}_b = 27$	$\sigma_b = 4.80$ $\bar{\sigma}_b = 27$

Tableau V.24 : Ferrailage des voiles de zone I dans le sens "yy"

Zone II :

Sens "xx" : Efforts internes

L (m)	e (m)	Combinaison	N (KN)	M (KN/m)	V (KN)
2	0.25	G+Q-E _y	3966.128	11.246	1.677
		G+Q+E _y	1492.541	17.7572	5.786
		ELU	3362.716	0.0427	0.211
		ELS	2455.387	0.0236	0.156
3.70	0.25	G+Q+E _x	3791.169	3.4586	1.965
		G+Q+E _y	2773.950	33.2647	12.126
		ELU	4659.505	-6.5069	3.120
		ELS	3409.444	2.6138	2.209
4.10	0.25	G+Q+E _y	8236.569	19.638	3.086
		0.8G+E _y	6988.876	19.5049	3.111
		ELU	6798.423	2.1227	1.95
		ELS	4316.020	0.7017	0.250

Tableau V.25 : Effort interne des voiles de la zone II dans le sens "xx"

- Vérification au flambement :

L (m)	P _u (KN)	ØP _n (KN)	Vérification
2	3362.716	5862.274	CV
3.70	4659.505	7591.645	CV
4.10	6798.423	8412.364	CV

Tableau V.26 : Vérification de flambement des voiles de la zone II dans le sens "xx"

- Ferrailage des voiles :

L (m)	2	3.70	4.10
e (m)	0.25	0.25	0.25
Nature de section	SEC	SEC	SEC
Armature longitudinale (cm ²)	A _{min} = 7.50	A _{min} = 13.875	A _{min} = 15.375
Espacement des arm long (cm)	20	20	20
Nombre des barres	10	19	21
Choix de ferrailage (cm ²)	2×10T16 = 40.22	2×19T16 = 76.42	2×21T16 = 84.460
Armature horizontales	BAEL (cm ²)	10.055	19.105
	RPA (cm ²)	7.50	13.875
Espacement des arm tran (cm)	20	20	20
Nombre des barres	21	21	21
Choix de ferrailage (cm ²)	2×21T12 = 24.88	2×21T12 = 24.88	2×21T12 = 24.88
Armature transversale	4 épingle de HA8/m ²		
Vérification de cisaillement	BAEL (MPa)	$\tau_u=0.0037$ $\bar{\tau} = 4.50$	$\tau_u=0.003$ $\bar{\tau} = 4.50$
	RPA (MPa)	$\tau_b=0.0051$ $\bar{\tau}_b = 9$	$\tau_b=0.0046$ $\bar{\tau}_b = 9$
Vérification à l'ELS (MPa)	$\sigma_b = 4.382$ $\bar{\sigma}_b = 27$	$\sigma_b = 3.280$ $\bar{\sigma}_b = 27$	$\sigma_b = 3.747$ $\bar{\sigma}_b = 27$

Tableau V.27 : Ferrailage des voiles de zone II dans le sens "xx"

Sens "yy" : Efforts internes :

L (m)	e (m)	Combinaison	N (KN)	M (KN/m)	V (KN)
1.60	0.25	G+Q+Ex	3004.620	7.7907	1.270
		G+Q+E _y	1758.960	26.1163	11.312
		ELU	2867.886	4.914	2.071
		ELS	2093.967	3.6106	1.523
3.10	0.25	G+Q+Ex	863.359	37.3034	12.948
		ELU	6153.568	1.483	1.853
		ELS	6661.230	1.1972	1.403
4	0.25	G+Q+E _y	6565.394	17.1694	9.846
		G+Q-Ex	4285.548	38.431	15.44
		ELU	6845.758	7.6401	4.812
		ELS	4997.892	5.5149	3.483

Tableau V.28 : Effort interne des voiles de la zone II dans sens "yy"

- Vérification au flambement :

L (m)	P _u (KN)	ØP _n (KN)	Vérification
1.60	2867.886	3282.873	CV
3.10	6153.568	6360.568	CV
4	6845.758	8207.184	CV

Tableau V.29 : Vérification de flambement des voiles de la zone II dans le sens "yy"

- Ferrailage des voiles :

L (m)		1.60	3.10	4			
e (m)		0.25	0.25	0.25			
Nature de section		SEC	SEC	SEC			
Armature longitudinale (cm ²)		A _{min} = 6	A _{min} = 11.625	A _{min} = 25			
Espacement des arm long (cm)		20	20	20			
Nombre des barres		8	16	20			
Choix de ferrailage (cm ²)		2×8T16 = 32.16	2×16T16 = 64.32	2×20T16 = 80.440			
Armature horizontales	BAEL (cm ²)	8.04	16.08	20.110			
	RPA (cm ²)	6	11.625	25			
Espacement des arm tran (cm)		20	20	20			
Nombre des barres		21	21	21			
Choix de ferrailage (cm ²)		2×21T12 = 24.88	2×21T12 = 24.88	2×21T12 = 24.88			
Armature transversale		4 épingle de HA8/m ²					
Vérification de cisaillement	BAEL (MPa)	$\tau_u=0.0035$	$\bar{\tau}=4.50$	$\tau_u=0.002$	$\bar{\tau}=4.50$	$\tau_u=0.0053$	$\bar{\tau}=4.50$
	RPA (MPa)	$\tau_b=0.0047$	$\bar{\tau}_b=9$	$\tau_b=0.003$	$\bar{\tau}_b=9$	$\tau_b=0.0074$	$\bar{\tau}_b=9$
Vérification à l'ELS (MPa)		$\sigma_b=4.671$	$\bar{\sigma}_b=27$	$\sigma_b=7.643$	$\bar{\sigma}_b=27$	$\sigma_b=4.460$	$\bar{\sigma}_b=27$

Tableau V.30 : Ferrailage des voiles de zone II dans le sens "yy"

Zone III :

Sens "xx" : Efforts internes :

L (m)	e (m)	Combinaison	N (KN)	M (KN/m)	V (KN)
2	0.25	G+Q-E _y	3715.233	13.2381	6.305
		G+Q+E _y	1306.835	29.3056	19.986
		ELU	3224.750	0.6456	0.045
		ELS	2358.356	0.4804	0.025
3.70	0.25	G+Q+E _y	4045.235	3.9684	1.524
		G+Q+E _x	2535.777	21.7587	5.8480
		ELU	4256.373	8.4612	4.512
		ELS	3117.744	6.0417	3.243
4.10	0.25	G+Q+E _y	7280.902	16.9443	7.089
		G+Q-E _y	488.138	20.5906	6.947
		ELU	5301.593	2.5217	0.083
		ELS	3884.520	1.8232	0.071

Tableau V.31: Effort interne des voiles de la zone III dans le sens "xx"

- Vérification au flambement :

L (m)	P _u (KN)	ØP _n (KN)	Vérification
2	3224.70	4507.233	CV
3.70	4256.373	8338.382	CV
4.10	5301.593	9239.829	CV

Tableau V.32 : Vérification de flambement des voiles de la zone III dans le sens "xx"

- Ferraillage des voiles :

L (m)		2	3.70	4.10			
e (m)		0.25	0.25	0.25			
Nature de section		SEC	SEC	SEC			
Armature longitudinale (cm ²)		$A_{min} = 7.50$	$A_{min} = 13.875$	$A_{min} = 15.375$			
Espacement des arm long (cm)		20	20	20			
Nombre des barres		10	19	21			
Choix de ferraillage (cm ²)		$2 \times 10T16 = 40.22$	$2 \times 19T16 = 76.42$	$2 \times 21T16 = 84.46$			
Armature horizontales	BAEL (cm ²)	10.055	19.105	21.110			
	RPA (cm ²)	7.50	13.875	15.375			
Espacement des arm tran (cm)		20	20	20			
Nombre des barres		14	14	14			
Choix de ferraillage (cm ²)		$2 \times 14T12 = 31.68$	$2 \times 14T12 = 31.68$	$2 \times 14T12 = 31.68$			
Armature transversale		4 épingle de HA8/m ²					
Vérification de cisaillement	BAEL (MPa)	$\tau_u = 0.0140$	$\bar{\tau} = 4.50$	$\tau_u = 0.0054$	$\bar{\tau} = 4.50$	$\tau_u = 0.0076$	$\bar{\tau} = 4.50$
	RPA (MPa)	$\tau_b = 0.0195$	$\bar{\tau}_b = 9$	$\tau_b = 0.0075$	$\bar{\tau}_b = 9$	$\tau_b = 0.001$	$\bar{\tau}_b = 9$
Vérification à l'ELS (MPa)		$\sigma_b = 4.208$	$\bar{\sigma}_b = 27$	$\sigma_b = 2.998$	$\bar{\sigma}_b = 27$	$\sigma_b = 3.372$	$\bar{\sigma}_b = 27$

Tableau V.33 : Ferraillage des voiles de zone III dans le sens "xx"

- Sens "yy" : Efforts internes :

L (m)	e (m)	Combinaison	N (KN)	M (KN/m)	V (KN)
1.6	0.25	G+Q+Ex	2776.262	11.9506	6.713
		G+Q-Ex	1420.705	60.6832	40.690
		ELU	2378.805	11.6838	7.682
		ELS	1745.285	8.580	5.647
3.10	0.25	G+Q+Ey	6782.399	25.7775	6.367
		G+Q+Ex	669.982	43.805	23.216
		ELU	6422.752	4.238	5.685
		ELS	6302.134	3.0692	4.208
4	0.25	G+Q+E _y	6565.394	17.169	-9.846
		G+Q-Ex	4285.548	38.4312	15.449
		ELU	6238.221	4.222	1.15
		ELS	4560.173	3.022	0.803

Tableau V.34 : Effort interne des voiles de la zone III dans le sens "yy"

- Vérification au flambement :

L (m)	P _u (KN)	ØP _n (KN)	Vérification
1.60	2378.805	4507.233	CV
3.10	6622.752	6636.140	CV
4	6238.221	9014.467	CV

Tableau V.35 : Vérification de flambement des voiles de la zone III dans le sens "yy"

- Ferrailage des voiles :

L (m)		1.60	3.10	4			
e (m)		0.25	0.25	0.25			
Nature de section		SEC	SEC	SEC			
Armature longitudinale (cm²)		$A_{min} = 6$	$A_{min} = 11.625$	$A_{min} = 25$			
Espacement des arm long (cm)		20	20	20			
Nombre des barres		8	16	20			
Choix de ferrailage (cm²)		$2 \times 8T16 = 32.16$	$2 \times 16T16 = 64.32$	$2 \times 20T16 = 80.44$			
Armature horizontales	BAEL (cm²)	8.04	16.08	20.11			
	RPA (cm²)	6	11.625	15			
Espacement des arm tran (cm)		20	20	20			
Nombre des barres		14	14	14			
Choix de ferrailage (cm²)		$2 \times 14T12 = 31.68$	$2 \times 14T12 = 31.68$	$2 \times 14T12 = 31.68$			
Armature transversale		4 épingle de HA8/m ²					
Vérification de cisaillement	BAEL (MPa)	$\tau_u = 0.0186$	$\bar{\tau} = 4.50$	$\tau_u = 0.0081$	$\bar{\tau} = 4.50$	$\tau_u = 0.0012$	$\bar{\tau} = 4.50$
	RPA (MPa)	$\tau_b = 0.0261$	$\bar{\tau}_b = 9$	$\tau_b = 0.0114$	$\bar{\tau}_b = 9$	$\tau_b = 0.0017$	$\bar{\tau}_b = 9$
Vérification à l'ELS (MPa)		$\sigma_b = 4.208$	$\bar{\sigma}_b = 27$	$\sigma_b = 2.632$	$\bar{\sigma}_b = 27$	$\sigma_b = 4.069$	$\bar{\sigma}_b = 27$

Tableau V.36 : Ferrailage des voiles de zone III dans le sens "yy"

Zone IV :

Sens "xx" : Efforts internes :

L (m)	e (m)	Combinaison	N (KN)	M (KN/m)	V (KN)
2	0.20	G+Q-E _y	1891.016	13.6936	7.764
		G+Q+E_y	858.257	38.2308	22.337
		ELU	2192.103	0.0719	0.008
		ELS	1603.353	0.064	0.012
3.70	0.20	G+Q+E _y	2677.785	1.5013	0.598
		G+Q+E_x	1727.115	22.1288	10.984
		ELU	2984.670	1.469	0.907
		ELS	2186.410	1.0561	0.652
4.10	0.20	G+Q+E_y	4130.692	5.3202	2.457
		ELU	3755.811	0.925	0.704
		ELS	2751.731	0.6743	0.512

Tableau V.37: Effort interne des voiles de la zone VI dans le sens "xx"

- Vérification au flambement :

L (m)	P _u (KN)	ØP _n (KN)	Vérification
2	2192.103	3298.680	CV
3.70	2984.670	6102.558	CV
4.10	3755.811	6762.294	CV

Tableau V.38 : Vérification de flambement des voiles de la zone IV dans le sens "xx"

- Ferrailage des voiles :

L (m)		2	3.70	4.10			
e (m)		0.20	0.20	0.20			
Nature de section		SEC	SEC	SEC			
Armature longitudinale (cm²)		$A_{min} = 6$	$A_{min} = 11.10$	$A_{min} = 12.30$			
Espacement des arm long (cm)		20	20	20			
Nombre des barres		10	19	21			
Choix de ferrailage (cm²)		$2 \times 10T16 = 40.22$	$2 \times 19T16 = 76.42$	$2 \times 21T16 = 84.46$			
Armature horizontales	BAEL (cm²)	10.055	19.105	21.115			
	RPA (cm²)	7.50	11.10	12.30			
Espacement des arm tran (cm)		20	20	20			
Nombre des barres		16	16	16			
Choix de ferrailage (cm²)		$2 \times 16T12 = 36.12$	$2 \times 16T12 = 36.12$	$2 \times 16T12 = 36.12$			
Armature transversale		4 épingle de HA8/m ²					
Vérification de cisaillement	BAEL (MPa)	$\tau_u = 0.0002$	$\bar{\tau} = 4.50$	$\tau_u = 0.0013$	$\bar{\tau} = 4.50$	$\tau_u = 0.003$	$\bar{\tau} = 4.50$
	RPA (MPa)	$\tau_b = 0.0002$	$\bar{\tau}_b = 9$	$\tau_b = 0.002$	$\bar{\tau}_b = 9$	$\tau_b = 0.004$	$\bar{\tau}_b = 9$
Vérification à l'ELS (MPa)		$\sigma_b = 3.483$ 6	$\bar{\sigma}_b = 27$	$\sigma_b = 2.558$	$\bar{\sigma}_b = 27$	$\sigma_b = 2.906$	$\bar{\sigma}_b = 27$

Tableau V.39 : Ferrailage des voiles de zone VI dans le sens "xx"

Sens "yy" : Efforts internes :

L (m)	e (m)	Combinaison	N (KN)	M (KN/m)	V (KN)
1.60	0.20	G+Q-E_v	1664.315	12.7915	6.888
		G+Q+E_x	922.281	88.2313	48.644
		ELU	1594.098	23.0631	12.268
		ELS	1169.486	16.8291	8.954
3.10	0.20	G+Q+E_v	4789.825	57.8821	34.920
		ELU	5070.891	100.2262	59.646
		ELS	4435.829	73.1714	43.545
4	0.20	G+Q+E_x	3557.840	71.145	41.045
		0.8G+E _x	2612.927	69.3664	40.106
		ELU	4382.293	9.6301	5.22
		ELS	3203.903	7.0831	3.843

Tableau V.40 : Effort interne des voiles de la zone VI dans le sens "yy"

- Vérification au flambement :

L (m)	P_u (KN)	ØP_n (KN)	Vérification
1.60	1594.098	2638.944	CV
3.10	5070.891	5112.954	CV
4	4382.293	6597.360	CV

Tableau V.41 : Vérification de flambement des voiles de la zone IV dans le sens "yy"

- Ferrailage des voiles :

