

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

Université de TLEMCEM
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire d'Obtention du Diplôme
De MASTER en Génie civil
Option : Ingénierie des structures.

ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE D'UN
BATIMENT « SOUS-SOL, RDC + 9 ETAGES »
D'UNE FORME REGULIERE A USAGE
D'HABITATION ET COMMERCIAL

Présenté le 23 Mai 2016 par :

Sassi Abderrahim

Soutenu devant les membres du Jury :

M^{me} BENDIOUIS.A
M^r MELOUKA.S
M^{me} BOUCIF.A
M^r HOUTI. F.B
M^r BENAMAR.A

Présidente
Examineur
Examinatrice
Encadreur
Encadreur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Je remercie Allah d'avoir guidé mes pas vers la réussite. C'est grâce à sa volonté toute puissante qu'aujourd'hui, je me permets d'achever ce modeste travail.

Je remercie en premier lieu mes parents qui m'ont toujours encouragé et soutenu durant la réalisation du mémoire ainsi que ma sœur unique Hadjira.

Je remercie en deuxième lieu mes encadreurs Mr HOUTI Farid, et Mr BENAMAR qui ont accepté la direction de ce travail, de m'avoir consacré leur temps et leur expérience en me guidant avec beaucoup de gentillesse par leurs conseils judicieux.

Je tiens à remercier aussi mes fidèles amis TALBI Abdelkader, Hachim Redouane , Younas Bouydouh et le brave homme Monsieur Massar Abdellah qui m'ont soutenu tout au long de ce modeste travail.

Un autre merci est réservé aussi aux membres de jury d'avoir accepté d'honorer ma soutenance et pour tout l'effort fourni afin de juger mon travail, je leur adresse ma profonde gratitude.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à ceux qui, inlassablement, pendant cette année, m'ont encouragé à la réalisation de ce mémoire.

Aux êtres les plus chers, mon père et ma mère pour leurs sacrifices et leurs encouragements durant toute ma vie, que notre seigneur les protège.

A ma sœur unique Hadjira qui a toujours répondu présente lorsque j'avais besoin d'elle.

A ma petite nièce Kawther que j'adore.

A mon fidèle ami TALBI Abdelkader et sa famille qui m'ont aidé par leurs sacrifices et leur soutien.

A monsieur MASSAR Abdellah qui m'a beaucoup orienté et éclairé par son expérience et sa compétence.

A mon grand père Mohamed, mes tantes Malika et Djamila qui m'ont aidé par leurs invocations.

A mon encadreur HOUTI Farid qui m'a aidé et orienté tout au long de mon encadrement sans oublier aussi Mr BENAMAR...

Ainsi qu'à mes amis KAZOUI Mohamed, Benamane Abdelkader, HACHIM Redouane et AISSAOUI Soufiane.





Introduction générale

RESUME

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué d'un sous-sol et d'un rez de chaussée +9 étages avec forme régulière en plan et en élévation.

L'étude se compose de quatre parties :

La première partie traite la description des éléments de la structure avec la descente des charges et leurs pré-dimensionnement.

La deuxième partie concerne la détermination du ferrailage des différents planchers et les éléments secondaires (acrotère, escalier, ...) avec bien sur l'utilisation des règlements définis en vigueur (BAEL91, PA 99 version 2003).

La troisième partie présente une étude dynamique de la structure au moyen du logiciel SAP2000.

Enfin dans la quatrième et dernière partie on a procédé à la détermination du ferrailage de tous les composants de la structure, poteaux, poutre, voile, fondations en utilisant les résultats obtenus par le SAP2000.

Mots clés :

Bâtiment, Béton armé, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99. , SAP2000,

الملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة متكونة من طابق تحت الأرض بالإضافة إلى طابق أرضي وتسع طوابق علوية متعددة الخدمات وتتميز البناية بهندستها المعتدلة. يمكن تقديم هذا المشروع في عدة محاور مختلفة.

المحور الأول : يعتمد على تعريف مختلف خصائص مشروعنا (الهندسة، الطابع) نوعية أرضية الأساسات، خواص البناء (الخرسانة، الفولاذ)، ثم نزل الحمولات وأخيرا أبعاد العناصر المكونة للمبنى.

المحور الثاني: نقوم بتحديد التسليح لمختلف الروافد والعناصر الثانوية مثل المسند، المدرجات، وهذا بواسطة برنامج خاص (SAP 2000).

المحور الثالث تقدم دراسة ديناميكية للعمارة تمت بواسطة برنامج (SAP 2000) وأخيرا الجزء الرابع يخص دراسة وإنشاء أبعاد الأساسات وتسليحها، وهذا اعتمادا على نتائج البرنامج. (SAP 2000).

كلمات مفاتيح:

تدعيم مختلط، الخرسانة المسلحة، دراسة ديناميكية، أعمدة، عارضات، جدران

الكلمات المفتاحية :

العمارة، الخرسانة المسلحة، RPA99 modifié 2003، BAEL91 modifié 99،

SAP2000،

ABSTRACT

This project presents a detailed study of a tall building composed on an under soil, ground floor and nine (9) floors. The tall building floors are regular.

The study is composed of four parts:

The first part includes the general description of the project with an architectural presentation of the aspect of the element of the building and pre dimensioning of the resisting and the descent of the loads.

The second part relates to the study of the elements secondary (staircase, parapet, full flagstone, walls of underground).

The third present part the dynamic study of structure by using structural program "Sap2000" for static and dynamic study, to determinate the different sollicitations due to the loadings.

The fourth and last part consists of the steel of the different resistant element of the structure (columns, beams, shells) using the results of SAP2000;

Keys words:

Building, Reinforced concrete, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

, SAP2000,

Sommaire

CHAPITRE 01 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE	
1.1-Présentation de l'ouvrage :	04
1.1.1- Caractéristique géométrique (dimensions des plans) :.....	04
1.1.2- Ossature et système constructif adopté :.....	04
1.1.3- Caractéristiques géotechniques du sol :.....	05
1.2- Caractéristique des matériaux :.....	06
1.2.1- Béton :	06
1.2.1.1- Principaux caractères et avantages :.....	06
1.2.1.2- Les principaux avantages du béton armé sont :.....	06
1.2.2 - Composition du béton :.....	06
1.2.3- Dosage en ciment :.....	07
1.2.4- Dosage en granulations :.....	07
1.2.5- Mise en œuvre du béton :.....	08
1.3- Aciers pour béton armé :	14
1.3.1- Description des différents types d'aciers :.....	14
1.3.2 - Caractéristiques technologiques des aciers :	14
1.4- Notion des états limite:.....	15
1.4.1 - E.L.U:.....	16
1.4.2- E.L.S :.....	16
1.5- Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites :.....	16
1.5.1- Etat limite ultime :.....	16
1.5.2- Etat limite de service :.....	17
1.6- Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :.....	17
CHAPITRE 02 : Pré dimensionnement des éléments	
2.1 – Introduction :.....	20
2.2- Détermination de l'épaisseur du plancher :.....	20
2.3- Descente de charges :.....	20
2.3.1- But :.....	20
2.3.2- Actions permanentes :.....	21
2-3-3 Surcharge d'exploitation :.....	23

2.4- pré dimensionnement des poutres :.....	24
2.4.1-Poutres principales :.....	24
2.4.2-Poutres secondaires :.....	25
2.5-Pré dimensionnement des poteaux :.....	26
2.5.1 Calcul de la section :.....	27
2.5.2 Critère de stabilité (B.A.E.L 91) :(Vérification du poteau au flambement)	28
CHAPITRE 03 : Etude de l'acrotère	
3.1- Introduction :.....	32
3.2- Le rôle de l'acrotère :.....	32
3.3 Etude de L'acrotère Terrasse inaccessible :.....	32
3.3.1 Poids propre de l'acrotère :.....	32
3.3.2 L'action du vent F_p :.....	32
3.3.3 Combinaisons d'action :.....	32
3.3.4 Calcul de l'excentricité :.....	33
3.3.5 Détermination du ferrailage :.....	33
CHAPITRE 04 : Etude du plancher	
4.1- Introduction :.....	39
4.2 Etude des poutrelles :.....	39
4.2.1-dimensionnement des poutrelles :.....	39
4-2.1.1 Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :.....	40
4.2.2Evaluation des charges sur les poutrelles :.....	41
4.2.3Différents types des poutrelles :.....	41
4.2.4Calcul des poutrelles :.....	43
4-2.4.1 Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :.....	44
4.2.4.1 les diagrammes :.....	46
4.2.5 FERRAILAGE DES POUTRELLES :.....	49
4.3 CONCLUSION.....	56
CHAPITRE 05 : Etude d'escalier	

5.1 –Introduction :.....	58
5.2 –Terminologie :.....	58
5.3 – dimensions des escaliers :.....	59
5.3.1-dimensionnement des marches et contre marches :.....	59
5.3.2-nombre de marches et contre marches :.....	59
5.3.3-Etude d'un type d'escalier (d' une seule volée).....	59
5.3.4- l'inclinaison de la paillasse :.....	60
5.4- Evaluation des charges et des surcharges :.....	60
5.4.1-paillasse :.....	60
5.4.2- palier :.....	61
5.5 Calcul des sollicitations :.....	61
5.5.1-Calcul à E.L.U	61
5.5.2- à E.L.S :.....	63
5.6 -calcul de ferrailage :.....	66
5.6.1-En travée :.....	66
5.6.2-En appuis :.....	68
5.7- Etude de la poutre palière :.....	71
5.7.1- Dimensionnement :.....	71
5.7.1.1- vérification des conditions R.P.A 99(version 2003) :.....	71
5.7.2-Charge supportée par la poutre :.....	71
5.7.3- Calcul des sollicitations :	71
5.7.3.1-vérification :.....	72
5.7.3.2- Armatures transversales :	74
CHAPITRE 06 : Etude de dalle de l'ascenseur	
6.1. Introduction:.....	76
6.2. Etude de l'ascenseur:.....	76
6.2.1 Vérification de la dalle au poinçonnement:.....	79
6.2.2Calcul du ferrailage de la dalle :.....	83
6.2.2.1 Calcul à l'ELU :.....	83
6.2.2.2 Vérification à L'E.L.S :.....	86
CHAPITRE 07 : Etude dynamique de la structure	
7.1INTRODUCTION :.....	92
7.2CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :.....	92
7.3METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE :.....	92
7.3.1 Principe :.....	92

7.3.2	Domaine d'application :.....	92
7.3.3	Détermination des paramètres du spectre de réponse:.....	92
7.4	MODELISATION:.....	97
7.4.1	Les Dispositions Des Voiles :.....	97
7.4.2	POIDS TOTAL DE LA STRUCTURE :.....	99
7.4.3	CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE :.....	100
7.4.3.1	Calcul des coefficients de participation modale :.....	100
7.4.3.2	Distribution verticale de la force sismique :.....	100
7.4.3.3	Analyse des déplacements :.....	102
7.4.3.4	L'effort tranchant à la base :	103
7.5	CONCLUSION	103
CHAPITRE 08 : Etude des éléments structuraux		
8.1	INTRODUCTION :.....	105
8.2	LES POTEAUX :.....	105
8.2.1	Combinaisons spécifiques de calcul :	105
8.2.2	Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :	105
8.2.3	Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau) :.....	107
8.2.4	Calcul du ferrailage longitudinal :.....	108
8.2.5	Calcul des armatures transversales :.....	110
8.3.1	Exemple d'étude d'une « Poutre principale (30x45) cm ² » :.....	111
8.3.1.1	Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99 :.....	111
8.3.1.2	Calcul des armatures transversales	115
8.3.2	Exemple d'étude de la poutre secondaire.....	115
8.3.2.1	Calcul des armatures longitudinales.....	116
8.3.2.2	Calcul des armatures transversales :.....	119
CHAPITRE 09 : Etude des voiles		

9.1-Introduction :.....	123
9.2-Le système de contreventement :.....	123
9.2.1- Conception :	123
9.2.2-Calcul :.....	124
9.2.3- Principe de calcul :	124
9.2.4-la méthode de calcul :.....	124
9.2.5-ferraillage des voiles :.....	126
9.3-Calcul du voile périphérique (murs de soutènement) :	130
9.3.1- le Dimensionnement :.....	131
9.3.2- calcul des charges	131
9.3.3- calcul du ferraillage :.....	132
CHAPITRE 10 : Etude des Fondations	
10.1 INTRODUCTION :.....	135
10.2 CHOIX DU TYPE DE FONDATION :.....	135
10.2.1 Les surfaces nécessaires des semelles :.....	135
10.3 DISPOSITIONS GENERALES :.....	137
10.3.1 Charge admissible au sol :.....	137
10.3.2 Combinaisons d'action à considérer. :.....	137
10.3.3 Sollicitations :.....	137
10.4 PREDIMENSIONNEMENT DES SEMELLES REGIDES :.....	137
10.5 FERRAILLAGE :.....	139
10.6 CALCUL DES SEMELLES FILANTES :.....	139
10.6.1 Pré-dimensionnement:.....	139
10.6.2 Vérification conditions de rigidité :.....	140
10.6.3 Calcul du ferraillage.....	141
10.6.4 Récapitulatif de différentes semelles filantes :.....	144
10.7 ETUDE DE LA LONGRINE :.....	146
10.7.1 Introduction :.....	146
10.7.2 Calcul du ferraillage :.....	146
10.7.2.1 Calcul du ferraillage longitudinal :.....	146
10.7.2.2 Calcul du ferraillage transversal	147
CHAPITRE 11 : Etude économique	

11.1 Introduction :.....	149
11.2 Le management de projet :.....	149
11.3 Projet :.....	149
11.4 Cycle de vie d'un projet :	150
11.4.1. Phase 1 :	151
11.4.1.1 Étape 1: « L'idée initiale ».....	151
11.4.1.2 Étape 2 : « Rapport de faisabilité ».....	151
11.4.2. Phase 2 : « Conception ».....	152
11.4.2.1 Étape 1 : « Avant-projet sommaire (APS) »	152
11.4.2.2 Étape 2 : « Avant-projet définitif (APD) ».....	153
11.4.2.3 Étape 3 : « Procédure contractuelle »	153
11.4.3. Phase 3 : « Définition ».....	154
11.4.3.1 Étape 1 : « Exécution des travaux »	154
11.4.3.2 Étape 2 : « Suivi des travaux ».....	155
11.4.4. Phase 4 : « fermeture».....	155
11.4.4.1 Étape 1 : « Exploitant et clôture de projet ».....	156
11.4.4.2 Étape 2 : « Evaluation »	156
11.5. LES ACTEURS DU PROJET DE CONSTRUCTION D'UN BATIMENT:	156
11.6. LA WBS D'UN PROJET BATIMENT.....	158
11.6.1. Origine :.....	158
11.6.2. Qu'est-ce qu'un WBS (Work Breakdown Structure) ?	159
11.6.3. En quoi le projet bénéficie-t-il d'une structure WBS ?	160
11.6.4. Comment déployer un WBS (Work Breakdown Structure)	160
11.7 PLANIFICATION ET ORDONNANCEMENT :.....	161
11.7.1 Introduction :.....	161
11.7.2 Définition de la planification de projet :.....	161
11.7.3 Le découpage du projet :.....	162
11.7.4 Définition des ressources :.....	163
11.7.5 Estimation des (cout et taches) :.....	164
11.7.6 Courbe financière :.....	165
11.8 Conclusion :.....	165
Conclusion Générale	
Conclusion Générale.....	167
Bibliographié	
Annexes	

Liste des Tableaux

<i>Tableau 2.1 : Charge à la terrasse inaccessible due aux plancher corps creux.....</i>	22
<i>Tableau 2.2 Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.....</i>	22
<i>Tableau 2.3 Charge à la terrasse accessible due aux plancher corps creux.....</i>	23
<i>Tableau2.4 :Charge permanente des murs extérieurs.....</i>	24
<i>Tableau2.5 : Charge permanente des murs intérieurs.....</i>	24
<i>Tableau 2-6: récapitulatif de pré dimensionnement des poteaux.....</i>	28
<i>Tableau 4.2 : Comparaison entre les sollicitations théorique ,et numérique (sop 2000) :...</i>	47
<i>Tableau 4.3 : Récapitulatif de M max et T max.....</i>	48
<i>Tableau 4.4 : Récapitulatif du ferrailage pour tous les types de poutrelles.....</i>	55
<i>Tableau 5-1 : descente des charges de paillasse.....</i>	60
<i>Tableau 5-2 : descente des charges de palier.....</i>	61
<i>Tableau 5-3 : calcul des sollicitations à E.L.U.....</i>	62
<i>Tableau 5-4 : calcul des sollicitations à E.L.S.....</i>	64
<i>Tableau 5-5 : sollicitation d'escalier.....</i>	65
<i>Tableau 5-6 : le moment en travée et en appuis.....</i>	66
<i>Tableau 5-7 : ferrailage d'escalier.....</i>	70
<i>Tableau 5-8 : vérification de ferrailage.....</i>	70
<i>Tableau 5-9 : ferrailage de la poutre palière.....</i>	72
<i>Tableau 6.1 : les moments isostatiques des rectangles.....</i>	81
<i>Tableau 6.2 :les moments isostatiques des rectangles.....</i>	86
<i>Tableau 7.1 : Pénalité en fonction de critère de qualité.....</i>	95
<i>Tableau 8.7:L'espacement des armatures transversales.....</i>	119
<i>Tableau 8.8.Tableau de ferrailage des poutres principales.....</i>	120
<i>Tableau8.9.Tableau de ferrailage des poutres secondaires.....</i>	121
<i>Tableau9-1 : sollicitation des voiles de contreventement.....</i>	126
<i>Tableau 7.5 : Déplacement absolu et relatif de la variante 1.....</i>	102
<i>Tableau 7.6: vérification de L'effort tranchant à la base.....</i>	103
<i>Tableau.8.1 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....</i>	106
<i>Tableau.8.2 : Vérification spécifique sous sollicitations normales.....</i>	107
<i>Tableau.8.3 : calcul du ferrailage des poteaux.....</i>	109
<i>Tableau 8.4 : Sollicitations de la poutre principale.....</i>	111
<i>Tableau 8-5: L'espacement des armatures transversales.....</i>	115
<i>Tableau 8-6:Sollicitation de la poutre secondaire.....</i>	116
<i>Tableau 11.1 : les ressources matérielles (Matériaux) du projet.....</i>	164

Liste des figures

Figure 1-1 : diagramme contrainte - déformations instantanées du béton.....	10
Figure 1-2 : le diagramme réel de déformation du béton.....	11
Figure 1-3 : diagramme de déformation contrainte de calcul.....	14
Figure 1-4 : diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots...	18
Figure 2-1 : plancher terrasse inaccessible.....	21
Figure 2-2 : plancher étage courant.....	22
Figure 2-3 : Remplissage extérieur.....	23
Figure 2-4 : la section la plus sollicitée du poteau.....	26
Figure 2-5 : la coupe de voile en élévation.....	29
Figure 2-6 : les coupes de voile.....	29
Figure 3-1 : Schéma de l'acrotère.....	32
Figure 3-2 : schéma de l'acrotère.....	32
Figure 3-3 : section de calcul du ferrailage.....	33
Figure 3-4 : ferrailage de l'acrotère.....	37
Figure 3-5 : Coupe AA de l'acrotère.....	37
Figure 4-1 : schéma d'un plancher à corps creux.....	39
Tableaux 4-1 : les charges.....	41
Figure 4.3 : schéma statique de la poutrelle type 2 à l'ELU.....	43
Figure 4-4 : Section 1-1 à ELU.....	44
Figure 4-5 : section 2-2 à ELU.....	45
Figure 4-5 : section 1-1 à ELS.....	45
Figure 4-6 : section 2-2 à ELS.....	46
Figure 4.7 : diagramme de M et T étage courant (poutrelle type 3).....	47
Figure 4-8 : dimension de la poutrelle.....	49
Figure 4.9 : Ancrage.....	54
Figure 5-1 : schéma d'un escalier.....	58
Figure 5-2 : schéma statique d'un escalier.....	61
Figure 5-3 : diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à E.L.U ...	63
Figure 5-4 : diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à E.L.S....	65
Figure 6.1 : schéma d'un ascenseur mécanique.....	76
Figure 6.2 : évaluation des charges appliquée à la dalle.....	82
Figure 7.1 : disposition 1.....	97
Figure 7.2 : disposition 2.....	98
Figure 7.3 : disposition 3.....	98
Figure 8.1 : Direction des moments et efforts sur un poteau.....	105
Figure 9-2 : disposition du ferrailage du voile.....	129
Figure 9-3 : disposition de ferrailage du voile.....	130
Figure 9-4 : dimensions et chargement d'un voile de soutènement.....	131

<i>Figure. 10.1:dimensions de la semelle filante(SF4) à ELS.....</i>	139
<i>Figure10.2 : dimension de la semelle.....</i>	141
<i>Figure. 10.3 : ferrailage de la longrine.....</i>	147
<i>Figure 11.1 : Les triples contraintes de projet.....</i>	150
<i>Figure 11.2 : Cycle de vie d'un projet bâtiment.....</i>	151
<i>FIGURE 11.3 : les procédures effectuées dans l'étape exploitant et clôture de projet</i>	156
<i>Figure 11.4 : les acteurs de projet de bâtiment.....</i>	158
<i>Figure 11.5 courbe financière (courbe en S).....</i>	165

LISTE DES NOTATIONS

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- \varnothing : Diamètre des armatures.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- St : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.

- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Poids total de la structure.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'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.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

Introduction

Générale

*Introduction
Générale*

INTRODUCTION GENERALE

La pression des architectes en quête de formes inédites, a provoqué en grande partie l'essor spectaculaire de bâtiments, tours administratives et résidentielles. L'Ingénieur s'est vu alors contraint de développer ses connaissances théoriques afin de comprendre le comportement complexe et indéterminé de ce nouveau type de construction. Il fut notamment astreint de trouver des structures capables de leur donner la rigidité latérale nécessaire pour résister aux très importantes actions renversantes du séisme et du vent....

Notre projet de fin d'étude consiste à faire une étude technique d'une structure en béton armé (tour en béton armé (SS+R+9) à usage d'habitation et bureaux implantés à Tlemcen) composée d'un REZ de chaussée, et de 9 étages avec un sous-sol contreventés par des murs voiles et portiques.

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

Le travail est structuré comme suit :

- *Pré dimensionnement des éléments horizontaux (poutres ; chaînages et Planchers) et des éléments verticaux (poteaux, murs voiles).*
- *Calcul détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, dalles, escalier*
- *Etude sismique*
- *Calcul des éléments structuraux :*
- *Calcul des portiques longitudinaux et transversaux qui constituent le squelette de la Structure.*
- *Calcul des voiles qui sont des éléments de contreventement contre les efforts horizontaux dus au séisme et au vent.*
- *Etude des différents éléments de l'infrastructure (radier général, voile périphérique).*

Chapitre 1

Chapitre 1

**PRESENTATION
DE L'OUVRAGE**

1.1-Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude et le calcul des éléments d'une tour en béton armé (SS+R+9) à usage d'habitation et bureaux implantée à **TLEMCEN** ; classée comme zone de faible sismicité (zone 1) selon les règles parasismiques Algériennes R.P.A 99 (version 2003).

Cette tour contient un sous-sol, RDC et mezzanine à usage commercial et un étage à usage de bureaux et les autres étages sont des logements d'habitation.

1.1.1-Caractéristique géométrique (dimensions des plans) :

- Longueur totale du bâtiment.....17,80 m.
- Largeur totale du bâtiment.....14 m.
- Hauteur totale du bâtiment.....34,10 m.
- Hauteur du R.D.C.....03,06 m.
- Hauteur des étages courants.....03,06 m.
- Hauteur de sous-sol.....03,50 m.

1.1.2- Ossature et système constructif adopté :

❖ *Ossature*

La stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte en béton armé (voiles et portiques).

❖ *Planchers*

Les planchers sont constitués par des corps creux d'épaisseur 16cm et une dalle de compression reposant sur des poutrelles coulées sur place d'épaisseur 5cm.

❖ *Escaliers*

On a deux types d'escalier :

- **Type 1** : Escalier à deux volées avec un seul palier utilisé pour l'accès du RDC.

- **Type 2** : Escalier avec trois volées avec deux paliers utilisé pour l'accès le reste de la structure.

❖ *Maçonnerie*

Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur avec un vide d'air de 5 cm; les cloisons intérieures sont faites en simples cloisons de 10 cm d'épaisseur.

❖ *Revêtement*

- Enduit en plâtre pour les plafonds et les cloisons.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher de toiture sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

❖ *Isolation*

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasses ; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

1.1.3- Caractéristiques géotechniques du sol :

En absence de rapport géotechnique, on propose que le sol d'assise de la construction est un sol meuble.

- La contrainte du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$
- Le poids spécifique de terre $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent).

1.2- Caractéristique des matériaux :

1.2.1- Béton :

Le béton est un matériau qui offre les particularités suivantes :

- Il est composé de matériaux abondants dans la nature et facilement disponibles directement comme les graviers et les sables ou indirectement comme le ciment.
- Il est facile à mettre en œuvre dans un moule de forme quelconque ; ou dispose pour cela d'un temps suffisant (une demi-heure à une minute)
- Il a des caractéristiques mécaniques intéressantes.
- Il est compatible avec d'autres matériaux, spécialement l'acier.
- Il a une bonne durabilité.

1.2.1.1- Principaux caractères et avantages :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Le coulage du béton dans le coffrage.
- Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton.

1.2.1.2- Les principaux avantages du béton armé sont :

- Economie : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- Souplesse des formes : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.

1.2.2 - Composition du béton :

Il est composé de ciment, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants.

Les qualités recherchées sont en général :

- La résistance mécanique à la compression simple et pour certains cas, la résistance à la traction, la résistance aux chocs.
- La résistance aux agents agressifs tels que l'eau de mer, les eaux séléniteuses, les eaux acides, les produits industriels.
- La maniabilité, c'est à dire la facilité de mise en œuvre.
- La déformation instantanée et différée, le retrait....
- Les qualités particulières telles que la masse pour les bétons lourds, béton de protection contre les radiations, la légèreté (bétons légers pour ouvrage d'art ou bâtiment), la faible conductivité thermique.
- L'aspect de surface finie, la couleur (béton blanc, coloré)
- La dimension des granulations : micro-béton poutres de très petits ouvrages (maquettes) ou bétons cyclopéens avec des cailloux de 5 à 20 cm pour les gros ouvrages (barrages).

1.2.3- Dosage en ciment :

Le dosage en ciment varie suivants les caractéristiques exigées ; résistance mécanique, résistance aux agents chimiques (eau de mer, eaux séléniteuses) compacité.

Les valeurs usuelles pour des bétons maigres ou non armés varient de 150 à 300 kg de ciment par mètre cube de béton mis en œuvre.

Pour le béton armé, ces valeurs sont de 350 à 400 kg/m³ et pour le béton précontraint, elles peuvent atteindre 500 kg/m³.

La résistance d'un béton armé est sensiblement proportionnelle au dosage en ciment ; différentes formules permettent de la calculer.

1.2.4- Dosage en granulations :

Le dosage en granulations est représenté par les dimensions et proportions des différentes catégories de granulations allant du sable au gravier.

On distingue habituellement deux catégories de granulations :

- Les sables de la classe 0/4.
- Les graviers de la classe 5/20 ou 5/25.

1.2.5- Mise en œuvre du béton :

La mise en œuvre du béton intervient de façon importante dans les qualités attendues du béton, telles la résistance mécanique, la compacité et l'inverse, la porosité.

Cette mise en place est favorisée par :

- Une bonne vibration.
- Une granulométrie continue.
- Des adjuvants appelés plastifiants.

Inversement la mise en œuvre est gênée par :

- Une densité importante de ferrailage, surtout si la distance entre aciers est faible.
- Les faibles températures.
- Les importantes épaisseurs de coulage.

Il est recommandé, lors du coulage du béton, de ne pas le laisser tomber d'une hauteur importante (plus d'un mètre) sans prendre des précautions spéciales, pour éviter la ségrégation ; c'est à dire l'accumulation de granulations lourdes au fond du moule et la montée de l'eau et de laitance en partie supérieure, ce qui nuirait à sa compacité et à sa résistance.

❖ *Résistances caractéristiques à la compression*

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPa.

Pour un nombre de jours $j < 28$, la résistance f_{cj} des bétons suit les lois suivantes : Bétons de

résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$ (1.1)

Bétons de haute résistance : (1.2)

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour $j \geq 28$: $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$(1.3)

On constate que les bétons à haute résistance atteignent plus rapidement leurs valeurs maximales que les normaux et ont moins de ressource .Au –delà de 28 jours, les résistances sont mesurées par écrasement d'éprouvettes normalisées.

❖ Résistances caractéristiques à la traction

La résistance caractéristique à la traction f_{tj} du béton à j jours est définie par :
 $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$ avec f_{cj} : résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

La formule est valable jusqu'à des valeurs de $f_{cj} < 60$ MPa.

Cependant, cette loi linéaire pourrait conduire à surestimer la résistance à la traction des bétons dont la résistance en compression est supérieure à 80 MPa. La loi donnée par :

$$f_{tj} = f_{cj}^{2/3} \text{ serait plus adaptée.}$$

Ces résistances sont tirées à partir de certains nombres d'essai :

❖ Essais de rupture :

a) Essai de rupture par compression sous charge «instantanée» :

La résistance à la compression est mesurée par écrasement de cylindres droits de révolution de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur, dont l'aire de la section droite est :

$$B = 200 \text{ cm}^2$$

Ainsi si P est la charge de rupture de l'éprouvette (MN) on a pour une éprouvette âgée de « j » jours $f_{cj} = P/B = P/0,02 \text{ (MPa)}$ (1.4)

b) Essais de rupture par traction :

La résistance à la traction est déduite d'essais effectués selon deux modes opératoires :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées de côté 7,07 cm et de section 50 cm²
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai dit «brésilien»).

Diagramme contrainte - déformations instantanées du béton :

Le diagramme idéalisé est donné par (figure 1) :

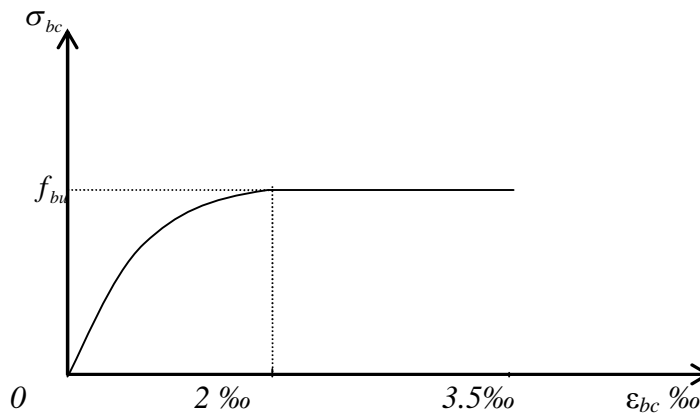


Figure 1-1 : diagramme contrainte - déformations instantanées du béton.

$$\begin{cases} \varepsilon_b < 2 \times 10^{-3} & \sigma_{bc} = f_{cj} (-0.25 \times 10^3 \cdot \varepsilon_b + 1) \varepsilon_b 10^3 \\ \varepsilon_b > 2 \times 10^{-3} & \sigma_{bc} = f_{cj} \end{cases} \dots\dots\dots (1.5)$$

Le diagramme de calcul donné par « fig1 » comporte un arc de parabole du second degré depuis l'origine des coordonnées et jusqu'à son sommet de coordonnées $\varepsilon_b = 2\%$ et d'une contrainte de compression de béton donnée par :

$$f_{bu} = \sigma_{bc} = 0.85 f_{cj} / \theta \gamma_b \dots\dots\dots (1.6)$$

Le coefficient de minoration de 0,85 de la résistance du béton, et le coefficient θ , tiennent compte de l'influence défavorable :

- De la durée d'application de la charge.
- Des conditions de bétonnage et d'hygrométrie.

$\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0.9$: Lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.

$\theta = 0.85$: Lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

Lorsqu'il est nécessaire d'évaluer les déformations avec une plus grande précision, le modèle parabole- rectangle n'est généralement pas suffisant. On utilise donc le diagramme réel, défini par la formule de SARGIN:

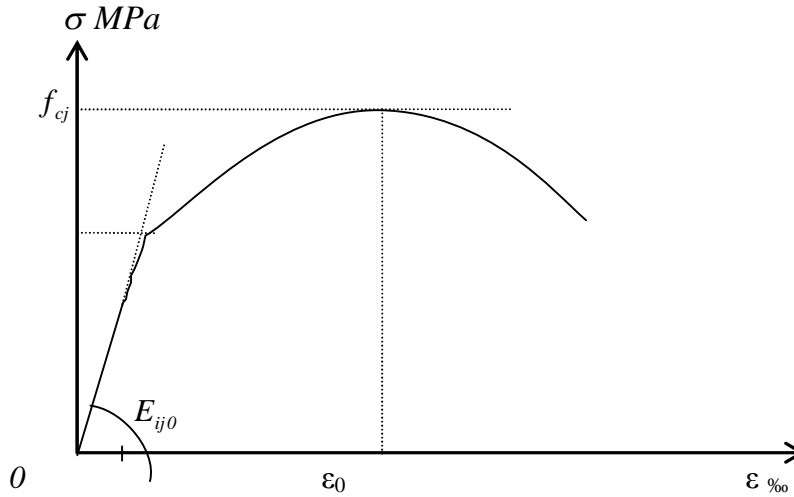


Figure 1-2 :le diagramme réel de déformation du béton.

$$\sigma_b = f_{cj} \frac{k \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{b0}} \right) + (k'-1) \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{b0}} \right)^2}{1 + (k-2) \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{b0}} \right) + k' \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{b0}} \right)^2} \dots\dots\dots (1.7)$$

E_{ij} : Module d'élasticité

ϵ_{b0} : La déformation au pic de contrainte.

k : Coefficient donné par: $k = E_{ij} \epsilon_{b0} / f_{cj}$ (1.8)

k' : Coefficient permettant d'ajuster l'allure du début de la branche descendante au diagramme réel.

$k' = k - 1$ pour $f_{cj} \leq 30 \text{ MPa}$ (1.9)

$k' = 0$ pour $f_{cj} \geq 55 \text{ MPa}$ (1.10)

$k' = (k - 1)(55 - f_{cj}) / 25$ pour $30 < f_{cj} < 55 \text{ MPa}$ (1.11)

c) Coefficient de poisson

Si ε_l est la déformation relative longitudinale et ε_t la déformation relative transversale,

Le coefficient de poisson vaut :
$$\nu = \frac{\Delta t / t}{\Delta l / l} = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l} \dots\dots\dots (1.12)$$

Il est pris égal à :

$\nu = 0$: Pour le calcul des sollicitations ultimes (béton fissuré).

$\nu = 0.2$: Pour le calcul des déformations (béton non fissuré).

d) Modules d'élasticité

C'est le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation relative il n'est définissable que dans la phase élastique où il y a proportionnalité des contraintes et déformations.

- Module de déformation longitudinale

Le module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} est donné par :

$$E_{ij} = 11\,000 f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots (1.13)$$

Le module de déformation longitudinale différée E_{vj} est donné par :

$$E_{vj} = 3\,700 f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots (1.14)$$

La valeur du module de déformation croit avec la résistance à la compression du béton.

- Module de déformation transversale

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par $G = E/2 (1 + \nu)$ (1.15)

et en simplifiant $G = 0,417 E$ (1.16)

❖ **Fluage**

Le fluage est une déformation du béton de longue durée, il dépend de certains paramètres : résistance du béton, la charge appliquée, l'Age du béton au moment de l'application de

la charge, l'humidité relative, la durée d'application de la charge, les dimensions de la section, Etc.

Dans les calculs relatifs aux états- limites de service, la déformation de fluage à l'instant t d'un béton soumis à l'âge $j = t_1 - t_0$ à une contrainte constante σ_1 , est exprimée sous la forme:

$$\varepsilon_{fl} = \varepsilon_{ic} k_{fl} (t_1 - t_0) f(t - t_1) \quad \text{ou } t_0 \text{ et } t_1 \text{ sont :}$$

t_0 = date du bétonnage. t_1 = date de mise en charge d'où :

$\varepsilon_{ic} = \sigma_1 / E_{i28}$ Est la déformation conventionnelle instantanée sous l'effet de la contrainte σ_1 ;

k_{fl} : Est le coefficient de fluage, qui dépend notamment de l'âge ($t_1 - t_0$) du béton au moment où il subit la contrainte σ_1 , et $f(t - t_1)$ une fonction de la durée du chargement ($t - t_1$), exprimée en jours, qui varie de 0 à 1 quand cette durée varie de 0 à l'infini.

On peut également mettre ε_{fl} sous la forme : $\varepsilon_{fl} = \varepsilon_i \Phi (t_1 - t_0) f(t - t_1)$ où :..... (1.17)

ε_i : Est la déformation réelle instantanée : $\varepsilon_{ic} = \sigma_1 / E_{i28}$ (1.18)

$\Phi = k_{fl} E_{ij} / E_{i28}$ (1.19)

Le rapport entre la déformation finale de fluage et la déformation réelle instantanée

Dans les cas courants, on peut prendre : $\varepsilon_{fl} = \Phi \frac{\sigma_1}{E_{ij}} f(t - t_1)$ (1.20)

La loi d'évolution de fluage $f(t - t_1)$ est donnée par la formule :

$$f(t - t_1) = \frac{\sqrt{t - t_1}}{\sqrt{t - t_1} + 5\sqrt{r_m}} \quad \text{..... (1.21)}$$

Lorsque le béton est soumis à une succession de variations de contrainte il est admis de superposer les déformations de fluage dues à chaque variation de contrainte, sauf si certaines de ses variations sont de fortes diminutions.

❖ Dilatation

À défaut de résultats expérimentaux, le coefficient de dilatation thermique λ est pris égal à 10^{-5} par degré C (identique à celui de l'acier).

1.3- Aciers pour béton armé :

Les aciers sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction, pour limiter la fissuration...

1.3.1- Description des différents types d'aciers :

Les aciers généralement utilisés pour le béton armé sont classés en quatre catégories :

- Barres rondes lisses.
- Barres à haute adhérence.
- Fils (Fils à Haute adhérence et fils lisses.)
- Treillis soudés.

➤ Diagramme contraintes- déformations

Le diagramme contraintes- déformations à considérer pour les justifications aux états limites ultimes de résistance est conventionnellement défini par :

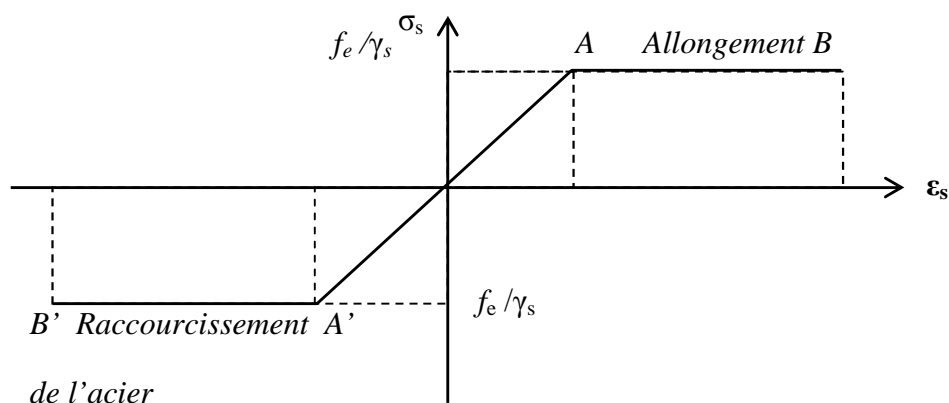


Figure 1-3 : diagramme de déformation - contrainte de calcul.

Le diagramme contraintes- déformations se compose: d'une droite de pente $E_s = 200 \text{ GPa}$ (module d'élasticité), indépendante de la nuance de l'acier ; d'un palier horizontal d'ordonnée f_e .

1.3.2 - Caractéristiques technologiques des aciers :

Les caractères technologiques sont :

- L'aptitude au façonnage, définie par référence à des essais de pliage et de pliage suivi de dépliage.
- L'aptitude d'une barre à assurer les liaisons mécaniques entre elles et le béton qui l'entoure (caractères d'adhérence).
- L'aptitude au soudage.

➤ *Aptitude au façonnage*

Les diamètres de mandrins utilisés pour le façonnage des ronds lisses F_eE 235 sont égaux à cinq fois le diamètre des armatures, sauf dans le cas des cadres, étriers ou épingles (dont le diamètre est au plus égal à 20 mm), pour lesquels le diamètre du mandrin est égal à trois fois celui de l'armature concernée.

➤ *Caractères d'adhérence*

L'adhérence d'une barre au béton qui l'enrobe est définie par deux coefficients sans dimensions :

- Coefficient de fissuration :

Ronds lisses $\eta = 1$

Barres HA (quel que soit le ϕ) $\eta = 1,6$

Fils HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$ $\eta = 1,6$

Fils HA $\phi < 6 \text{ mm}$ $\eta = 1,3$

- Coefficient de scellement :

Ronds lisses $\psi_s = 1$

Barres HA (quel que soit le ϕ) $\psi_s = 1,6$

Fils HA (quel que soit le ϕ) $\psi_s = 1,6$

1.4- Notion des états limite:

On distingue deux états limite de calcul :

- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite de service.

1.4.1 - à E.L.U:

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de ruptures minorées.

➤ *Hypothèses de calcul*

- Les sections planes avant déformation restent planes et conservent leurs dimensions .
- La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le raccourcissement relatif ε_{bc} du béton est limité à 3,5 % en flexion, 2 % en compression simple.
- L'allongement relatif ε_s de l'acier tendu est limité conventionnellement à 10 %

Le diagramme linéaire de déformation de la section passe obligatoirement par l'un des trois pivots A, B, C. (fig1.4)

1.4.2- E.L.S :

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites.

➤ *Hypothèses de calcul*

- Les sections planes avant déformation restent planes et conservent leurs dimensions.
- La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques c'est-à-dire que la contrainte est proportionnelle à la déformation : $\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b$ (1.22)

- On définit un coefficient d'équivalence par la relation : $\sigma = \frac{E_s}{E_b} = 15$ (forfaitairement)

1.5- Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites :

1.5.1-Etat limite ultime :

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

$$1.35G + 1.5Q \dots\dots\dots(1.23)$$

Où : G : charge permanente. Q : charge d'exploitation.

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, les règles parasismiques Algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

$$\text{Pour les poutres } 0.8G \pm E \dots\dots\dots (1.24)$$

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots (1.25)$$

$$\text{Pour les poteaux } G + Q \pm 1.2E \dots\dots\dots (1.26)$$

Avec E : l'effort sismique horizontal.

1.5.2- Etat limite de service :

La seule combinaison à considérer est : $G + Q \dots\dots\dots (1.27)$

1.6- Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

On a utilisé un béton ordinaire ; le dosage dans les conditions normales est :

- Ciment CPA 325 : 350 kg/m³.
- Gravier Dg < 25 mm : 800 l/m³.
- Sable Dg < 5 mm : 400 l/m³.
- Eau : 175 l/m³.

A- Le béton :

En compression : $fc28 = 25MPa \Rightarrow \begin{cases} f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} & \text{cas générale.} \\ f_{bu} = 18.5 \text{ MPa} & \text{cas accidentele.} \end{cases}$

En traction : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

Contrainte limite : $\bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

b- L'acier :

$$FeE 400 \Rightarrow \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{cas général.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{cas accidentel} \end{cases}$$

Contrainte limite

- ❖ Fissuration non préjudiciable : pas de limite
- ❖ Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{ij}}\right\} = 202 \text{ MPa}$
- ❖ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :
 $\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{0.5 f_e, 90\sqrt{\eta f_{ij}}\right\} = 165 \text{ MPa}$

Figure 1-4 : Compte tenu de ces conditions limites en déformation, les diverses zones de diagrammes de déformation possibles sont :

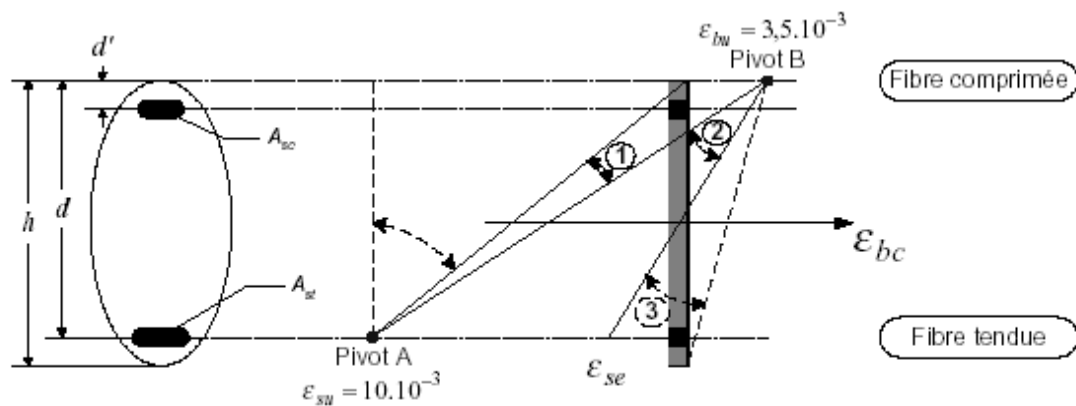


Figure 1-4 : diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

Pour des raisons pratiques (lors du dimensionnement en particulier), sont définis principalement deux pivots (pivots A et B) autour desquels on supposera que les diagrammes de déformation tourneront.

Chapitre 2

Chapitre 2

**Pré dimensionnement
Des éléments**

2.1 – Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but “le pré calcul “des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le CBA et le RPA 99/ version 2003. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

2.2-Détermination de l'épaisseur du plancher :

Connaissant la flexibilité et la rigidité du plancher, la vérification de la flèche est inutile, il suffit que la condition soit vérifiée :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} \dots\dots\dots (2.1)$$

Avec L : La portée maximale entre nus d'appuis.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{430}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 19.11 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_t = 21 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur $h_t=21$ cm, soit un plancher (16+5) cm

$$h_t = 21 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 5 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$$

2.3-Descente de charges :

2.3.1-But :

Pour chaque projet, une descente de charges manuelle est effectuée, même si une modélisation de la structure sur un logiciel a déjà été effectuée.

Cette descente de charges sera utile tout au long du projet, permettant de retrouver rapidement les charges appliquées sur les différents éléments de la structure.

De plus, elle permet de conserver une trace de la répartition des charges et ainsi de rester en cohérence du début à la fin du projet.

Nous allons utiliser le logiciel sap2000 Descente De charges (sap2000V.14) du logiciel sap2000 BATIMENT pour connaître les charges appliquées sur chaque élément porteur.

2.3.2- Actions permanentes :

Ce sont des actions dont les intensités sont constantes ou très peu variables dans le temps.

Les charges permanentes sont prises en compte par le logiciel, par défaut, comme étant du béton: indiquées par o.

C'est ainsi que nous définissons des bibliothèques, qui sont des catalogues où sont précisées les caractéristiques des matériaux des éléments de la construction.

Après avoir modélisé le bâtiment sur sap2000.v14, nous procédons à l'affectation des caractéristiques des matériaux pour permettre au logiciel de prendre en compte les charges permanentes spécifiées dans les catalogues.

Cloisons et bibliothèque des voiles. C'est à nous de marquer la différence dans les caractéristiques des matériaux saisies dans le catalogue.

Plancher terrasse inaccessible

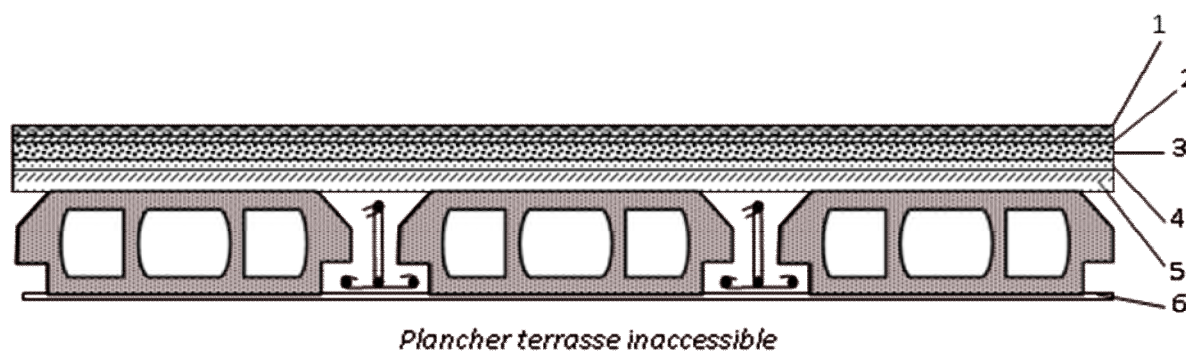


Figure 2-1 : plancher terrasse inaccessible.

Tableau 2.1 : Charge à la terrasse inaccessible due aux plancher corps creux

désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Protection gravillon	1700	0.04	68
Étanchéité multicouche	1200	0.02	24
Forme de pente	2200	0.1	220
Isolation thermique	400	0.04	16
Dalle à corps creux (16+5)	/	0.21	185
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
G	533 kg/m ²		

- Charge permanente (poids propre) : $G = 5,33 \text{ KN/m}^2$

- Surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Plancher R.D.C et étage courante

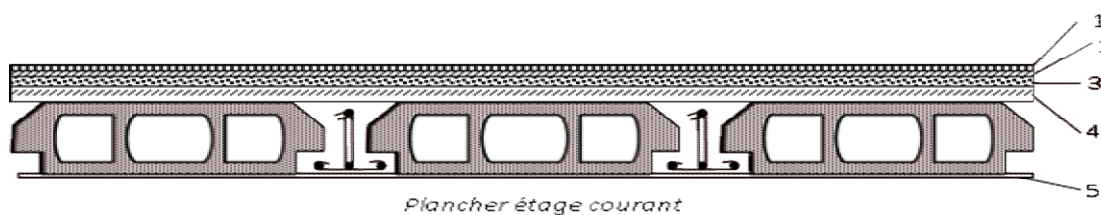


Figure 2-2 : plancher étage courant.

Tableau 2.2 Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.

désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.02	36
plancher à corps creux (16+5)	/	0.21	185
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Cloisons intérieures	/	0.1	90
G	415 kg/m ²		

Charge permanente (poids propre) : $G = 4.15 \text{ KN/m}^2$

Tableau 2.3 Charge à la terrasse accessible due aux plancher corps creux

désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.02	36
Dalle en corps creux (16+5)	/	0.21	185
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
G	325kg/m ²		

Charge permanente (poids propre) : $G = 4.15 \text{ KN/m}^2$

2-3-3 Surcharge d'exploitation :

- 1) Surcharge d'exploitation du plancher SS+RDC+Mezzanine (commerce) : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$
- 2) Surcharge d'exploitation du plancher 2^{er} étage (bureaux) : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- 3) Surcharge d'exploitation du plancher (3^{ème} au 9^{ème} étage) habitations : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
- 4) Surcharge d'exploitation du plancher toiture inaccessible: $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- 5) Surcharge d'exploitation du plancher toiture accessible: $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Murs de façade (extérieure)

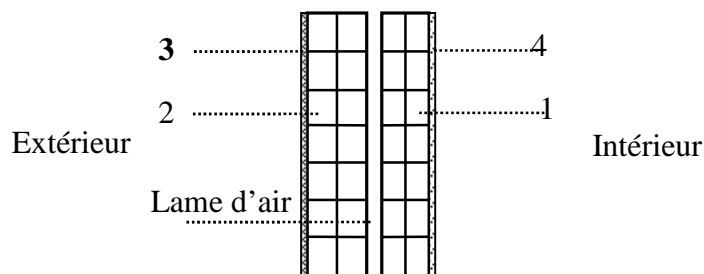


Figure 2-3 : Remplissage extérieur.

Tableau2.4 : Charge permanente des murs extérieurs.

désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Enduit extérieur en ciment (mortier)	2000	0.02	40
Brique creuse	900	0.15	130
Brique creuse	900	0.1	90
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
G	280 kg/m ²		

Mure intérieur

Tableau2.5 : Charge permanente des murs intérieurs.

désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Brique creuse	900	0.1	90
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
G	130 kg/m ²		

2.4- Pré dimensionnement des poutres :

2.4.1-Poutres principales :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h_t \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots(2.2) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3h_t < b \leq 0.7h_t \dots\dots\dots(2.3) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{b} \leq 3 \dots\dots\dots(2.4) \end{array} \right.$$

ht : hauteur totale de la poutre

b : largeur de la poutre

L : la plus grande portée libre entre nus d'appuis

d : hauteur utile

$$\Rightarrow \begin{cases} \frac{585}{15} = 39 \text{ cm} < h_t \leq \frac{585}{10} = 58.5 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h_t = 45 \text{ cm} \\ 13.5 < b \leq 31.5 \rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1.5 < 3 \rightarrow \text{vérifiée} \end{cases}$$

Vérification suivant **R.P.A 99** :

Selon **R.P.A 99** les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1,5 \times ht + b1 \end{cases} \rightarrow \text{on à : } \begin{cases} h = 45 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.5 < 4 \text{ cm} \\ b_{\max} = 50 \text{ cm} \leq 1,5 \times 45 + 30 = 97,5 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{vérifiées}$$

Donc on prend la section des poutres principale $(45 \times 30) \text{ cm}^2$

2.4.2-Poutres secondaires :

Selon le **B.A.E.L.**

$$91 : \begin{cases} \frac{L}{15} < h_t \leq \frac{L}{12} \\ 0.3h_t < b \leq 0.7h_t \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{480}{15} = 32 \text{ cm} < h_t \leq \frac{480}{10} = 48 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h_t = 40 \text{ cm} \\ 12 < b \leq 28 \rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1.6 < 3 \rightarrow \text{vérifiée} \end{cases}$$

Vérification suivant **R.P.A 99** :

Selon **R.P.A 99** les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} ht \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 25 \text{ cm} \\ \frac{ht}{b} \leq 4 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1,5 \times ht + b1 \end{cases} \rightarrow \text{on à : } \begin{cases} ht = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 25 \text{ cm} \\ \frac{ht}{b} = 1.6 \leq 4 \text{ cm} \\ b_{\max} = 50 \text{ cm} \leq 1,5 \times 40 + 25 = 85 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{vérifiées}$$

Donc on prend la section des poutres secondaires $(40 \times 30) \text{ cm}^2$

2.5-Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement s’effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau central).

La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu’il ne flambe pas.

La surface afférente est donnée par : **$S = 4,80 \times 5,225 = 25m^2$**

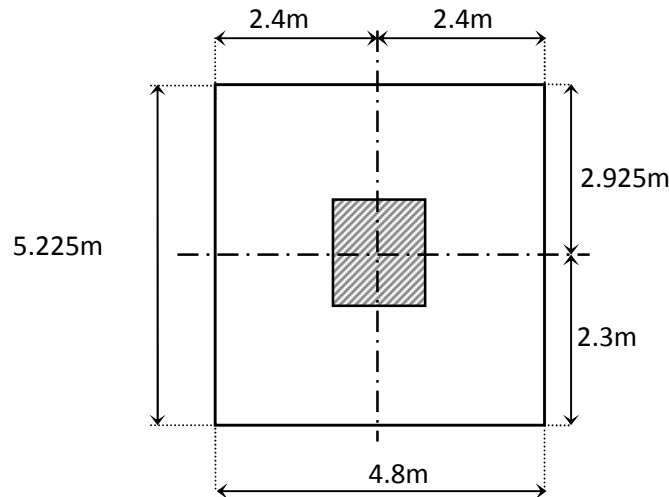


Figure2-4 : la section la plus sollicité du poteau.

On calcule les efforts de compression qui agissant sur les poteaux dus aux charges permanents suivant le **R.P.A 99** (version 2003).

$$\begin{cases} \text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm} \rightarrow (\text{zone1}) \dots\dots\dots(2.5) \\ \text{Min}(a, b) \geq h_e / 20 \dots\dots\dots(2.6) \\ 1/4 \langle a / b \rangle 4 \dots\dots\dots(2.7) \end{cases}$$

B.A.E.L 91 :

$$B_r \geq B \times N_u / [(f_{bc}/0,9) + (0,85f_e/100Y_s)] \dots\dots\dots(2.8)$$

B_r : section réduite

$$B = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \text{ pour } \lambda \leq 50 \dots\dots\dots (2.9)$$

$$B = 0,85(\lambda^2/1500) \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \dots\dots\dots (2.10)$$

Pour le pré dimensionnement $\lambda = 3 \Rightarrow B = 1,2$

$$N_u = P \times S \times n \dots\dots\dots (2.11)$$

Avec : $P = 1t/m^2 = 10 \text{ KN}/m^2$ (loi de régression).....(2.12)

$S = 25 \text{ m}^2$; $n = 11$ (nombre de niveau au-dessus de poteau de sous-sol)

$N_u = 1 \times 25 \times 11 \Rightarrow N_u = 275 \text{ tn} = 2.75 \text{ MN}$

$$(2.8) \Rightarrow Br \geq 1,2 \times 2.75 / [(14,17 \times 0,9) + (0,85 \times 400 / 100 \times 1,15)] \Rightarrow Br \geq 1764.61 \text{ cm}^2$$

On suppose que le poteau est carré donc $a=b$

$$Br = (a - 0,02) \times (b - 0,02)$$

$$Br = (a - 0,02)^2 \geq \Rightarrow a \geq 41.99 \text{ cm} \Rightarrow a = b = 45 \text{ cm}$$

2.5.1 Calcul de la section :

D'après RPA 99

$$\frac{N_u}{B \cdot F_{c28}} \leq 30 \quad \text{Avec :} \quad B : \text{section de poteau}$$

Les résultats des calculs de pré dimensionnement sont les suivants :

Poteaux de sous-sol (n = 11)

$$B \geq \frac{N_u}{0.3 \cdot F_{c28}} = \frac{1.10^{-2} \cdot 25 \cdot 11}{0.3 \cdot 25} = 3666.66 \text{ cm}^2 \Rightarrow b = a \geq \sqrt{3666.66} = 60.55 \text{ cm}$$

Soit ; un poteau sous-sol de **(65 x 65) cm²**

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

$$\begin{cases} \text{Min}(a, b) = 65 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition} \dots \text{vérifiée} \\ \text{Min}(a, b) = 65 \text{ cm} > h_e / 20 = 350 / 20 = 17.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition} \dots \text{vérifiée} \\ 1/4 < a/b = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{condition} \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

2.5.2 Critère de stabilité (B.A.E.L 91) :(Vérification du poteau au flambement)

a. *Le moment d'inertie (I) :*

$$*I_x = I_y = a \times b^3 / 12 = a^4 / 12 = 1487552.083 \text{ cm}^4$$

b. Rayon de giration :

$$i_x = i_y = \sqrt{I_x/B}$$

$$\text{Avec : } B = 65 \times 65 = 4225 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow i_x = i_y = 18.76 \text{ cm}$$

c. Calcul de l'élanement :

$$\lambda_x = \lambda_y = l_f/i_x$$

$$\text{Avec : } l_f = 0,7 \times l_0 \text{ (cas générale)}$$

$$\Rightarrow l_0 = h_e = 3.50 \text{ m} \Rightarrow l_f = 2,450 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = l_f/i_x = 245/18,76$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = 13.06$$

On a:

$$\lambda_x = \lambda_y = 13.06 < 50 \quad \text{donc le flambement est vérifié.}$$

Tableau 2-6: récapitulatif de pré dimensionnement des poteaux.

Niveaux	n	L0(m)	a (cm)	b (cm)	N _u (MN)	I _x , I _y (cm ⁴)	i _x , i _y (cm)	λ _x , λ _y (cm)
SS	11	3.50	65	65	2,75	1.488.10 ⁶	18.76	13.06
RDC	10	3.06	65	65	2,5	1.488.10 ⁶	18.76	11.42
1eme	9	3.06	60	60	2,25	1.080.10 ⁶	17.32	12.37
2eme	8	3.06	60	60	2	1.080.10 ⁶	17.32	12.37
3eme	7	3.06	55	55	1,75	7.626.10 ⁵	15.88	13.49
4eme	6	3.06	55	55	1,5	7.626.10 ⁵	15.88	13.49
5eme	5	3.06	50	50	1,25	5.208.10 ⁵	14.43	14.85
6eme	4	3.06	50	50	1	5.208.10 ⁵	14.43	14.85
7eme	3	3.06	45	45	0,75	3.417.10 ⁵	12.99	16.49
8eme	2	3.06	45	45	0,5	3.417.10 ⁵	12.99	16.49
9eme	1	3.06	40	40	0,25	2.133.10 ⁵	11.55	18.55

Pré dimensionnement des voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du R.P.A.99, les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux (ça dépend de la conception).

- Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposées pleines.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement.

D'après le RPA99 article 7.7.1 «les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) » sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec : L : portée du voile. , e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 « l'épaisseur minimale est de 15 cm » de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure ci- dessous

$$\begin{cases} L \geq 4a \\ a \geq h_e/20 \end{cases}$$

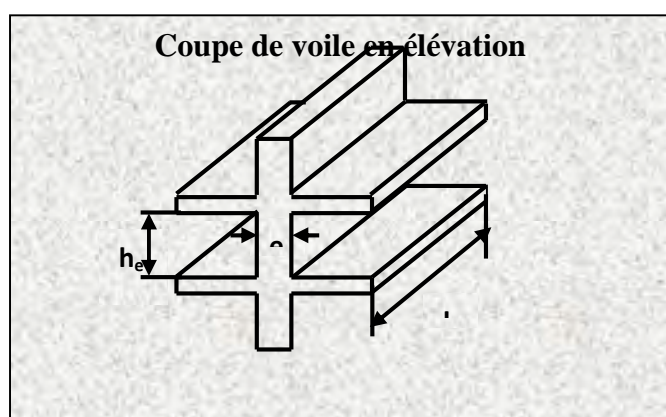


Figure 2-5 : la coupe de voile en élévation

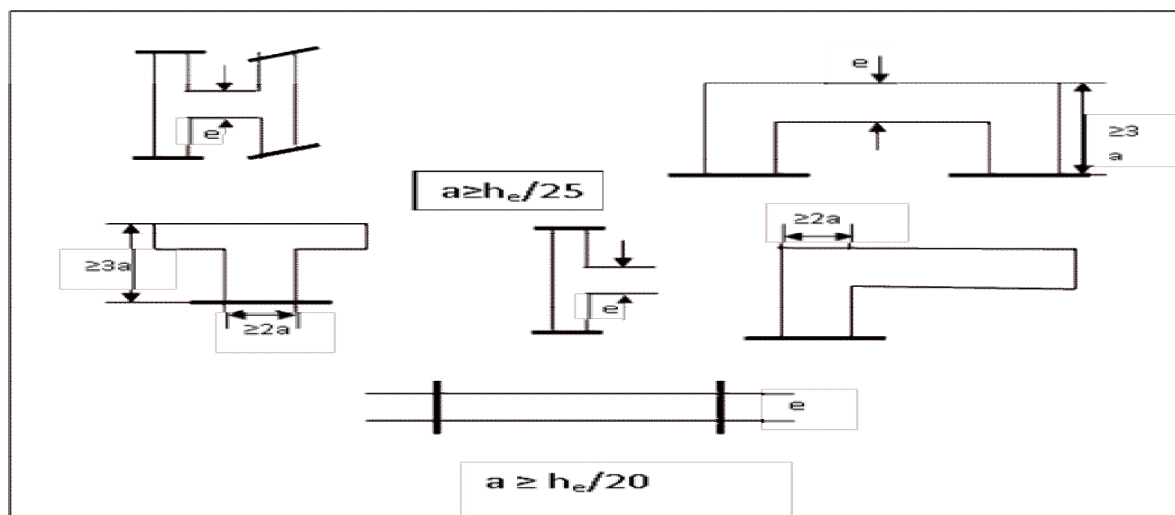


Figure 2-6 : les coupes de voile

Donc en satisfaisant la condition suivante :

$$\begin{cases} L \geq 4a \\ a \geq h_e/20 \end{cases} \dots\dots\dots (2.19)$$

Avec :

- L : longueur du voile
- a : épaisseur des voiles (a min = 15cm)
- he : hauteur d'étage (3,50m et 3,06m)
- $a \geq 350/20 \rightarrow a \geq 17,5\text{cm}$
- $a \geq 306/20 \rightarrow a \geq 15,3\text{cm}$

On prend : a=25 cm pour les sous-sols

a=20 cm pour les autres étages.

Chapitre 3

Chapitre 3

Etude de l'acrotère

3.1- Introduction :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve au niveau supérieur du bâtiment, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher chargé par son poids et la surcharge due à la main courante. Elle sera donc calculée comme une console encastrée à la base, elle sera soumise à main courante prise pour assurer la sécurité des ouvriers, et vérifier à la condition du **RPA99 V2003**.

3.2- Le rôle de l'acrotère :

- Empêche l'écoulement de l'eau.
- A un aspect esthétique.
- Protection des personnes.

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

3.3 Etude de L'acrotère Terrasse inaccessible :

3.3.1 Poids propre de l'acrotère :

$$s = \frac{0,05 \times 0,1}{2} + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,0675 \text{ m}^2/\text{ml}.$$

$$G = 0,0675 \times 2500 = 168,75 \text{ Kg/ml}.$$

3.3.2 L'action du vent Fp :

D'après le **RPA 99 V 2003 :**

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

A= 0,1 coefficient d'accélération de la zone.

W_p = 168,75 Kg/ml poids de l'acrotère.

C_p = 0,8 KN facteur de la force horizontale.

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 168,75 = 54 \text{ Kg/ml}.$$

$$\Rightarrow G = 1,6875 \text{ KN/ml}.$$

$$Q = 0,54 \text{ KN/ml}$$

3.3.3 Combinaisons d'action :

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement :

E.L.U :

$$M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_Q \text{ avec } M_G = 0$$

$$M_u = 1,5 \times (Q \times L) \rightarrow M_u = 1,5 \times 0,54 \times 0,6 = 0,486 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1,35 G \rightarrow N_u = 1,35 \times 1,6875 N_U = 2,2781 \text{ KN}.$$

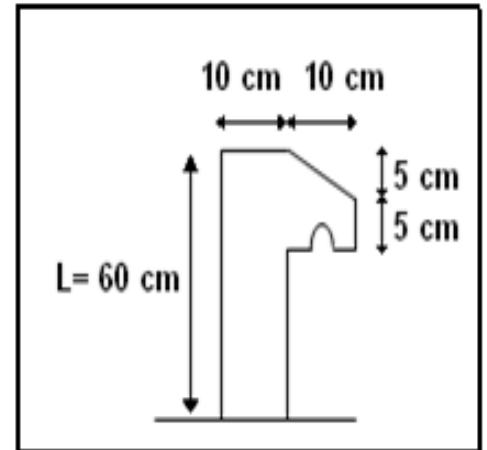


Figure3-1 : Schéma de l'acrotère.