L (m)		1.60	3.10	4			
e (m)		0.20	0.20	0.20			
Nature de section		SEC	SEC	SEC			
Armature longitudinale (cm ²)		A _{min} = 4.80	A _{min} = 9.30	A _{min} = 12			
Espacement des arm long (cm)		20	20	20			
Nombre des barres		8	16	20			
Choix de ferrailage (cm ²)		2×8T16 = 32.16	2×16T16 = 64.32	2×20T16 = 80.44			
Armature horizontales	BAEL (cm ²)	8.04	16.08	20.11			
	RPA (cm ²)	4.80	9.30	15			
Espacement des arm tran (cm)		20	20	20			
Nombre des barres		16	16	16			
Choix de ferrailage (cm ²)		2×16T12 = 36.12	2×16T12 = 36.12	2×16T12 = 36.12			
Armature transversale		4 épingle de HA8/m ²					
Vérification de cisaillement	BAEL (MPa)	$\tau_u=0.0239$	$\bar{\tau} = 4.50$	$\tau_u=0.106$	$\bar{\tau} = 4.50$	$\tau_u=0.0072$	$\bar{\tau} = 4.50$
	RPA (MPa)	$\tau_b=0.0001$	$\bar{\tau}_b = 9$	$\tau_b=0.148$	$\bar{\tau}_b = 9$	$\tau_b=0.010$	$\bar{\tau}_b = 9$
Vérification à l'ELS (MPa)		$\sigma_b=3.175$	$\bar{\sigma}_b = 27$	$\sigma_b=6.191$	$\bar{\sigma}_b = 27$	$\sigma_b=3.998$	$\bar{\sigma}_b = 27$

Tableau V.42 : Ferrailage des voiles de zone VI dans le sens "yy"

Zone V :

Sens "xx" : Efforts internes :

L (m)	e (m)	Combinaison	N (KN)	M (KN/m)	V (KN)
2	0.20	G+Q+E _y	1063.586	11.6427	7.224
		G+Q+E _x	540.773	38.0725	22.447
		ELU	1232.234	0.7541	0.470
		ELS	901.205	0.5652	0.352
3.70	0.20	G+Q+E _y	1418.106	0.5795	0.276
		G+Q+E _x	851.827	31.3894	15.340
		ELU	1673.034	1.6135	1.043
		ELS	1226.195	1.1643	0.754
4.10	0.20	G+Q+E _y	1799.926	4.5087	2.198
		ELU	2148.577	0.6966	0.486
		ELS	1574.663	0.5131	0.353

Tableau V.43 : Effort interne des voiles de la zone V dans le sens "xx"

- Vérification au flambement :

L (m)	P _u (KN)	ØP _n (KN)	Vérification
2	1232.234	3298.680	CV
3.70	1673.034	6102.558	CV
4.10	2148.577	6762.294	CV

Tableau V.44 : Vérification de flambement des voiles de la zone V dans le sens "xx"

- Ferraillage des voiles :

L (m)		2	3.70	4.10
e (m)		0.20	0.20	0.20
Nature de section		SEC	SEC	SEC
Armature longitudinale (cm ²)		A _{min} = 6	A _{min} = 11.10	A _{min} = 12.30
Espacement des arm long (cm)		20	20	20
Nombre des barres		10	19	21
Choix de ferraillage (cm ²)		2×10T14 = 30.78	2×19T14 = 58.48	2×21T14 = 64.64
Armature horizontales	BAEL (cm ²)	7.695	14.620	16.16
	RPA (cm ²)	7.50	11.10	12.30
Espacement des arm tran (cm)		20	20	20
Nombre des barres		16	16	16
Choix de ferraillage (cm ²)		2×16T12 = 36.12	2×16T12 = 36.12	2×16T12 = 36.12
Armature transversale		4 épingle de HA8/m ²		
Vérification de cisaillement	BAEL (MPa)	$\tau_u=0.0013$ $\bar{\tau} = 4.50$	$\tau_u=0.0015$ $\bar{\tau} = 4.50$	$\tau_u=0.0006$ $\bar{\tau} = 4.50$
	RPA (MPa)	$\tau_b=0.0016$ $\bar{\tau}_b = 9$	$\tau_b=0.0021$ $\bar{\tau}_b = 9$	$\tau_b=0.0008$ $\bar{\tau}_b = 9$
Vérification à l'ELS (MPa)		$\sigma_b=2.019$ $\bar{\sigma}_b = 27$	$\sigma_b=1.481$ $\bar{\sigma}_b = 27$	$\sigma_b=1.663$ $\bar{\sigma}_b = 27$

Tableau V.45 : Ferraillage des voiles de zone V dans le sens "xx"

Sens "yy" : Efforts internes :

L (m)	e (m)	Combinaison	N (KN)	M (KN/m)	V (KN)
1.60	0.20	G+Q+E _y	970.891	14.729	7.776
		G+Q+E_x	550.155	101.6702	55.983
		ELU	980.103	30.2117	16.082
		ELS	719.363	22.035	11.730
3.10	0.20	G+Q+E _x	2600.067	59.5006	34.662
		G+Q-E_x	2224.849	102.1601	53.152
		ELU	3300.816	89.6585	60.142
		ELS	2412.458	74.5795	43.907
4	0.20	G+Q-E _y	1949143	47.9204	27.814
		G+Q+E_x	1857.580	77.1269	45.423
		ELU	2438.005	11.1142	6.252
		ELS	1782.641	8.1778	4.602

Tableau V.46 : Effort interne des voiles de la zone V dans le sens "yy"

- Vérification au flambement :

L (m)	P _u (KN)	ØP _n (KN)	Vérification
1.60	980.103	2638.944	CV
3.10	3300.816	5112.954	CV
4	2438.005	6597.360	CV

Tableau V.47: Vérification de flambement des voiles de la zone V dans le sens "yy"

- Ferrailage des voiles :

L (m)		1.60	3.10	4			
e (m)		0.20	0.20	0.20			
Nature de section		SEC	SEC	SEC			
Armature longitudinale (cm ²)		A _{min} = 4.80	A _{min} = 9.30	A _{min} = 12			
Espacement des arm long (cm)		20	20	20			
Nombre des barres		8	16	20			
Choix de ferrailage (cm ²)		2×8T14 = 24.64	2×16T14 = 49.28	2×20T14 = 61.56			
Armature horizontales	BAEL (cm ²)	6.16	12.32	15.39			
	RPA (cm ²)	4.80	9.30	12			
Espacement des arm tran (cm)		20	20	20			
Nombre des barres		16	16	16			
Choix de ferrailage (cm ²)		2×16T12 = 36.12	2×16T12 = 36.12	2×16T12 = 36.12			
Armature transversale		4 épingle de HA8/m ²					
Vérification de cisaillement	BAEL (MPa)	$\tau_u=0.0558$	$\bar{\tau} = 4.50$	$\tau_u=0.107$	$\bar{\tau} = 4.50$	$\tau_u=0.0086$	$\bar{\tau} = 4.50$
	RPA (MPa)	$\tau_b=0.0781$	$\bar{\tau}_b = 9$	$\tau_b=0.150$	$\bar{\tau}_b = 9$	$\tau_b=0.012$	$\bar{\tau}_b = 9$
Vérification à l'ELS (MPa)		$\sigma_b=2.015$	$\bar{\sigma}_b = 27$	$\sigma_b = 3.476$	$\bar{\sigma}_b = 27$	$\sigma_b=2$	$\bar{\sigma}_b = 27$

Tableau V.48 : Ferrailage des voiles de zone V dans le sens "yy"

Zone VI :

Sens "xx" : Efforts internes :

L (m)	e (m)	Combinaison	N (KN)	M (KN/m)	V (KN)
2	0.20	G+Q+E _y	310.786	10.9079	8.028
		G+Q-E _y	230.016	34.9022	20.688
		ELU	368.025	17.8087	10.662
		ELS	270.285	12.9344	7.744
3.70	0.20	G+Q-E _x	314.456	9.1715	5.067
		G+Q+E _x	180.092	29.1818	13.470
		ELU	336.585	13.8451	5.897
		ELS	247.274	10.0051	4.201
4.10	0.20	G+Q+E _x	414.510	2.4139	0.873
		0.8G+E_y	216.941	3.4041	1.485
		ELU	487.290	1.5673	0.887
		ELS	358.267	1.1567	0.641

Tableau V.49 : Effort interne des voiles de la zone VI dans le sens "xx"

- Vérification au flambement :

L (m)	P _u (KN)	ØP _n (KN)	Vérification
2	368.025	3298.680	CV
3.70	336.585	6102.558	CV
4.10	487.290	6762.294	CV

Tableau V.50 : Vérification de flambement des voiles de la zone V dans le sens "xx"

- Ferrailage des voiles :

L (m)		2	3.70	4.10			
e (m)		0.20	0.20	0.20			
Nature de section		SEC	SEC	SEC			
Armature longitudinale (cm ²)		A _{min} = 6	A _{min} = 11.10	A _{min} = 12.30			
Espacement des arm long (cm)		20	20	20			
Nombre des barres		10	19	21			
Choix de ferrailage (cm ²)		2×10T12 = 22.62	2×19T12 = 42.980	2×21T12 = 47.50			
Armature horizontales	BAEL (cm ²)	5.655	10.745	11.875			
	RPA (cm ²)	6	11.10	12.30			
Espacement des arm tran (cm)		20	20	20			
Nombre des barres		16	16	16			
Choix de ferrailage (cm ²)		2×16T12 = 36.12	2×16T12 = 36.12	2×16T12 = 36.12			
Armature transversale		4 épingle de HA8/m ²					
Vérification de cisaillement	BAEL (MPa)	$\tau_u=0.0296$	$\bar{\tau} = 4.50$	$\tau_u=0.0088$	$\bar{\tau} = 4.50$	$\tau_u=0.001$	$\bar{\tau} = 4.50$
	RPA (MPa)	$\tau_b=0.041$	$\bar{\tau}_b = 9$	$\tau_b=0.0123$	$\bar{\tau}_b = 9$	$\tau_b=0.0016$	$\bar{\tau}_b = 9$
Vérification à l'ELS (MPa)		$\sigma_b=0.623$	$\bar{\sigma}_b = 27$	$\sigma_b = 0.307$	$\bar{\sigma}_b = 27$	$\sigma_b = 0.402$	$\bar{\sigma}_b = 27$

Tableau V.51 : Ferrailage des voiles de zone VI dans le sens "xx"

Sens "yy" : Efforts internes :

L (m)	e (m)	Combinaison	N (KN)	M (KN/m)	V (KN)
1.60	0.20	0.8G-Ex	-317.141	59.1604	33.096
		G+Q+Ex	-153.451	97.4269	53.52
		ELU	366.706	-31.0114	16.493
		ELS	-269.595	22.629	12.040
3.10	0.20	0.8G+Ey	463.914	102.2881	0.917
		G+Q-Ex	387.554	2.1561	68.456
		ELU	572.428	117.8359	78.02
		ELS	-419.465	86.3076	57.287
4	0.20	G+Q-Ex	367.667	62.8504	40.329
		G+Q-Ex	305.674	81.9547	52.137
		ELU	460.029	12.9902	8.034
		ELS	336.670	9.5522	5.904

Tableau V.52 : Effort interne des voiles de la zone VI dans le sens "yy"

- Vérification au flambement :

L (m)	P _u (KN)	ØP _n (KN)	Vérification
1.60	366.706	2638.944	CV
3.10	572.428	5112.954	CV
4	460.029	6597.360	CV

Tableau V.53 : Vérification de flambement des voiles de la zone V dans le sens "yy"

- Ferrailage des voiles :

L (m)	1.60	3.10	4				
e (m)	0.20	0.20	0.20				
Nature de section	SEC	SEC	SEC				
Armature longitudinale (cm²)	$A_{\min} = 4.80$	$A_{\min} = 9.30$	$A_{\min} = 12$				
Espacement des arm long (cm)	20	20	20				
Nombre des barres	8	16	20				
Choix de ferrailage (cm²)	$2 \times 8T12 = 18.06$	$2 \times 16T12 = 36.12$	$2 \times 20T12 = 45.25$				
Armature horizontales	BAEL (cm²)	4.515	9.03	11.310			
	RPA (cm²)	4.80	9.30	12			
Espacement des arm tran (cm)	20	20	20				
Nombre des barres	16	16	16				
Choix de ferrailage (cm²)	$2 \times 16T12 = 36.12$	$2 \times 16T12 = 36.12$	$2 \times 16T12 = 36.12$				
Armature transversale	4 épingle de HA8/m ²						
Vérification de cisaillement	BAEL (MPa)	$\tau_u = 0.0572$	$\bar{\tau} = 4.50$	$\tau_u = 0.139$	$\bar{\tau} = 4.50$	$\tau_u = 0.0111$	$\bar{\tau} = 4.50$
	RPA (MPa)	$\tau_b = 0.0802$	$\bar{\tau}_b = 9$	$\tau_b = 0.0003$	$\bar{\tau}_b = 9$	$\tau_b = 0.0155$	$\bar{\tau}_b = 9$
Vérification à l'ELS (MPa)	$\sigma_b = 0.776$	$\bar{\sigma}_b = 27$	$\sigma_b = 0.621$	$\bar{\sigma}_b = 27$	$\sigma_b = 0.388$	$\bar{\sigma}_b = 27$	

Tableau V.54 : Ferrailage des voiles de zone VI dans le sens "yy"

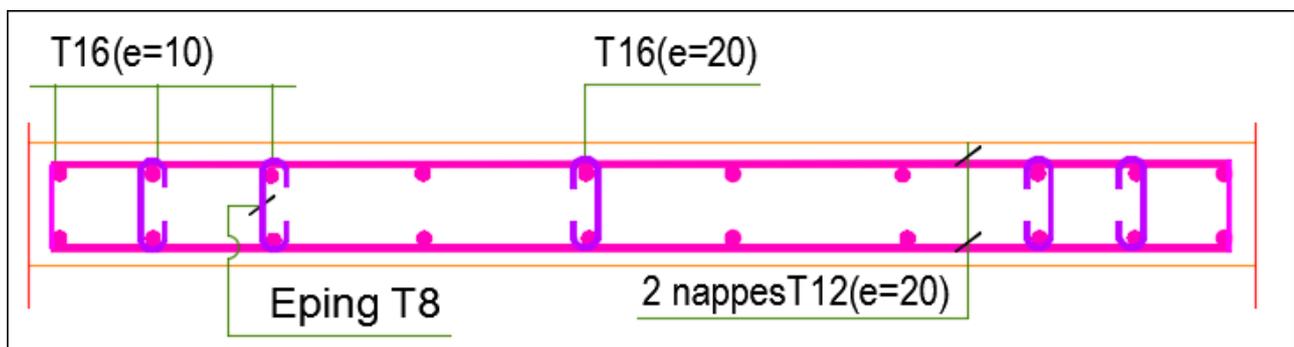


Figure V.13 : Ferrailage de voile de la zone I (L= 2m)

V.6. Linteau :

V.6.1. Introduction :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple.