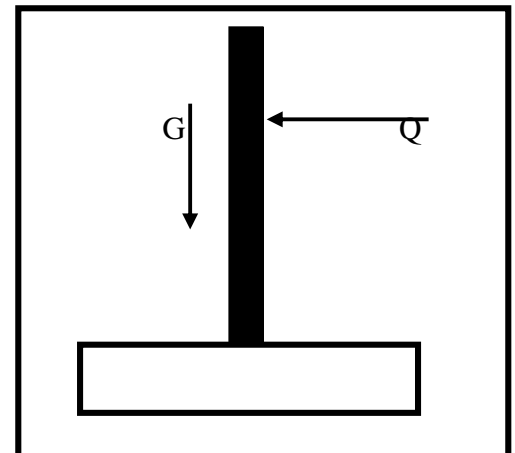


Figure3-2: schéma de l'acrotère

E.L.S :

$$M_s = M_G + M_Q \text{ avec } M_G = 0$$

$$M_s = (Q \times L) \rightarrow M_s = 0,54 \times 0,6 = 0,324 \text{ KN.m}$$

$$N_s = G \rightarrow N_s = 1,6875 \text{ KN.}$$

3.3.4 Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{M_u}{N_u} \rightarrow e = \frac{0,486}{2,2781} \rightarrow e = 0,2133 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

$$e > 1,67 \text{ cm}$$

La section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

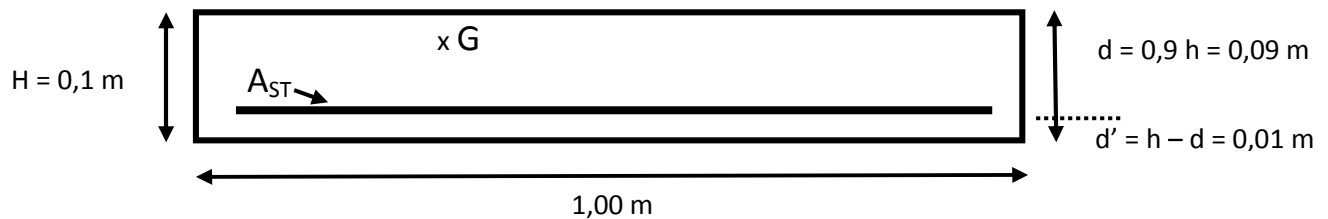
3.3.5 Détermination du ferrillage :**E.L.U :**

Figure3-3 : section de calcul du ferrillage

$$d = 0,9 h \rightarrow d = 0,09 \text{ m.}$$

$$d' = 0,1 - 0,09 \rightarrow d' = 0,01 \text{ m.}$$

Si la section est partiellement comprimée :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

- **Moment de flexion fictif (Ma) :**

$$M_a = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_a = 0,486 + 2,2781 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right)$$

$$M_a = 57,71 \cdot 10^{-5} \text{ MN.m}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \rightarrow \mu = \frac{57,71 \cdot 10^{-5}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,17}$$

$$\rightarrow \mu = 0,005$$

On a $\mu < \mu_r$.

$$0,005 < 0,186$$

Donc il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures comprimées c'est-à-dire $A_{sc} = 0$

$$\text{Alors : } A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N_u \right)$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \text{ avec } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 6,26 \cdot 10^{-3} \rightarrow Z = 0,0898 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_s}{\gamma_s} = 347,83 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Alors : } A_{st} = \frac{1}{347,83} \left(\frac{57,71 \cdot 10^{-5}}{0,0898} - 227,81 \cdot 10^{-3} \right)$$

$$A_{st} = 0,11926 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_s} = 1,087 \text{ cm}^2.$$

Donc on prend : $A_{st} > 1,087 \text{ cm}^2$

$$A_{st} = 4 \text{ T } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

- **Vérification des contraintes :**

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$$

Avec $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s y}{S}$$

$$\sigma_{st} = \eta - \frac{N_s (d-y)}{S}$$

$$\sigma_{sc} = \eta \cdot \frac{N_s (d-d')}{S}$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$M_S = 0,324 \text{ KN.m}$; $N_S = 1,6875 \text{ KN}$.

$$e = \frac{M_s}{N_s} \rightarrow e = \frac{0,324}{1,6875} \rightarrow e = 0,192 \text{ m.}$$

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

$$p = -0,05629 \text{ m}^2$$

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

$$q = 0,0047 \text{ m}^3$$

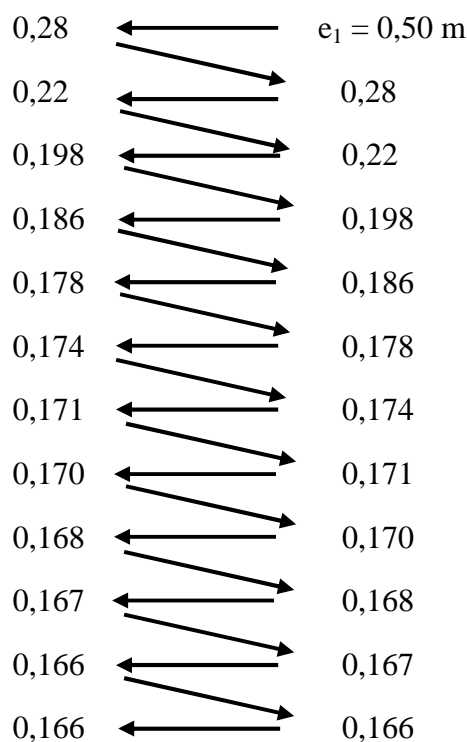
• **Méthode des itérations successives :**

On a :

$$e_1 = \frac{e_1^3 - q}{p} \dots \dots \dots (3.1) \quad \text{où}$$

$$e_1 = \sqrt[3]{-pe_1 - q} \dots \dots \dots (3.2)$$

On prend une valeur quelconque de e_1 : $e_1 = 0,5 \text{ m}$



On prend la valeur de : $e_1 = 16,6 \text{ cm}$

$$X = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$X = \frac{h}{2} + 0,166 - 0,192 \rightarrow X = 2,4 \text{ cm}$$

$$S = \frac{b X^2}{2} - n \times A_{st}(d - X) \quad S$$

$$= \frac{1 \times 0,024^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,09 - 0,024)$$

$$S = 0,000089 \text{ m}^3.$$

- Calcul des contraintes :

- ❖ Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times X}{S}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{168,75 \times 10^{-5} \times 0,024}{89 \times 10^{-6}} \rightarrow \sigma_{bc} = 0,45 \text{ Mpa}$$

- ❖ Acier :

$$\sigma_{st} = n \frac{N_s (d - X)}{S}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{168,75 \times 10^{-5} (0,09 - 0,024)}{89 \times 10^{-6}} \rightarrow \sigma_{st} = 18,77 \text{ Mpa.}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

- ❖ Béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

- ❖ Acier :

L'acrotère est exposé aux intempéries et peut être alternativement émergé ou noyée en eau de pluie donc la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \quad \text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

- Vérification :

$$\sigma_{bc} = 0,45 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 18,77 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 201,63 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

Pour les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 4 \text{ } \Phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$

$$\text{L'espace} : S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

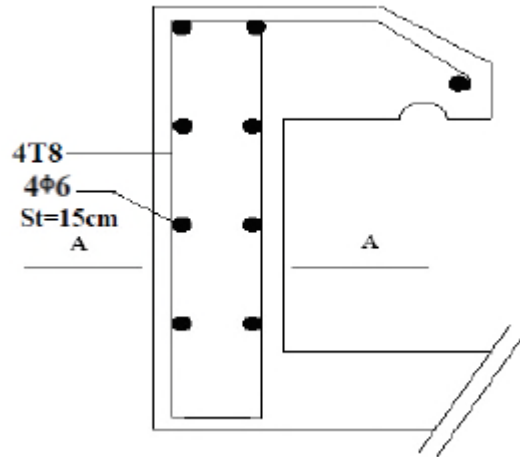


Figure 3-4 : ferrailage de l'acrotère

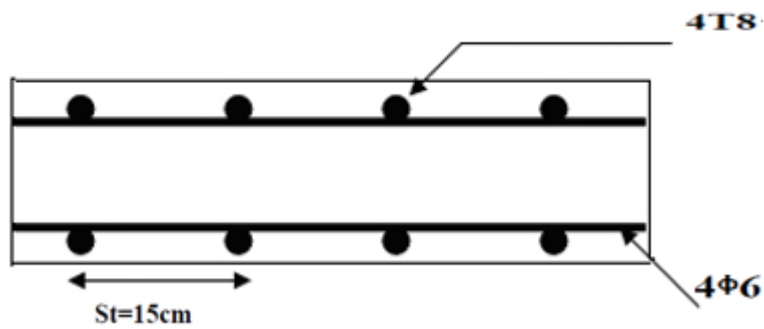


Figure 3-5 : Coupe AA de l'acrotère

Chapitre 4

Chapitre 4

Etude du plancher

4.1- Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol :ils assurent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance** : les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation.
- **Fonction d'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Comme notre projet est à usage de bureaux et d'habitation, on adopte un plancher à corps creux qu'est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton.

-Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

4.2 Etude des poutrelles :

4.2.1-Dimensionnement des poutrelles :

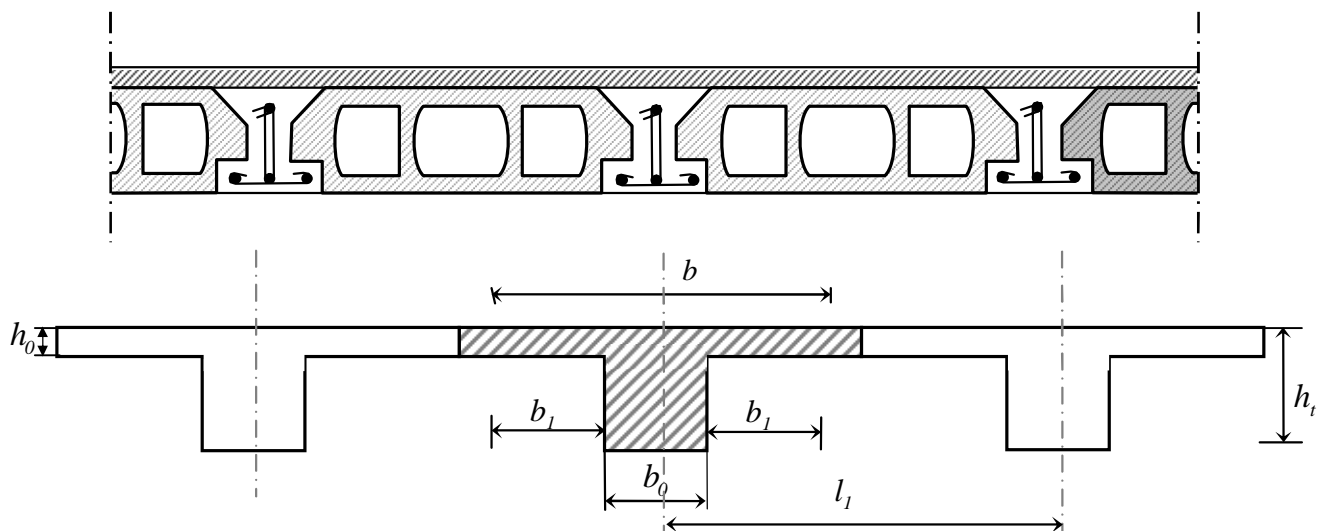


Figure 4-1 : schéma d'un plancher à corps creux

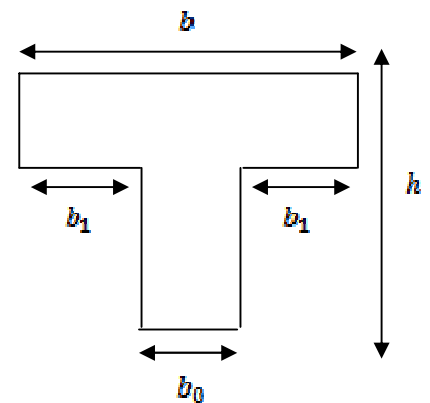
-Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers.

-Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages ; ils ont une épaisseur faible par rapport à leur dimension en plan ; leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

Dans notre structure on a un seul type de plancher « plancher à corps creux » (dimensionner dans le chapitre II)

Un plancher à corps creux $h_t = 21\text{ cm}$: $\begin{cases} 16\text{ cm} : \text{corps creux} \\ 5\text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$

Donc on a des poutrelles de : $\begin{cases} h_t = 16\text{ cm} \\ b_0 = 12\text{ cm} \\ h_0 = 5\text{ cm} \end{cases}$



-Les poutrelles sont disposées perpendiculaires au sens porteur et espacées de 65 cm et sur les quelles vient s'appuyer l'hourdis.

4-2.1.1- Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

Le calcul de la largeur « b » ce fait à partir des conditions suivantes :

$b = 2b_1 + b_0$ (4.1)

$L = 4,8\text{ m}$ $l_1 = 65\text{ cm}$

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \text{(4.2)} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \text{(4.3)} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \text{(4.4)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5\text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{480}{10} = 48\text{ cm} \\ 24\text{ cm} \leq b_1 \leq 32\text{ cm} \end{cases}$$

On prend : $b_1 = 26,5\text{ cm}$

(4.1) $\Rightarrow b = 2(26,5) + 12 = 65\text{ cm}$

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

4.2.2 Evaluation des charges sur les poutrelles :

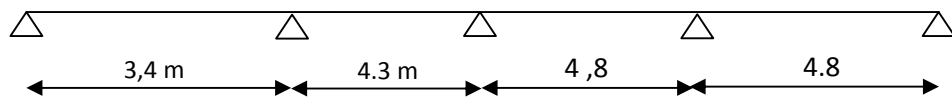
Tableaux 4-1 : les charges

Type de plancher	G[kN/m ²]	Q[kN/m ²]	E.L.U $q_u = 1,35G + 1,5Q$	E.L.S $q_{ser} = G + Q$
P. Terrasse inaccessible	5.33	1	8.7	6.33
P. Etage courant-s.sol-Rd-mezzanine	4.15	3.5	10.85	7.65
P. Terrasse accessible	3.25	1	5.88	4.25
P. 2 ^{er} étage	4.15	2.5	9.35	6.65
P. 3 ^{eme} ..4.....9 ^{eme}	4.15	1.5	7.85	5.65

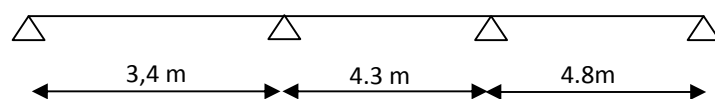
4.2.3 Différents types des poutrelles :

➤ S. sols-RDC:

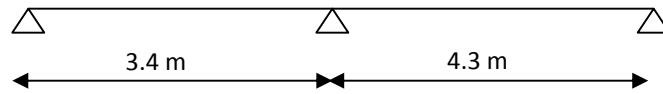
- Type (1)



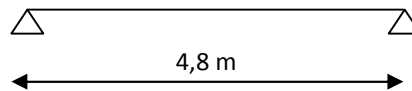
- Type (2)



- Type (3)

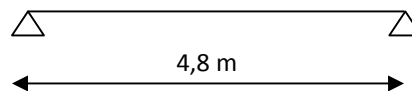


- Type (4)

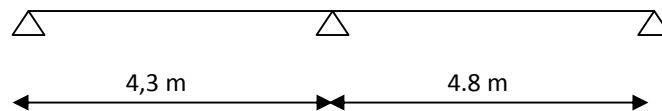


Mezzanine

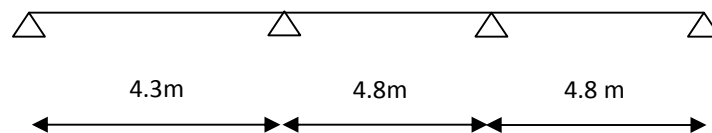
- Type (4)



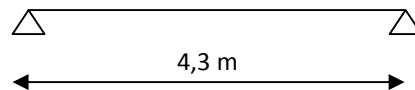
- Type (5)



- Type (6)

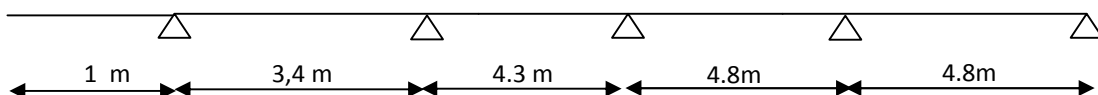


- Type (7)

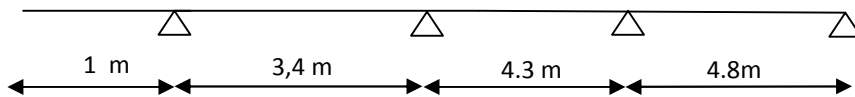


Etage courant et terrasse :

- Type (8)



- Type (9)



4.2.4 Calcul des poutrelles :

- ❖ ELU :

– Calcul du moment en appui

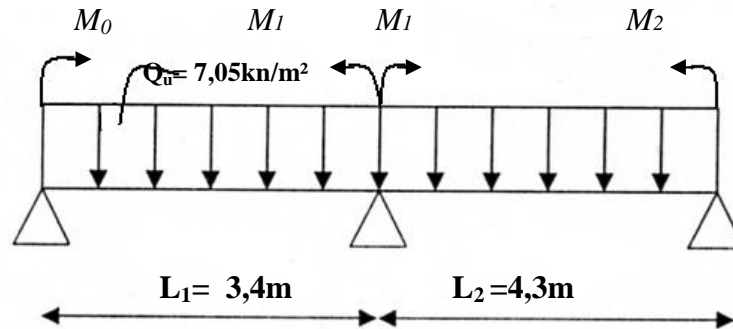


Figure. 4.3 : schéma statique de la poutrelle type 2 à l'ELU.

$$M_0 \cdot L_1 + 2 \cdot M_1 (L_1 + L_2) + M_2 \cdot L_2 = -6 \cdot EI \cdot (\omega_{g1} + \omega_{d1})$$

Avec:

$$\omega_{g1} = -P_w L_{1w}^3 / 24EI$$

$$\omega_{d1} = P_e L_{1e}^3 / 24EI$$

Et :

$$M_0 = M_2 = 0.$$

$$2M_1 (L_1 + L_2) = -6EI (P_w L_{1w}^3 + P_e L_{1e}^3) / 24EI$$

$$\Rightarrow M_1 = -(P_w L_1^3 + P_e L_2^3) / 8(L_1 + L_2)$$

$$\text{On a : } L_1 = 3,4 \text{ m} \quad L_2 = 4,3 \text{ m}$$

$$P_w = P_e = 7,05 \text{ Kn/ml}$$

$$M_1 = \frac{-(P_w L_1^3 + P_e L_2^3)}{8 \times (L_1 + L_2)} \Rightarrow M_1 = -13,598 \text{ kn/m}$$

4.2.4.1 Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :

✎ Travée (0-1) :

$$R_0 + R_1 - q_u \cdot L = 0 \quad \Rightarrow R_0 + R_1 = 23,97 \text{ KN}$$

$$\sum M_i = 0 \quad \Rightarrow R_0 \cdot L - q_u \cdot L^2 / 2 - M_1 = 0$$

$$R_0 = q_u \cdot L / 2 + M_1 / L$$

A.N:

$$\begin{cases} R_0 = 8 \text{ KN} \\ R_1 = 15,97 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Section 1-1 : $0 \leq x \leq 3,4\text{m}$

$$M(x) = R_0 x - q_u \cdot (x^2 / 2),$$

$$M(x) = 8x - 7,05 \cdot (x^2 / 2)$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(3,4) = -13,549 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_u \cdot x \Rightarrow T(x) = 8 - 7,05x$$

$$\begin{cases} T(0) = 8 \text{ Kn} \\ T(4,72) = -15,97 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \quad \Rightarrow R_0 - q_u x = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,13 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,13) = 4,54 \text{ Kn.m.}$$

✎ Travée (1-2) :

$$R_1 + R_2 - q_u L = 0 \quad \Rightarrow R_1 + R_2 = 30,32 \text{ KN}$$

$$\sum M_i = 0 \quad \Rightarrow R_2 L - q_u L^2 / 2 - M_1 = 0$$

$$\Rightarrow R_2 = q_u L / 2 + M_1 / L$$

A.N:

$$R_1 = 18,32 \text{ KN}$$

$$R_2 = 12 \text{ KN}$$

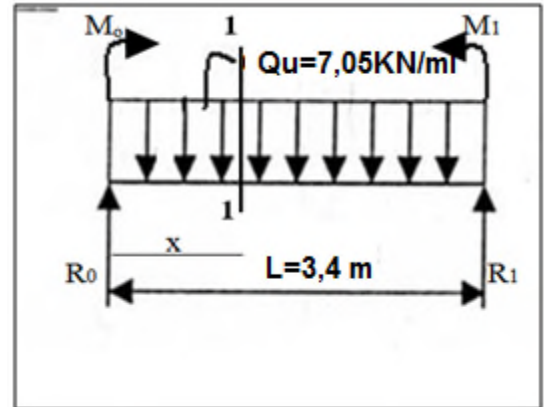


Figure4-4 : Section 1-1 à ELU.

➤ **Section 2-2 : $0 \leq x \leq 4.3\text{m}$**

$$M(x) = R_1 x - q_u x^2 / 2 + M_1$$

$$\begin{cases} M(0) = -13.55 \text{ Kn.m} \\ M(4.3) = 0 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_1 - q_u x$$

$$\begin{cases} T(0) = 18.32 \text{ Kn} \\ T(4.3) = -12 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_1 - q_u x = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.6\text{m}$$

$$M_{\max} = M(2.6) = 10,26 \text{ Kn.m.}$$

❖ **ELS :**

On a :

$$L_1 = 3,4 \text{ m} \quad L_2 = 4,3\text{m}$$

$$P_w = P_e = 4.97 \text{ Kn/ml}$$

$$M_1 = \frac{-(P_w L_1^3 + P_e L_2^3)}{8 \times (L_1 + L_2)} \Rightarrow M_1 = -9,55 \text{ kn/m}$$

✂ **Travée (0-1) :**

$$Q_s = 4,97 \text{ KN/m}$$

$$R_0 = 5,64 \text{ KN}$$

$$R_1 = 11,26 \text{ KN}$$

➤ **Section 1-1: $0 \leq x \leq 3,4\text{m}$**

$$M(x) = R_0 x - q_s x^2 / 2$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(3.4) = -9,55 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_s x$$

$$\begin{cases} T(0) = 5,64 \text{ Kn} \\ T(3,4) = -11.26 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_0 - q_s x = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,13 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,13) = 3,2 \text{ Kn.m.}$$

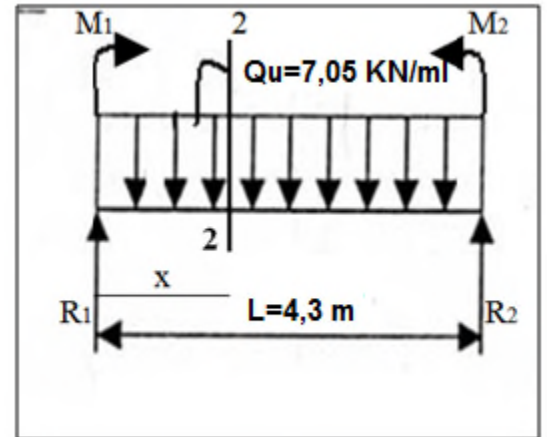


Figure4-5 : section 2-2 à ELU.

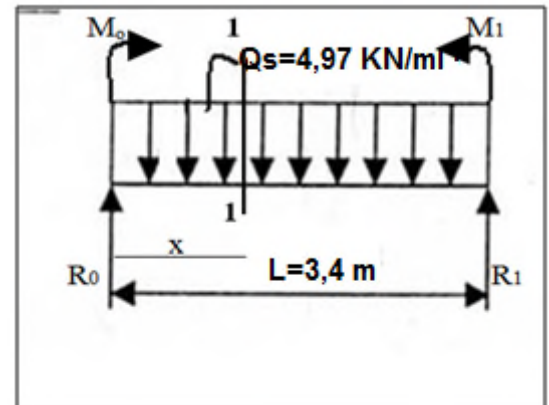


Figure4-5 : section 1-1 à ELS.

☞ **Travée (1-2) :**

$q_s = 4,3 \text{ KN/m}$

$R_1 = 12.9 \text{ KN}$

$R_2 = 8.47 \text{ KN}$

➤ **Section 2-2: $0 \leq x \leq 4.3\text{m}$**

$M(x) = R_1 x - q_s x^2/2 + M_1$

$$\begin{cases} M(0) = -9.55 \text{ kn.m} \\ M(4.3) = 0 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

$T(x) = R_1 - q_u x$

$$\begin{cases} T(0) = 12.9 \text{ Kn} \\ T(4.3) = -8,47 \text{ Kn} \end{cases}$$

$T(x) = 0 \Rightarrow R_1 - q_s x = 0$

$\Rightarrow x = 2.6 \text{ m}$

$M_{\max} = M(2.6) = 7.19 \text{ Kn.m}$

4.2.4.2 les diagrammes :

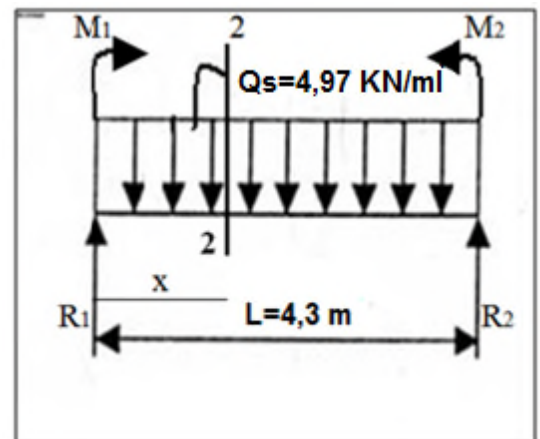
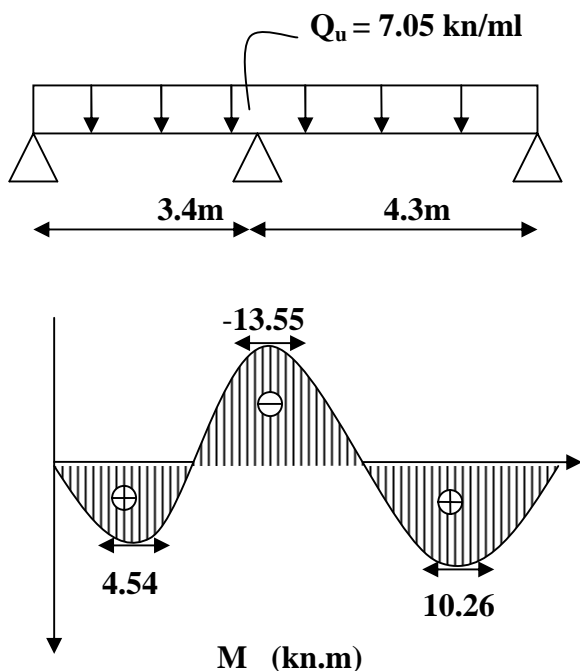
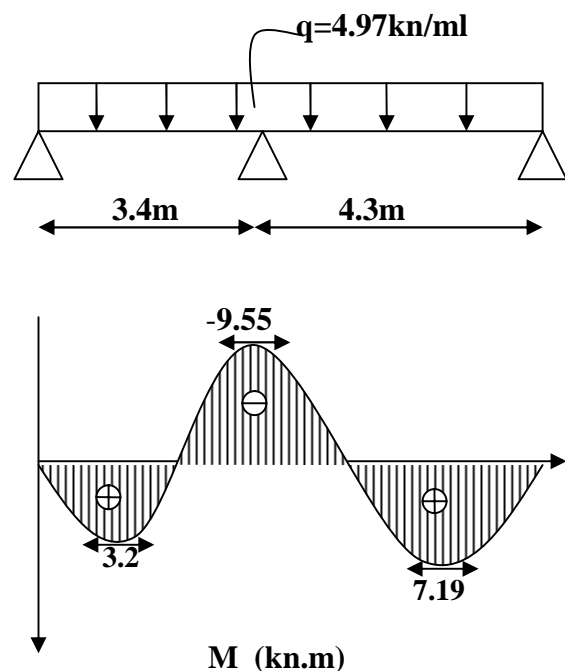


Figure4-6 : section 2-2 à ELS.

ELU



ELS



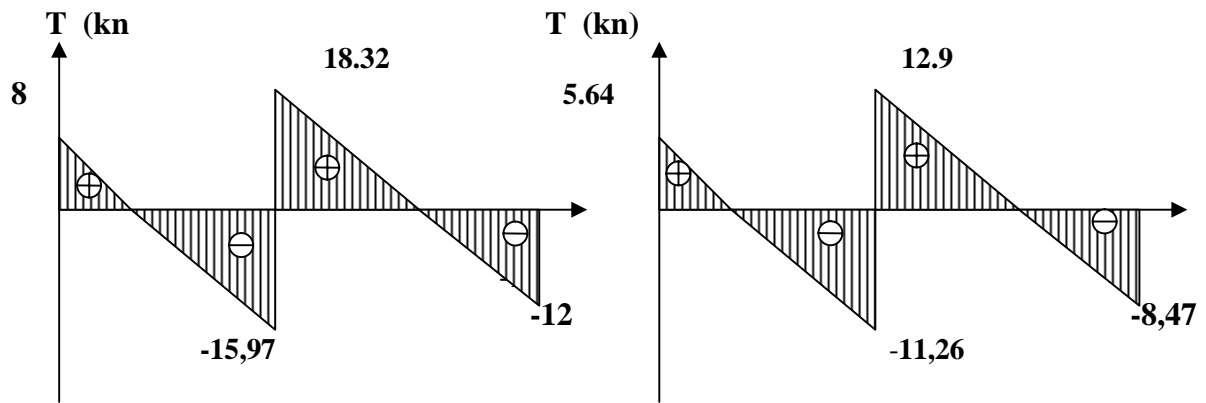


Figure 4.7: diagramme de M et T étage courant (poutrelle type 3).

Tableau 4.2 : Comparaison entre les sollicitations théoriques, et numériques (SAP 2000) :

	ELU			ELS		
	Mt max	Ma max	T max	Mt max	Ma max	T max
Théoriques	10,26	13,60	18,32	7,19	9,55	12,90
Numériques	10,09	13,58	18,35	7,11	9,57	12,93

Tableau 4.3 : Récapitulatif de M max et T max.

NIVEAUX DES PLANCHER S	TYPE DES POUTRELLE S	ELU			ELS		
		M_{MAX} (kn.m)		T_{MAX} (kn)	M max (kn.m)		T_{MAX} (kn)
		APPUI	TRAVÈ E		APPUI	TRAVÈ E	
<i>SS +RDC</i>	TYPE 1	17,48	12,54	20,60	12,32	8,84	14,52
	TYPE 2	16,28	13,02	20,35	11,47	9,18	14,34
	TYPE 3	13,58	10,09	18,35	9,57	7,11	12,93
	TYPE 4	0	20,35	16,96	0	14,34	11,95
<i>Mezzanine</i>	TYPE 4	0	20,35	16,96	0	14,34	11,95
	TYPE 5	18,40	12,17	20,79	12,97	8,58	14,65
	TYPE 6	16,78	12,82	20,41	11,79	9,03	14,39
	TYPE 7	0	16,13	15,19	0	11,37	10,71
<i>Bureaux</i>	TYPE 8	14,89	10,86	17,7	10,59	7,72	12,59
	TYPE 9	14,59	10,98	17,64	10,39	7,8	12,54
<i>Etage courant</i>	TYPE 8	12,32	9,19	14,82	8,87	6,61	10,67
	TYPE 9	12,49	9,13	14,86	8,98	6,57	10,69
<i>Terrasse</i>	TYPE 8	13,92	10,06	16,46	10,13	7,32	11,99
	TYPE 9	13,26	10,32	16,33	9,65	7,52	11,89

4.2.5 FERRAILLAGE DES POUTRELLES :

$$d = 0,9 \times h_t$$

$$d = 0,9 \times 21$$

$$d = 18,9 \text{ cm}$$

1- ELU :

a) En travée :

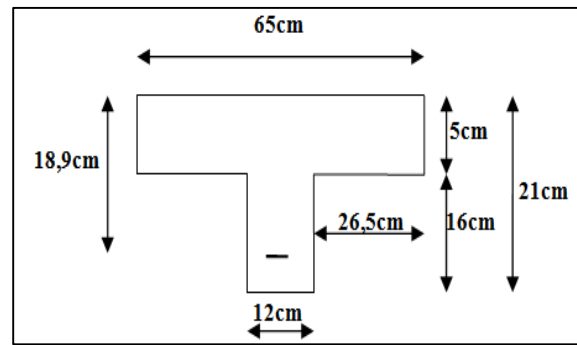


Figure 4-8 : dimension de la poutrelle.

$$M_{ut \max} = 10,09 \text{ kn.m} = 0.01009 \text{ Mn.m}$$

Moment qui équilibre la table :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} (d - h_0/2)$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 (0,189 - 0,05/2) \Rightarrow M_t = \mathbf{0,0755 \text{ Mn.m}}$$

On a :

$$M_t > M_{U \text{ MAX}}$$

Donc :

L'axe neutre est dans la table, le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire ($b \times h$).

Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,09 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,189)^2 \times 14,17}$$

$\Rightarrow \mu_u = 0,0307 < 0,186$: Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\Rightarrow \mu_u = 0,0307 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ Section a simple armature.

✓ Section d'armature :

$$\bullet \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,0307)})$$

$$\Rightarrow \alpha = \mathbf{0,039}$$

$$\bullet Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,189 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,039)$$

$$\Rightarrow Z = \mathbf{0,186 \text{ m}}$$

$$\bullet A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{10,09 \times 10^{-3}}{0,186 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$

b) En appuis :

$$M_{ua \max} = 13,58 \text{ kn.mn} = 0.01358 \text{ Mn.m}$$

Le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire .

Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,58 \times 10^{-3}}{0,12 \times (0,189)^2 \times 14,17}$$

$\Rightarrow \mu_u = 0,224 < 0.186$: Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\Rightarrow \mu_u = 0,224 < \mu_r = 0.392 \quad \Rightarrow$ Section a simple armature.

✓ Section d'armature :

$$\bullet \alpha = 1,25. (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25. (1 - \sqrt{1 - 2.(0,224)})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,32$$

$$\bullet Z = d.(1 - 0,4\alpha) = 0,189.(1 - 0,4.0,32)$$

$$\Rightarrow Z = 0,165 \text{ m}$$

$$\bullet A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{13.58 \times 10^{-3}}{0,165 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st \text{ appuis}} = 2.37 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st \text{ appuis}} = 1T12 + 1T14 = 1.13 \text{ cm}^2 + 1.54 \text{ cm}^2 = 2.67 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times 2,1 / 400$$

$$A_{st \text{ min}} = A_{appui} + A_{travée} = 2,26 + 1,57 = 3,83 \geq 1,48 \text{ cm}^2. \quad (\text{Condition vérifier } A \geq 1,48 \text{ cm}^2)$$

2- ELS :

Les aciers sont de type FeE400, et la fissuration est peu nuisible ; donc la vérification des contraintes se simplifie comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

a) En travée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10,09}{7,11} = 1,42 \quad \text{avec : } \alpha = 0.039$$

$$\alpha_{Travée} = 0.039 \leq 0.46 \quad \text{C.V}$$

b) En appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{13.58}{9.57} = 1,42 \quad \text{avec : } \alpha = 0.32$$

$$\alpha_{Appuis} = 0.32 \leq 0.46 \quad \text{C.V}$$

3- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b_0 \times d} = \frac{0.01835}{0.12 \times 0.189}$$

$$\tau_u = 0.81 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma b}; 5\text{Mpa} \right) = 3.33\text{Mpa (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = 0.81 \text{ Mpa} < \tau_u = 3.33\text{Mpa} \quad \text{C.V}$$

4- Armature transversale :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right) \quad \Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{21}{35}; \frac{12}{10}; 1,2 \right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min (0.60; 1.2; 1,2)$$

$$\Rightarrow \phi_t = \Phi 6 \text{ mm}$$

5- Calcul de l'espacement:

D'après le R.P.A99 V2003 on a :

• Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 30\text{cm}, 12\phi_t \min \right) \quad \Rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{21}{4}, 30\text{cm}, 12 \times 1.2 \right)$$

$$\Rightarrow S_t = 5\text{cm}$$

• Zone courante :

$$S' \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S' \leq \frac{21}{2} \Rightarrow S' = 10 \text{ cm}$$

6- Vérification au glissement :

$$T_{u \max} - \frac{M_u}{0.9 \times d} \leq 0 \text{ Avec : } M_u = 13,58 \text{ kn.m ; } T_{u \max} = 18,35 \text{ kn.m}$$

$$18,35 - \frac{13,58}{0.9 \times 0,189} = -61,49 < 0 \text{ C.V}$$

7- Vérification de la flèche :

$$f \leq f_{\text{admissible}} \text{ avec } f_{\text{admissible}} = \frac{L}{1000} + 0.5 \text{ cm Ou } f_{\text{admissible}} = \frac{L}{500}$$

$$\text{Pour notre cas : } L = 4,3 \text{ m} \Rightarrow f_{\text{admissible}} = 0.0086 \text{ m}$$

❖ Calcul de f :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \cdot A_{\text{st}} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \frac{0,65 \times 0,21^3}{12} + 15,1,57 \cdot 10^{-4} \left(\frac{0,21}{2} - 0,021 \right)^2$$

$$I_0 = 5,18210^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\varphi \times (2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b})} \text{ Avec : } \varphi = \frac{A_{\text{st}}}{b_0 \times d} = \frac{1,57 \times 10^{-4}}{0,12 \times 0,189} \Rightarrow \varphi = 0.00692$$

$$\text{Donc : } \lambda_i = 5,94$$

$$\bullet \quad \mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \varphi \times \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0,686$$

$$\bullet \quad I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_{i,t}} I_{fi} = 1,123 \cdot 10^{-4} \cdot \text{m}^4$$

$$\bullet \quad \frac{1}{\gamma} \frac{M_{\text{ser}}}{E_i \cdot I_{fi}} = \frac{7,11 \cdot 10^{-3}}{32164,2 \times 1,123 \cdot 10^{-4}} = 0,00196$$

Avec :

$$E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPa}$$

Donc :

$$f = \frac{L^2}{10} \cdot \frac{1}{\gamma} = \frac{4,3^2}{10} \cdot 0,00196$$

$$\Rightarrow f = 0.003624 \text{ m} < f_{\text{admissible}} = 0.0086 \text{ C.V}$$

8- Ferrailage de la dalle de compression :

D'après le règlement CBA :

La dalle de compression a une épaisseur de 5cm armée par treillis soudés de diamètre ϕ 5mm, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$F_e = 500 \text{ Mpa}$$

$$A_1 \geq \frac{4 \cdot L}{f_e} \cdot \text{ Avec } L=65 \text{ cm.} \quad \text{Donc : } A_1 \geq 0,52 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,26 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Donc : On adopte un treillis soude de ϕ 5 et un espacement $(15 \times 20) \text{ cm}^2$.

9-Arrêt des armatures principales :

D'après le **BAEL 91**, les chapeaux sur appuis doivent déborder du nœud de l'appui d'au moins :

- $\frac{L}{5}$ de la longueur de la plus grande travée voisine pour les appuis n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{L}{4}$ de la longueur de la plus grande travée voisine, si l'appui appartient à une travée de rive.

10-L'ancrage des armatures :

- Contrainte limite d'adhérence (τ_{su}):

La longueur d'ancrage c est la longueur nécessaire pour équilibrer la force axiale exercée sur la barre sur cette longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale sa valeur limite ultime :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}$$

Avec : ψ_s Coefficient d'ancrage ($\psi = 1,5$ pour les armatures à haute adhérence).

$$\Rightarrow \tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times (2,1) \Rightarrow \tau_{su} = 2,835 \text{ MPa}$$

- Longueur de scellement droit (l_s):

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \Rightarrow l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835}$$

$$\Rightarrow l_s = 42,32 \text{ cm} \quad \text{On prend : } l_s = \mathbf{43 \text{ cm}}$$

- Ancrage par courbure des barres tendues :

☞ Rayon de courbure :

– On adopte un croche a 90° : $\{\alpha=1,87; \beta=2,19\}$

$$r \geq 5,5 \cdot \phi \Rightarrow r \geq 5,5 \cdot 1,2 \Rightarrow r \geq 6,6 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow r = \mathbf{6,6 \text{ cm}}$$
 (rayon de courbure).

$$L_1 = 10 \times \phi = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L_1 = \mathbf{12 \text{ cm.}}$$

$$L_2 = l_s - \alpha \cdot L_1 - \beta \cdot r \Rightarrow L_2 = 43 - 1,87 \times 12 - 2,19 \times 6,6$$

$$\Rightarrow L_2 = \mathbf{6 \text{ cm.}}$$

$$L = L_2 + r + \phi/2 = 6 + 6,6 + 1,2/2 = 13,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L = \mathbf{13,2 \text{ cm.}}$$

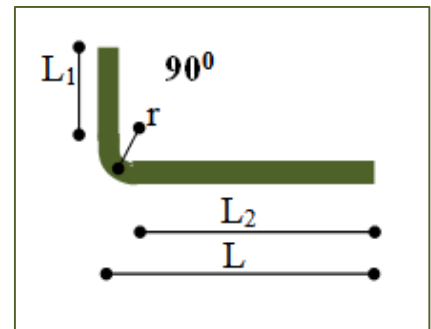


Figure 4.9: Ancrage.

Tableau 4.4 : Récapitulatif du ferrailage pour tous les types de poutrelles.

poutrelle	type	Ferrailage calculé max (cm ²)		Ferrailage choisi (cm ²)		Cadre (mm)	Espacement (cm)
		Travée	appuis	Travée	appuis		
SS	Type1	1,94	3,08	2T12 = 2,26	2T14 = 3,08	Φ6	Zone nodale = 10
	Type2	2,02	2,94	2T12 = 2,26	2T14 = 3,08		
	Type3	1,56	2,37	2T12 =2,26	1T14+1T12 =2,67		Zone courante = 15
	Type4	3,06	0	3T12 = 3,39	1T12 = 1,13		
RDC	Type4	3,08	0	3T12 = 3,39	1T12 = 2,26	Φ6	Z. n = 10
	Type5	1,89	3,37	2T12 = 2,26	2T14 = 3,08		
	Type6	1,98	3,05	2T12 = 2,26	2T14 = 3,08		Z. c = 15
	Type7	2,52	0	3T12 = 3,39	1T12 =1,13		
Mezzanine	Type1	1,68	2,64	2T12 = 2,26	1T12+1T14 = 2,67	Φ6	Z. n = 10
	Type2	1,70	2,58	2T12 = 2,26	1T12+1T14 = 2,67		Z. c = 15
Etage courant	Type1	1,42	2,12	2T10 =1,57	2T12 = 2,26	Φ6	Z. n = 10
	Type2	1,41	2,15	2T10 =1,57	2T12 = 2,26		Z. c = 15
Terrasse	Type1	1,59	2,30	2T12 = 2,26	1T12+1T14 = 2,67	Φ6	Z. n = 10
	Type2	1,55	2,44	2T12 =2,26	1T12+1T14 = 2,67		Z. c = 15

4.3 CONCLUSION

L'étude du plancher est basée sur des calculs qui se font sur les poutrelles. et se sont des éléments qui ont porté que leur poids propre, et d'après nos calculs, toutes les valeurs trouvées sont satisfaisantes aux conditions du **R.P.A 99 V2003**.

Chapitre 5

Chapitre 5

Etude d'escalier

5.1 –Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

5.2 –Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche « g » s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche « h », le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon, la projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

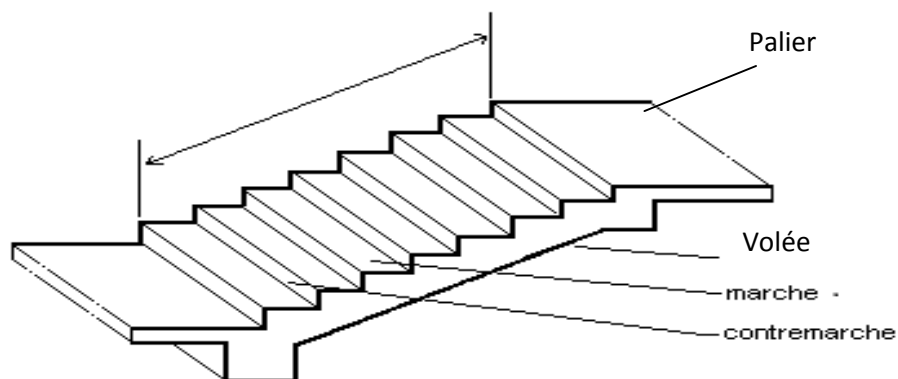


Figure 5-1 : schéma d'un escalier

5.3 – Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches « g » et contre marches « h », on utilise généralement la formule de **BLONDEL** :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots (5.1)$$

Avec h: hauteur de la marche (contre marche),

g : largeur de la marche,

On prend $2h + g = 64 \text{ cm}$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

$$H = n \times h = \frac{h_e}{2} \dots \dots \dots (5.2)$$

n : nombre de contre marches

$$L : \text{projection horizontale de la longueur total du volée} : L = (n - 1)g \dots \dots (5.3)$$

5.3.1-Dimensionnement des marches et contre marches :

g: le giron ;on adopte $g=30 \text{ cm}$

$$\text{Alors } (5.1) \Rightarrow 29 \leq 2h \leq 36 \text{ cm} \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

5.3.2-Nombre de marches et contre marches :

Le nombre de contre marches est :

$$n = h_e/17 \dots \dots \dots (5.4)$$

$$\Rightarrow n = 306/17 \Rightarrow n = 18$$

On prend $n=18$ de contre marches donc le nombre de marches est **17**

5.3.3-Etude d'un type d'escalier (d'une seule volée)

a)-La longueur de la ligne de foulée :

$$L = (n - 1)g \dots \dots \dots (5.5)$$

$$L = (13 - 1)0,30 \Rightarrow L = 3,6\text{m}$$

5.3.4- l'inclinaison de la paillasse :

L'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale est représenté par : $tg\alpha = \frac{17}{30} = 0,57$

$\Rightarrow \alpha = 29,68^\circ \Rightarrow \cos\alpha = 0,87$

a)-Epaisseur de la paillasse (ep) :

$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30\cos\alpha} \leq ep \leq \frac{L}{20\cos\alpha} \dots\dots\dots (5.6)$

$\frac{360}{30 \times 0,87} \leq ep \leq \frac{360}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 13,79 \leq ep \leq 20,69\text{cm}$

En prend : **ep=15 cm**

b)-Epaisseur de palier (ev) :

$\frac{L}{20} \leq ev \leq \frac{L}{15} \dots\dots\dots(5.7)$

$\Leftrightarrow \frac{360}{20} \leq ev \leq \frac{360}{15} \Leftrightarrow 18 \leq ev \leq 24 \text{ cm}$

On prend : **ev =18 cm.**

5.4- Evaluation des charges et des surcharges :

5.4.1-Paillasse :

Tableau 5-1 : descente des charges de paillasse.

N =°	Désignation	Ep(m)	Densité KN/m ³	Poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	15,00	0,30
4	Revêtement en carrelage vertical (ep×22×h/g)	0,02	22,00	0,25
5	Mortier de ciment vertical (ep×20×h/g)	0,02	20,00	0,226
6	Poids propre de la paillasse (ep×25/cosa)	0,12	25,00	3,00
7	Poids propre des marches h/2×22	/	22,00	1,87
8	Garde-corps	/	/	0,10
9	Enduit en plâtre	0,015	10,00	0,18

-Charge permanente : **G=6,76 KN/m²**

-Surcharge : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$

$$Qu_1 = (1,35G_1 + 1,5Q_1).1\text{m} = 12,88 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser_1} = (G + Q).1\text{m} = 9,26 \text{ KN/ml}$$

5.4.2- palier :

Tableau 5-2 : descente des charges de palier.

N=°	Désignation	Ep(m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier ep×25	0,15	25,00	3,00
2	Carrelage	0,02	22,00	0,44
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
5	Enduit de plâtre	0,015	0,10	0,15

-Charge permanente : $G_2=4,34 \text{ KN/m}^2$

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

$$Qu_2 = (1,35G_2 + 1,5Q_2).1\text{m} = 9,61 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser_2} = (G_2 + Q_2).1\text{m} = 6,84 \text{ KN/ml}$$

5.5 Calcul des sollicitations :

5.5.1-Calcul à E.L.U :

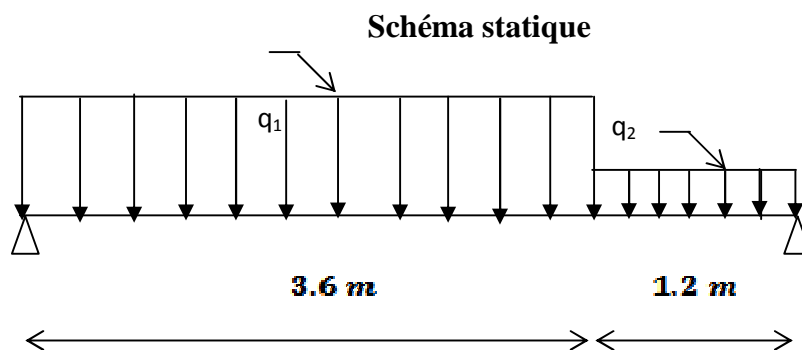


Figure 5-2: schéma statique d'un escalier.

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow RA + RB = (12,88 \times 3,6) + (9,61 \times 1,2) = 57,9 \text{ KN}$$

$$\sum M_{F/y} = 0 \Rightarrow -RA \times 4,80 + (12,88 \times 3,6 \times 3) + (9,61 \times 1,2 \times 0,6) \Rightarrow$$

$$RA = 30,42KN$$

Donc :

$$RA=30,42 KN$$

$$RB=27,48 KN$$

Tableau 5-3 : calcul des sollicitations à E.L.U.

distance	Schéma statique	Effort tranchant(T)	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 3,6m$		$T(x)=R_A - q_1 \cdot x$ $T(x)=0 \Rightarrow x=2,36m$ $X=0 \Rightarrow T(x)=R_A=30,42KN$ $X=(3.6) \Rightarrow T(x)= -15,94KN$	$M(x)=R_A \cdot x - q_1 \cdot x^2/2$ $M(x=2,36)=35,93KN.m$ $M(0)=0$ $M(3.6)=26,05KN.m$
$3,6 \leq x \leq 4,8m$		$T(x)=R_A - 3,6q_1 - q_2(x-3,6)$ $X=3,6 \Rightarrow T(x)= -15,94KN$ $X=4,8 \Rightarrow T(x)= -27,48KN$	$M(x)=R_A \cdot x - q_1 \times 3,6$ $\times (x-1,8) - q_2 \times (x-3,6)^2/2$ $M(3,6)=26,05 KN.m$ $M(4,8)=0$

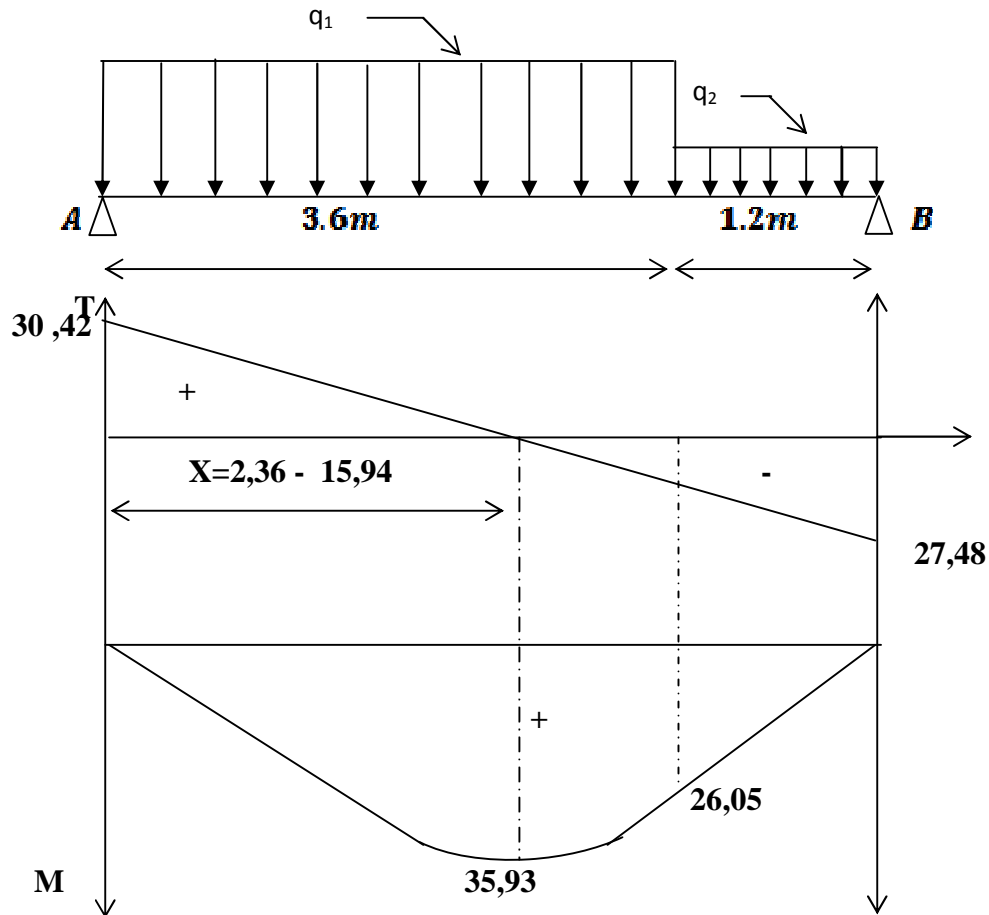


Figure 5-3 : diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à E.L.U

Donc : $M_{max} = 35,93 \text{ KN.m}$

$$MT = 0,85 \times M_{max} \dots\dots\dots(5.8)$$

$$Ma = 0,5 M_{max} \dots\dots\dots(5.9)$$

D'où : $MT = 0,8 \times 35,93 = 30,54 \text{ KN.m}$

$Ma = 0,5 \times 35,93 = 17,97 \text{ KN.m}$

$Ma = 17,97 \text{ KN.m}$

5.5.2- Calcul à E.L.S :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow RA + RB = (9,26 \times 3,6) + (6,84 \times 1,2) = 41,54KN$$

$$\sum M_{F/y} = 0 \Rightarrow -RA \times 4,80 + (9,26 \times 3,6 \times 3) + (6,84 \times 1,2 \times 0,6) \Rightarrow RA = 21,86KN$$

Donc :

$$RA=21,86KN$$

$$RB=19,68 KN$$

Tableau 5-4 : calcul des sollicitations à E.L.S

distance	Schéma statique	Effort tranchant(T)	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 3,6m$		$T(x)=RA - q_1 \cdot x$ $T(x)=0 \Rightarrow x=2,36m$ $X=0 \Rightarrow T(x)=RA=21,86KN$ $X=(3.6) \Rightarrow T(x)= -11,47KN$	$M(x)=RA \cdot x - q_1 \cdot x^2/2$ $M(x=2,36)=25,80KN.m$ $M(0)=0$ $M(3.6)=18,69KN.m$
$3,6 \leq x \leq 4,8m$		$T(x)=RA - 3,6q_1 - q_2(x-3,6)$ $X=3,6 \Rightarrow T(x)= -11,47KN$ $X=4,8 \Rightarrow T(x)= -19,67KN$	$M(x)=RA \cdot x - q_1 \times 3,6 \times (x-1,8) - q_2 \times (x-3,6)^2/2$ $M(3,6)=18,69KN.m$ $M(4,8)=0$

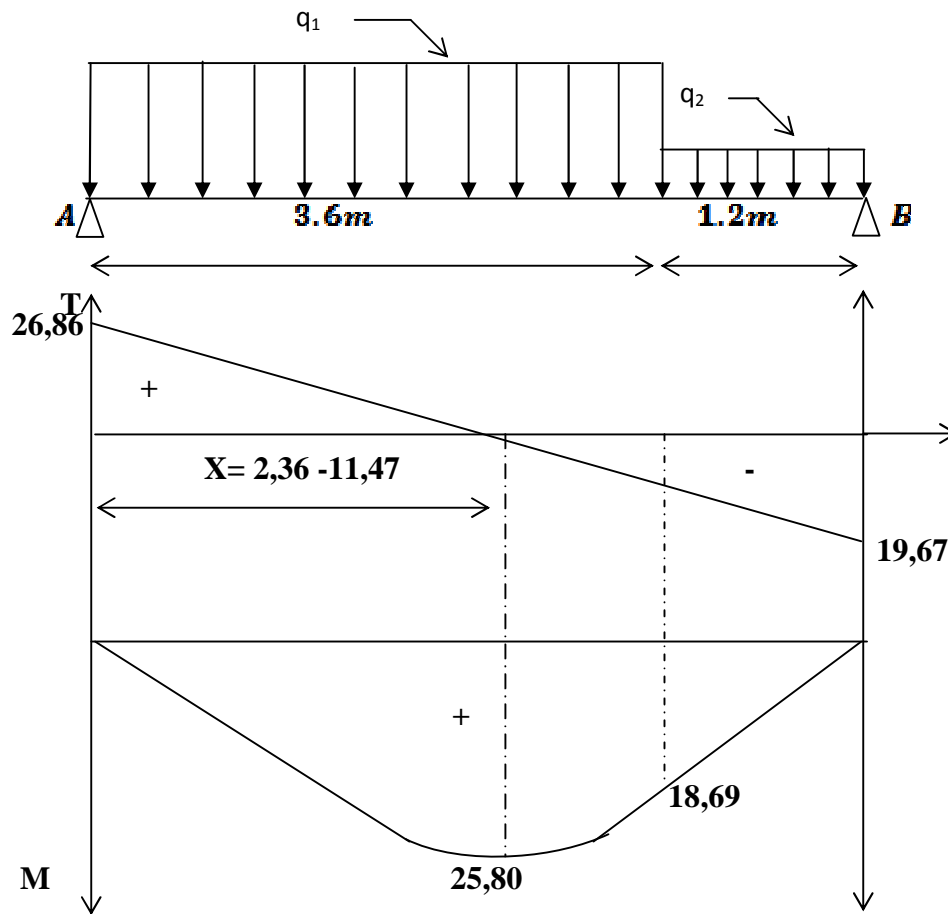


Figure 5-4 : diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à E.L.S

Donc : $M_{\max} = 25,80 \text{ KN.m}$

D'où : $M_T = 0,85 \times 25,80 = 21,93 \text{ KN.m}$

$M_a = 0,5 \times 25,80 = 12,90 \text{ KN.m}$

Remarque :

Le même calcul pour les autres types.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-5 : sollicitation d'escalier.

Type	E.L.U		E.L.S	
	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$T_{\max}(\text{KN})$	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$T_{\max}(\text{KN})$
Type 1	35,93	30,42	25,8	26,86
Type 2	33,39	26,06	23,94	18,64

Tableau 5-6 : le moment en travée et en appuis.

Type	E.L.U		E.L.S	
	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)
Type 1	30,54	17,97	21,93	12,90
Type 2.	28,38	15,27	20,34	11,97

5.6 -calcul de ferrailage :

Pour faciliter la tâche d'exécution on doit ferrailer tous les types d'escalier (la plus sollicitée) par un seul type de ferrailage.

5.6.1-En travée :❖ **E.L.U :**

Données :

Section : h=0,12 ; b=1,00m ; d=0,108 m

Béton : $f_{c28}=25$ MPa.

Acier : HA FeE40

$M_u = 0,85 M_{max} \Rightarrow M_u = 0,03054 MN.m$

✓ Moment ultime réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{0,03054}{14,16 \cdot (0,108)^2 \cdot 1} = 0,185 < 0,392 \rightarrow Asc = 0$$

✓ Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,258$$

✓ Bras de levier.

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,097$$

✓ Section théorique d'armatures :

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_s} = \frac{0,03054}{0,097 \times 347,8} = 9,06 \text{ cm}^2$$

D'après le R.P.A : $A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h$

$$\Rightarrow A_{min} = 0,005 \times 1,0 \times 0,12 = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

On adopte $A_s : 6T14=9,24\text{cm}^2$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_s > 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ctk}}{f_s} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

✓ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 2,31 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_r = 5T10 = 3,93\text{cm}^2$

❖ E.L.S :

$M_s=0,02193 \text{ MN.m}$

✓ Position de l'axe neutre :

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

$$50y^2 + 138,6y - 1496,88 = 0 \Rightarrow y = 4,25$$

✓ Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A_{sc}(y - d')^2 + \eta A_s (d - y)^2.$$

$$I = \frac{100}{3} y^3 + \eta A (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (4,25)^3 + 15 \times 9,24 \times (10,8 - 4,25)^2 = 8505,14 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ger}}{I} \cdot y = \frac{0,02193 \cdot 10^6}{8505,14} \cdot 4,25 = 10,96 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 10,96 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée}).$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

5.6.2-En appuis :

❖ E.L.U :

$$M_u = 0,5 M_{max} \Rightarrow M_u = 0,01797 \text{ MN.m}$$

✓ Moment ultime réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{0,01797}{14,16 \cdot (0,108)^2 \cdot 1,0} = 0,109 < 0,392 \rightarrow A_{sc} = 0$$

✓ Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,145$$

✓ Bras de levier.

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,102$$

✓ Section théorique d'armatures :

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_s} = \frac{0,01797}{0,102 \times 347,8} = 5,065 \text{ cm}^2$$

D'après le R.P.A : $A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h$

$$\Rightarrow A_{min} = 0,005 \times 1,0 \times 0,12 = 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée})$$

On adopte $A_{st} : 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{st} > 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ts}}{f_s} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée})$$

✓ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1,7 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_r = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$

❖ E.L.S :

$$M_s = 0,0129 \text{ MN.m}$$

✓ Position de l'axe neutre :

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

$$50 y^2 + 101,85 y - 1099,98 = 0 \Rightarrow y = 3,78 \text{ cm}$$

✓ Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A_{sc} (y - d')^2 + \eta A_{st} (d - y)^2.$$

$$I = \frac{100}{3} y^3 + \eta A (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (3,78)^3 + 15 \times 6,79 \times (10,8 - 3,78)^2 = 6819,547 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{0,0129 \times 10^6}{6819,547} \times 3,78 = 7,15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{b\bar{c}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 7,15 \text{ Mpa} < \sigma_{b\bar{c}} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée}).$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

Tableau 5-7 : ferrailage d'escalier.

Caractéristique	$h_{travée}=10\text{cm}$ $h_{appuis}=12\text{cm}$	$b=100$ cm	$Fe=400$	$\sigma_s=348\text{Mpa}$	$D_{trav}=0,9.h=9\text{cm}$ $D_{app}=0,9.h=10,2\text{cm}$		
/	M(KN.m)	μ	z	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{ad}(\text{cm})$	$A_r=A_{ad}/4$	A_r adoptée
Travée	30,54	185	0,097	9,06	6T14/ml =9,24cm ² St=17cm	2,31	5T10/ml =3,93cm ² St=20cm
Appuis	17,97	0,109	0,102	5,065	6T12/ml =6,79cm ² St=17cm	1,7	5T10/ml =3,93cm ² St=20cm

✓ Vérification :

Tableau 5-8 : vérification de ferrailage.

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée $A_{min}=0,23.b.d.f_{t28}/Fe=1,3\text{cm}^2$	$A=6,79\text{cm}^2$ $A > A_{min}$ vérifiée
Justification vis-à-vis de l'effort tranchant	$\tau_u = \frac{Tu\ max}{b.d} = \frac{30,42}{100 \times 10,8} \times 10 = 0,28\text{Mpa} < 3,25$ $\tau_u = \min(0,13f_{c28}; 5\text{Mpa})$	$\tau_u < \tau_u$ vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{Fe} \left(Vu + \frac{Ma}{0,9d} \right)$ $A \geq \frac{1,15}{400} \left(30,42 \times 10^{-3} + \frac{12,9 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,108} \right) = 4,7\text{cm}^2$ $A \geq 4,7$	$A=6,79\text{cm}^2$ $A > 4,7$ vérifiée

5.7- Etude de la poutre palière :

La poutre palière est considérée comme appuyée sur les deux extrémités.

5.7.1- Dimensionnement :

Selon le BAEL 91, le critère de rigidité est :

$$\left\{ \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \right\} \dots \dots \dots (5.10)$$

$$\Rightarrow \frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

Donc on prend la section des poutres palière : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

5.7.1.1- vérification des conditions R.P.A 99(version 2003) :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 30 \geq 20 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 40 \geq 30 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

5.7.2-Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,4 \times 25 = 3,0 \text{ KN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre : $2,89 \times 2,02 = 5,83 \text{ KN/m}$

$$G = 8,83 \text{ KN/m}$$

Poids du paillasse : $6,76 \times 1,2 \Rightarrow PP = 8,11 \text{ KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre : $Tu \text{ max} = 2RB/L$

$$Tu \text{ max} = \frac{2 \times 27,482}{4,8} = 11,45$$

5.7.3- Calcul des sollicitations :

❖ E.L.U

$$qu = 1,35G + Tu \text{ max}$$

On a : $qu = 1,35 \times 8,83 + 11,45 = 23,37 \text{ KN/m}$

$$Mu = \frac{23,37 \times 4,8^2}{8} = 60,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{u_{\max}} = 60,45 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{u_{\max}}$$

$$M_a = 0,5 M_{u_{\max}}$$

Tableau 5-9 : ferrailage de la poutre palière

caractéristique	h=40cm	b=30cm	d=0,9h=36cm	$\sigma_s=347,8 \text{ Mpa}$	Fe=400Mpa
/	M(KN.m)	μ	z	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$
En travée	51,38	0,092	0,34	4,28	4T12=4,52cm ²
En appuis	30,22	0,054	0,35	2,46	3T12=3,39cm ²

$$A_{rT} = A_{st}/4 \Rightarrow A_{rT} = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{ra} = A_{st}/4 \Rightarrow A_{ra} = 0,84 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

5.7.3.1-vérification :

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } 4,52 > 1,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } 3,39 > 1,3 \text{ cm}^2$$

❖ E.L.S

✓ Vérification de la contrainte de compression du béton :

$$q_s = 1,35G + T_s \text{ max1} = 8,83 + 11,45 = 20,28 \text{ KN/m}$$

$$M_s = \frac{20,28 \times 4,8^2}{8} = 44,60 \text{ KN/m}$$

$$M_{\text{ser max}} = 44,60 \text{ KN.m}$$

➤ **En travée :**

Position de l'axe neutre : $A_s=5,65$, $d=27\text{cm}$

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

$$15y^2 + 67,8y - 2440,8 = 0 \Rightarrow 10,69 \text{ cm}$$

✓ Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A_{sc}(y - d')^2 + \eta A_{st}(d - y)^2.$$

$$I = \frac{30}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2$$

$$I = \frac{30}{3} (10,69)^3 + 155,65 \cdot (27 - 10,69)^2 = 55648,53 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{44,6 \cdot 10^{-3}}{8498,67} 10,69 = 8,56 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{b\bar{c}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 8,56 \text{ Mpa} < \sigma_{b\bar{c}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée}).$$

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

➤ **Sur appuis :**

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow y = 9,48 \text{ cm}$$

$$I = 44283,04 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{44,6 \cdot 10^{-3}}{17587,02} 9,48 = 9,41 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{b\bar{c}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 9,41 \text{ Mpa} < \sigma_{b\bar{c}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée}).$$

✓ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \quad T_u = \frac{Q_u \times l}{2}$$

$$T_u = \frac{23,37 \times 4,8}{2} = 56,088 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{56,088 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 0,519 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_c, 28,5 \text{ Mpa}\} = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,519 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée).}$$

Il n'a pas risque de cisaillement.

5.7.3.2- Armatures transversales : At :

❖ **Diamètre des armatures At :**

$$\varnothing_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_L\right\} = \min\{1,14; 3; 12\} \text{ cm}$$

On prend $\varnothing_L = 8 \text{ mm}$

❖ **Espacement des cadres:** D'après le R.P.A 99 (version 2003)

$$\mathbf{a - Zone nodale : } St \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\varnothing_{min}\right\}$$

$$St \leq \min\{10; 30; 14,4\} \text{ cm}; St = 10 \text{ cm}$$

la distance pour les armatures de la zone nodale est : $L=2 \times h$

$$\mathbf{b- Zone courante } St \leq \frac{h}{2} \rightarrow St \leq \frac{40}{2} \rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

On adopte $St=10 \text{ cm}$ zone nodale

$St=15 \text{ cm}$ zone courante.