V.6.2. Etapes du calcul "RPA 99 – version 2003" :

V.6.2.1. Contraintes limites de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} \quad \text{et} \quad \bar{V} = 1.40 V$$

Avec : **b₀** : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile (d = 0,9h)

h : hauteur totale de la section brute

V.6.2.2. Ferrailage de linteaux :

➤ **1^{ère} cas :**

$$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les effort M,V) ils devront disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion A_L

Des aciers transversaux A_T

Des aciers en partie courants (de peau) A_c

✓ **Aciers longitudinaux :**

Les aciers longitudinaux supérieur et inférieur sont calculés par la formule suivante :

$$A_L = \frac{M_u}{z \times f_e} \quad \text{et} \quad z = h - 2d'$$

Avec : **h** : hauteur totale du linteau

d' : la distance d'enrobage

M : moment dû à l'effort tranchant (\bar{V})

✓ **Aciers transversaux :**

➤ **1^{ère} sous cas :**

Linteaux long ($\gamma_g = \frac{l}{h} > 1$)

$$\text{On a : } S \leq \frac{A_t \times f_e \times z}{\bar{V}} \quad \text{et} \quad z = h - 2d'$$

Avec : **S** : espacement des cours d'armatures transversales

A_t : section d'un cours d'armature transversales

\bar{V} : effort tranchant dans la section considérée

l : portée du linteau

➤ **2^{ème} sous cas :**

Linteaux courts ($\gamma_g = \frac{l}{h} \leq 1$)

On doit avoir : $S \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{V + A_t \times f_e}$

$V : \min (V_1, V_2) \quad V_1 = 2V_{u, \text{calcul}}$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec : M_{ci}, M_{cj} : moments « résistants ultimes » des sections d’about à gauche droite du linteau de portée l_{ij} est calculés par : $M_c = A_L f_e \times z$

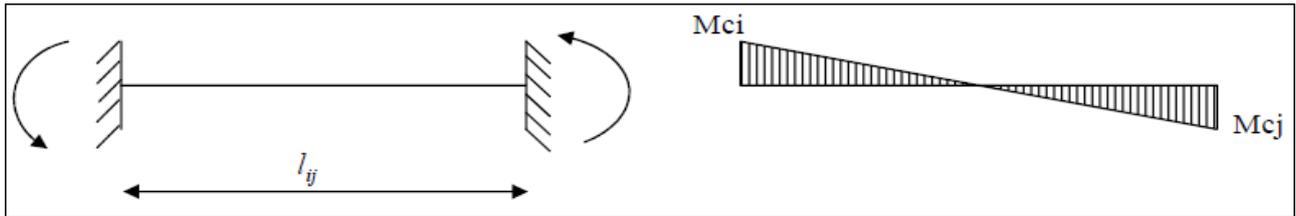


Figure V.14 : Moment fléchissant

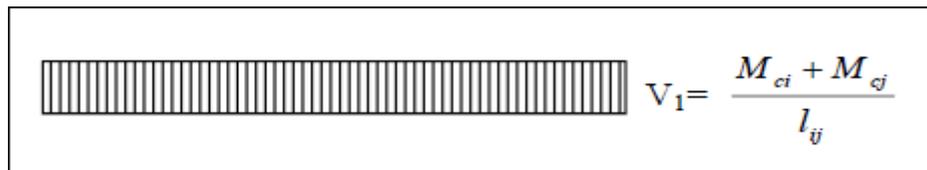


Figure V.15 : Effort tranchant

➤ 2^{ème} cas :

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armature de poteau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l’axe moyen des armatures diagonales AD à disposer obligatoirement (voir figure 1).

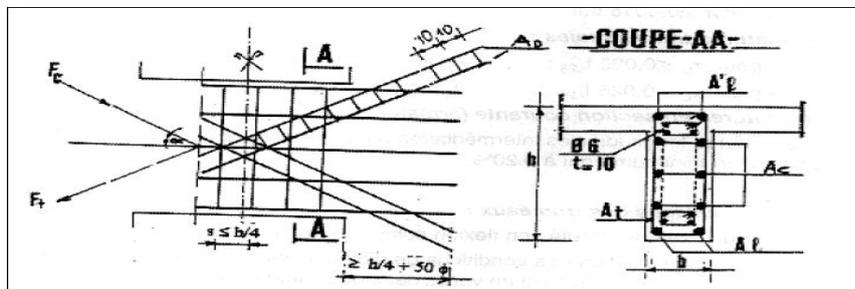


Figure V.16 : bielles diagonales

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$A_{D} = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha}$ Avec : $\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l}$ (voir figure 2) et $V_1 = 2V_{u, \text{calcul}}$ (sans majoration)

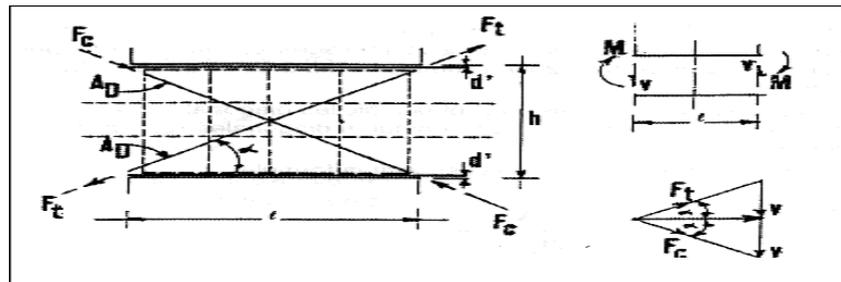


Figure V. 17 : L'angle α (créer par des armatures diagonales)

Ferraillage minimal :

➤ Armatures longitudinales :

$$A_L, A'_L \geq 0.15\% b \times h$$

➤ Armatures transversales :

$$A_T \geq 0.15\% b \times S_t \quad \text{si} \quad \tau_b \leq 0.025f_{c28}$$

$$A_T \geq 0.25\% b \times S_t \quad \text{si} \quad \tau_b > 0.025f_{c28}$$

➤ Armatures diagonales :

$$A_D \geq 0.15\% b \times h \quad \text{si} \quad \tau_b > 0.06f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{si} \quad \tau_b \leq 0.06f_{c28}$$

➤ Armatures de peau :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0,20% de la section vertical de linteau.

V.6.3. Calcul de ferraillage :

On prend le linteau de voile le plus sollicité qui est dans la zone VI de section (3.10×0.20).

L (m)	h (m)	e (m)	f_{c28} (MPa)	f_c (MPa)
1.25	1	0.20	25	400

Figure V.18 : Caractéristiques de linteau pour le calcul du ferraillage

➤ Vérifications des contraintes de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{109.228 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9} = 0.606 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \Rightarrow 0.606 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots[\text{CV}]$$

➤ **Aciers longitudinaux :**

$$\tau_b = 0.606 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.06 \times f_{c28} = 0.06 \times 25 = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow 0.606 \text{ MPa} \leq 1.5 \text{ MPa}$$

Donc, Les aciers longitudinaux supérieur et inférieur sont calculés par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times f_e} \text{ et } z = h - 2d' = 1 - 2 \times 0.1 \times 1 = 0.80 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{117.836 \times 10^{-3}}{0.80 \times 400} = 3.68 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T12 = 4.52 cm²**

• **Condition du "RPA 99 – version 2003" :**

$$A_{min} = 0.15\% b \times h = 0.15\% 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 4.52 \text{ cm}^2 > 3 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots[\text{CV}]$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times 0.20 \times 0.90 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} = 4.52 \text{ cm}^2 \geq 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots[\text{CV}]$$

➤ **Aciers transversaux :**

$$\tau_b = 0.606 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.025 f_{c28} = 0.025 \times 25 = 0.625 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.025 \times f_{c28} = 0.025 \times 25 = 0.625 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow 0.606 \text{ MPa} \leq 0.625 \text{ MPa}$$

Avec: $S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$, on prend : **S_t = 20 cm**

$$A_T \geq 0.15\% b \times S_t = 0.15\% \times 20 \times 20 = 0.60 \text{ cm}^2$$

On prend: **4T8 = 2.01 cm²**

➤ **Armature diagonale :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \text{ avec } \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

Donc : **A_D = 0**

➤ **Armatures de peau :**

$$20\% A_v = 0.002 \times 20 \times 100 = 4 \text{ cm}^2$$

Avec :

A_v : section verticale de linteau

$A_c \geq 4 \text{ cm}^2$, on prend : $A_c = 3.14 \text{ cm}^2$, 4T10/nappe

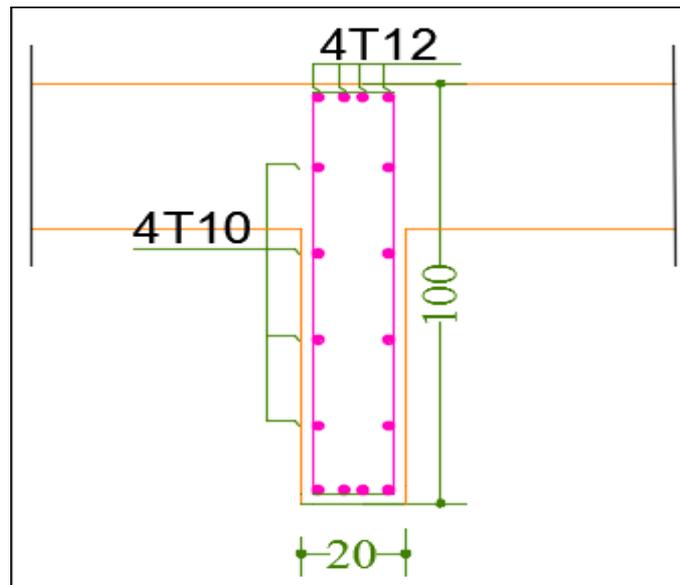


Figure V.19 : Ferraillage de linteau

V.7. Conclusion :

Pour une structure durable et performante vis-à-vis au chargement dynamique, il faut que les éléments principaux soit correctement dimensionnée et bien armé selon les règlement préconiser par "RPA 99 – version 2003", et le "BAEL91 modifier 99".

CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

VI.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 leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Les différents types de fondations :

Il existe plusieurs types de fondation telle que

- Fondation superficielle (Semelle isolée, filante, radier) ;
- Fondation semi profondes (les puits) ;
- Fondation profondes (les pieux) ;
- Fondation spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

VI.3. Choix de type de fondation :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Le type et l'importance de la structure ;
- Les caractéristiques du sol ;
- La facilité de réalisation.

Pour notre cas (structure en R+12 de type voile-dalle), on a deux types de fondations à choisir :

- Semelles filantes ;
- Radier nervuré.

Pour éviter le chevauchement des semelles filantes et facilité la réalisation on choisit la fondation par **radier nervuré**.

VI.4. Calcul de l'infrastructure :

VI.4.1. Définition de radier nervuré :

Les radiers nervurés sont constitués de poutres et de poutrelles croisées qui ont pour fonction de raidir la dalle. Ce type de radier est préconisé lorsque la dalle plate n'est pas suffisamment rigide en raison de son épaisseur pour supporter des charges conséquentes.

VI.4.2. Condition de coffrage :**➤ Les nervures :**

La hauteur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : h_n : hauteur de la nervure.

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\max} = 9.40 \text{ m} \text{ alors : } h_n \geq \frac{9.40}{10} \Rightarrow h_n = \mathbf{0.94 \text{ m}}$$

On adopte : $h_n = \mathbf{95 \text{ cm}}$

➤ La dalle :

La hauteur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec : h_d : La hauteur de la dalle.

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\max} = 9.40 \text{ m} \text{ alors : } h_d \geq \frac{9.40}{20} \Rightarrow h_d = \mathbf{0.47 \text{ m}}$$

On adopte : $h_d = \mathbf{50 \text{ cm}}$

Proposition 1 :

$$\begin{cases} h_d = \mathbf{50 \text{ cm}} \\ h_n = \mathbf{95 \text{ cm}} \end{cases}$$

⇒ Ces valeurs ne vérifient pas les contraintes du sol, donc on augmente les valeurs.

Après modélisation du radier sur le logiciel de calcul SAP 2000, on a opté pour

$$\begin{cases} h_d = \mathbf{90 \text{ cm}} \\ h_n = \mathbf{100 \text{ cm}} \\ b_n = \mathbf{90 \text{ cm}} \end{cases}$$

⇒ Ces valeurs vérifient la contrainte du sol.

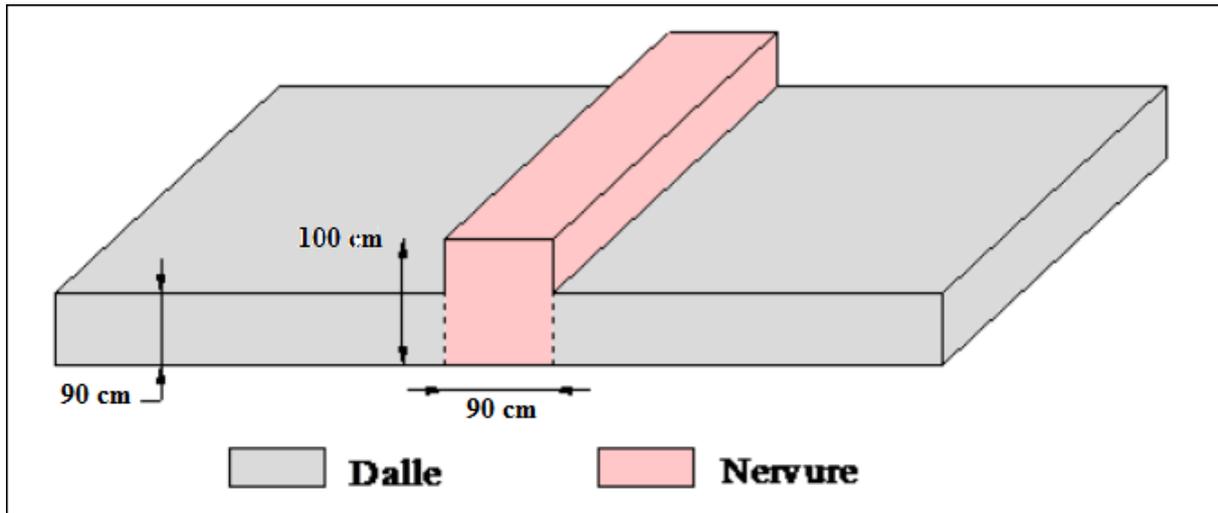


Figure VI.1 : Dimension de radier nervuré

Vérification de la contrainte du sol :

$$K = 2 \times \bar{\sigma}$$

Avec : **K** : le coefficient de BALLAST

$\bar{\sigma}$: la contrainte admissible de sol

D'après le titre I.2.3. Paramètres du bâtiment et caractéristiques géotechniques du sol :

$$\bar{\sigma} = 2 \text{ bars}$$

Donc : $K = 2 \times \bar{\sigma} \Rightarrow K = 4 \text{ Kg/cm}^3$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_{\max} = 0.61 \text{ m} \\ Z_{\min} = 0.116 \text{ m} \end{array} \right. \quad [\text{ELS SAP 2000}]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = K \times Z_{\max} = 4 \times 0.61 = 2.44 \text{ bar} \\ \sigma_2 = K \times Z_{\min} = 4 \times 0.116 = 0.464 \text{ bar} \end{array} \right.$$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 2.44 \text{ bar} \\ \sigma_2 = 0.464 \text{ bar} \end{array} \right.$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 2.44 + 0.464}{4} = 1.94 \text{ bar}$$

$$\Rightarrow 1.94 < \bar{\sigma} = 2 \text{ bar} \dots\dots\dots[\text{CV}]$$

Vérification au poinçonnement :

D'après le "BAEL91 modifier 99", La condition de poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq 0.045 \times h \times U_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : La charge à l'état limite ultime du voile le plus sollicitée.

U_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier .

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h = 410 + 140 = 550 \text{ cm} \\ B = b + h = 25 + 140 = 165 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A = 550 \text{ cm} \\ B = 165 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } U_c = 2 \times (A + B) = 2 \times (550 + 165)$$

$$\Rightarrow U_c = 14.3 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } 0.045 \times h \times U_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 1.40 \times 14.30 \times \frac{25}{1.50}$$

$$\text{Nous avons : } N_u = 7870.297 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow 7870.297 < 19584.78 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{[CV]}$$

➤ **La surface de Radier :**

$$\frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \quad \text{alors : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{5736.788}{200}$$

$$\Rightarrow S_{\text{rad}} = 28.68 \text{ m}^2$$

Puisque la surface de bâtiment est de $S_{\text{bat}} = 544.502 \text{ m}^2$, donc on prend :

$$\Rightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} = 544.502 \text{ m}^2$$

➤ **Débordement "D" :**

$$D \geq \max \left(\frac{h_t}{2}, 30 \text{ cm} \right)$$

$$D \geq \max \left(\frac{100}{2}, 30 \text{ cm} \right)$$

$$D \geq \max (50 \text{ cm}, 30 \text{ cm})$$

On prend : $D = 50 \text{ cm}$

VI.5. Calcul du ferrailage de la dalle :

Le calcul de ferrailage se fait en **flexion simple** en deux direction, l'une suivant L_x et l'autre suivant L_y .

➤ Sollicitation de calcul :

Les sollicitations sont extraites directement du logiciel **SAP2000**.