Chapitre 6

Chapitre 6

**Etude de dalle
De l'ascenseur**

6.1. Introduction:

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

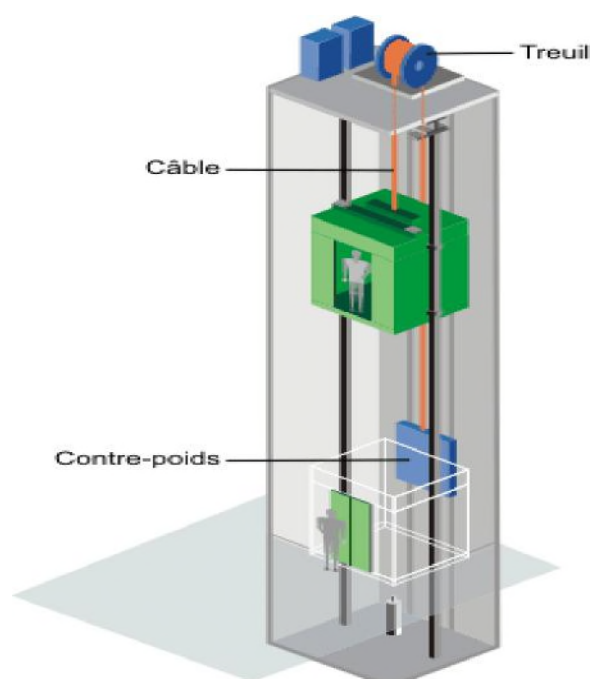


Figure 6.1 : schéma d'un ascenseur mécanique.

6.2. Etude de l'ascenseur:

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

Le treuil de levage et sa poulie

La cabine ou la benne

Le contre poids

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie. Le treuil soit:

- P_m : « poids mort » ; c'est le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge en cabine.
- P_p : le poids de contreponds tel que $P_p = P_m + Q/2$.
- M_g : le poids des câbles

Dans ce projet il y a un ascenseur qui est spécialement aménagé en vue du transport des personnes. D'après la norme (NFP82-201) la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de $1,96 \text{ m}^2$.

Ses dimensions selon (NFP82-22) (1)

- Largeur : 1,4 m
- Profondeur: 1,4 m
- Hauteur : 2,2 m
- La largeur de passage libre : 0,8m
- La hauteur de passage libre: 2,00m
- La hauteur de la course : 35,11m

L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur: $h_0 = 25 \text{ cm}$

Le poids mort total est: $P_m = \sum M_i = 2342,5 \text{ kg}$

Le contre poids : $P_p = P_m + Q/2 = 2342,5 + (675/2) = 2680 \text{ kg}$

a) Calcul de la charge de rupture:

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le

Rapport :

D/d ; (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble) est d'au moins de 40 quelque soit le nombre des tirons).

Prenons $D/d=45$ et $D = 550 \text{ mm}$ → $d = 12,22 \text{ mm}$

On à : $C_r = C_s \cdot M$ (1)

Avec CS : coefficient de sécurité du câble

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe

$$M=Q +P_m+M_g \quad (2)$$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q+P_m)$ ($M_g \ll Q+P_m$) $\rightarrow M=Q+P$

Donc $C_r = C_s.M = C_s.(Q+P)=12(675+2342,5)=36210\text{kg}$

C' est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage « 0.85 »

$$C_r = \frac{36210}{0.85} = 42600\text{kg}$$

*La charge de rupture pour « n » câble est: $C_r = C_r (1 \text{ câble}) \times m \times n$

Avec m : type de mouflage (2brins, 3brins, ...)

n : nombre des câble

Pour un câble de $d=12,22$ mm et $m=3$ on à : $C_r(1 \text{ câbles}) = 8152\text{kg}$

$n = C_r / (C_r(1 \text{ câbles}) \times M) = 42600 / (8152 \times 2) = 1.74$ soit $n=2$ câbles

Le nombre de câbles doit être pair et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

b) Le poids des câbles (M_g) :

$$M_g = M \times N \times L$$

m : la masse linéaire du câble $m=0,512$ Kg/m

L : longueur du câble = 37,31m

n : nombre des câbles = 2.

$$M_g = M \times N \times L = 0,512 \times 2 \times 37,31 = 38,20 \text{ kg}$$

$$(2) \rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 2342,5 + 38,20 = 3055,7\text{kg}$$

c).Vérification de Cr :

$$C_r = Cr (1 \text{ câble}) \times m \times n = 8152 \times 3 \times 2 \times 0,85 = 41575,2 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s.M \rightarrow C_s = C_r/M = 41575,2/3055,7 = 13,60 > 12 \dots\dots\dots \text{conditions vérifiée}$$

c) Calcul de la charge permanente total G :

$$\rightarrow G = P_m + P_p + P_{(\text{treuil} + \text{moteur})} + M_g$$

Le poids de (treuil + le moteur) : **P_{treuil} = 1200 kg**

- La charge permanente totale : **G = 2342,5 + 2680 + 1200 + 38,20 = 6260,7 kg**

- la surcharge : **Q = 675 kg** $Q_u = 1,35G + 1,5Q = 9464,44 \text{ kg}$

6.2.1 Vérification de la dalle au poinçonnement:

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes).

La charge totale ultime : **q_u = 9464,44 kg**

Chaque appui reçoit le ¼ de cette charge q_u

Soit : q₀ la charge appliquée sur chaque appui

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{9464,44}{4} = 2366,11 \text{ kg}$$

Selon le BAEL 91 la condition de non poinçonnement à vérifier est :

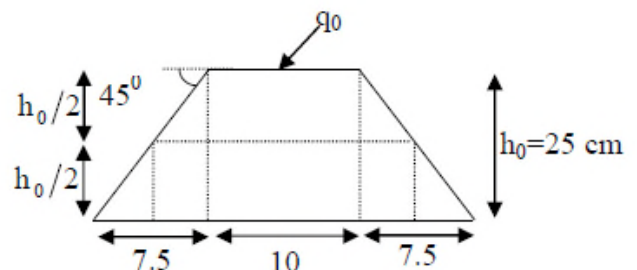
$$q_0 \leq 0,045 \mu_0 \cdot h_0 \cdot \frac{f_c 28}{\gamma_b}$$

avec :

q₀ : charge de calcul à l'E.L.U

h₀ : Epaisseur totale de la dalle.

μ₀ : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.



La charge concentrée q₀ est appliquée sur carré de (10×10)cm²

$$\mu_c = 2(U+V) ; h_0 = 25 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} U = a + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm} \\ V = b + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

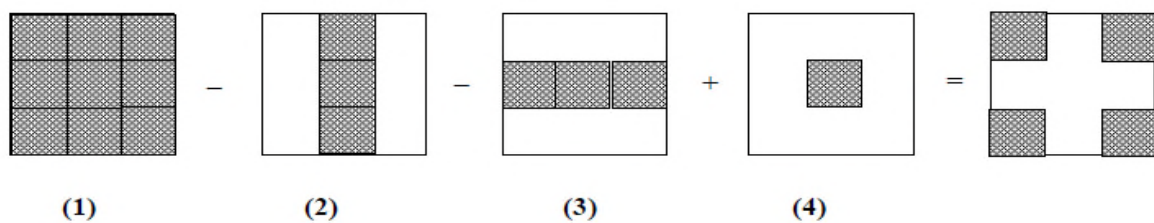
$$\left\{ \begin{array}{l} U = a + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm} \\ V = b + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\mu_c = 2(35+35) = 140 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 0.045 \times 140 \times 25 \times \frac{25 \times 10}{1.5} = 26250 \text{ kg} > q_0 = 2366.11 \text{ kg}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

a). Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



b). Distances des rectangles :

1) Le rectangle (1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 126 \text{ cm} \\ V = 136 \text{ cm} \end{array} \right.$$

2) Le rectangle (2) :

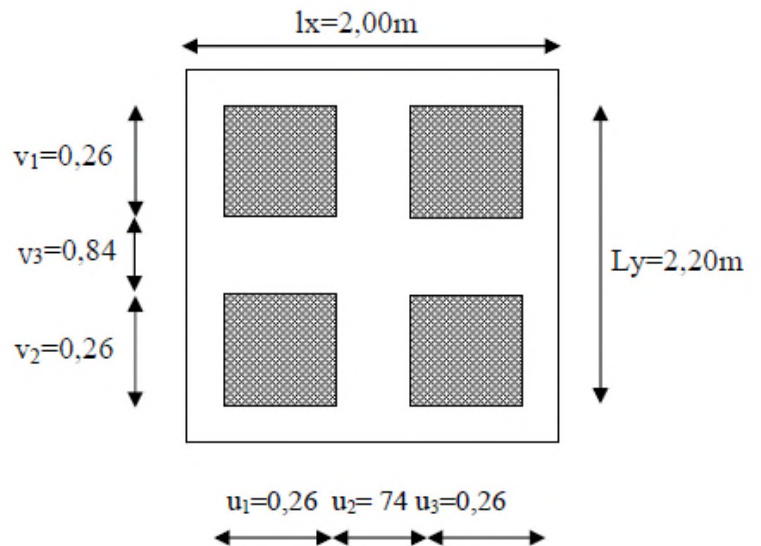
$$\left\{ \begin{array}{l} U = 74 \text{ cm} \\ V = 136 \text{ cm} \end{array} \right.$$

3) Le rectangle (3) :

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 126 \text{ cm} \\ V = 84 \text{ cm} \end{array} \right.$$

4) Le rectangle (4) :

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 74 \text{ cm} \\ V = 84 \text{ cm} \end{array} \right.$$



c) Les moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

Avec ν : coefficient de poisson

$$A \text{ L'ÉLU } (\nu=0)$$

$$\begin{cases} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

$$P = P' \cdot S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A(35 × 35)cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{u \cdot v} = \frac{2366,11}{0,35 \cdot 0,35} = 19315,18 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moment isostatiques des rectangles (1),(2),(3),(4) sont résumés dans le tableau suivant :

$$L_x = 2,00 \text{ m} ; L_y = 2,20 \text{ m}$$

Tableau 6.1 : les moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface S(m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P' .S (Kg)	M _x (Kg.m)	M _y (Kg.m)
1	0,63	0,62	0,062	0,062	1,71	19315,18	33028,96	2576,26	2047,80
2	0,37	0,62	0,106	0,079	1,106	19315,18	19431,07	2059,69	1535,05
3	0,63	0,38	0,093	0,081	1,06	19315,18	20474,09	1904,09	1658,40
4	0,37	0,38	0,129	0,110	0,62	19315,18	11975,41	1544,83	1317,30

d).les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 157,31 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} + M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 171,65 \text{ kg.m}$$

e).Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

➤ **Chargement :**

$$L_x=2,00\text{m}$$

$$L_y=2,20\text{m} \quad h_0=25\text{cm}$$

$$\text{- poids propre : } G=0,25 \times 2500 = 625 \text{ kg/m}$$

$$\text{- charge d'exploitation : } Q=100\text{kg/m}$$

$$\text{Charge ultime : } q_u=1,35G+1,5Q=993,75 \text{ kg/m}$$

➤ **Sollicitations :**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{2,2} = 0,9 > 0,4 \quad \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 181,26 \text{ kg.m} \\ M_{y2} = 142 \text{ kg.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments appliqués à la dalle :**

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 157,31 + 181,26 = 388,57 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 171,65 + 142 = 313,65 \text{ kg.m}$$

➤ **Moments retenus :****En travée :**

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 291,43 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y} = 235,24 \text{ kg.m}$$

Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0x} = 194,28 \text{ kg.m}$$

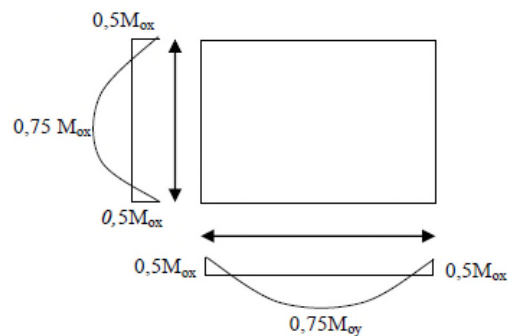


Figure 6.2 : évaluation des charges appliquée à la dalle.

6.2.2 Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Donnée :

- Largeur de la poutre $b=100\text{cm}$
- Hauteur de la section $H=25\text{ cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0.9h=22,5\text{cm}$
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400\text{Mpa}$, $\sigma_s=348\text{Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25\text{Mpa}$, $f_{bc}=14,17\text{Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2.1\text{Mpa}$
- Fissuration peu préjudiciable

6.2.2.1 Calcul à l'ELU :

➤ En travée :

➤ Sens L_x :

Le moment ultime : $M_{lx} = 2914,3\text{ N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{lx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2914,3}{100 \times (22,5)^2 \times 14,17} = 0,004 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,004 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,998$$

$$\text{La section d'acier}(A_{s_x}) : A_{s_x} = \frac{M_{lx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2914,3}{0,998 \times 22,5 \times 348} = 0,373\text{cm}^2/\text{ml}$$

➤ Sens L_y :

Le moment ultime : $M_{ly} = 2352,4\text{ N.m}$

$$\mu = \frac{M_{ly}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2352,4}{100 \times (22,5)^2 \times 14,17} = 0,003 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,003 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9985$$

$$\text{La section d'acier}(A_{s_x}) : A_{s_x} = \frac{M_{ly}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2352,4}{0,998 \times 22,5 \times 348} = 0,30\text{cm}^2/\text{ml}$$

➤ En appuis :

Le moment ultime : $M_{ax} = M_{ay} = 1942,8\text{ N.m}$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1942,8}{100 \times (22,5)^2 \times 14,17} = 0,003 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,003 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9985$$

$$\text{La section d'acier}(A_{s_x}) : A_{s_x} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1942,8}{22,5 \times 0,9985 \times 348} = 0,25\text{cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Section minimale des armatures :**

Puisque $h_0=25\text{cm}$ ($12\text{cm} \leq h_0 \leq 30\text{cm}$)

On peut appliquer la formule suivante :

• **Sens Ly :**

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_0 (m) = 8 \cdot 0,25 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{t_y} = 0,30 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend : } A_{t_y} = A_{y \min} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_y} = 0,25 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend : } A_{a_y} = A_{y \min} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

• **Sens Lx :**

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 2 \left(\frac{3 - 0,9}{2} \right) = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{t_x} = 0,37 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend : } A_{t_x} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_x} = 0,25 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend : } A_{a_x} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

➤ **Choix des aciers :**

Le diamètre : $h_0=25\text{cm}=250\text{mm}$

$$\text{On à : } \phi \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \phi \leq 25\text{mm}.$$

➤ **En travée :**

▪ **Sens Lx :**

$$\begin{cases} A_{t_x} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_x \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

▪ **Sens Ly :**

$$\begin{cases} A_{t_y} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \\ St_y \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Sur appuis (chapeaux) :**

$$\begin{cases} A_a = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Nécessité de disposer des armatures transversales :**

1) La dalle est bétonnée sans reprise

$$2) \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u \text{ tot}}{b \cdot d}; \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10,80}{3} \cdot \min(0,13f_{c28}; 5\text{Mpa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = \{V_x + V_y \text{ Sens } Lx$$

$$V_{u \text{ tot}} = \{V_y + V_u \text{ Sens } Ly$$

➤ **On calcule V_x et V_y : (efforts tranchants dus aux charges réparties) :**

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}}; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 9,93 \times \frac{2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,9}{2}} = 6,85 \text{ N}$$

Donc :

$$V_y = \frac{9,93 \times 2}{2} = 6,62 \text{ KN}$$

Charge ultime de la dalle : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 993,75 \text{ kg/m} = 9937,5 \text{ kg/m} \quad \text{N/m}$

➤ **On calcule V_v et V_u (efforts tranchants dus aux charges localisées) :**

$$V_v = \frac{q_0}{2u + v} \frac{2366,11}{2 \cdot 0,35 + 0,35} = 22,53 \text{ KN}$$

$$(V_v = \frac{q_0}{3 \cdot u} \leq V_u) \Leftrightarrow \frac{2366,11}{3 \cdot 0,35} = 22,53 \text{ KN}$$

$$\text{Comme } (u=v=35 \text{ cm}) \Rightarrow V_u = V_v = 22,53 \text{ KN}$$

➤ **Donc l'effort total V_{tot}**

- **Sens L_x :** $V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 6,85 + 22,53 = 29,38 \text{ KN}$

- **Sens L_y :** $V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 6,62 + 22,53 = 29,15 \text{ KN}$

$$\text{D'où : } V_{\text{tot}} = \max(V_{\text{tot}x}, V_{\text{tot}y})$$

$$V_{\text{tot}} = 29,38 \text{ KN}$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b.d} = \frac{29,38.10^3}{1000.225} = 0,13 \text{ Mpa}$$

15cm < h₀ = 25cm < 30cm on vérifiée que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_{ulim} = \frac{10.h_0}{3} \cdot \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0,13 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{ulim} = \frac{10.0,16}{3} \cdot \min(3,25 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa}) = 2,17 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{condition}$$

vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

6.2.2.2 Vérification à L'E.L.S :

a) .calcul des sollicitation :

➤ Charge localisée :

$$M_{0x} = (M_1 + V M_2) P_{ser}$$

$$M_{0y} = (M_2 + V M_1) P_{ser} \text{ Avec } : \nu = 0,2 \text{ (E.L.S)}$$

$$P_{ser} = p' \times S = \frac{q_{aser}}{u.v} \cdot S$$

$$P_{ser} = \frac{q_{aser}}{u.v}; q_{aser} = (G+Q) \cdot \frac{1}{4}$$

$$q_{ser} = (6260,7 + 675) \cdot 1/4 = 1733,93 \text{ kg}$$

Donc :

$$P'_{ser} = 1733,93 / (0,35)^2 = 14154,53 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{ser} = 14154,53 \text{ S}$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et(4) sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.2 :les moments isostatiques des rectangles.

rectangle	U/Lx	V/Ly	M ₁	M ₂	S(m ²)	P _{ser} = P' _{ser} .S	M _{0x} (kg.m)	M _{0y} (kg.m)
1	0,63	0,62	0,078	0,062	1,71	24204,25	2188,06	1878,25
2	0,37	0,62	0,106	0,079	1,006	14239,46	1734,37	1426,80
3	0,63	0,38	0,093	0,081	1,06	15003,80	1638,4	1494,38
4	0,37	0,38	0,129	0,110	0,62	8775,81	1325,15	1191,75

➤ **Moments dus aux charges localisée :**

$$M_{oxc} = M_{ox1} - M_{ox2} - M_{ox3} + M_{ox4} = 140,44 \text{ kg.m}$$

$$M_{oyc} = M_{oy1} - M_{oy2} - M_{oy3} + M_{oy4} = 148,82 \text{ kg.m}$$

➤ **Moments dus aux charges réparties (E.L.S) :**

$$G=0,25.2500=625\text{kg/m}^2 ; ep=25\text{cm}$$

$$Q=100\text{kg/m}^2.$$

$$Q_{ser}=100+675=775\text{kg/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,90 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 0,9 \text{ (E.L.S)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases}$$

$$M_{oxr} = \mu_x q_{ser} \cdot L_x^2 = 0,0528 \cdot 775 \cdot (2,00)^2 = 163,68 \text{ kg.m}$$

$$M_{oyr} = \mu_x \cdot M_{oxr} = 0,8502 \cdot 163,68 = 139,16 \text{ kg.m}$$

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$$M_{ox} = M_{oxc} + M_{oxr} = 140,44 + 163,68 = 304,12 \text{ kg.m}$$

$$M_{oy} = M_{oyc} + M_{oyr} = 148,82 + 139,16 = 287,98 \text{ kg.m}$$

➤ **Les moments en travées et en appuis :**

$$M_{tx} = 0,75 M_{ox} = 228,09 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{oy} = 215,99 \text{ kg.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50 M_{ox} = 152,06 \text{ kg.m}$$

➤ **Les moments en travées et en béton :**

❖ Suivant Lx :

✓ **En travée :**

$$M_{tx} = 2280,9 \text{ N.m} ; A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0$$

✓ **Position de l'axe neutre(y) :**

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

On à :

$$A_s' = 0 ; \text{et } n = 15$$

D'où :

$$50y^2 - 15 \cdot 3,14(22,5 - y) = 0$$

$$\text{Donc } : y = 4,15 \text{ cm}$$

✓ **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = by^3/3 + 15A_s(d-y)^2$$

$$I = 100 \cdot (4,15)^3/3 + 15 \cdot 3,14(22,5 - 4,15)^2$$

$$I = 18242,07 \text{ cm}^4$$

✓ **La contrainte dans le béton σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = (2280,9/18242,07) \cdot 4,15 = 5,19 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 5,19 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

✓ **En appuis :**

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$M_{ax} < M_{tx}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

❖ **Suivant L_y :**

✓ **En travée :**

$$M_{ty} = 2159,9 \text{ N.m} ; A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0$$

✓ **Position de l'axe neutre(y) :**

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

On à :

$$A_s' = 0 ; \text{ et } n = 15$$

D'où :

$$50y^2 - 15 \times 3,14(22,5 - y) = 0$$

$$\text{Donc } : y = 4,15 \text{ cm}$$

✓ **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = by^3/3 + 15A_s(d-y)^2$$

$$I = 100.(4,15)^3/3 + 15.3,14(22,5 - 4,15)^2$$

$$I = 18242,07 \text{ cm}^4$$

✓ **La contrainte dans le béton σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I).y$$

$$\sigma_{bc} = (2159,9/18242,07).4,15 = 4,91 \text{ Mpa}$$

✓ **La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = 5,19 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

b) Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e_p}{l_x} \geq \frac{M_{txx}}{20M_{oxx}} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_c} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{25}{200} = 0,125 > \frac{2280,9}{20 \cdot 3041,2} = 0,0375 \\ \frac{3,14}{100,22,5} = 0,0013 < \frac{2}{400} = 0,005 \end{array} \right. \quad \text{Conditions - vérifiés}$$

c) Disposition du ferrailage :

❖ Arrêt des barres :

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total.

Fe 400 ; $f_{c28}=25\text{Mpa}$.

Donc : $L_s=40\phi=40 \times 1=40\text{cm}$.

❖ Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max\left(L_s, \frac{1}{4} \left(0,3 + \frac{M_a}{M_{oxx}}\right) L_x\right) = \max(40\text{cm} ; 40\text{cm}).$$

$L_1=40\text{cm}$.

$L_2=\max(L_s/L1/2)=\max(40\text{cm} ; 20\text{cm})$

$L_2=40\text{cm}$.

❖ Armatures finales :

Suivant L_x : $A_t=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$; soit 4T10/ml avec $S_t=25\text{cm}$.

$A_a=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$; soit 4T10/ml avec $S_t=25\text{cm}$.

Suivant L_y : $A_t=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$; soit 4T10/ml avec $S_t=25\text{cm}$.

$A_a=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$; soit 4T10/ml avec $S_t=25\text{cm}$.

Chapitre 7

Chapitre 7

**Etude dynamique de
la structure**

7.1 INTRODUCTION :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépende essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

7.2 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélero-grammes

On va utiliser la méthode modale spectrale et on compare avec la méthode statique équivalente.

7.3 METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE :

7.3.1 Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

7.3.2 Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

7.3.3 Détermination des paramètres du spectre de réponse:

❖ Coefficient d'accélération A :

Zone I, groupe 2 (D'après la classification sismique de wilaya de Tlemcen : **RPA99 version 2003**) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0,10**

❖ Facteur d'amplification Dynamique moyen "D" :

$$\begin{cases} D = 2,5 \eta & \text{si } 0 < T < T_2 \\ D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & \text{si } T_2 < T < 3s \\ D = 2,5 \eta (T_2 / 3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & \text{si } T \geq 3s \end{cases}$$

-La période de coupure du site (site meuble S₃) est T₁ = 0.15 sec.

-La période de coupure du site (site meuble S₃) est T₂ = 0.50 sec.

T : la période fondamentale : $T = \min (0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} ; C_T h_N^{3/4})$

- C_T : coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage il est donné par (**le tableau 4.6 RPA 99**) ; C_T = 0,05.
- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N
h_N = 39.32m.
- L : la dimension du bâtiment dans la direction du séisme

Donc :

$$T_x = \min (0.09 \frac{34.1}{\sqrt{17.80}} ; 0,05 \times 34.1^{3/4}) = 0,706s \dots\dots\dots \text{sens longitudinal}$$

$$T_y = \min (0.09 \frac{34.1}{\sqrt{14}} ; 0,05 \times 34.1^{3/4}) = 0,706s \dots\dots\dots \text{sens transversal}$$

$$\Rightarrow T_2 < T < 3s \rightarrow D = 2,5\eta (T_2/T)^{2/3}$$

Avec :

η : Facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0,8819 \geq 0,7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

♦ ξ = 7 % pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense.

$$D_x = 2,5 \times 0,8819 (0,5 / 0,706)^{2/3} = 1,748 \dots\dots \text{Sens transversal}$$

$$D_y = 2,5 \times 0,8819 (0,5 / 0,706)^{2/3} = 1,748 \dots\dots \text{Sens longitudinal}$$

❖ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le (tableau 4.3) **R.P.A99/v2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans (l'article 3.4) du **R.P.A99/2003**.

Dans ma structure j'ai un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=5**

❖ **Facteur de qualité Q :**

$$Q = 1 + \sum p_q$$

Avec : P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q (est satisfait ou non)

a) Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

✓ **Sens longitudinal :** (5 travée) :

$$4,80/4,80=1 < 1,5$$

$$4,80/4,3=1,12 < 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0$$

$$4,3/3,4=1,26 < 1,5$$

✓ **Sens transversal :** (3 travée) :

$$5,85/4,6 = 1,27 < 1,5$$

$$4,6/3,05 > 1,51$$

$$5,85/3,05 = 1,92 < 1,5 \quad \text{critère non observé } p_q = 0,05$$

b) Redondance en plan :

Chaque étage doit avoir ; en plan ; au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5

✓ **Sens longitudinal :** (6 files) :

$$L \text{ max } / L \text{ min } = 4,80/3,40 = 1,41 < 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0$$

✓ **Sens transversal (5files) :**

$$L \text{ max } / L \text{ min } = 5,85/3,05 = 1,92 > 1,5 \text{ critère non observé } p_q = 0,05$$

c) Régularité en plan :

- ✓ Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

✓ L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action séismique considérée.

✓ La structure a une forme compacte, et le rapport :

$$\text{Longueur} / \text{largeur} = 17,8/14 = 1,27 < 4$$

✓ La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

✓ La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Donc le critère est observé $p_q = 0.05$

d) Régularité en élévation :

✓ Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmet pas directement à la fondation.

✓ La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

✓ La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.

✓ La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5fois sa plus petite dimension.

Donc : La structure est classée régulièrement en élévation $p_q = 0,05$

e) Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment sont contrôlés donc : $P_q = 0$.

f) Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est observé : $P_q = 0$

Tableau 7.1 : Pénalité en fonction de critère de qualité

Critère q	P _q	
	Sens longitudinal	sens transversal
Condition minimale sur les files de contreventement	0	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	0
contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
la somme	0,15	0,20

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_i$$

$$\text{Sens longitudinal} \Rightarrow Q_x = 1 + 0,15 = 1,15$$

$$\text{Sens transversal} \Rightarrow Q_y = 1 + 0,20 = 1,20$$

❖ *Spectre de réponse de calcul :*

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (**RPA 99V2003**, page 45)

$$(S_a / g) = \begin{cases} 1,25A [1 + (T/T_1) (2,5\eta (Q/R) - 1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A) (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{3/5} (Q/R) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

❖ *Combinaisons d'actions :*

$$\text{ELU} = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} = G + Q$$

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

$$G + Q + E$$

$$0,8 G \pm E$$

Pour Les poteaux dans les ossatures auto stables, la combinaison (5-1) est remplacée par la combinaison suivante:

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

❖ *Nombre de mode à considérer (RPA99/v2003 page 45):*

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

7.4 MODELISATION:

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est très complexe à cause du nombre de fonctions et d'éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

7.4.1 Les Dispositions Des Voiles :

Les différentes variantes sont les suivants :

$$T_1=1,470s$$

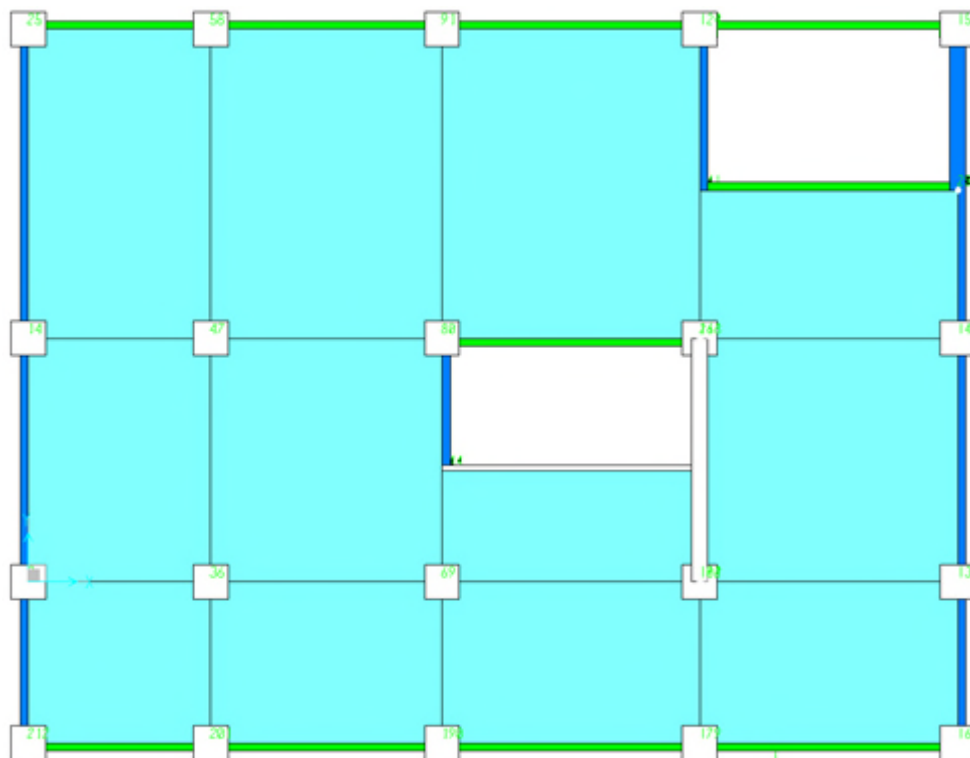


Figure.7.1 : disposition 1.

$T_2=1,387s$

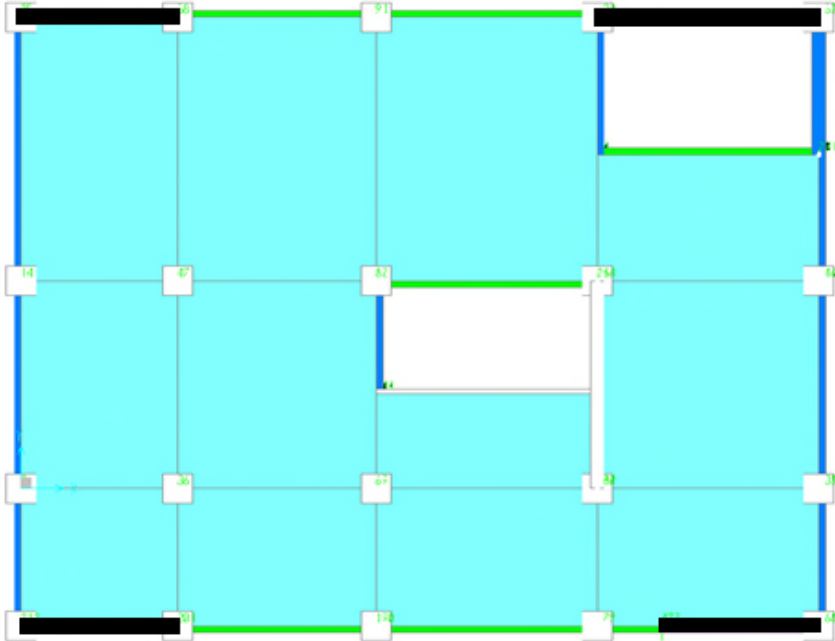


Figure.7.2 : disposition 2

$T_3=0,766$

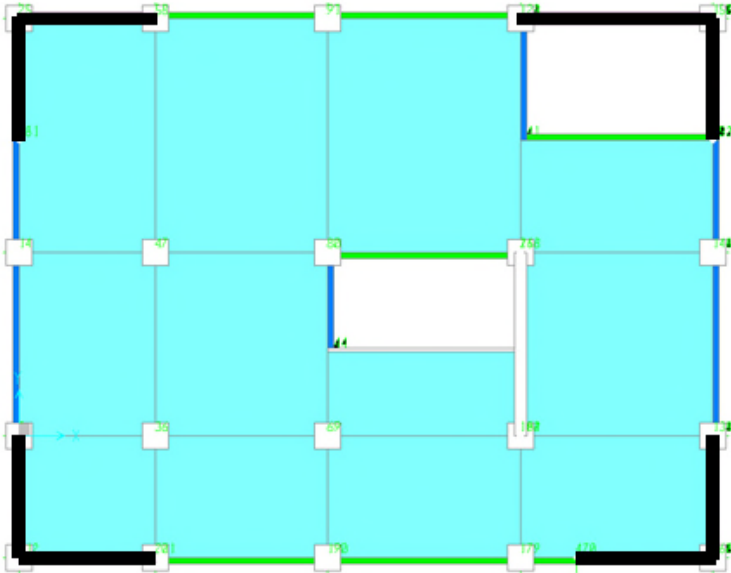


Figure7.3 : disposition 3

- **Période fondamentale de la structure =0,766s**

D'après le **RPA99v2003** la valeur de T calculée ne doit pas dépasser **30%** de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$\Rightarrow T=0.706 \times 1,3=0,92s$$

Parmi les 3 variantes précédentes on considère la **3ème** qui permet d'avoir une fiable période et la plus raisonnable.

7.4.2 POIDS TOTAL DE LA STRUCTURE :

Selon le **RPA99V2003** il faut prendre la totalité des charges permanente avec une fraction β des charges d'exploitation d'après le tableau (4.5 RPA99v2003 .p41).

W : poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qiet} \quad \beta = 0,2$$

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, le tableau 6.2 présente les masses calculées par le **SAP2000**.

Tableau 7.2 : Masse des différents niveaux

Niveau	Masse (ton)
SS	366,62
RDC	295,707
1	347,984
2	336,890
3	332,407
4	325,57
5	321,88
6	317,770
7	314,065
8	310,749
9	263,457
Masse total	3533,099

7.4.3 CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE :

7.4.3.1 Calcul des coefficients de participation modale :

Le logiciel **Sap 2000** peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

a) Sens longitudinal:

$$U_X = 90,5896 \% > 90 \% \dots\dots\dots C.V$$

b) Sens transversal:

$$U_Y = 91,9323 \% > 90\% \dots\dots\dots C.V$$

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Donc :

$$V_x = \frac{0,1 \times 1,748 \times 1,15}{5} \times (3271,644 \times 9,81) = 1424,101 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,1 \times 1,748 \times 1,20}{5} \times (3271,644 \times 9,81) = 1486,0190 \text{ KN}$$

7.4.3.2 Distribution verticale de la force sismique :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$V = F_t + \sum F_i$ F_t : la force contenue au sommet de la structure permet de tenir compte du mode supérieur de vibration:

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \times TV \leq 0,25V \\ F_t = 0 \quad \text{Si } T \leq 0,7s \end{cases}$$

Dans mon cas les deux sont supérieures à 0.7 sec

Donc :

$$\begin{cases} F_{tx} = 0,07 \times T_x V_x \leq 0,25V \\ F_{ty} = 0,07 \times T_y V_y \leq 0,25V \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} F_{tx} = 0,07 \times 0,706 \times 1290,340 = 70,336 \text{ KN} \leq 0,25(1290,340) = 322,585 \text{ KN} \\ F_{ty} = 0,07 \times 0,706 \times 1346,442 = 73,394 \text{ KN} \leq 0,25(1346,442) = 336,611 \text{ KN} \end{cases}$$

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule (4-11 RPA99version2003).

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_1^n W_i \cdot h_i}$$

Tableau 7.3 : force sismique et effort tranchant suivant X (R=5).

Niveau	Force Fx [KN]	Effort tranchant sens X [KN]
SS	26,9	1424,10
RDC	40,67	1397,20
1	70,19	1356,53
2	89,56	1286,34
3	109,70	1196,77
4	128,33	1087,07
5	147,53	958,74
6	166,03	811,21
7	184,25	645,18
8	202,24	460,94
9	258,70	258,70

Tableau 7.4 :force sismique et effort tranchant suivant y (R=5).

Niveau	Force Fy [KN]	Effort tranchant sens y [KN]
SS	28,07	1486,02
RDC	42,44	1457,95
1	73,24	1415,51
2	93,46	1342,27
3	114,47	1248,81
4	133,91	1134,34
5	153,94	1000,43
6	173,25	846,48
7	192,26	673,23
8	211,03	480,98
9	269,95	269,95

7.4.3.3 Analyse des déplacements :

L'une des vérifications préconisée par le PRA99 Version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages.

En effet, selon l'article 5.10 :

$$\Delta k_x \leq \Delta k \quad \text{et} \quad \Delta k_y \leq \Delta k$$

$$\Delta k = 1\% \cdot h$$

$$\Delta k_x = \delta x^k - \delta x^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta k_y = \delta y^k - \delta y^{k-1}$$

$$\delta x^k = \delta e x^k \times R \quad \text{et} \quad \delta y^k = \delta e y^k \times R$$

Avec :

$\delta e x^k$: Déplacement absolu selon x.

$\delta e y^k$: Déplacement absolu selon y .

Δk_x : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x.

Δk_y : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens y.

Δk : Déplacement relatif admissible.

Dans notre cas $\Delta k = 306 \times 0,01 = 3,06$ cm. R : coefficient de comportement.

Tableau 7.5 : Déplacement absolu et relatif de la variante 1.

Niveau	$\delta e x^k$ (cm)	$\delta e y^k$ (cm)	R	δx^k (cm)	δy^k (cm)	Δk_x (cm)	Δk_y (cm)	Δk (cm)	Obs
SS	0,10	0,10	5	0,5	0,5	0,5	0,5	3,50	C.V
RDC	0,18	0,18	5	0,9	0,9	0,4	0,4	3,06	C.V
1ère étage	0,24	0,26	5	1,2	1,3	0,4	0,4	3,06	C.V
2 ^{ème} étages	0,32	0,34	5	1,6	1,7	0,4	0,4	3,06	C.V
3 ^{ème} étages	0,40	0,42	5	2,0	2,1	0,4	0,4	3,06	C.V
4 ^{ème} étages	0,48	0,50	5	2,4	2,5	0,4	0,4	3,06	C.V
5 ^{ème} étages	0,56	0,6	5	2,8	3	0,4	0,4	3,06	C.V
6 ^{ème} étages	0,64	0,68	5	3,2	3,4	0,4	0,4	3,06	C.V
7 ^{ème} étages	0,72	0,76	5	3,6	3,8	0,4	0,4	3,06	C.V
8 ^{ème} étages	0,8	0,84	5	4,0	4,2	0,4	0,4	3,06	C.V
9 ^{ème} étages	1,22	1,26	5	6,1	6,3	0,21	0,21	3,06	C.V

D'après le tableau, on constate que la condition sur le déplacement inter est vérifiée.

7.4.3.4 L'effort tranchant à la base :

D'après le **RPA 99 V2003** (article **4.3.6, p46**) 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** .

Après analyse, on obtient les résultats de V_{xdyn} et V_{ydn}

Tableau 7.6: vérification de L'effort tranchant à la base

Sens	$V_{xdyn}(kn)$	$V_{stat.eq}$	$80\% V_{stat.eq}$	$0.8V_{stat} \leq V_{dyn}$
X	1481,65	1424,101	1139,281	Oui
Y	1300,828	1486,0190 KN	1188,8152	Oui

7.5 CONCLUSION :

L'étude dynamique m'a permis de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles. plusieurs dispositions 'ont été essayées, mais elles me donnaient des résultats non conformes aux recommandations du **RPA99 V2003**, la variante retenue a donné des résultats acceptables en terme de période, déplacements et efforts.

Chapitre 8

Chapitre 8

**Etude des éléments
structuraux**

8.1 INTRODUCTION :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l’outil informatique à travers le logiciel d’analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

8.2 LES POTEAUX :

Il est recommandé de calculer le ferrailage du poteau central, considéré comme le plus sollicité et de généraliser le ferrailage trouvé pour ceux d’angle et de rive.

L’étude se fera manuellement sur le poteau central pour le cas suivant :

- Le poteau soumis à l’effort normal maximum et le moment qui lui correspond.

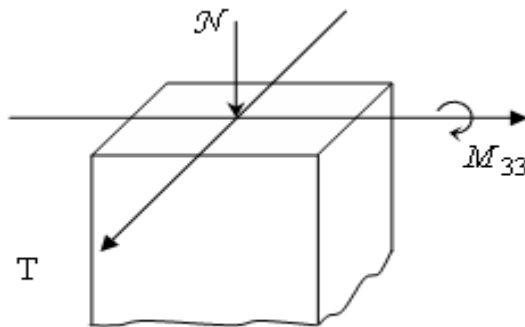


Figure 8 .1 : Direction des moments et efforts sur un poteau.

8.2.1 Combinaisons spécifiques de calcul :

- *Combinaisons fondamentales* : « 1^{er} genre » **BAEL 91**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet 1,35 \times G + 1,5 \times Q \dots\dots\dots (ELU) \\ \bullet G + Q \dots\dots\dots (ELS) \end{array} \right.$$

- *Combinaisons accidentelles* : « 2^{ème} genre » **RPA 99**

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

8.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad C.V$$

- Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \bullet \rho_d = 0,075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \bullet \rho_d = 0,04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{array} \right.$

- λ_g : est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = (l_f/a \text{ ou } l_f/b) \dots \dots \dots \text{RPA 99V2003, P63}$$

- Avec **a** et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et **l_f** longueur de flambement du poteau.
- **L_f**: longueur de flambement du poteau.

Tableau.8.1 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

<i>Poteaux</i>	T (Kn)	τ_u(MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu}(Mpa)	<i>Observation</i>
SS (65x65) cm ²	34,32	0,139	3,77	0.04	1.00	C.V
RDC (65x65) cm ²	87,65	0,355	3.30	0.04	1.00	C.V
1ère étage (60x60) cm ²	37,74	0.194	3,57	0.04	1.00	C.V
2ème étage (60x60) cm ²	55,96	0.173	3,57	0.04	1.00	C.V
3ème étage (55x55) cm	48,46	0.178	3,89	0.04	1.00	C.V
4ème étage (55x55) cm	57,94	0.213	3,89	0.04	1.00	C.V
5ème étage (50x50) cm ²	47,14	0.210	4,28	0.04	1.00	C.V
6ème étage (50x50) cm ²	53,68	0.239	4,28	0.04	1.00	C.V
7ème étage (45x45) cm ²	40,57	0.223	4,76	0.04	1.00	C.V
8ème étage (45x45) cm ²	43.96	0.241	4,76	0.04	1.00	C.V
9ème étage (40x40) cm ²	45,24	0.314	5,36	0.075	1.87	C.V

8.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau) :

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le **RPA 99**, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad \text{CV} \quad \dots\dots\dots \text{RPA 99V2003, P71, §7.4.3}$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

B_c : L'air (*section brute*) de cette dernière.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à **28** jours.

Tableau.8.2 : Vérification spécifique sous sollicitations normales.

<i>Poteaux</i>	N_d (KN)	B_c (cm ²)	f_{c28}	$V=N_d/B_c \times f_{c28}$	<i>Observation</i> ($V < 0,3$)
SS (65x65) cm ²	2260.731	(65x65)	25	0.214	C.V
RDC (65x65) cm ²	1974.839	(65x65)	25	0.187	C.V
1^{ère} étage (60x60) cm ²	1770,573	(60x60)	25	0.197	C.V
2^{ème} étage (60x60) cm ²	1505,707	(60x60)	25	0.167	C.V
3^{ème} étage (55x55) cm	1280,445	(55x55)	25	0.169	C.V
4^{ème} étage (55x55) cm	1091,549	(55x55)	25	0.144	C.V
5^{ème} étage (50x50) cm ²	907,024	(50x50)	25	0.145	C.V
6^{ème} étage (50x50) cm ²	727,348	(50x50)	25	0.116	C.V
7^{ème} étage (45x45) cm ²	548,175	(45x45)	25	0.108	C.V
8^{ème} étage (45x45) cm ²	372,579	(45x45)	25	0.074	C.V
9^{ème} étage (40x40) cm ²	200,297	(40x40)	25	0.05	C.V

8.2.4 Calcul du ferrailage longitudinal :

❖ Calcul de ferrailage des poteaux :

On va prendre un seul type de poteau et on le calcule en flexion composée et les autres sont calculés avec **SAP2000**.

♦ Soit le poteau de sous-sol:

$$b=0,65\text{ m} ; d=0,9h=0,9 \times 0,65=0,585\text{ m}$$

$$d'=0,1h=0,1 \times 0,65=0,065\text{ cm}$$

$$\begin{cases} N_u=2260,731\text{ KN} \\ M_u=6,34\text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{6,34 \times 10^{-3}}{2260,731 \times 10^{-3}} = 2,805 \times 10^{-3}\text{ m.}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 2,805 \times 10^{-3} + \frac{0,65}{2} - 0,065$$

$$\rightarrow e_a=0,2628\text{ m.}$$

Le moment fictive M_a :

$$M_a = N \times e_a = 2260,731 \times 10^{-3} \times 0,2628 \rightarrow M_a = 0,594\text{ MN.m}$$

$$N_u \times (d - d') - M_a = 2260,73 \times 10^{-3} (0,585 - 0,065) - 0,594 = 0,913.$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d}\right) b d^2 f_{bc} = \left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,065}{0,585}\right) 0,65 \times 0,585^2 \times 14,17 = 0,779.$$

Donc $0,913 > 0,779$.

$$N_u \times (d - d') - M_u \geq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d}\right) b d^2 f_{bc}$$

→ Section partiellement comprimée avec armatures inférieures comprimées.

Moment réduit μ :

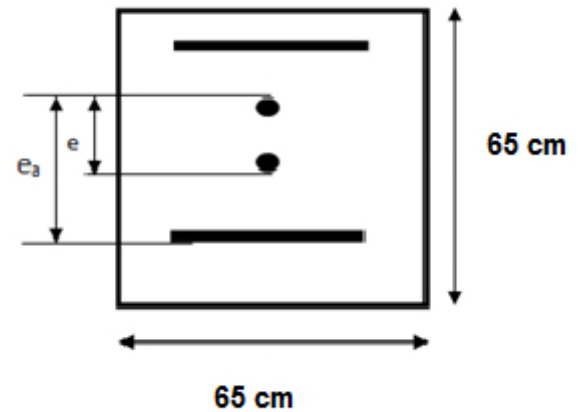
$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,594}{0,65 \times 0,585^2 \times 14,17} = 0,144 < \mu_R = 0,392.$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,144}) = 0,195.$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \alpha) = 0,585(1 - 0,4 \times 0,195) = 0,539\text{ m.}$$



$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{z} - N \right)$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,826} \left(\frac{0,694}{0,539} - 2,2601 \right) = -28,97 < 0 \Rightarrow \text{Le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage. Donc : on va ferrailer avec } A_{\min}.$$

✂ Selon le R.P.A 99:

$$✂ A_{\min} = 0,7\% b \cdot h = 29,58 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera calculé à l'aide du logiciel « SAP2000 » et on compare avec le minimum du RPA (A_{\min}).

Tableau.8.3 : calcul du ferrailage des poteaux

Etage	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Section de SAP (cm ²)	Ferrailage longitudinale		Ferrailage transversal(RPA)		
				Section (cm ²)	choix	t (cm)	t' (cm)	At
SS	(65x65)	29,58	8,45	33,17	8T20 + 4T16	10	15	Φ8
RDC	(65x65)	29,58	8,45	33,17	8T20 + 4T16	10	15	Φ8
1	(60x60)	25,20	7,20	28,65	4T20 + 8T16	10	15	Φ8
2	(60x60)	25,20	7,20	28,65	4T20 + 8T16	10	15	Φ8
3	(55x55)	21,175	6,05	24,13	12T16	10	15	Φ8
4	(55x55)	21,175	6,05	24,13	12T16	10	15	Φ8
5	(50x50)	17,50	5,00	18,48	12T14	10	15	Φ8
6	(50x50)	17,50	5,00	18,48	12T14	10	15	Φ8
7	(45x45)	14,175	4,05	15,19	4T14 + 8T12	10	15	Φ8
8	(45x45)	14,175	4,05	15,19	4T14 + 8T12	10	15	Φ8
9	(40x40)	11,20	8,38	13,57	12T12	10	15	Φ8

8.2.5 Calcul des armatures transversales :

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

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_1 \right) \dots \dots \dots \text{BAEL 91 modifié 99, page 196}$$

Avec Φ_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

$$\Phi_t \leq \min (1.86; 1,2 ; 6,5) \Rightarrow \Phi_t = 1.2 \text{ cm.}$$

On adopte : « $\Phi_t = 8$ »

❖ Calcul des espacements :

$$\begin{cases} t \leq \min(10\phi_L, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale.} \\ t' \leq 15\phi_L \text{ en zone courante.} \end{cases}$$

Avec :

ϕ_L : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Donc on prend :

$$\begin{cases} t = 10 \text{ cm} \\ t' = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ Recouvrement :

La longueur de recouvrement minimale donnée par le **RPA99** est de :

40 Φ en Zone I.....RPA99 V2003; page 61

- $\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 50 \text{ cm}$
- $\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 60 \text{ cm}$.
- $\Phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 70 \text{ cm}$.
- $\Phi = 2,0 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 2,0 \times 40 = 80 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 90 \text{ cm}$.

8.3 LES POUTRES :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux

- **La combinaison fondamentale BAEL 91 :**

$$1,35G + 1,5Q \ll \text{ELU} \gg.$$

- **Combinaisons accidentelles RPA 99V2003 :**

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{cases}$$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison **ELS**.

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4%** en zone courante.
- **6%** en zone de recouvrement.

- On a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales \longrightarrow P.P $(30 \times 45) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires \longrightarrow P.S $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

8.3.1 Exemple d'étude d'une « Poutre principale $(30 \times 45) \text{ cm}^2$ » :

On va prendre comme un exemple de calcul : « Poutre principale maximale située au plancher haut du SS ».

8.3.1.1 Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99 :

Tableau 8.4 : Sollicitations de la poutre principale.

SECTION [cm ²]	ELU		ELS		G+Q+EX		0,8G+EX	
	M _t [Kn.m]	M _a [Kn.m]	M _{st} [Kn.m]	M _{sa} [Kn.m]	M _t [Kn.m]	M _a [Kn.m]	M _t [Kn.m]	M _a [Kn.m]
(30x45)	85.43	154,35	61,37	110,21	61,41	111,41	35.70	59.64

Ferraillage en travée :

- ELU :

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

$$M_t = 85.43 \text{ kn.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{85,43 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,405)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,123.$$

$$\Rightarrow \mu_u < 0,187 \Rightarrow \text{donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,123})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,164.$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,405 \times (1 - 0,4 \times 0,164)$$

$$\Rightarrow Z = 0,378$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{85,43 \times 10^{-3}}{0,378 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 6,49 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1,35 \text{cm}^2; 1,47 \text{cm}^2)$$

Donc $12,32 > 1,47 \text{cm}^2$ **C.V**

-ELS :

-Le moment maximum en travée $M_{\text{imax}} = 61,37 \text{KN.m}$.

$$\text{Il faut vérifier que } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} :$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{85,43}{61,37} = 1,40$$

$$\Rightarrow \frac{1,40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,164 < 0,45 \text{ C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ Choix des Armatures :

Le choix des armatures en travée : « $A_{st} \Rightarrow 6T12$ » de section **6,79 cm²/ml**.

Ferraillage en appui :

➤ ELU :

$$\bullet \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{154,35 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,405)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,221.$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,187 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,221})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,315$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,405 \times (1 - 0,4 \times 0,315)$$

$$\Rightarrow Z = 0,36$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{154,35 \times 10^{-3}}{0,36 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 12,32 \text{ cm}^2.$$

a-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1,35 \text{ cm}^2; 1,47 \text{ cm}^2)$$

Donc : $12,32 \text{ cm}^2 > 1,47 \text{ cm}^2$ **C.V**

➤ **ELS :**

$$M_{Amax} = 110,21 \text{ kN.m.}$$

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$:

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{154,35}{110,21} = 1,40$$

$$\Rightarrow \frac{1,40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,315 < 0,45 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

❖ **Choix des Armatures**

Le choix des armatures en appui : « $A_{st} \Rightarrow 8T14$ » de section **12,32** cm²/ml.

❖ **Armatures minimales :**

Le **R.P.A 99v2003** exige que :

$$A_{st \text{ min}} = 0,5 \% \cdot (b \cdot h) \text{ dans toute la section}$$

$$A_{st \text{ min}} = 0,005 \cdot (0,30 \cdot 0,45) = 6,75 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_{st \text{ travée}} + A_{st \text{ appui}} = 6,49 + 12,32 = 18,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ travée}} + A_{st \text{ appui}} = 18,81 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min}} = 6,75 \text{ cm}^2$$

Armatures maximales :

Selon RPA99 V2003, page 73 : $A_{\max} = 4\% (30 \times 45) = 54 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{zone curante}$

$A_{\max} = 6\% (30 \times 45) = 81 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{zone de recouvrement}$

a- Vérification de l'effort tranchant:

$$T_{\max} = 164,94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{0,16494}{0,3 \times 0,405} = 1,36 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b- Vérification au glissement:

$$\text{En appui : } V_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \leq 0$$

Avec :

$$\begin{cases} V_u = 164,94 \text{ kn} \\ M_u = 154,35 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow -258,517 < 0 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux d'appuis.

c- Vérification de la flèche :

$$f < f_{\text{admissible}} \quad \text{avec : } f_{\text{admissible}} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm} \quad \text{ou } f_{\text{admissible}} = \frac{L}{500}$$

$$L = 4,90 \text{ m} = 490 \text{ cm} \Rightarrow f_{\text{admissible}} = 0,0099 \text{ m} \approx 0,01 \text{ m}$$

❖ Calcul de f :

$$\bullet I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \cdot A_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0,30 \times 0,45^3}{12} + 15 \times 6,49 \cdot 10^{-4} \left(\frac{0,45}{2} - 0,045 \right)^2$$

$$I_0 = 25,925610^{-4} \text{ m}^4$$

$$\bullet \lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\varphi \times (2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b})} \quad \text{Avec : } \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{6,49 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,405} \Rightarrow \varphi = 0,0053$$

$$\text{Donc : } \lambda_i = 3,96$$

$$\bullet \mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \varphi \times \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0,612$$

$$\bullet I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 8,33 \cdot 10^{-4} \cdot \text{m}^4$$

$$\bullet \quad \frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i \cdot I_{fi}} = \frac{102,32 \cdot 10^{-3}}{32164,2 \times 8,33 \cdot 10^{-4}} = 0,00381$$

Avec :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPa}$$

Donc :

$$f = \frac{L^2}{10} \cdot \frac{1}{\gamma} = \frac{4,90^2}{10} \cdot 0,00381$$

$$\Rightarrow f = 0,00914 \text{ m} < f_{admissible} = 0,00977 \text{ C.V}$$

8.3.1.2 Calcul des armatures transversales

a- L'espaceur des armatures transversales

D'après le RPA 99 page 53:

$s_t \leq \min (h / 4, 12 \phi \text{ l min ; } 30\text{cm}) \Rightarrow$ zone nodale

$s_t \leq h / 2 \Rightarrow$ zone courant

ϕ : le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

Tableau 8-5: L'espaceur des armatures transversales

Poutre principale	$s_t \leq$ calculé (zone nodale)	s_t choisie (zone nodale)	$s_t \leq$ calculé (zone courant)	s_t choisie (zone courant)
(30x45)	11,25	10	22,5	20

b- Diamètre des armatures transversales:

$\phi_t \leq \min (h / 35, b / 10, \phi / \text{min})$

on prend $\phi_t = \phi 8$

Recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I).....RPA99

$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$,alors on adopte: $L_r = 50\text{cm}$.

$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$,alors on adopte: $L_r = 60\text{cm}$.

La jonction par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$l' = 2 \times h = 90\text{cm}$ « RPA99 V2003, page49, fig7.2 »

8.3.2 Exemple d'étude de la poutre secondaire

On va prendre comme exemple de calcul la poutre secondaire maximale situé au plancher du sous-sol

8.3.2.1 Calcul des armatures longitudinales

Tableau 8-6: Sollicitation de la poutre secondaire

Section (cm ²)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _{St} (KN.m)	M _{Sa} (KN.m)
(30x40)	15.07	30.29	11.16	22,43

☞ **Ferraillage en travée**

➤ **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15,07 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,36)^2 \times 14,17}$$

⇒ μ_u = 0,0272.

⇒ μ_u < 0,187 ⇒ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0272})$$

⇒ α = 0,035.

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,035)$$

⇒ Z = 0,33.

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{15,07 \times 10^{-3}}{0,33 \times 348}$$

⇒ A_{st} = 1,31 cm².

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) cm^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1,2 cm^2; 1,3 cm^2)$$

Donc : 1,31 > 1,3 cm² **C.V**

➤ **ELS :**

Le moment maximum en travée M_{tmax} = 11.16 KN.m.

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$:

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{15,07}{11,16} = 1,35$

⇒ $\frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425$

⇒ α = 0,035 < 0,425 **C.V**

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton ⇒ σ_{bc} < σ̄_{bc}

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

❖ Choix des Armatures

Le choix des armatures en travée: « $A_{st} \Rightarrow 3T12$ » de section **3,39** cm²/ml.

Ferraillage en appui

ELU

$$\bullet \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{30,29 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,36)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,055.$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,187 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,055})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,071.$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,071)$$

$$\Rightarrow Z = 0,35$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{30,29 \times 10^{-3}}{0,35 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 2,5 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1,2 \text{ cm}^2; 1,3 \text{ cm}^2)$$

Donc : $2,5 \text{ cm}^2 > 1,3 \text{ cm}^2$ **C.V**

➤ ELS

$$M_{Amax} = 22,567 \text{ kN.m.}$$

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$:

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{30,29}{22,43} = 1,35$$

$$\Rightarrow \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425$$

$\Rightarrow \alpha = 0,071 < 0,425$ **C.V**

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

❖ Choix des Armatures

Le choix des armatures en travée: « $A_{st} \Rightarrow 3T14$ » de section $4,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

❖ Armatures minimales

Le **R.P.A 99v2003** exige que :

$$A_{st \text{ min}} = 0.5 \% \cdot (b \cdot h) \text{ dans toute la section}$$

$$A_{st \text{ min}} = 0.005 \cdot (0.30 \cdot 0.4) = 6 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_{st \text{ travée}} + A_{st \text{ appui}} = 3,39 + 4,62 = 8,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ travée}} + A_{st \text{ appui}} = 8,01 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min}} = 6 \text{ cm}^2$$

Armatures maximales :

Selon **RPA99 V2003**, page 73 : $A_{\text{max}} = 4\% (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{zonecurante}$

$A_{\text{max}} = 6\% (30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{zonederecouvrement}$

a- Vérification de l'effort tranchant:

$$T_{\text{max}} = 37,64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{37,64}{0,3 \times 0,36} = 0,349 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b- Vérification au glissement:

$$\text{En appui : } V_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \leq 0$$

Avec :

$$\begin{cases} V_u = 37,64 \text{ kn} \\ M_u = 30,29 \text{ kn.m} \Rightarrow -55,85 < 0 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{cases}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux d'appuis.

8.3.2.2 Calcul des armatures transversales :**a- L'espacement des armatures transversales**

D'après le RPA 99 page 53:

$$s_t \leq \min (h / 4, 12 \phi \text{ l min ; } 30\text{cm}) \Rightarrow \text{ zone nodale}$$

$$s_t \leq h / 2 \Rightarrow \text{ zone courant}$$

ϕ : le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

Tableau 8.7: L'espacement des armatures transversales

Poutre secondaire	$s_t \leq$ calculé (zone nodale)	s_t choisie (zone nodale)	$s_t \leq$ calculé (zone courant)	s_t choisie (zone courant)
(40x30)	10	7	20	15

b-Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min (h / 35, b / 10, \phi / \text{min})$$

on prend $\phi_t = \phi 8$

Recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I).....RPA99

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}, \text{ alors on adopte: } L_r = 50\text{cm.}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}, \text{ alors on adopte: } L_r = 60\text{cm.}$$

La jonction par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$$l' = 2 \times h = 80 \text{ cm} \dots\dots\dots \langle \text{RPA99 V2003, page 49, fig 7.2} \rangle$$

Tableau 8.8. Tableau de ferrailage des poutres principales.

Poutres	Niveaux	Ferrailage longitudinales					Ferrailage transversal		
		A min (cm ²) RPA 99	Travées (cm ²)		Appui (cm ²)		Ø _t (mm)	S (cm)	S' (cm)
			A trouvée	Choix	A trouvée	Choix			
Poutres principales 30x45 cm ²	SS	6.75	6,49	6T12	12,32	8T14	Ø _s	10	20
	RDC	6.75	6,28	6T12	12,28	8T14	Ø _s	10	20
	1	6.75	5,68	6T12	10,51	8T14	Ø _s	10	20
	2	6.75	5,13	6T12	8,71	6T14	Ø _s	10	20
	3	6.75	5,15	6T12	8,59	6T14	Ø _s	10	20
	4	6.75	5,18	6T12	8,83	6T14	Ø _s	10	20
	5	6,75	5,22	6T12	9,05	6T14	Ø _s	10	20
	6	6,75	5,24	6T12	9,10	6T14	Ø _s	10	20
	7	6,75	5,32	6T12	9,19	6T14	Ø _s	10	20
	8	6,75	5,20	6T12	9,81	6T14	Ø _s	10	20
	9	6.75	6,48	6T12	10,32	6T14	Ø _s	10	20

Tableau 8.9. Tableau de ferrailage des poutres secondaires.

Poutres	Niveaux	Ferrailage longitudinales				Ferrailage transversal			
		A min (cm ²) RPA 99	Travées (cm ²)		Appui (cm ²)		Ø _t (mm)	S (cm)	S' (cm)
			A trouvée	Choix	A trouvée	Choix			
Poutres secondaires 30x40 cm ²	SS	6	1,31	3T12	2,5	3T14	Ø _t	10	15
	RDC	6	1,64	3T12	2,62	3T14	Ø _t	10	15
	1	6	1,64	3T12	2,69	3T14	Ø _t	10	15
	2	6	1,83	3T12	3,07	3T16	Ø _t	10	15
	3	6	1,83	3T12	3,44	3T16	Ø _t	10	15
	4	6	1,83	3T12	3,80	3T16	Ø _t	10	15
	5	6	1,99	3T12	4,15	3T16	Ø _t	10	15
	6	6	1,93	3T12	4,45	3T16	Ø _t	10	15
	7	6	2,23	3T12	4,67	3T16	Ø _t	10	15
	8	6	2,39	3T12	4,90	3T16	Ø _t	10	15
9	6	1,81	3T12	3,49	3T14	Ø _t	10	15	

Chapitre 9

Chapitre 9

Etude des voiles

9.1-Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction verticale surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quel que soit leur destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

Pour notre bâtiment on a deux types des voiles :

- Voile de contreventement.
- Voile de soutènement.

9.2-Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique) ; ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique –voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure :

9.2.1- Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (**TORSION**)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches)

9.2.2-Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique – voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

9.2.3- Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement **R.P.A** 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

-armatures verticales

-armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)

-armatures transversales

9.2.4-la méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la **R.D.M**) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{MPa} \dots \dots \dots (9.1)$$

Avec : N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué. f_{c28}

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ».

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{min} = 0,15 \times a \times L \dots\dots\dots (9.2)$$

2^{ème} cas

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ».

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = F_t / f_e \dots\dots\dots (9.3)$$

On compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{min} = 0,15\% \times a \times L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

3^{ème} cas

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) = 0$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes la zone tendue.

• **Armatures verticales :**

Il sont disposées en deux nappes parallèles servant à répandre les contraintes de flexion composées, le R.P.A99(version 2003) exige un pourcentage minimal égale à 0.15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

• **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

-globalement dans la section du voile 0.15%

-En zone courante 0.10%

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm .Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

9.2.5-ferraillage des voiles :

Les différentes sollicitations sont obtenues à partir de logiciel **SAP2000 V12**.

Tableau9-1 : sollicitation des voiles de contreventement

	M ₁₁ (KN.m)	M ₂₂ (KN.m)	F ₁₁ (KN)	F ₂₂ (KN)	V ₁₃ (KN)	V ₂₃ (KN)
ELU	22	45,5	182	910	6,75	24,5
G+Q _{1,2EY}	14,4	36	84	420	6,5	20
G+Q _{1,2EX}	15,3	31,3	71,5	350	6	16,8

F₁₁ et F₂₂ : effort normal (N)

V₁₃ et V₂₃ : effort tranchant (T)

- Exemple de calcul :**

$$A = 0,53 \text{ m}^2$$

$$I = 0,314\text{m}^4$$

$$V = 1,33\text{m}$$

$$N = 910 \text{ KN}$$

$$M = 45,5\text{KN.m}$$

$$T = 24,5 \text{ KN}$$

Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{0,910}{0,532} + \frac{0,0455 \times 1,33}{0,314} = 1,89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{0,910}{0,532} - \frac{0,0455 \times 1,33}{0,314} = 1,51 \text{ MPa}$$

on a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue » alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le **R.P.A 99 (version 2003)**

Calcul des armatures verticales

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)** on a :

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times L \dots \dots \dots (9.4)$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L= 1m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1\text{m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Le diamètre :

$$D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)} \dots \dots \dots (9.5)$$

$$D \leq (1/10) \times 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : **D = 12mm**

- l'espacement :

-Selon le **BAEL 91**, on a :

$$St \leq \min (2.a, 33 \text{ cm}) \dots \dots \dots (9.6)$$

$$St \leq \min (40, 33 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

-Selon le **R.P.A 99 (version 2003)** on a:

$$S_t \leq \min (1,5. a; 30 \text{ cm}) \dots\dots\dots (9.7)$$

$$S_t \leq \min (30 ; 30\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } S_t \leq \min (S_{t\text{BAEL}} ; S_{t\text{R.P.A}}) \dots\dots\dots (9.8)$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 30 cm

Le choix de la section des armatures verticales est **4T12 = 4,52 cm²/ml**

Calcul des armatures horizontales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **4 T 12 = 4,52 cm²/ml** avec un espacement de 30 cm

Calcul des armatures transversales :

D'après le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins ; on prend donc **406** par m².

Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b

$$\text{On calcule la contrainte de cisaillement } \tau_b = \bar{T} / a.L \dots\dots\dots (9.9)$$

\bar{T} : L'effort tranchant

a : Epaisseur du voile

L : longueur du voile

Cette contrainte est limitée par $\tau = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{24,5 \times 10^{-3}}{0,20 \times 2,75} = 0,045 \text{ MPa} \dots\dots\dots (9.10)$$

$$\tau_b = 0,045 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Disposition des armatures

- **armatures verticales :**

-les arrêtes, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-la distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30cm selon le **R.P.A 99 (version 2003)**.