	ELU		ELS	
	M_{11} (KN.m)	M_{22} (KN.m)	M_{11} (KN.m)	M_{22} (KN.m)
En travée	784.277	875.627	583.971	604.671
En Appuis	639.00	732.823	466.842	535.079

Tableau VI.1: Sollicitation de calcul de la dalle de radier

Sens " L_x " :

ELU :

➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{784.277 \times 10^{-3}}{1 \times (0.81)^2 \times 14.17} = 0.084$$

$\mu_u = 0.084 < \mu_R = 0.392$ alors, la section est de simple armature ($A_{sc} = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.084}) = 0.109$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.81(1 - 0.4 \times 0.109) = 0.77 \text{ m}$$

$$A_{stx} = \frac{M_{11}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{784.277 \times 10^{-3}}{0.77 \times 347.826} = 29.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : **10T20 = 31.42 cm²/ml**

• Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq \frac{0.23 \times 1 \times 0.81 \times 2.1}{400}$$

$$A_{st} = 31.42 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq 9.780 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots [CV]$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{31.42}{4} = 7.855 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **7T12 = 7.92 cm²/ml**

➤ **En Appui :**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{639 \times 10^{-3}}{1 \times (0.81)^2 \times 14.17} = 0.068$$

$\mu_u = 0.068 < \mu_R = 0.392$ alors, la section est de simple armature ($A_{sc} = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.068}) = 0.088$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.81 (1 - 0.4 \times 0.088) = 0.78 \text{ m}$$

$$A_{sty} = \frac{M_{11}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{639 \times 10^{-3}}{0.78 \times 347.826} = 23.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : **8T20 = 25.13 cm²/ml**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq \frac{0.23 \times 1 \times 0.81 \times 2.1}{400}$$

$$A_{st} = 25.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq 9.780 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots[\text{CV}]$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{25.13}{4} = 6.282 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **6T12 = 6.79 cm²/ml**

- **Condition du "RPA 99 – version 2003" :**

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 0.5\% 100 \times 90 = 45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = A_{st \text{ trav}} + A_{st \text{ app}} = 31.42 + 25.13 = 56.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 56.55 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 45 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots[\text{CV}]$$

ELS :

➤ **En travée :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{et} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{784.227}{583.971} = 1.34$$

$$\alpha \leq \frac{1.34-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.42$$

$$\alpha = 0.109 \leq 0.42 \dots \dots \dots \text{[CV]}$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

➤ **En appuis :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{et} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{639.00}{466.842} = 1.36$$

$$\alpha \leq \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43$$

$$\alpha = 0.088 \leq 0.43 \dots \dots \dots \text{[CV]}$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

• **Vérification au cisaillement :**

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

Pour des fissurations préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.333 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{2600 \times 10^{-3}}{1 \times 0.81} = 3.20 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3.20 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{[CV]}$$

• **Armatures transversales :**

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_{\min}, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min (25.714, 12, 90) \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \varphi_t \leq 12 \text{ mm}$$

On prend : $\varphi_t = 10 \text{ cm}$

• **Calcul de l'espacement :**

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

$$S_t \leq \min (72.9, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t' \leq 40 \text{ cm}$$

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

Sens "L_y" :

ELU :

➤ **En Travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{875.627 \times 10^{-3}}{1 \times (0.81)^2 \times 14.17} = 0.094$$

$\mu_u = 0.094 < \mu_R = 0.392$ alors, la section est de simple armature ($A_{sc} = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.094}) = 0.123$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.81(1 - 0.4 \times 0.123) = 0.77 \text{ m}$$

$$A_{sty} = \frac{M_{22}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{875.627 \times 10^{-3}}{0.77 \times 347.826} = 32.69$$

On prend : **10T20+2T16 = 35.44 cm²/ml**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq \frac{0.23 \times 1 \times 0.81 \times 2.1}{400}$$

$$A_{st} = 35.44 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq 9.780 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots[\text{CV}]$$

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{35.44}{4} = 8.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **6T14 = 9.24 cm²/ml**

➤ **En Appui :**

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{732.823 \times 10^{-3}}{1 \times (0.81)^2 \times 14.17} = 0.078$$

$\mu_u = 0.078 < \mu_R = 0.392$ alors, la section est de simple armature ($A_{sc} = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.078}) = 0.10$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.81 (1 - 0.4 \times 0.10) = 0.77 \text{ m}$$

$$A_{sty} = \frac{M_{22}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{732.823 \times 10^{-3}}{0.77 \times 347.826} = 27.36 \text{ cm}$$

On prend : **9T20 = 28.27 cm²**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq \frac{0.23 \times 1 \times 81 \times 2.1}{400}$$

$$A_{st} = 28.27 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq 9.780 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{28.27}{4} = 7.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **7T12 = 7.92 cm²/ml**

- **Condition du "RPA 99 – version 2003" :**

$$A_{\min} = 0.5\% \ b \times h = 0.5\% \ 100 \times 90 = 45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = A_{st \text{ trav}} + A_{st \text{ app}} = 35.44 + 28.27 = 63.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 63.71 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 45 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

ELS :

➤ **En travée :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{et} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{875.627}{604.671} = 1.44$$

$$\alpha \leq \frac{1.44-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47$$

$$\alpha = 0.123 \leq 0.47 \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

➤ **En appuis :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{et} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{732.823}{535.079} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.10 \leq 0.44 \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

- **Vérification au cisaillement :**

Sens "L_x" :

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

Pour des fissurations préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.333 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{1894.873 \times 10^{-3}}{1 \times 0.81} = 2.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.33 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa} \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

Sens "L_y" :

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

Pour des fissurations préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.333 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{1063.023 \times 10^{-3}}{1 \times 0.81} = 1.31 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.31 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa} \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

• **Armatures transversales :**

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_{\min}, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min (25.714, 12, 90) \text{ mm} \Rightarrow \varphi_t \leq 12 \text{ mm}$$

On prend : $\varphi_t = 10 \text{ cm}$

• **Calcul de l'espacement :**

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

$$S_t \leq \min (72.9, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t' \leq 40 \text{ cm}$$

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

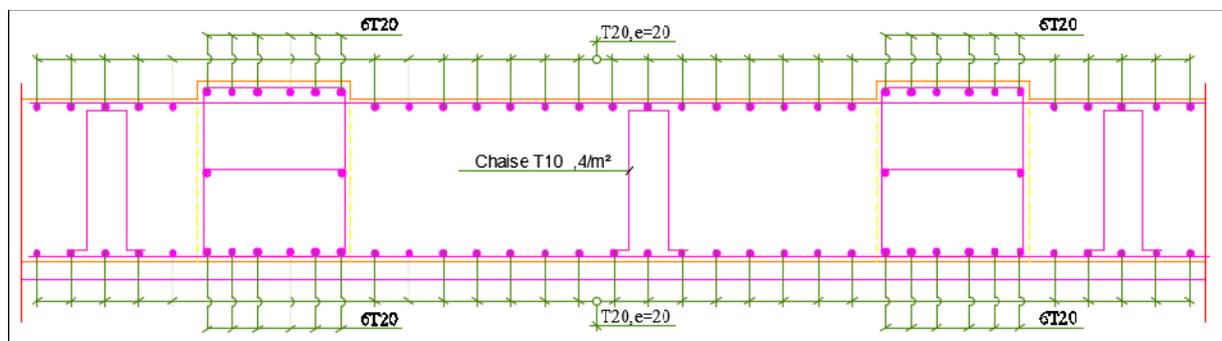


Figure VI.2 : Ferrailage de radier

VI.6. Calcul du ferrailage de la nervure :

Le calcul de ferrailage de la nervure se fait à la **flexion simple**.

➤ Sollicitation de calcul :

Les sollicitations sont extraites directement du logiciel **SAP2000**.

	ELU		ELS
	M (KN.m)	V (KN)	M (KN.m)
En travée	1103.670	2956.377	405.020
En Appuis	1120.50		500.712

Tableau VI.2 : Sollicitation de calcul de la nervure

ELU :

➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1103.67 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 1)^2 \times 14.17} = 0.096$$

$\mu_u = 0.096 < \mu_R = 0.392$ alors, la section est de simple armature ($A_{sc} = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.096}) = 0.12$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = (0.9 \times 1) (1 - 0.4 \times 0.062) = 0.877 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{1103.67 \times 10^{-3}}{0.877 \times 347.826} = 36.18 \text{ cm}^2$$

On prend : **6T20+6T20 = 37.70 cm²**

• Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq \frac{0.23 \times 1 \times 0.9 \times 2.1}{400}$$

$$A_{st} = 37.70 \text{ cm}^2 \geq 10.867 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots [CV]$$

• Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{37.70}{4} = 9.42 \text{ cm}^2$$

On adopte : **9T12 = 10.18 cm²**

➤ **En appui :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1120.5 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 1)^2 \times 14.17} = 0.097$$

$\mu_u = 0.097 < \mu_R = 0.392$ alors, la section est de simple armature ($A_{sc} = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.097}) = 0.127$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = (0.9 \times 1) (1 - 0.4 \times 0.127) = 0.854 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{z \times \sigma_{st}} = \frac{1120.5 \times 10^{-3}}{0.854 \times 347.826} = 37.72 \text{ cm}^2$$

On prend : **6T20+6T20+2T12 = 39.96 cm²**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq \frac{0.23 \times 1 \times 0.9 \times 2.1}{400}$$

$$A_{st} = 39.86 \text{ cm}^2 \geq 10.867 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots[\text{CV}]$$

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{39.96}{4} = 9.99 \text{ cm}^2$$

On adopte : **9T12 = 10.18 cm²**

• **Condition du "RPA 99 – version 2003" :**

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 0.5\% 100 \times 100 = 50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = A_{st \text{ trav}} + A_{st \text{ app}} = 37.70 + 39.96 = 77.66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 77.66 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 50 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots[\text{CV}]$$

ELU :

➤ **En travée :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ et } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1103.67}{405.020} = 2.72$$

$$\alpha \leq \frac{2.72-1}{2} + \frac{25}{100} = 1.11$$

$$\alpha = 0.127 \leq 1.11 \dots\dots\dots[\text{CV}]$$

➤ **En appui :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{et} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1120.5}{500.712} = 2.23$$

$$\alpha \leq \frac{2.23-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.865$$

$$\alpha = 0.127 \leq 0.865 \dots \dots \dots [CV]$$

• **Vérification au cisaillement :**

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

Pour des fissurations préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}) = 3.333 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{2956.377 \times 10^{-3}}{1 \times 0.90} = 3.284 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3.284 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa} \dots \dots \dots [CV]$$

• **Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \varphi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(2.85, 12, 10) \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \varphi_t \leq 10 \text{ mm}$$

On prend : **$\varphi_t = 8 \text{ cm}$**

Calcul des espacements des cadres :

Zone nodale : $S_t' \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_l, 30\right) \text{ cm}$

$$S_t' \leq \min(25, 14.40, 30) \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad S_t' \leq 25 \text{ cm}$$

On prend : **$S_t' = 15 \text{ cm}$**

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$S_t \leq \frac{100}{2} \quad \Rightarrow \quad S_t \leq 50 \text{ cm}$$

On prend : **$S_t = 20 \text{ cm}$**

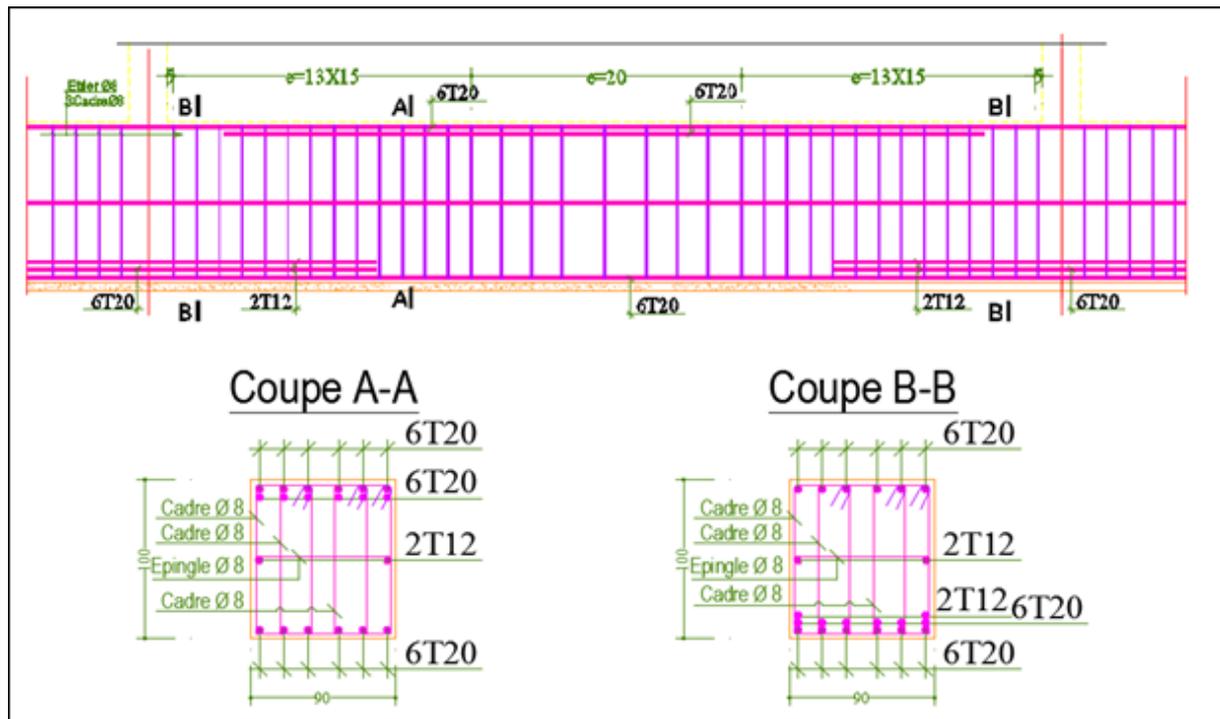


Figure VI.3 : Ferrailage de la nervure

VI.7. Voile périphérique :

VI.7.1. Introduction :

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres.

VI.7.2. Dimension de voile :

D'après le tableau II.1 : $e = 25 \text{ cm}$

$$h = 3.06 - 0.20 \Rightarrow h = 2.86 \text{ m}$$

VI.7.3. Caractéristique de sol :

Poids volumique des terres humide : $\gamma_h = 18.50 \text{ KN/m}^3$

VI.7.4. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

➤ Poussés des terres :

$$G = \gamma_h \times h = 18.50 \times 2.86$$

$$\Rightarrow G = 52.910 \text{ KN/m}$$

➤ Surcharge éventuelle : $q = 5 \text{ KN/m}^2$

VI.7.5. Sollicitation de calcul :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis.