-A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

On a $St = 30 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 15 \text{ cm}$vérifiée

$L = 275 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 27,5 \text{ cm}$

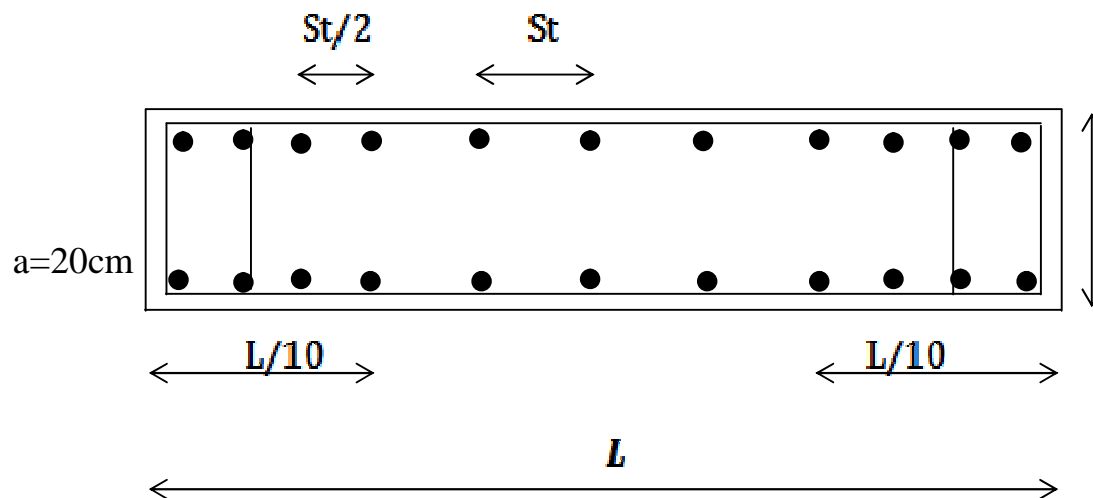


Figure 9-2 : disposition du ferrailage du voile

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10 ϕ** .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $s_t \leq \min(1,5a; 30 \text{ cm})$

-le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

• **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

4 T 12/ml

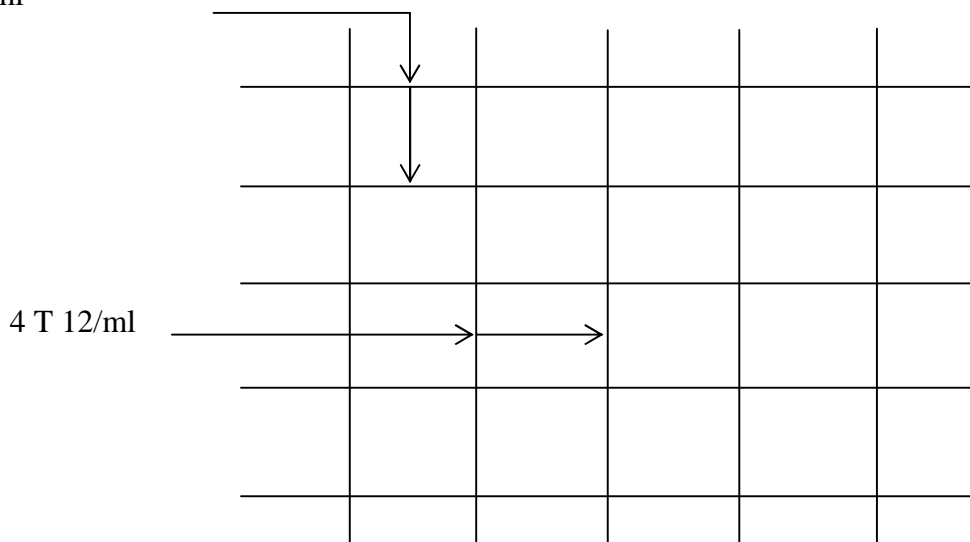


Figure 9-3 : disposition de ferrailage du voile

9.3-Calcul du voile périphérique (murs de soutènement) :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le **R.P.A99** (version 2003), le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

-L'épaisseur $\geq 15\text{cm}$.

-Les armatures sont constituées de deux nappes.

-Le pourcentage minimal des armatures est de 0.15% dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

-Q : surcharge d'exploitation $Q = 3,5 \text{KN/ m}^2$

- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 18 \text{KN/m}^3$

- φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$

- K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2)$ (9.11)

$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda)$ avec $(\beta = \lambda = 0^\circ)$ (9.12)

$K_a' = K_a = \text{tg}^2(45^\circ - 35^\circ/2)$ (9.13)

$K_a' = K_a = \text{tg}^2(27,5) = 0.271$

9.3.1- le Dimensionnement :

D'après le R.P.A99(version 2003) ; l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15 cm.

On adopte : $e_p = 25 \text{ cm}$

9.3.2- calcul des charges :

a- poussée des terres

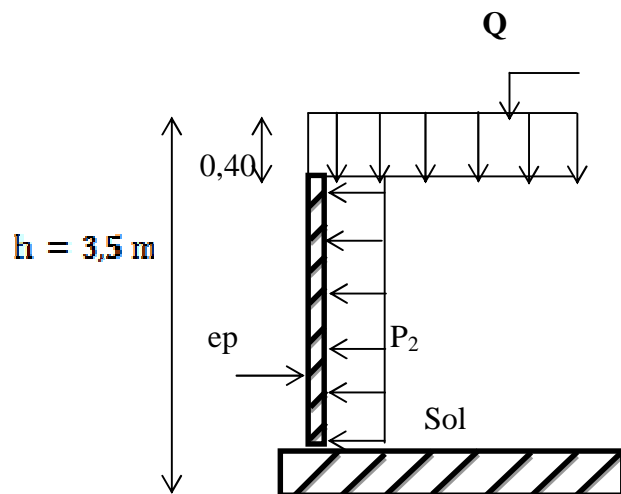


Figure 9-4 : dimensions et chargement d'un voile de soutènement

$$P_1 = K_a \times \gamma \times h \text{ avec : } \begin{cases} P_1 : \text{poussée des terres} \\ \gamma : \text{poids spécifique des terres} \dots \dots \dots (9.14) \\ h : \text{hauteur du voile} \end{cases}$$

$$P_1 = 0,271 \times 18 \times 3,1 = 15,12 \text{ KN/ml}$$

b- poussée supplémentaire due à la surcharge

$$P_2 = K'_a \times q \times h \dots\dots\dots (9.15)$$

$$P_2 = 0,271 \times 3,5 \times 3,1 = 2,94 \text{ KN/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K'_a \cdot q$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

C- la charge pondérée

$$Q = 1,35 P_1 + 1,5 P_2 = 1,35 \times (15,12) + 1,5 \times (2,94) = 24,90 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 36,02 \text{ KN/ml}$$

9.3.3- calcul du ferrailage :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 3,5 - 0,40 = 3,10 \text{ m.}$$

$$L_y = 4,80 - 0,65 = 4,15 \text{ m.}$$

$\alpha = L_x / L_y = 3,10 / 4,15 = 0,747 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \dots\dots\dots (9.16)$$

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,747 \\ \nu = 0 (E.L.U) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,082 \\ \mu_y = 0,3289 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 0,082 \times 24,90 \times 3,10^2 = 19,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 0,3289 \times 19,62 = 6,45 \text{ KN.m}$$

Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 16,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_{oy} = 5,48 \text{ KN.m}$$

➤ Sens x :

$$M_{tx} = 16,68 \text{ KN.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 25 \text{ cm} ; d = 0,9h = 22,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0,01668}{1 \times (0,225)^2 \times 14,17} = 0,023 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,029$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,222 \text{ m}$$

$$A_{st} = M_{tx}/Z\sigma_s = 0,01668/(0,222 \times 348) = 2,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} = 2,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Sens y :

$$M_{ty} = 5,48 \text{ KN.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 25 \text{ cm} ; d = 0,9h = 22,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0,00548}{1 \times (0,225)^2 \times 14,17} = 0,00764 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 9,587 \times 10^{-3}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,224 \text{ m}$$

$$A_s = M_{ty}/Z\sigma_s = 0,00548/(0,224 \times 348) = 0,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✎ Les vérifications :

❖ conditions de non fragilité :

➤ Sens x :

D'après R.P.A 99 (version 2003) ; on a :

$$A_{x \text{ min}} = 0,15\% \cdot b \cdot h = 0,0015 \times 100 \times 25 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Et d'après B.A.E.L 91.

$$A_{x \min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / F_e = 0,23 \times 1,00 \times 0,225 \times 2,1 / 400 = 2,72 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc : $A_{\text{adoptée}} = \max (A_{\text{calculée}} ; A_{\text{min R.P.A}} ; A_{\text{min B.A.E.L}})$.

$$A_{\text{adoptée}} = \max (2,15 ; 3,75 ; 2,72)$$

On prend : **4 T 12 /ml** et un espacement de **30 cm**

➤ **Sens y**

D'après R.P.A 99 (version 2003) ; on à :

$$A_{x \min} = 0,15\% \cdot b \cdot h = 0,0015 \times 100 \times 25 = 3,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Et d'après B.A.E.L 91.

$$A_{x \min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / F_e = 0,23 \times 1,00 \times 0,225 \times 2,1 / 400 = 2,72 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc : $A_{\text{adoptée}} = \max (A_{\text{calculée}} ; A_{\text{min R.P.A}} ; A_{\text{min B.A.E.L}}) A = 3,75 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{adoptée}} = \max (0,7 ; 3,75 ; 2,72)$$

On prend : **4 T 12 /ml** et un espacement de **30 cm**

✂ **vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{\max} = q \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 24,90 \times \frac{3,10}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,747}{2}} = 28,10 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_{\max} / b_0 \times d = 0,0281 / 1 \times 0,225 = 0,12 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{u \text{ limi}} = 0,07 \times f_{c28} / \gamma_b = 0,07 \times 25 / 1,5 = 1,17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{u \text{ limi}} = 1,17 > \tau_u = 0,12 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Chapitre 10

Chapitre 10

Etude

Des Fondations

10.1 INTRODUCTION

La fondation est constituée par les semelles de la structure et les aménagements du sol sous ces semelles, ces dernières par définition sont des organes de transmission des charges de la superstructure au sol elles ne peuvent être calculées que si l'on connaît la superstructure et ses charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part. ($\overline{\sigma}_{sol} = 2$ baret un ancrage de **2m**)

✓ Objectif :

Les fondations sont les ouvrages de transition entre les charges appliquées sur mur sous poteaux et le sol porteur. Les semelles en béton armé sont :

- superficielles : continues ou isolées
- rigides (non flexibles).

Elles permettent :

- de transmettre les charges au sol,
- de répartir les pressions.

10.2 CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construit.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à **2 bars** mais un important effort normal, il ya lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolées sous poteau.
- Semelles filantes.
- Radier évidé ou général.
- La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment.

10.2.1 Les surfaces nécessaires des semelles :

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{Semelle} \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{Sol}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} N_s = N_G + N_Q \\ \bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les surfaces des semelles filantes revenantes à chaque voile sont données par le tableau suivant :

Tableau. 10.1: Les différentes surfaces des semelles filantes sous poteaux et sous mursvoiles.

<i>Semelle</i>	N_s [KN]	S_s [m ²]	<i>Semelle</i>	N_s [KN]	S_s [m ²]
1(yy)	935,62	4,67	1(xx)	623,75	3,12
12(yy)	1087,62	5,44	12(xx)	725,08	3,63
23(yy)	1503,57	7,52	23(xx)	1002,38	5,01
34(yy)	722,949	3,61	34(xx)	481,97	2,41
45(yy)	1030,65	5,15	45(xx)	687,10	3,44
56(yy)	1194,132	5,97	56(xx)	796,09	3,98
67	1588,624	7,94	67	1588,624	7,94
78	2060,66	9,9	78	2060,66	9,9
89	1895,819	9,47	89	1895,819	9,47
100(yy)	1034,776	5,17	100(xx)	689,85	3,44
111(yy)	1334,42	6,67	111(xx)	889,61	4,45
122(yy)	1390,196	6,95	122(xx)	926,8	4,63
133(yy)	815,65	4,08	133(xx)	543,77	2,71
144(yy)	988,47	4,94	144(xx)	658,98	3,29
155(yy)	1540,76	7,7	155(xx)	1027,17	5,14
166(yy)	1398,19	6,99	166(xx)	932,12	4,66
177(yy)	1035,06	5,17	177(xx)	690,04	3,45
188	1947,59	9,74	188(xx)	1947,59	9,74
199(yy)	1312,91	6,56	199(xx)	875,27	4,37
210(yy)	1431,06	7,16	210(xx)	954,04	4,77

N.B : ou on a une intersection des semelles filante, je divise la charge commun comme suit :

(40%au sens XX et 60%au sens YY).

$$\text{On à : } \frac{S_{Semelle}}{S_{batiment}} = 49.95\% \leq 50\%$$

Les distances entre semelles sont rapprochées, ceci nous amène à adopter **dessemelles filantes (croisées)**

10.3 DISPOSITIONS GENERALES :

10.3.1 Charge admissible au sol :

La charge admissible au sol doit être la plus faible de celles qui résulte de la considération des tassements maximaux ou des tassements différentiels compatibles avec le bon comportement de l'ouvrage, de la résistance du sol au poinçonnement.

10.3.2 Combinaisons d'action à considérer :

Dans le cas général, les combinaisons d'action à considérer pour déterminer les efforts transmis par les points d'appui sont celles définies par les poteaux et les poutres.

La combinaison à considérer est essentiellement : $(1,35G+1,5Q)$.

10.3.3 Sollicitations :

Les calculs de fondation sont effectués à (E.L.S) pour le dimensionnement de la surface au sol ; le dimensionnement vis-à-vis de leur comportement mécanique S'effectue à (E.L.U).

10.4 PREDIMENSIONNEMENT DES SEMELLES RIGIDES :

Il s'agit de déterminer les dimensions d'une semelle rigide de fondation sous mur ou sous poteau de section carrée ou rectangulaire. Nous mènerons nos calculs à l'état limite de service de résistance.

✓ Données:

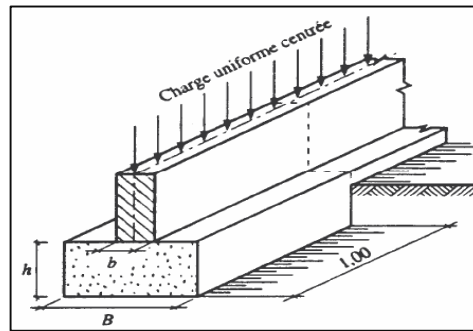
- Contrainte de calcul admise sur le sol : σ_{sol}
- Charges appliquées au niveau supérieur de la semelle : G, Q
- Dimensions :

Cas d'une semelle filante :

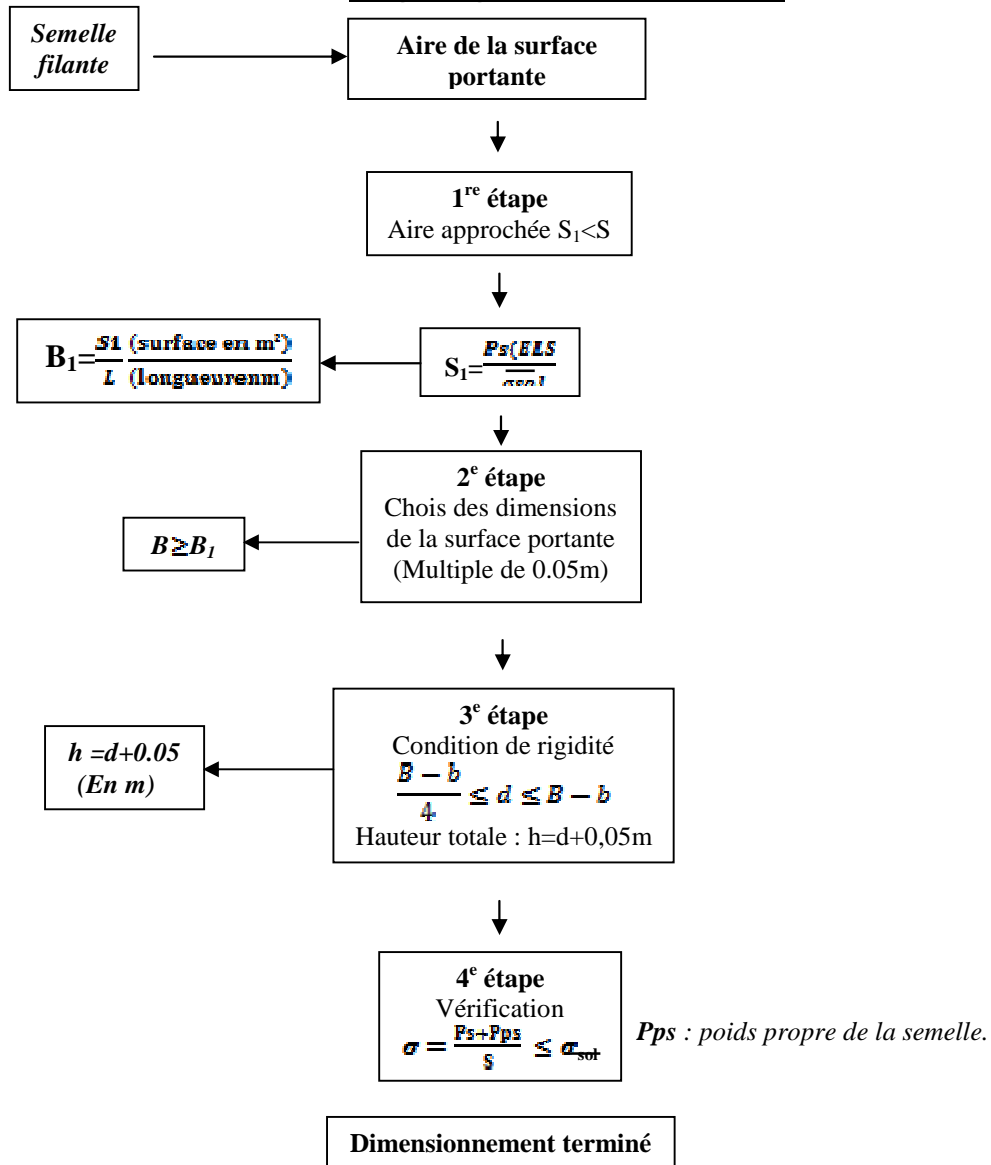
- Épaisseur du mur, symbole b
- longueur prise égale à 1m

✓ Inconnues:

- Poids propre de la semelle : p.p
- Dimensions de la semelle filante : B, h



Organigramme de calcul



10.5 FERRAILLAGE :

Méthode des bielles comprimées:

Semelle filante:

✓ Nappe inférieure // B (p.m.)

$$A_x = \frac{N_u}{8} \times \frac{B-b}{d \times \cos \alpha}$$

• Nappe supérieure ⊥ B : aciers de répartition placés dans le sens longitudinal

$$A_y = \frac{A_x}{4} \times B$$

NB : N_u ne tient pas en compte de l'action du poids propre de la semelle dans cette démonstration de calcul de ferrailage.

10.6 CALCUL DES SEMELLES FILANTES :

On va prendre comme exemple de calcul :

La semelle filante(SF4) sous mur voile et sous poteau.

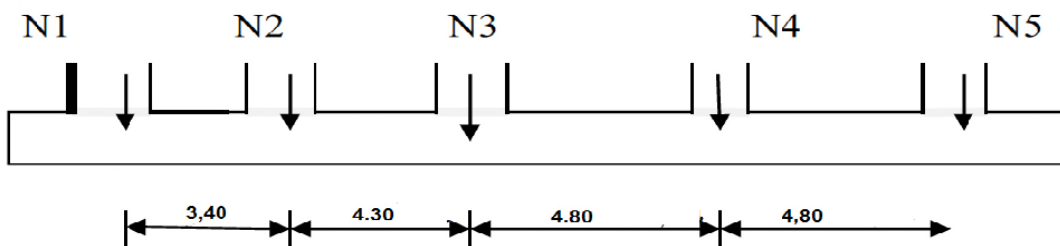


Figure. 10.1:dimensions de la semelle filante(SF4) à ELS

10.6.1Pré-dimensionnement:

a) Calcul de la résultante:

Résultante des efforts :

$$R = \sum N_i = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5$$

$$R=954,04+875,27+1947,59+690,04+932,12$$

$$R=5399,06\text{kn}$$

b) Calcul de l'excentricité:

$$\sum M_{i0}=0 \Rightarrow X = \frac{\sum N_i x_i}{R}$$

$$X = \frac{875,27 \times 7,7 + 1947,59 \times 12,5 + 690,04 \times 17,3}{5399,06} \Rightarrow X = 7,96 \text{ m}$$

$$e = \frac{L}{2} - X = \frac{17,8}{2} - 7,96$$

$$e = 0,94\text{m} < \frac{L}{6} = 2,97\text{m}$$

N.B : Alors la répartition est linéaire.

$$B \geq \left(1 + 3 \frac{e}{L}\right) \frac{R}{L \times \sigma_{sol}} = \left(1 + 3 \frac{0,94}{17,8}\right) \frac{5399,06 \times 10^{-3}}{17,8 \times 0,2}$$

$$B \geq 1,75\text{m}$$

On prend : **B=1.75m**

10.6.2 Vérification conditions de rigidité :

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{1,75-0,65}{4} = 0,275 \quad \text{On prend : } d=0,3\text{m}$$

$$h=d+5=0,35\text{m}$$

$$\sigma_M = \frac{R}{BL} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = 227,915 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{R}{BL} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = 114,814 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} = 199,64 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 199,64 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{KN} / \text{m}^2$$

10.6.3 Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se calcule comme étant une poutre en 'T' renversé :

$$b = 1.75\text{m}; b_0 = 0,65\text{m}$$

$$h = 1\text{m}; h_0 = 0,35\text{m}; d = 0.9 \times h = 0.9\text{m}$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa}; \sigma_{st} = 348\text{MPa}; f_{bc} = 14,17\text{MPa}; f_{t28} = 2,1\text{MPa}$$

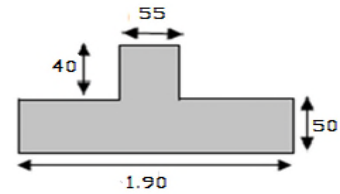


Figure10.2 : dimension de la semelle

✓ ELU:

❖ En travée :

$$M_{ut \max} = 684,35\text{KN.m} = 684,35 \cdot 10^{-3}\text{MN.m}$$

• Le moment d'équilibre par la table:

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 1,75 \times 0,35 \times 14,17 \left(0,9 - \frac{0,35}{2} \right)$$

$$M_t = 6,29\text{MN.m}$$

On a:

$M_t > M_{ut \max} \Rightarrow$ Donc: L'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section « en T ».

$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{684,35 \times 10^{-3}}{1,75 \times (0,9)^2 \times 14,17} = 0,03$$

$\mu_u = 0,03 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,03)})$$

$$\alpha = 0,038$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,9 \times (1 - 0,4 \times (0,038)) = 0,886\text{m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{684,35 \times 10^{-3}}{0,886 \times 348}$$

$$A_{st} = 22,19 \text{ cm}^2$$

On choisit : **12T16** de section **24,13 cm²**

• Calcul des armatures transversales :

On prend un diamètre des armatures transversales: $\phi_t = \Phi 8 \text{ mm}$.

Le choix de la section d'un seul cours transversal sera : **A_t = 4Φ8 = 2,01 cm²**

• Condition de non fragilité :

La section minimale : $A_{st} \text{ min} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st} \text{ min} \geq 0,23 \times 1,75 \times 0,9 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \text{ min} \geq 19,02 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ En appuis :

$$M_{Uap \text{ max}} = 912,17 \text{ kn.m} = 912,17 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

• Le moment d'équilibre par la table:

le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire.

$$\mu_u = \frac{M_{Uap \text{ max}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{912,17 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,9)^2 \times 14,17}$$

$\mu_u = 0,122 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,122)})$$

$$\alpha = 0,164$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,9 \cdot (1 - 0,4 \cdot (0,164))$$

$$Z = 0,84 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uap \text{ max}}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{912,17 \times 10^{-3}}{0,84 \times 348}$$

$$A_{st} = 31,20 \text{ cm}^2$$

On choisit : **10T20** de section **31,42 cm²**

N.B : On va admettre un ferrailage forfaitaire de **7T14/ml** dans la file supérieure qui est parallèle au ferrailage principale.

Condition de non fragilité :

La section minimale : $A_{st} \min \geq 0,23 \times b_o \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,9 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \min \geq 7,06 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

• Armature de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 31.20/4 = 7,8 \text{ cm}^2$$

On choisit : **6T14** de section **9,24** cm²/ml.

✓ **ELS:**

Plus que la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes a l'ELS sera simplifiée comme suit :

❖ En travée:

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} :$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{684.35}{630.03} = 1,09$$

$$\frac{1,09 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,295$$

$$\alpha = 0,038 < 0,295 \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ En appuis:

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{912.17}{839,75} = 1,09$$

$$\frac{1,09 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,295$$

$$\alpha = 0,164 < 0,295 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

✎ Vérification au cisaillement :

D'après **BAEL 91**, on a :

$$\tau_u = \frac{T_{UMax}}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = \frac{1100,81 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,9}$$

$\tau_u = 1,88 \text{MPa}$.

Pour des fissurations peut

nuisible: $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{Mpa}\right) = 3,33 \text{MPa}$. Donc: $\tau_u < \bar{\tau}_u$ **C.V**

10.6.4 Récapitulatif de différentes semelles filantes :

Tableau. 10.2 : les sections des différentes semelles filantes sous voile et poteaux.

Type	R [KN]	X [m]	e [m]	L [m]	B [m]	h ₀ [m]	h [m]	σ_{moy} [KPa]	$\sigma_{moy} \leq \sigma_{sol}$
SF1	5648,25	8,26	0,64	17,8	1,8	0,35	1	195,303	CV
SF2	5021,144	8,10	0,79	17,8	1,6	0,30	1	199,79	CV
SF3	3927,958	8,12	0,78	17,8	1,25	0,25	1	199,49	CV
SF4	5399,08	7,91	0,98	17,8	1,75	0,35	1	199,64	CV
SF5	4743,67	6,5	0,5	14	1,9	0,4	1	197,42	CV
SF6	4794,45	6,7	0,3	14	1,85	0,3	1	197,00	CV
SF7	4260,47	6,15	0,85	14	1,8	0,35	1	199,86	CV
SF8	4957,88	6,35	0,65	14	2,05	0,4	1	198,00	CV

Tableau. 10.3: le ferrailage des différentes semelles filantes sous voile et poteaux.

Type	M_u [KN.m]		A_{st} calculé (cm ²)		A_{st} choisit (cm ²)			T_u (KN)	τ_u (MP)	Observation
	$M_{u,app}$	M_{uE}	App	Trav	App	A_r	Trav			
SF1	1154,26	866,38	36,49	26,06	12T20 =37,7	6T14	9T20 =28,27	1393,32	2,38	CV
SF2	1059,28	793,43	33,28	23,87	11T20 =34,56	6T14	12T16 =24,13	1277,24	2,18	CV
SF3	828,21	617,12	25,66	18,57	9T20 =28,27	5T14	12T14 =18,47	995,82	1,7	CV
SF4	912,17	684,35	28,4	20,51	10T20 =31,42	5T14	11T16 =22,12	1100,81	1,88	CV
SF5	1137,18	992,76	35,91	29,9	12T20 =37,7	6T14	10T20 =31,42	1225,837	2,10	C.V
SF6	1120,25	977,55	35,34	29,45	12T20 =37,7	6T14	10T20 =31,42	1207,281	2,06	C.V
SF7	1117,66	974,85	35,25	29,38	12T20 =37,7	6T14	10T20 =31,42	1204,185	2,05	C.V
SF8	1140,98	996,92	36,04	29,99	12T20 =37,7	6T14	10T20 =31,42	1230,52	2.10	C.V

10.7 ETUDE DE LA LONGRINE :**10.7.1 Introduction :**

Les points d'appuis d'un bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines qui s'opposent au déplacement relatif de ces points dans le plan horizontal.

D'après le **R.P.A 99 V2003**, le minimum pour les longrines est :

$(25 \times 30) \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Site de catégorie S_2, S_3 .

$(30 \times 30) \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Site de catégorie S_4 .

Donc on va adopter une longrine de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

Les longrines doivent être calculés pour résister à un effort de traction égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20 \text{ Kn}$$

Avec :

$N = 1940.72 \text{ KN}$ (effort normal maximal du poteau).

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site.

(Zone I : site 2 $\Rightarrow \alpha = 15$).

$$F = \frac{1940.72}{15} > 20 \text{ Kn} \Rightarrow F = 129.38 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

10.7.2 Calcul du ferrailage :

10.7.2.1 Calcul du ferrailage longitudinal :

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_{st} = \frac{129.38 \times 10^3}{32734.83} = 3.95 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité

En prend la section minimale :

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

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times 0.30 \times 0.27 \times 2.1 / 400$$

$$\Rightarrow A_{st \text{ min}} \geq 1.14 \text{ cm}^2$$

✓ Le R.P.A 99 V2003 exige que :

$$A_{st \text{ min}} = 0.5(b \times h) = 0.005(30 \times 30)$$

$$\Rightarrow A_{st \text{ min}} = 4.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.95 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ min}} = 4.50 \text{ cm}^2.$$

Donc le ferrailage choisi : $A_{st} = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$

10.7.2.2 Calcul du ferrailage transversal :

En traction les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce

Donc, Le choix de la section d'un seul cours transversal sera : $A_t = 4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

❖ Espacement des cadres :

- D'après le RPA 99 version 2003 on a :

$$S_t \leq \text{Min}(15\phi l, 20\text{cm})$$

$$S_t \leq \text{Min}(15 \times 1.20; 20\text{cm})$$

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

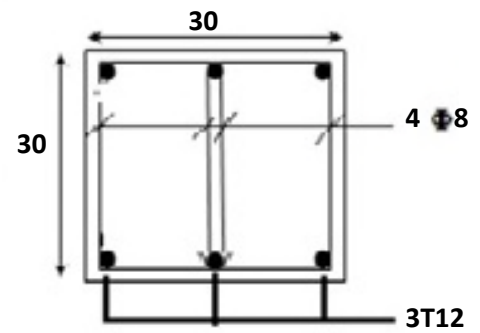


Figure. 10.3 : ferrailage de la longrine.

Chapitre 11

Chapitre 11

Etude économique

11.1 Introduction :

L'environnement des entreprises est de plus en plus évolutif. La durée de vie des produits se réduit au point de voir les sociétés amenées à trouver de nouveaux moyens pour survivre. Pour relever les défis, il a fallu chercher à améliorer les méthodes de maîtrise des processus, et identifier une fonction supplémentaire dans les entreprises humaines : le management de projet.

11.2 Le management de projet :

Le management de projet est l'ensemble des actions engagées par une ou des organisation(s) afin de définir/concevoir un projet, de le lancer et de le réaliser. Il ne relève pas seulement de l'application d'outils de gestion, mais d'un système de gestion à part entière. Le management de projet combine la gestion de projet, et la fonction de direction de projet en charge de la définition des objectifs (coûts, délais, spécifications techniques), des actions politiques, des aspects financiers et de l'organisation du travail collectif des équipes projets.

11.3 Projet :

Un projet est un ensemble finalisé d'activité et d'actions entreprises dans le but de répondre à un besoin défini dans des délais fixés et dans la limite de l'enveloppe budgétaire allouée.

Un projet comprend un objectif défini devant être livré dans un délai et à un cout convenu, un système dynamique à maintenir en équilibre, chaque changement déséquilibre le projet.

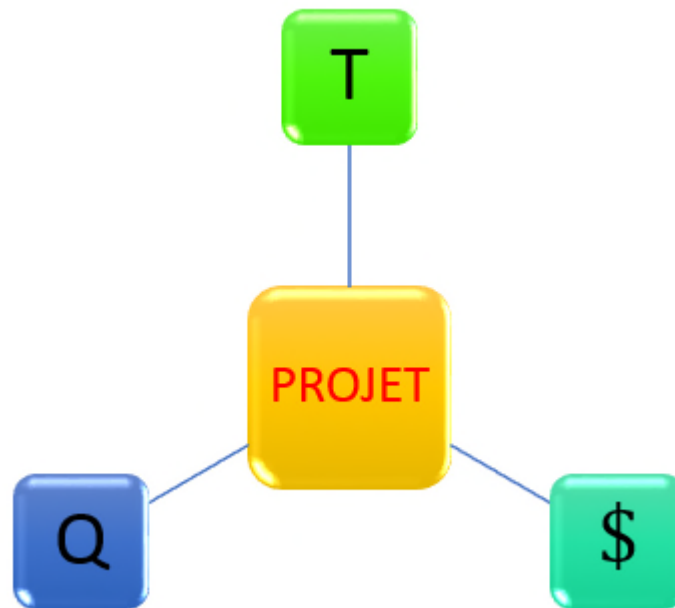


Figure 11.1 : Les triples contraintes de projet.

11.4 Cycle de vie d'un projet : Avant la réalisation d'un bâtiment ,tous les maîtres d'ouvrage doivent respecter des procédures d'études spécifiques, quand il s'agit de la construction d'un bâtiment ,la nomenclature et le déroulement des procédures fluctuent suivant les maîtres d'ouvrages et suivant l'importance du projet. Cependant, on distingue généralement quatre grandes phases. La fin d'un groupe de processus n'est pas le préalable au début d'un autre. A titre d'exemple, la phase suivie et maîtrise qui est appelée à chevaucher les autres groupes de processus .Etude préliminaire, Conception, Définition et Fermeture. Certaines des phases se scindent en deux ou trois étapes. La figure ci-dessous (figure 11.2) présente les grandes lignes du cycle de vie d'un projet de bâtiment.

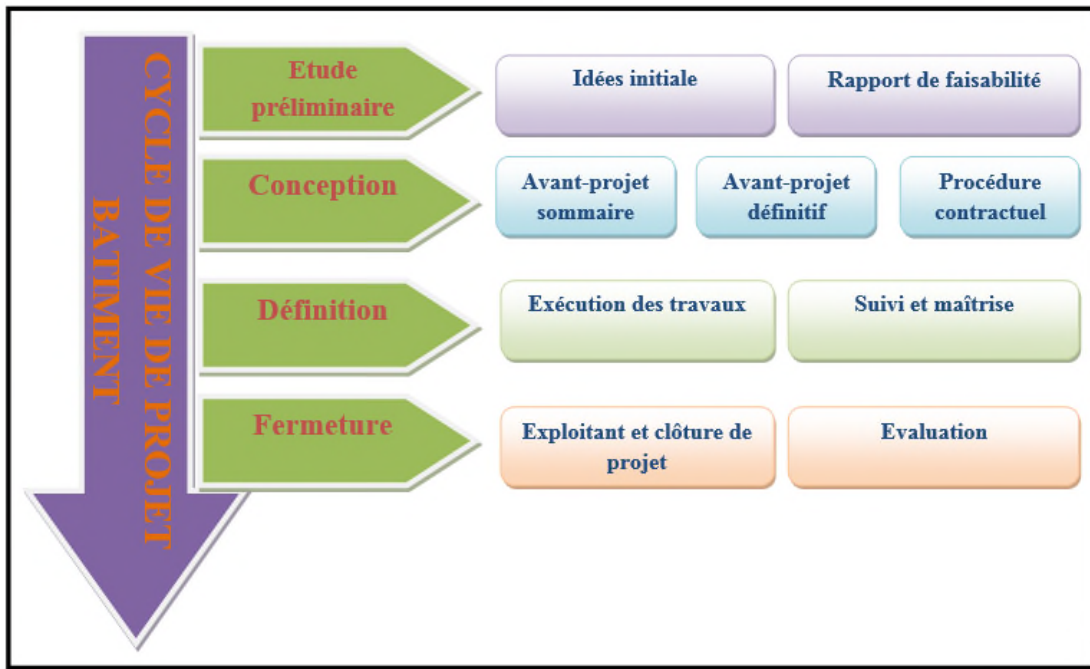


Figure 11.2 : Cycle de vie d'un projet bâtiment.