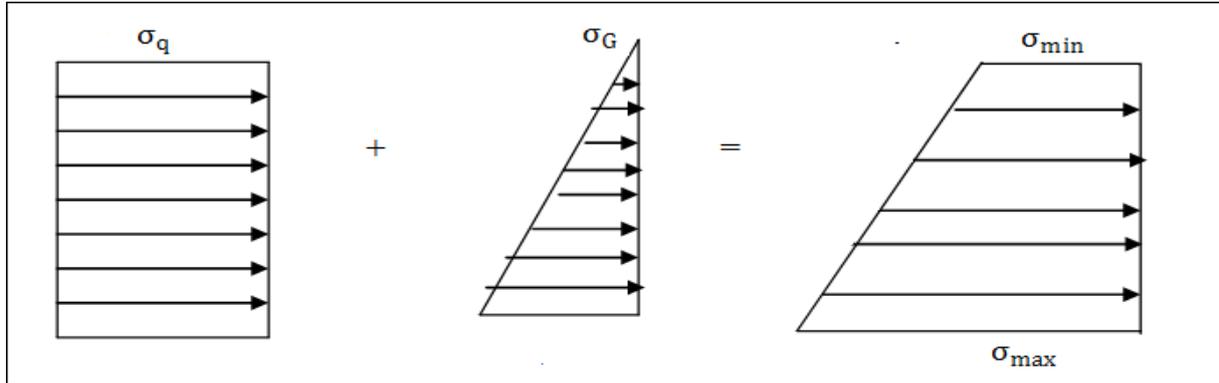


Figure VI.4 : Diagramme des contraintes

ELU :

$$\sigma_{\min} = 1.5Q = 7.50 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5Q = 78.928 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 61.071 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 61.071 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$\sigma_{\min} = Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 57.910 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 44.682 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 44.682 \text{ KN/ml}$$

On prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$L_x = 2.86 \text{ m}, L_y = 6.6 \text{ m}.$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.86}{6.60} = 0.420 \geq 0.40 \dots\dots\dots \text{dalle portant dans deux sens}$$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2.40 \times \alpha)} = \frac{1}{8(1 + 2.40 \times 0.420)} = 0.062$$

$$\mu_y = \alpha^3(1.90 - 0.90 \times \alpha) = 0.420^3(1.90 - 0.90 \times 0.420) = 0.112$$

ELU :

- **Sens "L_x" :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.062 \times 61.071 \times 2.86^2 = 29.90 \text{ KN.m/ml}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 29.90 = 25.415 \text{ KN.m/ml} \\ M_g = 0.3 \times M_{0x} = 0.30 \times 29.90 = 8.970 \text{ KN.m/ml} \\ M_d = 0.50 \times M_{0x} = 0.50 \times 29.90 = 14.95 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 \times M_{0x}$$

$$25.415 + \frac{14.950 + 8.970}{2} = 37.375 \text{ KN.m/ml} \geq 1.25 \times 29.90 = 37.37 \text{ KN.m/ml} \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

- **Sens "L_y" :**

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.112 \times 29.90 = 3.348 \text{ KN.m/ml}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 3.348 = 2.845 \text{ KN.m/ml} \\ M_g = 0.3 \times M_{0y} = 0.3 \times 3.348 = 1.004 \text{ KN.m/ml} \\ M_d = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 3.348 = 1.674 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 \times M_{0y}$$

$$2.845 + \frac{1.004 + 1.674}{2} = 4.185 \text{ KN.m/ml} \geq 1.25 \times 3.348 = 4.185 \text{ KN.m/ml} \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

ELS :

- **Sens "L_x" :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.062 \times 44.682 \times 2.86^2 = 22.660 \text{ KN.m/ml}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 22.660 = 19.261 \text{ KN.m/ml} \\ M_g = 0.3 \times M_{0x} = 0.3 \times 22.660 = 6.798 \text{ KN.m/ml} \\ M_d = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 22.660 = 11.330 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 \times M_{0x}$$

$$19.261 + \frac{6.798 + 11.330}{2} = 28.325 \text{ KN.m/ml} \geq 1.25 \times 22.6 = 28.325 \text{ KN.m/ml} \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

- **Sens "L_y" :**

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.112 \times 22.660 = 2.538 \text{ KN.m/ml}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 2.538 = 2.157 \text{ KN.m/ml} \\ M_g = 0.3 \times M_{0y} = 0.3 \times 2.538 = 0.761 \text{ KN.m/ml} \\ M_d = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 2.538 = 1.269 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 \times M_{0y}$$

$$2.157 + \frac{0.761 + 1.269}{2} = 3.172 \text{ KN.m/ml} \geq 1.25 \times 2.538 = 3.172 \text{ KNm/ml} \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

On prend en générale :

$$\begin{cases} M_a = 0.5M \\ M_t = 0.85M \end{cases}$$

VI.7.6. Calcul de ferrailage :

ELU :

Sens "L_y" :

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2.845 \times 10^{-3}}{1 \times (0.225)^2 \times 14.17} = 0.004$$

$$\mu_u = 0.004 < \mu_R = 0.392 \quad \text{alors, la section est de simple armature (A}_{sc} = 0).$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.004}) = 0.005$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.225(1 - 0.4 \times 0.005) = 0.224 \text{ m}$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{2.845 \times 10^{-3}}{0.225 \times 347.826} = 0.363 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Sections minimales d'armatures :**

$$A_{ymin} = \begin{cases} 12h_0 : \text{ronds lisses} \\ 8h_0 : \text{FeE400} \\ 6h_0 : \text{FeE500} \end{cases}$$

Dans notre cas : $f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow A_{y\min} = 8 \times 0.25 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{ty} = 0.134 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y\min} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ donc on prend : $A_{y\min} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Choix des aciers :**

$$\varphi \leq \frac{h}{10} = \frac{250}{10} = 25 \text{ mm}$$

On adopte : **6T10 = 4.71 cm²/ml**

- **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min(4 \times h, 45 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(4 \times 25, 45) \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{[CV]}$$

➤ **En appui :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.674 \times 10^{-3}}{1 \times (0.225)^2 \times 14.17} = 0.0023$$

$\mu_u = 0.0023 < \mu_R = 0.392$ alors, la section est de simple armature ($A_{sc} = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0023}) = 0.0028$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.225(1 - 0.4 \times 0.0028) = 0.224 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{z \times \sigma_{st}} = \frac{1.674 \times 10^{-3}}{0.224 \times 347.826} = 0.214 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Sections minimales d'armatures :**

$$A_{ay} = 0.214 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y\min} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on prend : **$A_a = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$**

- **Choix des aciers :**

$$\varphi \leq \frac{h}{10} = \frac{250}{10} = 25 \text{ mm}$$

On adopte : **6T10 = 4.71 cm²/ml**

- **Espacement des armatures :**

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

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{[CV]}$$

Sens "L_y" :

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{25.415 \times 10^{-3}}{1 \times (0.225)^2 \times 14.17} = 0.035$$

$\mu_u = 0.035 < \mu_R = 0.392$ alors, la section est de simple armature ($A_{sc} = 0$).

$$A = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.035}) = 0.044$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.225(1 - 0.4 \times 0.044) = 0.221 \text{ m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{25.415 \times 10^{-3}}{0.221 \times 347.826} = 3.306 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Sections minimales d'armatures :**

$$A_{x\min} = \frac{3 - \alpha}{2} \times A_{y\min} = \frac{3 - 0.420}{2} \times 2$$

$$A_{x\min} = 2.580 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 3.306 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{x\min} = 2.580 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ donc on prend : } A_{tx} = 3.306 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Choix des aciers :**

$$\varphi \leq \frac{h}{10} = \frac{250}{10} = 25 \text{ mm}$$

On adopte : **6T12 = 6.79 cm²/ml**

• **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min (4 \times h, 45) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (4 \times 25, 45) \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{[CV]}$$

➤ **En appui :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{14.950 \times 10^{-3}}{1 \times (0.225)^2 \times 14.17} = 0.020$$

$\mu_u = 0.020 < \mu_R = 0.392$ alors, la section est de simple armature ($A_{sc} = 0$)...uoo

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.020}) = 0.025$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.225(1 - 0.4 \times 0.025) = 0.222 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_{\max}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{14.950 \times 10^{-3}}{0.222 \times 347.826} = 1.936 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Sections minimales d'armatures :**

$$A_{ax} = 1.936 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x\min} = 2.757 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on prend : $A_a = 2.757 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Choix des aciers :**

$$\varphi \leq \frac{h}{10} = \frac{250}{10} = 25 \text{ mm}$$

On adopte : **6T10 = 4.71 cm²/ml**

- **Espacement des armatures :**

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

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{[CV]}$$

ELS :

Sens "L_y" :

- **En travée :**

$$b \times \frac{x^2}{2} + n \times A_{sc} (x-d') - n \times A_{st} (d-x) = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$A_{sc} = 0 \quad \text{alors, la solution de l'équation (1) est : } x = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n \times A_{st}^2}} \right)$$

$$x = 15 \times \frac{4.71 \times 10^{-4}}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times 0.225 \times 4.71 \times 10^{-4}}{15(4.71 \times 10^{-4})^2}} \right) = 0.056 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d-x)^2$$

$$I = 1 \times \frac{0.056^3}{3} + 15 \times 4.71 \times 10^{-4} (0.225 - 0.056)^2 = 0.0002 \text{ m}^4$$

- **Vérification des contraintes :**

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

Pour des fissurations préjudiciables : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \text{ trav} \times x}{I} = \frac{2.157 \times 10^{-3} \times 0.056}{0.0002} = 0.604 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \text{ trav} \times (d-x)}{I} = \frac{15 \times 2.157 \times 10^{-3} \times (0.225 - 0.056)}{0.0002} = 27.340 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 0.604 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots [\text{CV}] \\ \sigma_{st} = 27.340 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 266.66 \dots \dots \dots [\text{CV}] \end{cases}$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

➤ **En appuis :**

$$b \times \frac{x^2}{2} + n \times A_{sc} (x-d') - n \times A_{st} (d-x) = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$A_{sc} = 0 \quad \text{alors, la solution de l'équation (1) est : } x = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n \times A_{st}^2}} \right)$$

$$x = 15 \times \frac{4.71 \times 10^{-4}}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times 0.225 \times 4.71 \times 10^{-4}}{15(4.71 \times 10^{-4})^2}} \right) = 0.056 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d-x)^2$$

$$I = 1 \times \frac{0.056^3}{3} + 15 \times 4.71 \times 10^{-4} (0.225 - 0.056)^2 = 0.0002 \text{ m}^4$$

• **Vérification des contraintes:**

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

Pour des fissurations préjudiciables : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \text{ trav} \times x}{I} = \frac{1.269 \times 10^{-3} \times 0.056}{0.0002} = 0.355 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \text{ trav} \times (d-x)}{I} = \frac{15 \times 1.269 \times 10^{-3} \times (0.225 - 0.056)}{0.0002} = 16.084 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 0.355 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots [\text{CV}] \\ \sigma_{st} = 16.084 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 266.66 \dots \dots \dots [\text{CV}] \end{cases}$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Sens "L_x" :

➤ **En travée :**

$$b \times \frac{x^2}{2} + n \times A_{sc} (x-d') - n \times A_{st} (d-x) = 0 \dots\dots\dots(1)$$

$$A_{sc} = 0 \quad \text{alors, la solution de l'équation (1) est : } x = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n \times A_{st}^2}} \right)$$

$$x = 15 \times \frac{6.79 \times 10^{-4}}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times 0.225 \times 6.79 \times 10^{-4}}{15(6.79 \times 10^{-4})^2}} \right) = 0.068 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d-x)^2$$

$$I = 1 \times \frac{0.068^3}{3} + 15 \times 6.79 \times 10^{-4} (0.225 - 0.068)^2 = 0.0003 \text{ m}^4$$

• **Vérification des contraintes :**

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

$$\text{Pour des fissurations préjudiciables : } \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \text{ trav} \times x}{I} = \frac{19.261 \times 10^{-3} \times 0.068}{0.0003} = 4.365 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \text{ trav} \times (d-x)}{I} = \frac{15 \times 19.261 \times 10^{-3} \times (0.225 - 0.068)}{0.0003} = 151.198 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 4.365 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots[\text{CV}] \\ \sigma_{st} = 151.198 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 266.66 \dots\dots\dots[\text{CV}] \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

➤ **En appui :**

$$b \times \frac{x^2}{2} + n \times A_{sc} (x-d') - n \times A_{st} (d-x) = 0 \dots\dots\dots(1)$$

$$A_{sc} = 0 \quad \text{alors, la solution de l'équation (1) est de : } x = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n \times A_{st}^2}} \right)$$

$$x = 15 \times \frac{4.71 \times 10^{-4}}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times 0.225 \times 4.71 \times 10^{-4}}{15(4.71 \times 10^{-4})^2}} \right) = 0.056 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d-x)^2$$

$$I = 1 \times \frac{0.056^3}{3} + 15 \times 4.71 \times 10^{-4} (0.225 - 0.056)^2 = 0.0002 \text{ m}^4$$

- **Vérification des contraintes :**

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

$$\text{Pour des fissurations préjudiciables : } \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s \text{ app}} \times x}{I} = \frac{11.330 \times 10^{-3} \times 0.056}{0.0002} = 3.172 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_{s \text{ app}} \times (d-x)}{I} = \frac{15 \times 11.330 \times 10^{-3} \times (0.225 - 0.056)}{0.0002} = 143.607 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 3.172 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots [\text{CV}] \\ \sigma_{st} = 143.607 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 266.66 \text{ MPa} \dots \dots \dots [\text{CV}] \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

- **Effort tranchant :**

Sollicitation ultimes :

Au milieu du grand côté :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{61.071 \times 2.86}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.420}{2}}$$

$$V_{ux} = 72.174 \text{ KN/m}$$

Au milieu du petit côté :

$$V_{uy} = \frac{q_u}{3} = \frac{61.071 \times 2.86}{3}$$

$$V_{uy} = 58.221 \text{ kn/m}$$

$$V_{ux} = 72.174 \text{ kn/m} > V_{uy} = 58.221 \text{ KN/m} \text{ on prend : } V_u = 72.174 \text{ KN/m}$$

Vérification :

$$\tau_u = \frac{V_u}{d} = \frac{72.174 \times 10^{-3}}{0.225}$$

$$\tau_u = 0.320 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.50}$$

$$\bar{\tau} = 1.166 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.320 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.166 \text{ MPa} \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

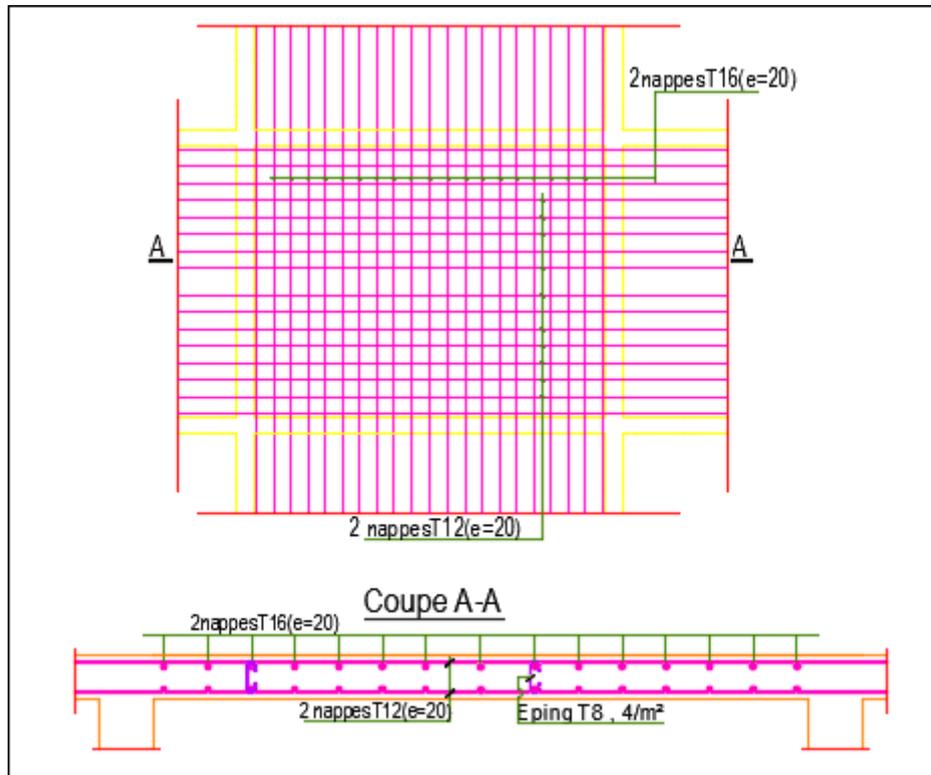


Figure VI.5 : Ferrailage de voile périphérique

VI.8. Conclusion :

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles). Pour notre structure, puisque la hauteur est importante et elle est réalisée par des voiles seulement et pour éviter le chevauchement des semelles filantes le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat.

pour 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.

CHAPITRE VII

Analyse statique non linéaire

VII.1. Introduction :

La construction parasismique a pour but d'assurer une protection des vies et des biens vis-à-vis des actions sismiques. Une bonne description du comportement réel d'une structure se base en particulier sur une modélisation qui prend en considération le maximum de phénomènes qui pourront se produire dans une structure pour prédire le maximum de risque afin de se mettre en sécurité. Trois caractéristiques mécaniques sont couramment considérées dans le dimensionnement parasismique : rigidité, résistance et ductilité.

La méthode de "Pushover" est une nouvelle méthode pour l'évaluation et la conception sismique des structures, elle est basée sur différents niveaux de performance qui représentent l'état de la structure après l'endommagement.

Dans ce chapitre, nous procédons à une description de la méthode de conception basée sur la performance "Pushover" et on va exécuter cette méthode sur notre structure à l'aide de logiciel SAP2000.

VII.2. Définition de l'analyse de "Pushover" :

" **Pushover** " est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure. Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet de la structure.[1]

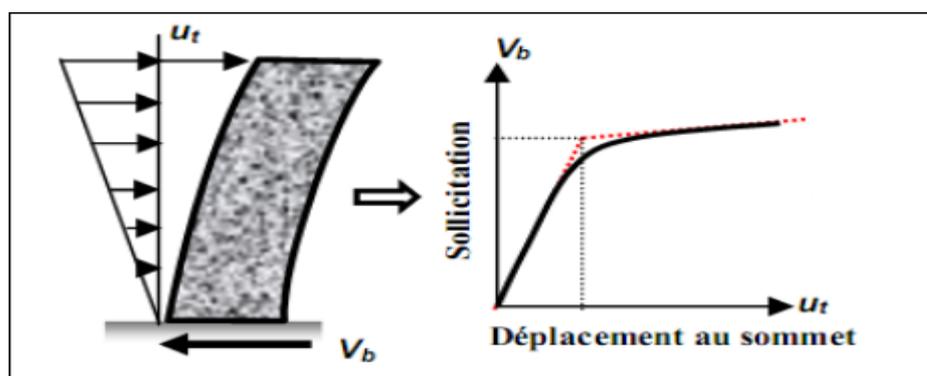


Figure VII.1 : Courbe de capacité

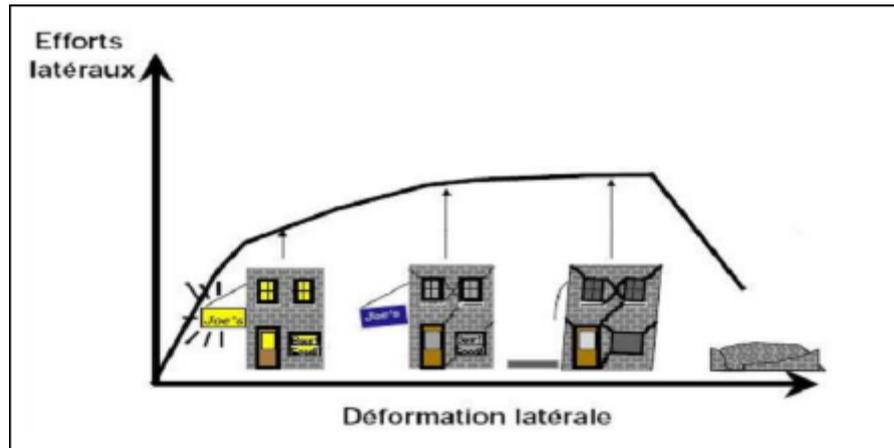


Figure VII.2 : Courbe de capacité et endommagement

- **Niveau 1 :** la structure est dans le domaine élastique (non endommagement).
- **Niveau 2 :** la structure a un endommagement mineur est susceptible de se développer
- **Niveau 3 :** la structure présente un endommagement avancé (aucune capacité de résistance).
- **Niveau 4 :** effondrement totale de la structure

VII.3. But de l'analyse "Pushover" :

L'analyse de "Pushover" consiste à :

- Décrire le comportement réel de la structure
- Evaluer les sollicitations et déplacement des éléments de la structure
- Fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :
 - l'estimation des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie
 - détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles
 - conséquences de la détérioration de la résistance des éléments
 - l'identification des zones critiques siège être grandes

VII.4. Origine de l'analyse "Pushover" :

L'analyse statique "Pushover" est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme. Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximale) donnée par le

premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent.

VII.5. Principe de la méthode de "Pushover" :

Le principe consiste à superposer dans un diagramme unique, en Accélération-Déplacement, le spectre de dimensionnement et la courbe de capacité de la structure afin de dégager le «point de fonctionnement ou de performance» de la structure.[2]

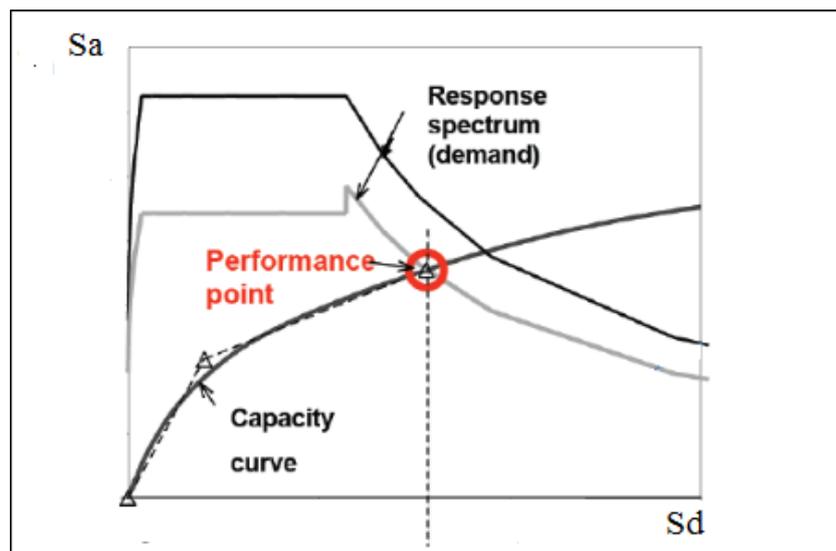


Figure VII.3 : Point de performance

La méthode "Pushover" conventionnelle suit les pas généraux suivants :

- Construction de la courbe "Pushover" effort tranchant à la base V_b -déplacement D_s au sommet
- Conversion de courbe de "Pushover" (V_b - D_s) au courbe de capacité (S_a - S_d)
- Conversion du spectre de réponse élastique (S_a - T) au spectre de demande (S_a - S_d)
- Détermination du point de performance de la structure

VII.6. Différents guides de l'analyse "Pushover" :

Il existe différents règlements traitant cette méthode :

- FEMA 273 / 356 (Federal Emergency Management Agency)
- FEMA 273, 1997 "Guidelines for the seismic Rehabilitation of Buildings"
- FEMA 356, 2000 "Prestandard and Commentary for the seismic Rehabilitation of Buildings"
- ATC 40 (Applied Technology Council). "California seismic safety commission"
- ATC40 1996, "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings"

- EC 8 (Eurocode 8). Norme Européenne, prEN1998-1, "calcul des structures pour leur résistance aux séismes-Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments"

VII.7. Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité :

Une représentation bilinéaire de la courbe de capacité est nécessaire pour estimer l'amortissement effectif, elle nécessite la définition du point (a_{pi}, d_{pi}) , qui représente le point de la performance d'essai estimée par l'ingénieur pour développer la demande spectral réduite, la première estimation du point (a_{pi}, d_{pi}) est généralement définie en utilisant le Principe d'égalité des déplacements maximaux (Newmark et Hall 1982).

Pour construire la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, le premier segment est tracé à partir de l'origine avec une pente correspondant à la rigidité initiale de la structure (segment élastique).

Le deuxième segment est tracé en reliant le point (a_{pi}, d_{pi}) à un point (a_y, d_y) qui est définie de tel façon a avoir l'égalité de surfaces A_1 et A_2 .

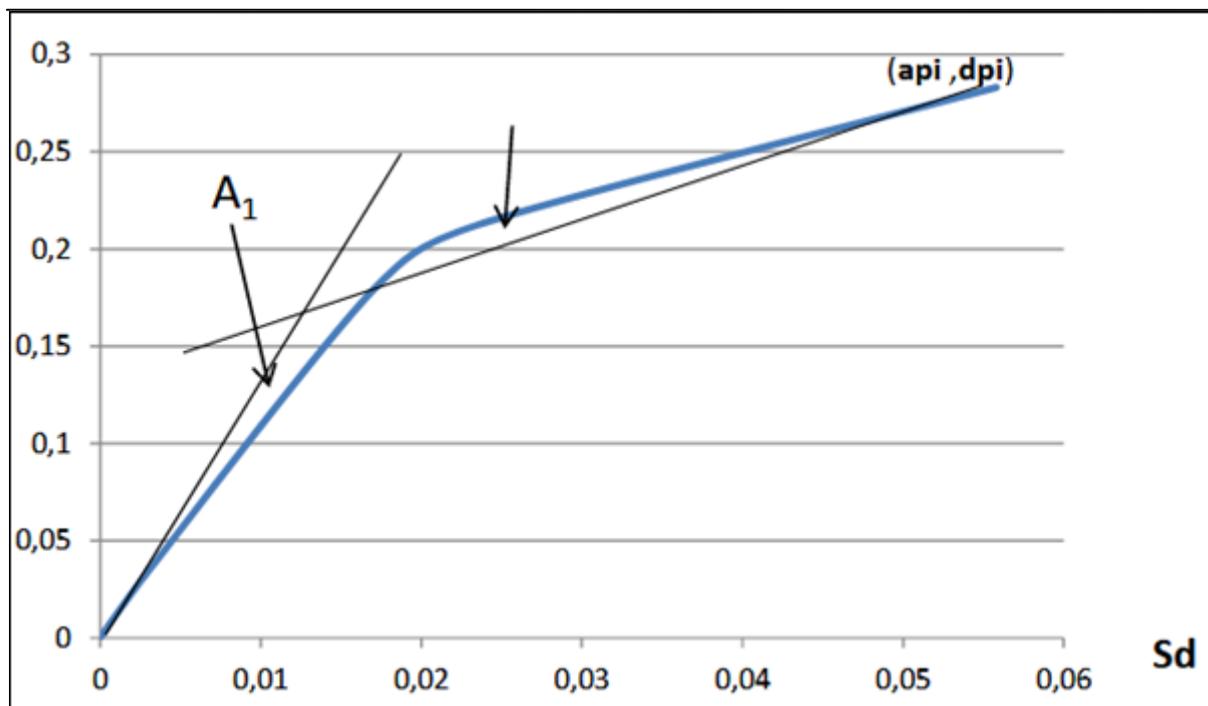


Figure VII.4 : Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité

VII.8. Application de l'analyse de "Pushover" sur notre structure à l'aide de logiciel SAP2000 :

VII.8.1. Définition de comportement non linéaire des voiles :

Le problème se pose pour la modélisation des voiles, plusieurs recherches ont été menées dans l'optique de déterminer la meilleure approche pour modéliser le comportement non linéaire d'un voile.

Dans notre étude on a utilisé la méthode de MULTICOUCHE pour créer le comportement non linéaire des voiles par ce que SAP2000 permet d'introduire les rotules seulement aux éléments frame, pour ce la on va suivre le chemin suivant :

- **Définir un matériau non linéaire pour l'acier et pour le béton confiné et non confiné :**

Define ⇒ Materials ⇒ Add New Material

Material Property Data		
Material Name acier	Material Type Rebar	Symmetry Type Isotropic
Modulus of Elasticity E 2.100E+08	Weight and Mass Weight per Unit Volume 0	Units KN, m, C
Poisson's Ratio U 0,3	Other Properties for Rebar Materials:	
Coeff of Thermal Expansion A 1.170E-05	Minimum Yield Stress, Fy	275790,32
Shear Modulus G 80769231	Minimum Tensile Stress, Fu	413685,5
	Expected Yield Stress, Fye	303369,35
	Expected Tensile Stress, Fue	455054
	Advanced Material Property Data	
	Nonlinear Material Data...	Material Damping Properties...
	Time Dependent Properties...	Thermal Properties...
	OK	Cancel

Figure VII.5 : Matériau non linéaire pour l'acier

Figure VII.6 : Matériau non linéaire pour le béton confiné

Figure VII.7 : Matériau non linéaire pour le béton non confiné

Define ⇒ section properties ⇒ area section ⇒ add new section ⇒ Shell-layerd/Nonlinear

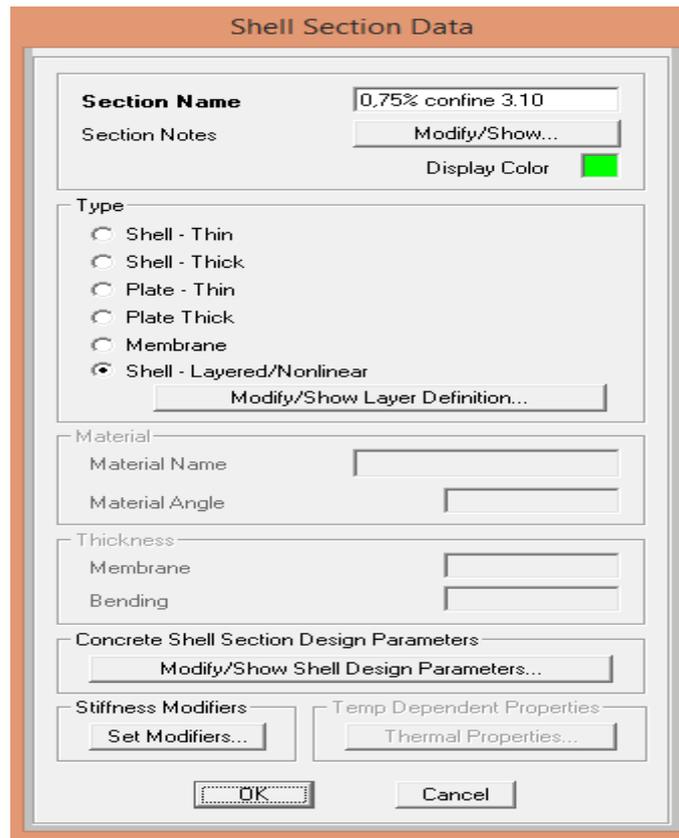


Figure VII.8 : Introduire non linéaire des voiles

Par la suite cliquer sur : Modify /show Layer Definition ⇒ quick start

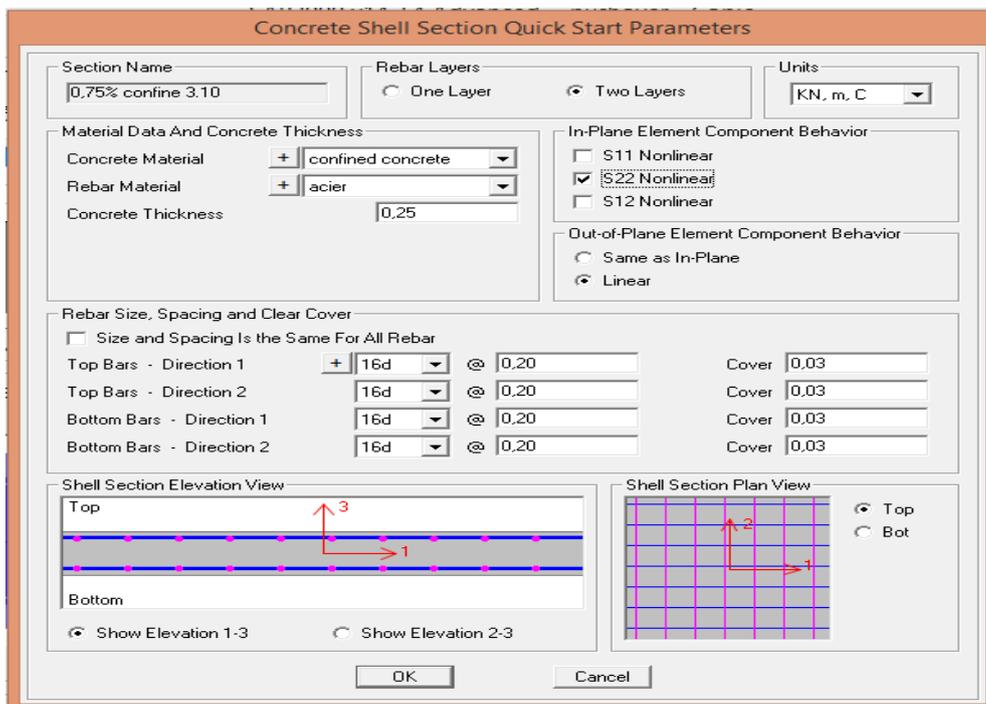


Figure VII.9 : Introduction des données des voiles

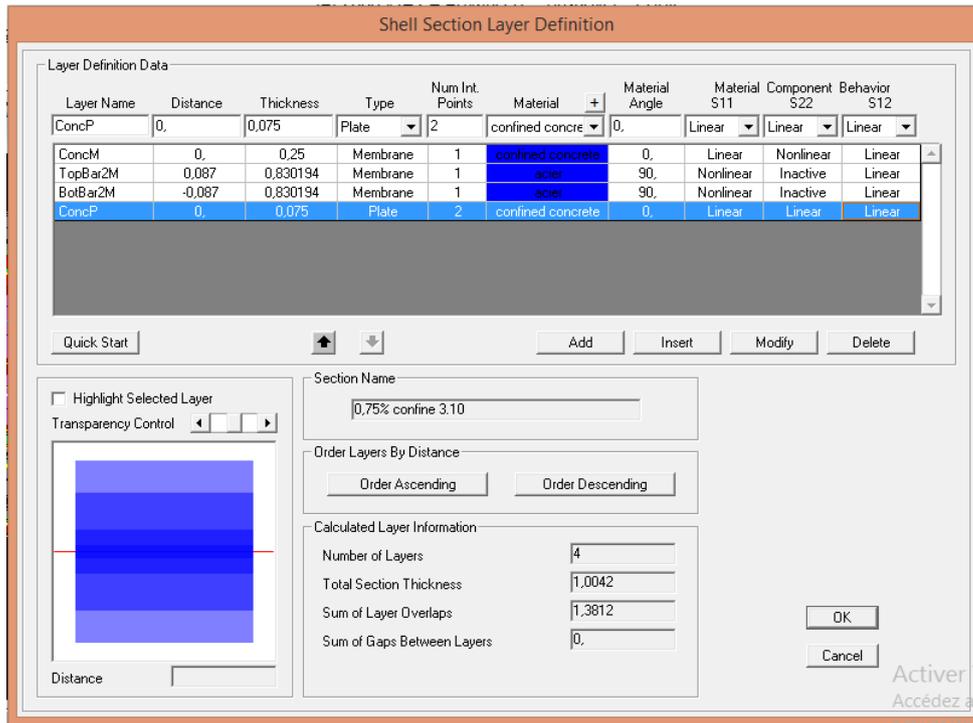


Figure VII.10 : Introduction des données des voiles

VII.8.2. Introduire les charges G de la structure dans le domaine non linéaire :

Define ⇒ load cases ⇒ G ⇒ modify /show load cases

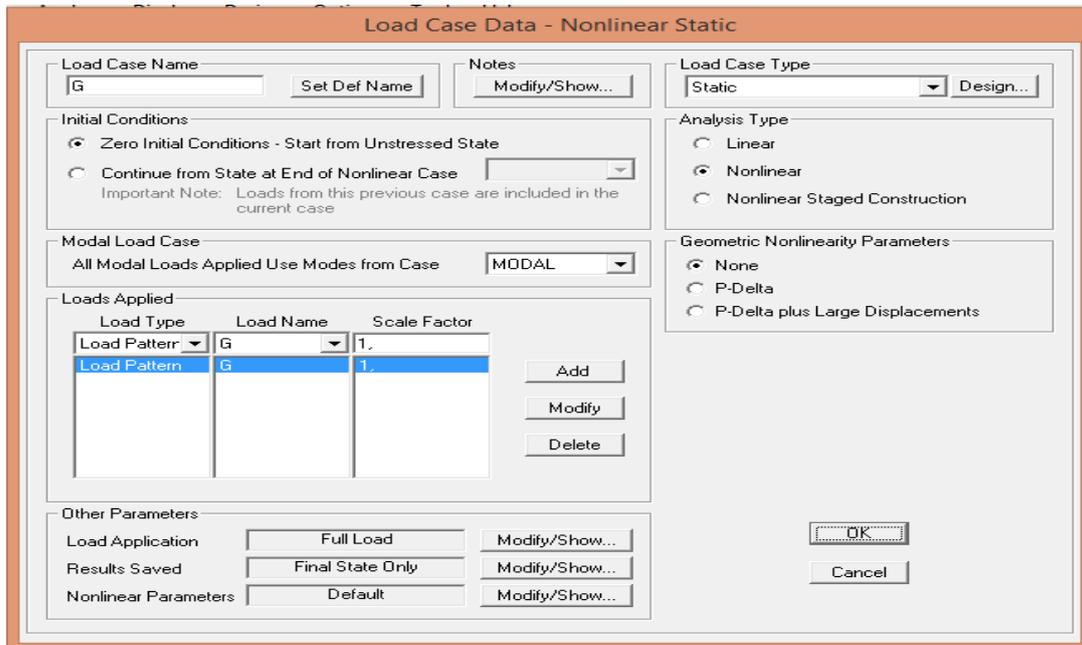


Figure VII.11 : Introduire les charges G de la structure dans le domaine non linéaire

VII.8.3. Définition du chargement de l'analyse "Pushover" :

L'analyse push over consiste à appliquer à la structure une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible et puisque cette charges ne sont pas connues on introduit dans le SAP200 un **déplacement contrôlé** au lieu d'un introduire une **force contrôlée**.

Sens xx : Define Load Cases ⇒ Add NewLoad Case

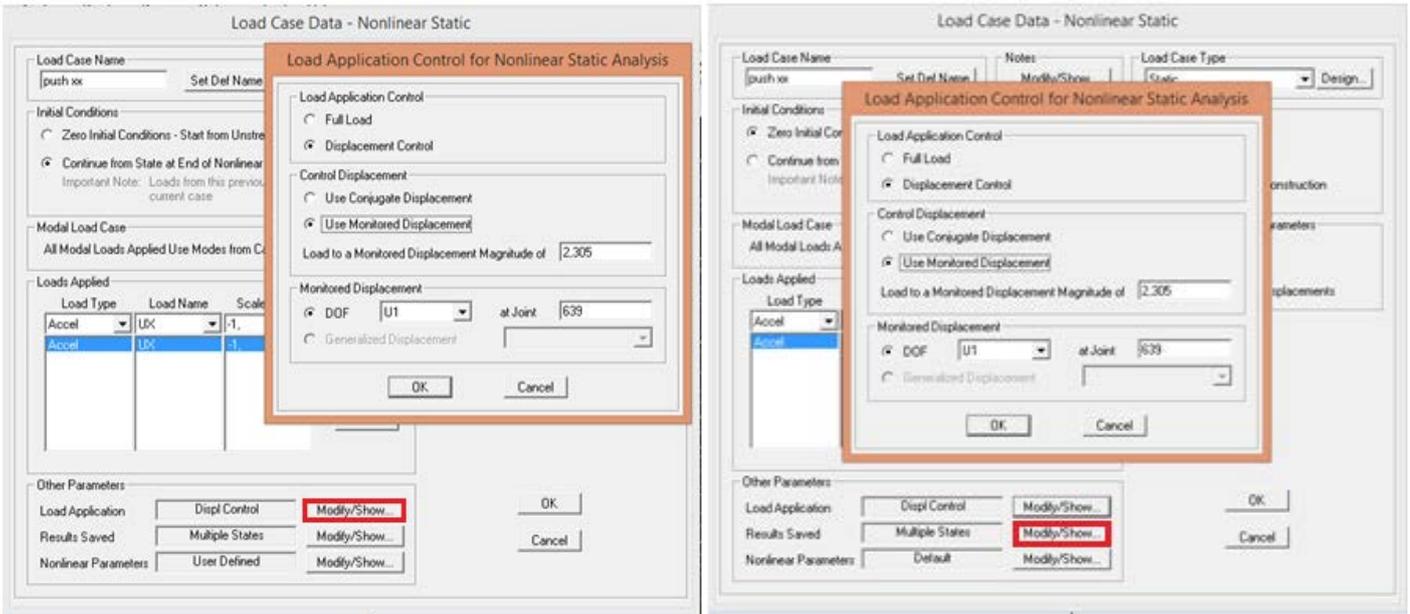


Figure VII.12 : Définir un déplacement contrôlé dans le sens xx

Sens yy: Define Load Cases ⇒ Add NewLoad Case

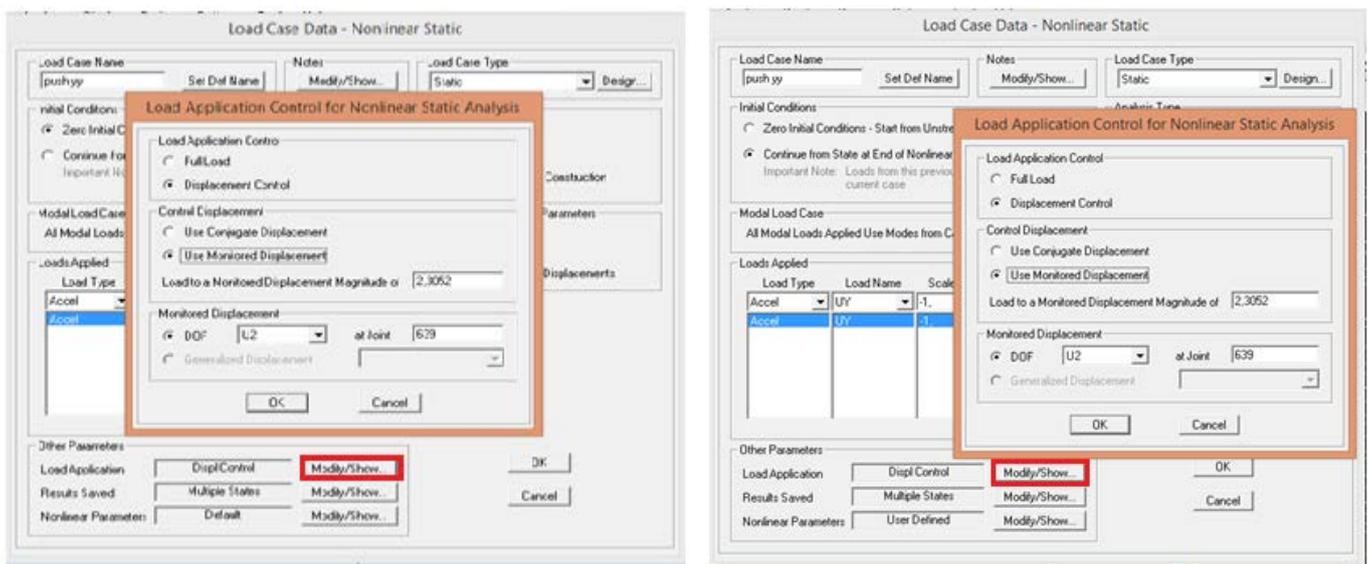


Figure VII.13 : Définir un déplacement contrôlé dans le sens yy

VII.8.4. Exécution de l'analyse :

Analyse \Rightarrow Run Analysis

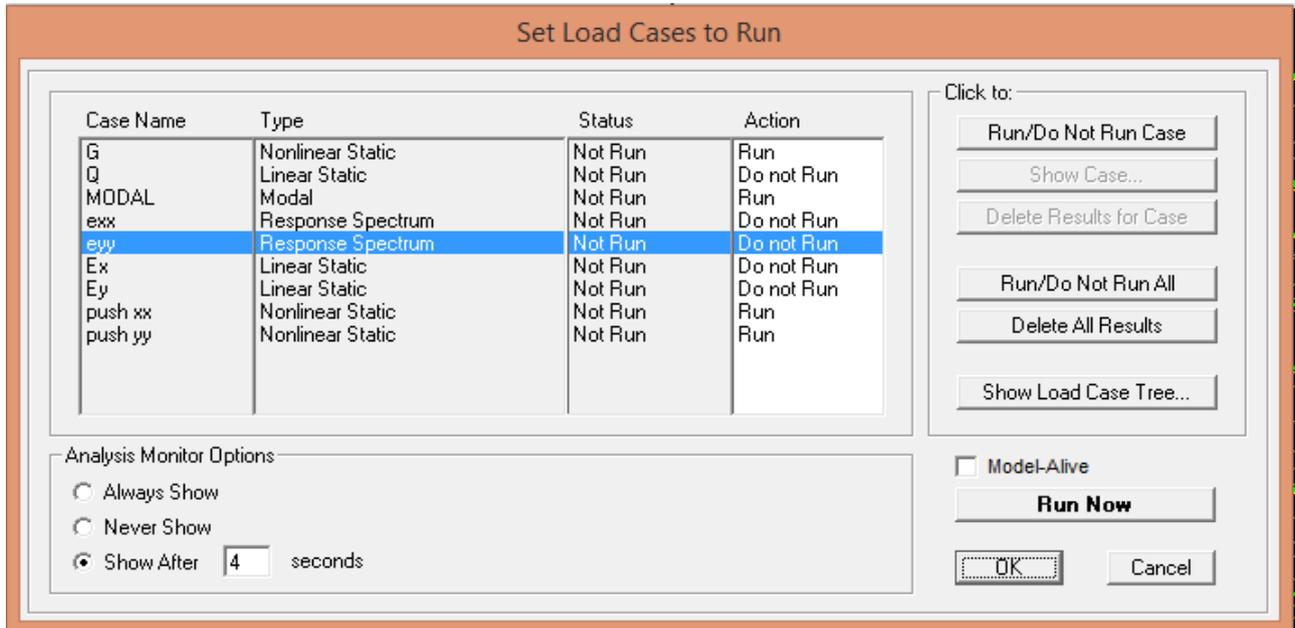


Figure VII.14 : Exécution de l'analyse de Pushover

VII.8.5. Résultats de l'analyse de "Pushover" :

Pour visualiser la courbe de capacité : Display \Rightarrow Show Static Pushover Curve.

Dans la case "Static Nonlinear Case" on choisit le type de chargement.

Sens xx :

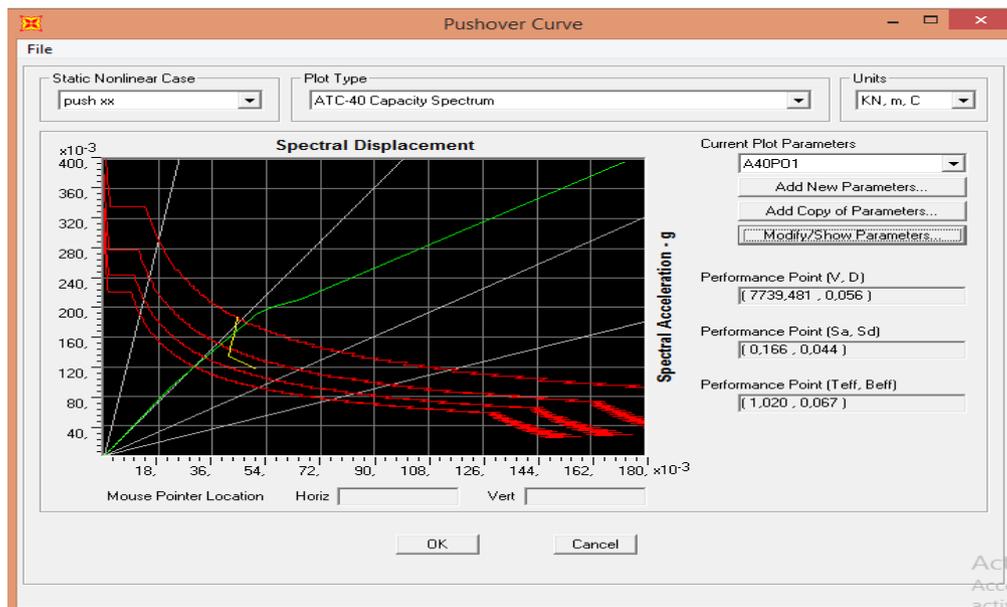


Figure VII.15 : Résultats de l'analyse de Pushover dans le sens xx

Point de performance : (7739.481, 0.056)

Sens yy :

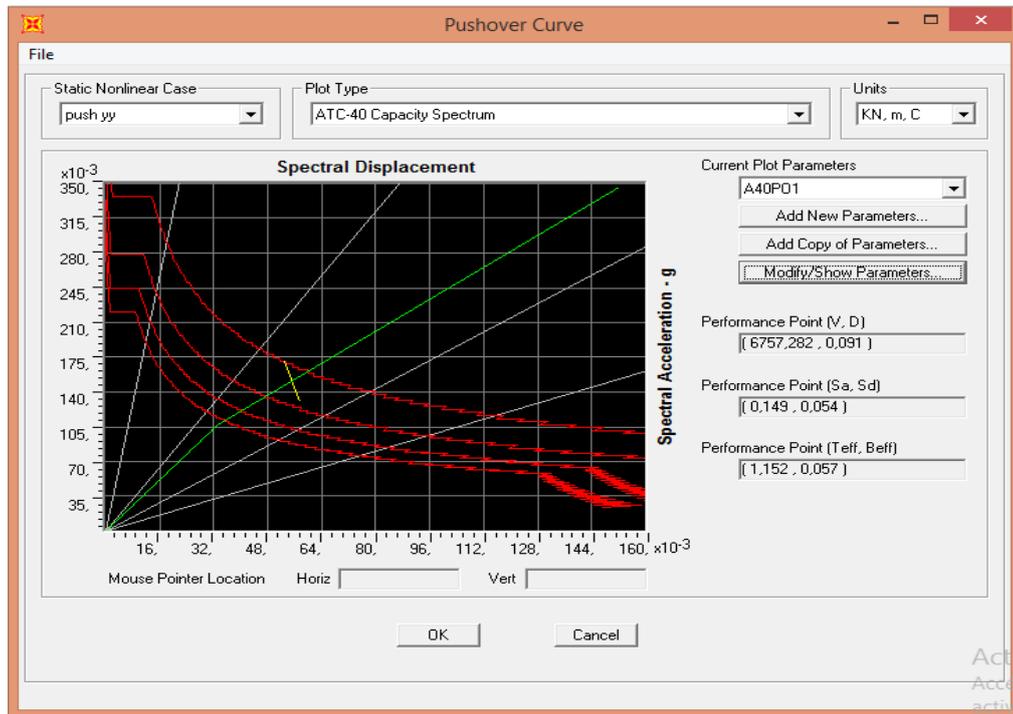


Figure VII.16 : Résultats de l'analyse de Pushover dans le sens yy

Point de performance : (6757.282, 0.091)

VII.8.6. Le déplacement cible :

Le déplacement cible peut être défini comme le déplacement attendu de la structure lors d'un séisme. Le FEMA 356 exprime le déplacement cible comme suit :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Avec :

g : l'accélération de la pesanteur

S_a : sollicitation sismique, obtenue à partir du spectre de réponse

C₀ : coefficient modificateur qui relie le déplacement d'un SSDDL équivalent au déplacement du système réel SPDDL.

Les valeurs de C_0 sont regroupées dans le tableau ci-après :

Nombre d'étage	Valeurs du coefficient C_0		
	Bâtiment de cisaillement		Autres bâtiments
	Chargement triangulaire	Chargement Uniform	Tout chargement
1	1	1	1
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
+10	1.3	1.2	1.5

Tableau VII.1 : Valeurs du coefficient C_0

Il est à noter que pour les valeurs intermédiaires, l'interpolation est linéaire.

C_1 : Coefficient modificateur pour lier le déplacement maximum inélastique et celui de la réponse élastique linéaire. Les valeurs de C_1 sont données par les équations citées ci-dessous :

$$C_1 = 1 \quad \text{si } T_e \geq T_0$$

$$C_1 = [1 + (R - 1) \frac{T_0}{T_e}] / R \quad \text{si } T_e < T_0$$

Avec : T_e : La période de vibration fondamentale effective de la structure. Elle est calculée par la formule suivante :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Avec :

T_i : Période de vibration fondamentale de la structure.

K_i : Rigidité initiale de la structure.

K_e : Rigidité (pente) élastique de la structure.

T_0 : Période caractéristique du sol défini à la fin du palier du spectre de réponse.

R : Coefficient qui exprime le rapport de l'effort sismique sur l'effort élastique effectif.

C_2 : Coefficient modificateur pour tenir compte de la dégradation de rigidité et de la résistance au déplacement maximum.

Les valeurs de C_2 sont regroupées dans le tableau suivant :

Valeurs du coefficient C_2				
Niveau du performance structurale	$T \leq 0.1$ s		$T > T_0$	
	Portique type 1	Portique type 2	Portique type 1	Portique type 2
Occupation immédiate	1	1	1	1
Sécurité des vies	1.3	1	1.1	1
Prévention contre la ruine	1.5	1	1.2	1

Tableau VII.2 : Valeur de coefficient C_2

Avec :

Portique type 1 : structures dont plus de 30% des efforts latéraux sont repris par une combinaison des systèmes suivantes portiques, contreventement, murs en maçonnerie, pierres.

Portiques type 2 : pour des valeurs de période qui sont intermédiaires les valeurs de C_2 sont obtenues par une interpolation linéaire.

C_3 : Coefficient modificateur pour tenir compte de l'effet dynamique. Pour les structures qui ont un post-élastique positif, il est pris égal à 1. Pour celles qui ont une pente négative, ils seront calculés selon la formule suivante :

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e}$$

Sens xx:

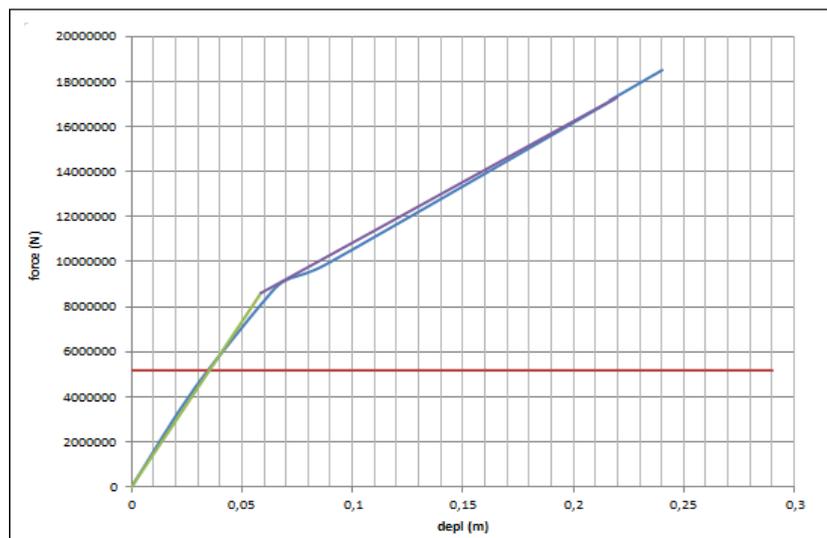


Figure VII.17 : L'idéalisation de la courbe de capacité

S_a ?

$$\text{D'après le chapitre IV : } \left\{ \begin{array}{l} T = 1.59 \text{ s} \\ T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.40 \text{ s} \\ Q = 1.35 \\ A = 0.12 \\ \eta = 0.763 \\ R = 3.50 \end{array} \right.$$

$$T_2 = 0.40 \text{ s} \leq T = 1.59 \text{ s} \leq 3.0 \text{ s} \text{ donc : } S_a = 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$S_a = 2.5 \times 0.763 \times (1.25 \times 0.12) \times \left(\frac{1.35}{3.5}\right) \times \left(\frac{0.40}{1.59}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.044 \text{ m/s}^2$$

C₀ ?

$$C_0 = 1.5 \text{ (autres batiments } \Rightarrow \text{ tout chargement)}$$

C₁ ?

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 1.59 \sqrt{\frac{1.29 (10^8)}{147242040}} = 1.48 \text{ s}$$

$$\text{On prend } T_0 = \min(T_1, T_2) = 0.15 \text{ s}$$

$$\text{Nous avons : } T_e = 1.48 \text{ s} > T_0 = 0.15 \text{ s} \text{ alors : } C_1 = 1$$

C₂ ?

$$T = 1.59 \text{ s} > T_0 = 0.15 \text{ (sécurité des vies } \Rightarrow \text{ portique type 1) alors : } C_1 = 1.10$$

C₃ ?

$$\text{Nous avons un post-élastique positif alors : } C_3 = 1$$

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g = 1.5 \times 1 \times 1.1 \times 1 \times 0.420 \frac{1.48^2}{4 \times 3.14^2} 9.81$$

$$\Rightarrow \delta_t = 37.75 \text{ cm}$$

Sens yy :

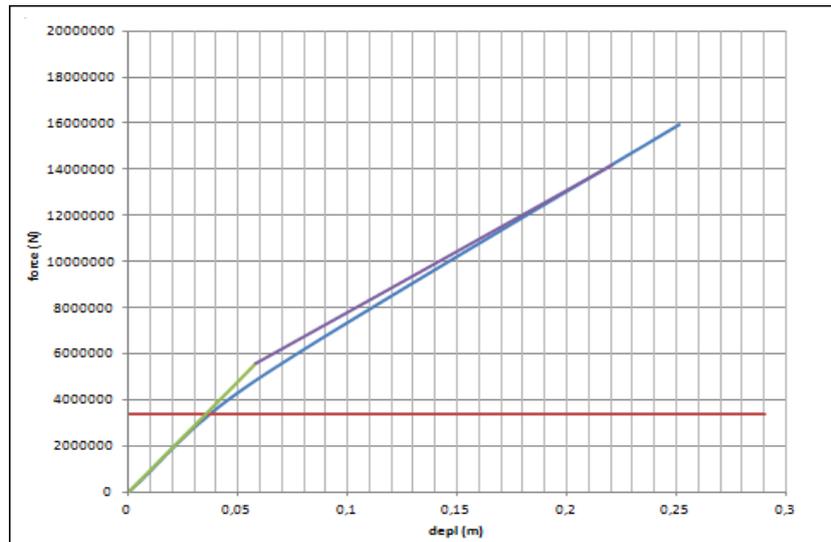


Figure VII.18 : L'idéalisation de la courbe de capacité dans le sens yy

Puisque le facteur de qualité Q est le même dans les 2 sens alors $S_a = 0.420 \text{ m/s}^2$

Les coefficients C_0, C_2, C_3 reste le même.

C_1 ?

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 1.59 \sqrt{\frac{6.35 (10^7)}{95813468.60}} = 1.294 \text{ s}$$

On prend $T_0 = \min (T_1, T_2) = 0.15 \text{ s}$

Nous avons : $T_e = 1.294 \text{ s} > T_0 = 0.15 \text{ s}$ alors : $C_1 = 1$

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g = 1.5 \times 1 \times 1.1 \times 1 \times 0.420 \frac{1.294^2}{4 \times 3.14^2} 9.81$$

$$\Rightarrow \delta_t = 28.86 \text{ cm}$$

VII.8.7. Ductilité :

La ductilité est par définition, la capacité d'un matériau, un élément ou une structure à se déformer dans le domaine plastique sans rupture. La ductilité d'une structure est liée, principalement, au système de contreventement. Le "**RPA 99 – version 2003**" lie la valeur du coefficient de comportement R au système de contreventement.

La ductilité des matériaux est mesurée par le rapport de la déformation ultime δ_u atteinte au moment de la rupture, à la déformation élastique maximale δ_e . Ce rapport est appelé coefficient de ductilité en déformation noté μ_ε .

$$\mu_\varepsilon = \frac{\delta_u}{\delta_e}$$

Sens xx :

$$\mu_{\varepsilon} = \frac{\delta_u}{\delta_e} = \frac{0.220}{0.058} \Rightarrow \mu_{\varepsilon} = 3.793$$

Sens yy :

$$\mu_{\varepsilon} = \frac{\delta_u}{\delta_e} = \frac{0.221}{0.058} \Rightarrow \mu_{\varepsilon} = 3.810$$

VII.8.9. Coefficient de comportement :

Le coefficient de comportement ou bien le facteur réducteur des efforts (en anglais : Structural Réponse Modification Factor) noté R dans le code américain UBC et le règlement parasismique algérien RPA et q dans les Eurocodes, proposé pour la première fois par le code ATC-3-06 en 1978 [16], est défini comme le rapport entre la force latérale maximale élastique (V_e) et la force latérale inélastique de dimensionnement (V_d).

Plusieurs recherches sont venues compléter cette formulation du coefficient de comportement R. des études récentes y compris celles de l'ATC-34, soutiennent une nouvelle formulation de R. c'est une formulation dans laquelle R est exprimé comme le produit de 3 facteurs, à savoir : un facteur qui compte de la ductilité, un autre qui exprime la réserve de résistance, et un troisième pour tenir compte de la redondance[17]. Donc la nouvelle formule de R est exprimée comme suit :

$$\mathbf{R} = \mathbf{R}_{\mu} \mathbf{R}_s \mathbf{R}_R$$

Avec : \mathbf{R}_{μ} : Le facteur de ductilité

\mathbf{R}_s : Le facteur de sur-résistance

\mathbf{R}_R : Le facteur de redondance

➤ Facteur de ductilité \mathbf{R}_{μ} :

à partir de la Méthode de New mark et Hall : $\mathbf{R}_{\mu} = \mu$ si $T > 0.5s$

Avec :

\mathbf{T} : la période fondamentale de la structure

Nous avons : $T = 1.59 \text{ s} > 0.5s$

Sens xx : $\mathbf{R}_{\mu} = \mu = 3.793$

Sens yy : $\mathbf{R}_{\mu} = \mu = 3.810$

➤ **Facteur de sur-résistance R_s :**

Facteur de sur-résistance R_s est le rapport entre la force latérale maximale élastique (V_e), et l'effort tranchant maximum al à la base (V_u).

Sens xx : $R_s = V_e / V_u = 1.73 \times 10^4 / 3951.953 = 4.377$

Sens yy : $R_s = V_e / V_u = 1.42 \times 10^4 / 3864.946 = 3.674$

➤ **Facteur de redondance:**

Une structure redondance doit obligatoirement être composée de plusieurs lignes verticales, les gens continuent à construire les structures composées d'un nombre minimal de ligne verticales. Ce résultat est dû principalement à la mauvaise compréhension des ingénieurs de la parasismiques du rôle important que joue cette redondance dans la réponse sismique de la structure lors des séismes dévastateurs.[16]

Nombre de ligne	Facteur de redondance
2	0.71
3	0.86
4	1

Tableau VII.3 : Valeurs du facteur de redondance

$R_R = \frac{1}{Q}$ dans les deux sens : $R_R = \frac{1}{1.35} = 0.740$

Sens xx :

$R = R_\mu R_s R_R = 3.793 \times 4.377 \times 0.740 \Rightarrow R = 12.28$

Sens yy :

$R = R_\mu R_s R_R = 3.810 \times 3.674 \times 0.740 \Rightarrow R = 10.358$

Commentaires :

Puisque la ductilité dans les deux sens était large, elle nous a donné un coefficient de comportement et plus grand que le coefficient de "RPA 99 – version 2003" et sa signifiera que cette forte ductilité donnera une grande résistance à l'état plastique.

VII.8.10. Raideur de la structure au point de performance " K_p " et indicateur de dégradation global de la structure " I_d " :

➤ **Raideur de la structure au point de performance " K_p " :**

Les éléments de la structure se plastifient donc la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa résistance initiale (K_e)

Sens xx :

$$K_e = 147242.040 \text{ KN/m}$$

Au point de performance (7739.481, 0.056), la raideur de la structure est de :

$$K_p = \frac{V_p}{D_p} = \frac{7739.481}{0.056} \Rightarrow K_p = 138205.018 \text{ KN/m}$$

Sens yy :

$$K_e = 95813468.6 \text{ KN/m}$$

Au point de performance (6757.282, 0.091), la raideur de la structure est de :

$$K_p = \frac{V_p}{D_p} = \frac{6757.282}{0.091} \Rightarrow K_p = 74255.846 \text{ KN/m}$$

On constate qu'au point de performance, la plastification de la structure engendre une diminution de la raideur initiale de 6.13% dans le sens xx et 22.5% dans le sens yy

VII.9. Conclusion :

La méthode "Pushover" est une méthode simple est pratique permettant de tracer la courbe de capacité qui est comparée à la courbe de demande sismique pour évaluer le point de performance de la structure. Cela constitue le fondement de la conception parasismique dite conception en performance.

Conclusion générale

Le présent travail élaboré nous a permis de prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et d'enrichir nos connaissances requises le long de notre cursus. Il nous a permis également de faire connaissance avec le logiciel de calcul SAP 2000 et les règlements et codes conçus pour le calcul des structures tel que le "RPA 99 – version 2003" et le "BAEL91 modifier 99". Et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- Une modélisation 3D sur le logiciel SAP2000 est une étape très important Pour assimiler le comportement de la structure.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période.
- L'étude de l'infrastructure est conçue en radier nervuré permet d'avoir une distribution uniforme de charges qui lui sont appliquées par la superstructure.
- L'analyse statique non linéaire en utilisant la méthode push over est un outil puissant est très utile qui peut permettre aux ingénieurs de structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiment existant. Les résultats obtenus à partir d'une analyse push over en termes de demande, capacité donne un aperçu sur le comportement physique de la structure.

Référence bibliographique

[RPA,2003], «Règle Parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ».

[DTR B. C 2.2], «Charge Permanent et Charge d'Exploitation».

[1] MANSOURI SALIM. « Analyse non linéaire d'une structure en voile », mémoire d'obtention l'obtention du diplôme de MASTER en génie civil, soutenue en 2015, Université. Mohamed Boudiaf - Msila.

[2] A.BOUMEKIK.« ANALYSE Push over des structure en béton armé » ,projet de recherche, soutenue en Juillet 2016, université de Batna .

[4] KASSOUL ,A, « le comportement non linéaire des structures en béton armé », 2014.

[5] Applied Technology Council, ATC-40, "Seismic évaluation and rétrofit of concrète buildings", vol 1. Redwood City, California, 1996.

[6] Applied technology Council (ATC19). Structural répons-e modification factors.ATC, 1995.

ANNEXE