11.4.1. Phase 1 : « Etudes préliminaires » L'objectif de cette phase est de définir le parti d'aménagement et les fonctions que devra assurer l'infrastructure projetée et de s'assurer de la faisabilité technique, environnementale et financière du projet .On distingue généralement deux grandes étapes :

11.4.1.1 Étape 1: « L'idée initiale »

Dans cette première étape les objectifs du projet sont déterminés, les tâches et les responsabilités sont spécifiées. Un certain nombre d'idées, de projets et programmes sont exposés dans les grandes lignes. Les idées de projets et d'autres opérations sont identifiées et examinées en vue d'être éventuellement approfondies.

11.4.1.2 Étape 2 : « Rapport de faisabilité »

La pertinence de l'idée de projet par rapport aux problèmes et sa faisabilité sont des questions clés à étudier.

L'étude de faisabilité d'un projet peut être réalisée pour permettre d'identifier, de sélectionner ou d'examiner les idées spécifiques et de définir quelles sont les études supplémentaires, éventuelles et nécessaires. Elle devrait décrire la conception du projet dans tous ses détails opérationnels, en tenant compte de tous les aspects politiques, techniques, économiques, financiers, institutionnels, environnementaux,

socioculturels...L'objet de cette étude est d'identifier, d'évaluer et de mesurer les effets directs et indirects à court, moyen et long terme du projet et de proposer les mesures adéquates pour limiter les effets négatifs du projet.

Le maître d'ouvrage lors de cette étape doit définir un programme. Arrêter une enveloppe financière prévisionnelle sur la base des études préliminaires. Les études préliminaires elles-mêmes sont sous la responsabilité du maître d'œuvre.

Elles explorent une ou plusieurs solutions techniques, suffisamment détaillées, pour permettre de répondre aux fonctions, exigences et contraintes du rapport de faisabilité.

Ce rapport définit également les processus de suivi, d'expertise et de contrôle qu'il entend mettre en œuvre tout au long de la conception et de la réalisation de l'ouvrage. Il a le niveau de détail nécessaire et suffisant pour permettre au maître d'œuvre d'apporter un premier niveau de réponse équivalent à l'avant-projet sommaire.

11.4.2. Phase 2 : « Conception »

La conception permet d'énoncer les grandes lignes de l'ensemble du projet et d'élaborer un plan de projet ayant pour objet de déterminer ce qui doit être fait et par qui. Il s'agit donc de planifier la réalisation du projet en mettant l'accent sur les objectifs, le contenu et le respect des délais et des coûts. Elle est constituée de trois étapes :

Avant-projet sommaire.

Avant-projet définitif.

Procédure contractuelle.

11.4.2.1 Étape 1 : « Avant-projet sommaire (APS) »

Les études d'avant-projet sommaire consisteront à caler un ou plusieurs tracés à étudier le côté géologique, géotechnique, hydrologique, topographique, financier etc.. Elles permettent de préciser et de définir le meilleur tracé. L'adhérence des possibilités doit être régulièrement estimée par rapport aux avantages du maître d'ouvrage.

Les études d'avant-projet sommaire comportent une étude d'impact. Cette dernière est réalisée sur les bases d'études environnementales. Pour les projets de grande importance, le dossier comprend en outre, une étude socioéconomique.

Elle vise la protection des milieux naturels, paysage et patrimoine bâti, l'utilisation rationnelle des ressources naturelles et enfin les effets sanitaires que génèrent les grands projets de construction de bâtiments.

11.4.2.2 Étape 2 : « Avant-projet définitif (APD) »

Dans cette étape, les études précises sont lancées. Le tracé sera alors défini précisément, ainsi que l'ensemble des détails de construction, dont la durée et le coût de réalisation. Maître d'ouvrage et maître d'œuvre sont les acteurs concernés.

Les études d'avant-projet définitif ont pour objet de dimensionner toutes les caractéristiques géométriques et techniques et pour rédiger les clauses administratives du projet. Des sondages complémentaires seront souvent nécessaires pour parfaire les études géotechniques en matière de matériaux réutilisables et d'études de stabilité.

La recherche de toutes les solutions tendant à l'équilibre des terres doit être une priorité absolue. La prise en compte des conditions météo les plus plausibles lors de la réalisation des travaux de terrassement devra s'effectuer au niveau du rapport géotechnique.

La variante retenue à l'issue de l'avant-projet sommaire est élaborée en profondeur avec une fixation des coûts à partir des calculs précis des quantités tout en définissant les caractéristiques des éléments nécessaires à sa réalisation.

11.4.2.3 Étape 3 : « Procédure contractuelle »

Une fois le projet parfaitement défini, il y a lieu de passer à son exécution. Le maître d'ouvrage établit alors un dossier d'appel d'offres. Ce document contiendra tous les éléments techniques qui définiront le projet à réaliser, les référentiels et les normes techniques à prendre en compte. Il définira les conditions économiques et réglementaires de réalisation avec en particulier les modes de rémunération. Cette procédure définit en détail toutes les activités, les interactions et les rôles et responsabilités correspondants.

Les procédures de choix du maître d'œuvre, permises par le code des marchés publics.

La procédure négociée offre la possibilité d'un dialogue fructueux entre le maître d'ouvrage et le futur maître d'œuvre pour l'élaboration du contrat qui va les lier tout au long de l'opération

11.4.3. Phase 3 : « Définition »

La phase de définition permet de diriger et piloter l'exécution du projet et de surveiller et maîtriser le travail du projet. Elle est constituée de deux étapes

« Exécution des travaux » et « Suivi des travaux ».

11.4.3.1 Étape 1 : « Exécution des travaux »

L'exécution technique et financière est le sujet de cette étape. Les acteurs impliqués sont l'entreprise qui réalise les travaux, le maître d'ouvrage qui rémunère l'entreprise et le maître d'œuvre qui effectue le contrôle technique. Les règles applicables à l'exécution des travaux sont définies par le code des marchés publics et surtout par les cahiers des charges.

Il est nécessaire de prévoir une phase de préparation du chantier. Le début de la phase de préparation des travaux est fixé à la date de la notification du marché qui est l'acte par lequel le maître d'ouvrage signifie officiellement au titulaire l'engagement de l'administration.

Le maître d'ouvrage doit assurer à la disposition de l'entrepreneur, les terrains nécessaires et il doit à cette occasion lui délivrer un plan général d'implantation de l'ouvrage.

Ainsi l'entrepreneur doit-il assurer une exécution conforme des prestations. De même encore l'entrepreneur doit-il exécuter les travaux dans le délai prévu au marché. Le délai d'exécution des travaux est un élément fondamental de l'économie du contrat puisqu'il détermine au moins partiellement le coût global de l'opération.

Le délai d'exécution des travaux part en principe de la date de notification du marché et expire à la date d'achèvement des travaux fixés par le maître de l'ouvrage à l'occasion des opérations de réception.

11.4.3.2 Etape 2 : « Suivi des travaux »

Les processus du groupe « Suivi et maîtrise » permettent l'observation de l'exécution du projet dans le but de relever les écarts par rapport au plan de gestion du projet et d'assurer la bonne intégration des modifications ou changements approuvés dans le cadre du projet. Ce groupe de processus peut par exemple comprendre :

La surveillance des activités en cours par rapport au plan de gestion de projet, notamment sur le plan du contenu, des délais et des coûts; la vérification de la conformité des biens livrables par rapport aux normes applicables et aux objectifs du projet; le suivi des modifications et la maîtrise de celles-ci afin que seules les modifications approuvées soient mises en œuvre; l'élaboration des rapports d'avancement et leur diffusion aux intervenants concernés. Analyser, suivre et surveiller les risques du projet pour s'assurer que les risques, sont identifiés, que leur état fait l'objet d'un rapport et que les plans appropriés des réponses aux risques sont exécutés.

Cette surveillance continue apporte une vision sur l'évolution du projet et permet généralement de ramener le projet en conformité avec sa planification. Lorsque les écarts sont trop importants, le groupe « Suivi et maîtrise » peut conduire à recommander la mise à jour du plan de gestion de projet.

Les processus du groupe « Suivi et maîtrise » sont effectués tout au long du projet. Les activités qui en découlent s'appliquent donc à travers les quatre autres groupes de processus du cycle de gestion de projet : Etude préliminaire, Conception, Définition et Fermeture.

11.4.4. Phase 4 : « fermeture»

La phase de clôture est la dernière phase du projet, elle met formellement fin à toutes les activités du projet et permet d'évaluer l'adéquation de solution retenue avec les besoins d'origine.

11.4.4.1 Étape 1 : « Exploitant et clôture de projet »

La réception des travaux et la procédure de clôture s'effectue dans cette étape. Comme c'est schématisé dans la figure suivante :



FIGURE 11.3 : les procédures effectuées dans l'étape exploitant et clôture de projet.

11.4.4.2 Étape 2 : « Evaluation »

Appréciation périodique d'un projet en termes d'efficience, d'efficacité, d'impact, de viabilité et de pertinence dans le cadre des objectifs fixés. Elle se fait généralement comme analyse indépendante portant sur le contexte, les objectifs, les résultats, les activités et moyens déployés en vue de tirer des leçons susceptibles d'orienter la prise de décision.

11.5. LES ACTEURS DU PROJET DE CONSTRUCTION D'UN BATIMENT:

Les Acteurs d'un projet de construction d'un bâtiment sont les différents intervenants qui participent à l'élaboration et à la réalisation d'un projet de bâtiments. Ce projet associe un ensemble d'acteurs directement ou indirectement concernés, ils peuvent être moteurs, décideurs, mais aussi opposants. Le maître d'ouvrage : cette fonction est remplie par une personne morale pour le compte de laquelle un ouvrage est construit. La maîtrise d'ouvrage doit mener ou commander des études d'opportunité et de faisabilité, définir un programme, arrêter une enveloppe financière prévisionnelle, conclure avec la maîtrise d'œuvre et les entrepreneurs qu'elle choisit, les contrats ayant pour objet les études et l'exécution des travaux. Selon le type de projet à

conduire, la maîtrise d'ouvrage peut disposer ou non en interne de l'expérience et des compétences nécessaires.

Le maître de l'ouvrage définit dans le programme les objectifs de l'opération et les besoins qu'elle doit satisfaire, ainsi que les contraintes et exigences de qualité sociale, urbanistique, architecturale, fonctionnelle, technique et économique, d'insertion dans le paysage et de protection de l'environnement, relatives à la réalisation et à l'utilisation de l'ouvrage.

Dans certains cas, le maître d'ouvrage peut être amené à rechercher une assistance à l'extérieur, vers l'acteur que nous appellerons assistance à maîtrise d'ouvrage. Celui-ci peut être de nature très diverse : chargé de l'étude prospective de la programmation et de la conduite de projet, conseiller pour l'accompagnement d'une réalisation, aide à la gestion de l'exploitation, aide juridique, expertise environnementale.

Le maître d'œuvre : cette fonction est remplie par une personne morale choisie par la maîtrise d'ouvrage. Le maître d'œuvre a la charge et la responsabilité de la conception et du contrôle d'exécution de l'ensemble des ouvrages à réaliser. Il doit s'assurer du respect des choix arrêtés par la maîtrise d'ouvrage, en participant à la traduction de ses choix en termes de conception. Il est garant du respect de la réglementation.

Enfin, il assure le respect des stipulations contractuelles et des règles de l'art en assistant la maîtrise d'ouvrage dans la passation des contrats de travaux, et en s'assurant, lors des opérations de réception, de la bonne exécution et de la conformité de l'ouvrage. Ainsi, il concourt à la qualité du projet, au respect des délais et des coûts et assure le rôle de coordination des entreprises et de direction des contrats de travaux jusqu'à la réception.

La maîtrise d'œuvre peut s'appuyer sur des personnes réalisant des expertises nécessaires à la réalisation de sa mission (compétences techniques et économiques). Ces expertises font partie de la maîtrise d'œuvre et ne sont pas des assistants à maîtrise d'ouvrage, nous les appellerons prestations externes.

L'entrepreneur : Son activité est régie par les termes contractuels du marché. L'entrepreneur est chargé d'exécuter les travaux prévus au marché ou de les faire exécuter par des tiers sous-traitants pour des travaux spécialisés.

Les acteurs politiques : sont les membres des pouvoirs exécutifs ou législatifs qui ne sont pas dans le même rôle que celui du décideur. Ils peuvent se trouver à plusieurs niveaux politiques différents (Confédération, canton, district, commune, etc.) situés à un degré hiérarchique autre que celui du décideur .

Le fournisseur : cette fonction se distingue de celle du sous-traitant en ce qu'elle n'assure pas directement la réalisation des travaux, mais se borne à l'exécution d'une prestation mobilière (vente de matériaux ou de matériel, etc.) .

Le public : c'est l'ensemble des personnes qui constituent l'environnement humain du projet .

L'exploitant : cette fonction concerne la phase d'exploitation et de la maintenance de l'ouvrage. L'exploitant peut être le maître d'ouvrage, ou une entité séparée faisant l'objet d'un contrat spécifique avec le maître d'ouvrage .

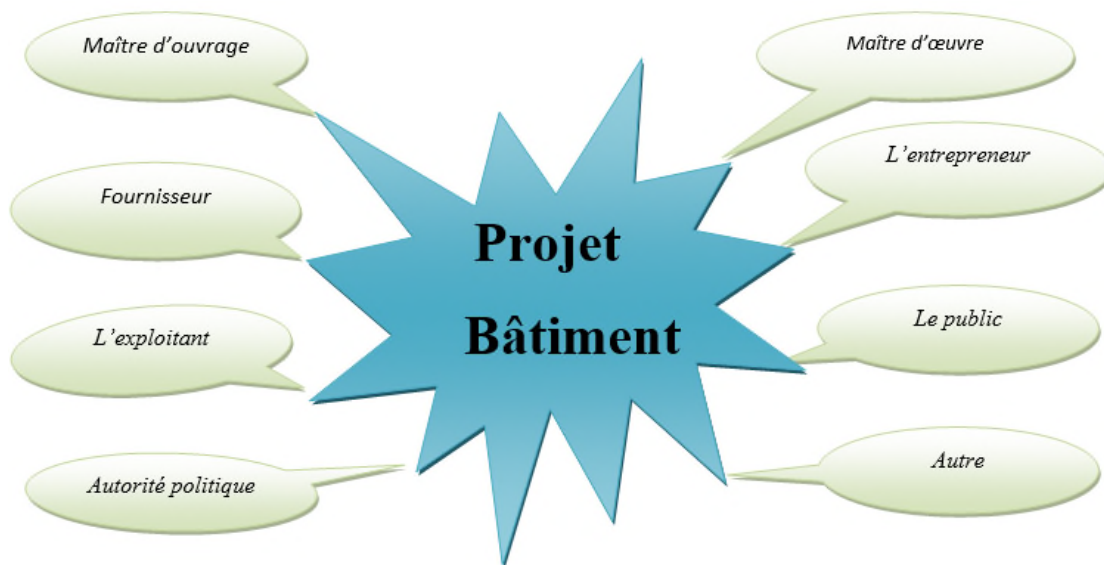


Figure 11.4 : les acteurs de projet de bâtiment.

11.6. LA WBS D'UN PROJET BATIMENT.

11.6.1. Origine :

Le concept de WBS a été développé par le département américain de la Défense (United States Département of Défense), pour piloter la mise au point du programme de missile Polaris en 1967 dans la Marine. Même si le terme n'était à l'époque pas

employé, il constitue la première application d'une décomposition hiérarchique axée sur les tâches et activités à produire pour atteindre les livrables (résultats) voulus. C'est en 1962 que la NASA et l'industrie aéronautique publient un article qui décrit l'approche WBS. En 1968, le département américain de la Défense publie une notice définissant l'utilisation de cette méthode de projet dans l'industrie aéronautique.

11.6.2. Qu'est-ce qu'un WBS (Work Breakdown Structure) ?

Une structure WBS (work breakdown structure), fondement essentiel de tout projet, permet de découper l'ensemble du travail à accomplir en sections gérables. Le guide PMBOK ("Project Management Body of Knowledge"), conçu et réalisé par le Project Management Institute, définit le WBS en tant que "découpage hiérarchique en livrables spécifiques des travaux à exécuter".

Un WBS de projet permet donc de décomposer celui-ci visuellement en unités gérables et appréhendables par tous les membres de l'équipe, chaque niveau du WBS permettant d'approfondir le détail des tâches jusqu'au niveau final : les tâches concrètes à réaliser. Le WBS divise visuellement l'ensemble du projet en plusieurs sous-ensembles qui sont compréhensibles et appréhendables par l'équipe assignée au projet. Chaque niveau du projet propose plusieurs sous-niveaux, jusqu'à arriver au niveau final : les tâches concrètes à réaliser.

Le chef de projet crée la structure WBS en identifiant les grands ensembles du projet, puis en les divisant en sous-ensembles jusqu'à arriver aux tâches concrètes du projet qu'il est possible d'assigner à des personnes spécifiques. Les tâches nécessaires à l'obtention de chaque sous-ensemble, ainsi identifiées et regroupées, représentent l'unité de travail à accomplir pour produire le sous-livrable correspondant.

Du point de vue des coûts, ces unités de travail sont généralement allouées à des départements spécifiques au sein de l'entreprise, dont ils ont la responsabilité. Ces départements, ou centres de coûts, qui figurent généralement sur l'organigramme de la société en tant qu'entités distinctes, se voient allouer un budget en fonction des tâches à réaliser. En mettant en parallèle le découpage du projet (WBS) avec ces centres de coût, l'entreprise dispose ainsi non seulement d'une vue globale de la progression du projet, mais également de son impact financier.

11.6.3. En quoi le projet bénéficie-t-il d'une structure WBS ?

En plus d'offrir une représentation visuelle du travail à réaliser, le WBS présente de nombreux autres avantages. Ainsi, en répartissant le budget total du projet entre les niveaux supérieurs de la structure WBS, il est possible d'évaluer très rapidement la part à attribuer à chaque département ou centre de coût. En allouant ensuite des estimations de coûts et de temps à chacun des sous-ensembles de la structure WBS, le chef de projet peut dégager le planning global du projet et son budget. Au fur et à mesure de l'avancement du projet, le suivi des sous-ensembles "à risque" du WBS vont permettre l'identification en temps utile des problèmes éventuels d'organisation, de ressources ou de financement.

Une structure WBS peut également être utilisée pour identifier les risques d'un projet. Ainsi, une branche incomplètement ou incorrectement définie dans le WBS représente une faille potentielle dans la définition du projet dans son ensemble. Il revient au chef de projet de répertorier ces risques dans un rapport de projet et d'en suivre l'évolution attentivement. En outre, l'intégration de la structure WBS avec l'organigramme de la société permet l'identification des points de communication possibles et la formulation d'un plan de communication au travers de l'entreprise.

Si une unité de travail ou un sous-livrable prend du retard, il suffira au chef de projet d'examiner la structure WBS pour identifier les livrables de plus haut niveau susceptibles d'être affectés. Il est aussi possible d'adopter un code de couleurs pour mettre en évidence le statut des sous-livrables, par exemple rouge pour les tâches en retard, jaune pour les tâches à risque, vert pour les tâches en cours et bleu pour les tâches terminées. D'un simple coup d'œil, le chef de projet peut alors évaluer l'état d'avancement du projet, et attirer l'attention de ses interlocuteurs sur ses points essentiels .

11.6.4. Comment déployer un WBS (Work Breakdown Structure)

Voici les règles principales à observer lors de la mise en place d'une structure WBS :

- Le niveau le plus haut de la hiérarchie représente le livrable final, à savoir le projet lui-même.
- Les sous-livrables correspondent aux unités de travail assignées aux divers départements de l'entreprise.

- Les éléments du WBS n'ont pas tous besoin d'être définis avec le même nombre de niveaux
- Chaque unité de travail doit définir l'effort, la durée et le coût des tâches à accomplir pour produire le sous-livrable correspondant.
- En principe, chaque unité de travail doit pouvoir être accomplie en moins de 10 jours.
- Les unités de travail de la structure WBS doivent être indépendantes les unes des autres.

11.7 PLANIFICATION ET ORDONNANCEMENT :

11.7.1 Introduction :

- Dans notre projet de fin d'étude nous avons besoin d'une estimation précise des ressources nécessaires pour la planification ainsi les couts de chaque tache et le cout total de réalisation de cette structure.
- Pour une planification rapide et efficace on a utilisé Microsoft Office Project qui nous offre une gamme complète d'outils pour produire les prévisions de notre projet.
- Microsoft Office Project est un logiciel de gestion de projets édité par Microsoft. Il permet aux chefs de projets et aux planificateurs de planifier et piloter les projets, gérer les tâches, les ressources, les charges de travail, les couts, et les calendriers.

11.7.2 Définition de la planification de projet :

- C'est l'activité qui consiste à déterminer et à ordonnancer les tâches du projet, à estimer leurs charges et à déterminer les profils nécessaires à leur réalisation.
- Les objectifs du planning sont les suivants :
- Déterminer si les objectifs sont réalisés ou dépassés.
- Suivre et communiquer l'avancement du projet.
- Affecter les ressources aux tâches.

11.7.3 Le découpage du projet :

La conduite d'un projet repose sur un découpage chronologique (phases) du projet en précisant

- Ce qui doit être fait (tâches).
- Par qui cela doit être fait (Ressources).
- Comment les résultats (Livrables) doivent être présentés.
- Comment les valider (Jalons).

La tâche :

Une tâche est une action à mener pour aboutir à un résultat.

A chaque tâche, il faut associer :

- Un objectif précis et mesurable.
- Des ressources humaines, matérielles et financières adaptées.
- Une charge de travail exprimée en nombre de journées, et de travailleurs.
- Une durée ainsi qu'une date de début et une date de fin.

Dans le cadre du planning, les tâches sont reliées entre elles par des relations de dépendance.

- ✓ Liaison Fin-Début : l'activité amont doit s'achever avant que l'activité aval ne commence.
- ✓ Liaison Fin-Fin : l'activité amont doit s'achever avant que l'activité aval ne finisse.
- ✓ Liaison Début – Début : L'activité amont doit commencer avant que l'activité aval ne commence.
- ✓ Liaison Début-Fin : L'activité amont doit commencer avant que l'activité aval ne finisse.

Un jalon :

Les jalons d'un projet se définissent comme :

- Des événements clé d'un projet, montrant une certaine progression du projet.
- Des dates importantes de réalisation d'un projet.
- Une réalisation concrète (production de livrables).

Un livrable :

Un livrable est un résultat qui découle de l'achèvement d'une partie du projet (document, réalisation,...) ou du projet lui-même.

Le chemin critique :

C'est l'ensemble des tâches pour lesquelles toutes les marges sont nulles. Les dates de début au plus tôt et au plus tard, les dates de fin au plus tôt et au plus tard sont confondues.

Diagramme de GANTT :

Le diagramme de GANTT est un graphique (chrono gramme) qui consiste à placer les tâches chronologiquement en fonction des contraintes techniques de succession (contraintes d'antériorités).

Diagramme de GANTT de notre projet est (voir l'annexe B).

11.7.4 Définition des ressources :

Après la subdivision des tâches on doit relier chaque tâche avec une ressource correspondante soit matérielles soit humaines.

➤ **Ressources humaines :**

Dans notre projet on a huit groupes :

- Groupe ingénieur : qui s'occupe de tout ce qui est suivi et contrôle.
- Groupe coffreur : qui s'occupe de tout ce qui est tâche coffrage dans le projet.
- Groupe ferrailleur : qui s'occupe de tout ce qui est tâche ferrailage dans le projet.
- Groupe maçon : qui s'occupe de tout ce qui est tâche maçonnerie.
- Groupe électriciens : qui s'occupe de tout ce qui est tâche d'électricité dans le projet.
- Groupe de plomberie : qui s'occupe de tout ce qui est tâche plomberie dans le projet.
- Groupe de menuiserie : qui s'occupe de tout ce qui est tâche menuiserie dans le projet.
- Groupe de peinture : qui s'occupe de tout ce qui est tâche peinture dans le projet.

➤ **Ressources matérielles :**

On distingue deux types de ressources matérielles

❖ **Matériaux :**

Tableau 11.1 : les ressources matérielles (Matériaux) du projet.

Béton	Dalle de sol
Fer pour ferrailage	Carrelage granito
Brique	Gains d'électricité
Enduit en ciment	Plinthe en terre cuite
Hourdis	Faïence
Treillis soudés	Projecteurs électriques
Enduit en ciment	Cadre portes et fenêtres
Remblai	Panneau d'affichage
Bois pour coffrage	Lampe et douille
Gravillon roulé	Fils d'électricité
Feuille de polystyrène	Tuile
Boîtes d'interrupteurs	Tube en béton pour l'eau usée

❖ **Engins :**

- Tracteur pour eau
- Camion 10 tonnes
- Grue
- Chargeur
- Pelle hydraulique
- Pompe à béton.

11.7.5 Estimation des (cout et taches) :

L'estimation du cout des tâches se fait en introduisant deux paramètres, la durée et le cout de la tâche aux ressources utilisées pour réaliser cette tâche.

Après l'introduction de toutes les informations (les tâches avec leur durée et coût estimé avec les ressources) sur logiciel MS Project 2003 on obtient les résultats suivants :

- ✓ La durée du projet est de 421 jours de travail.
- ✓ Le début du projet est prévu le : 15/05/2016
- ✓ La fin du projet est prévu le : 17/09/2017
- ✓ Le coût brut du projet est de : 118 599 909,01 DA.

11.7.6 Courbe financière :

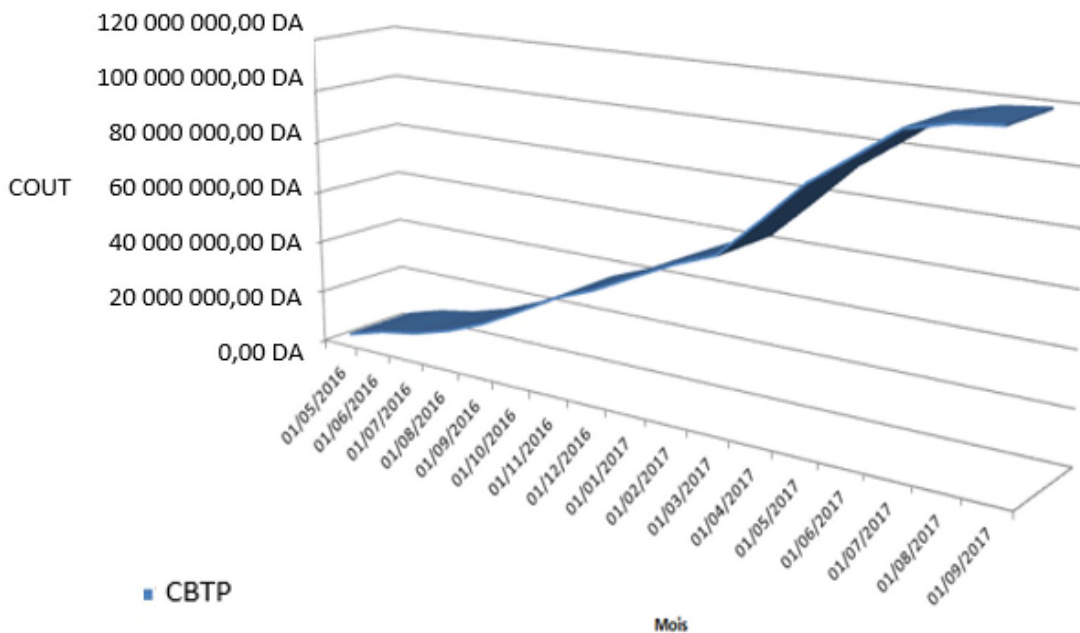


Figure 11.5 courbe financière (courbe en S).

11.8 Conclusion :

En guise de conclusion, la gestion de projet est un ensemble de techniques d'identifier, planifier et de piloter un projet.

Toutefois l'évolution actuelle a fait susciter l'aspect managériale afin d'avoir une plus grande valeur ajoutée qui permet la conduite du projet vers la réussite.

Ces techniques et outils ne peuvent fonctionner pleinement que dans le cadre d'une gestion par projet.

En effet, nous avons voulu montrer, dans ce chapitre une technique du diagramme de GANTT qui permette l'estimation de coût du projet et facilite leur réalisation en respectant le budget approuvé.

Conclusion

Générale

CONCLUSION

Dans ce modeste travail nous avons fait l'étude d'un bâtiment (R+9+S.sol) à usage d'habitation, commerce et bureaux constituées d'une structure mixte (portique-voile).

Nous pensons que ce système de contreventement mixte conformément aux règlements technique en vigueur est très conseillé en zone sismique, parce qu'il représente une capacité de résistance satisfaisante.

A travers cette étude, nous avons pu assimiler nos différentes connaissances dans le domaine de calcul des bâtiments qui nécessite l'utilisation de l'outil informatique qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des structures (SAP 2000, AUTO-CAD), en tenant compte de la sécurité et la résistance structurale ; de la conception et l'exécution, sans oublier le coté économique.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

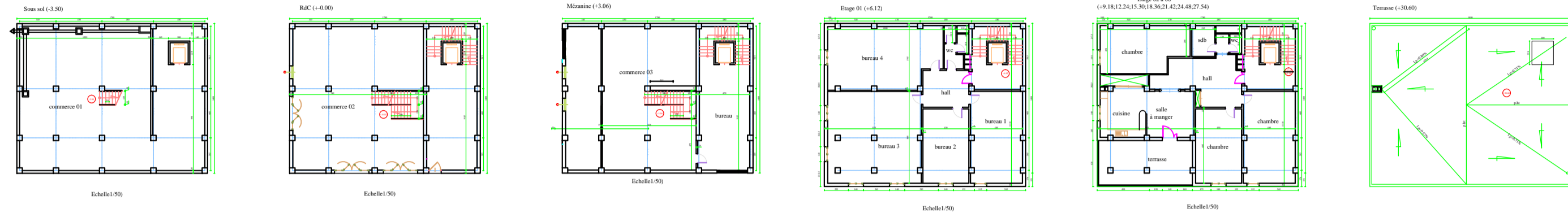
Références bibliographiques

- ❖ BAEL 91 Révisées 99 : « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites », Ministère de l'habitation.
- ❖ Règles parasismiques algériennes R.P.A 99 V 2003
- ❖ Cours de béton armé 3eme année licence et 1 er année master
- ❖ CBA93 : calcul des ouvrages en béton armé.
- ❖ Document technique réglementaire DTR B C 2 48
- ❖ Qu'est-ce qu'un WBS, in « [htm://www.workbreakdownstructure.fr](http://www.workbreakdownstructure.fr) ».
- ❖ Work breakdown structure ,in <http://www.tarrani.net/shared/WBSrefGuide3>.
- ❖ CHABANE.M et BENDAHMANE.Z, étude technique et économique d'un bâtiment RDC+9 étages, Chetouane Tlemcen, Master en génie civil, 2014, Faculté de technologie.
- ❖ « <http://www.gestion.de.projet.com> », [consulté le 11-05-2015].
- ❖ DENIS.M, liaison entre la conception et la gestion de projet : Projector, un prototype pour la planification, Mont blanc France, doctorat en génie civil, 1994, Université de Savoie.
- ❖ Ordre de l'Ingénieur du Québec, Montréal, 2011 [consulté le 25-04-2015], disponible à l'adresse « [https:// gpp.oiq.qc.ca/le-cycle-de-vie-d-un-projet.htm](https://gpp.oiq.qc.ca/le-cycle-de-vie-d-un-projet.htm) ».
- ❖ DJELTI.Y et ALIDAHMANE.I, étude d'un bâtiment 3SOUS-SOL+RDC+16 étages d'une forme irrégulière à usage multiple, Chetouane Tlemcen, Master en génie civil, 2014, Faculté de technologie.

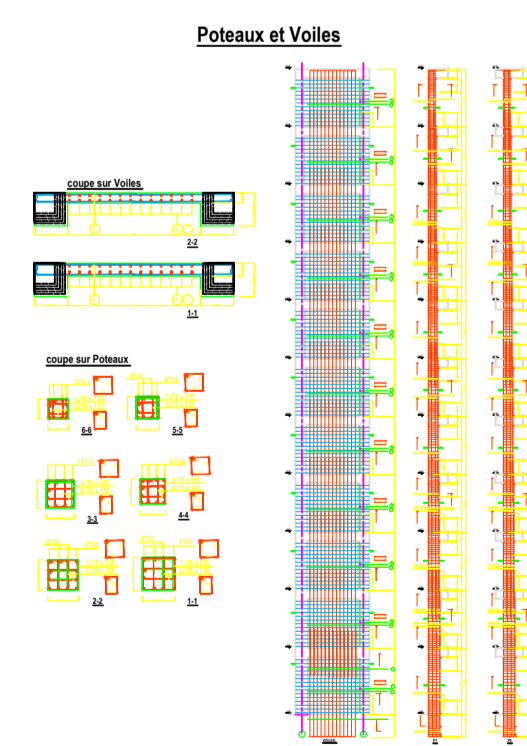
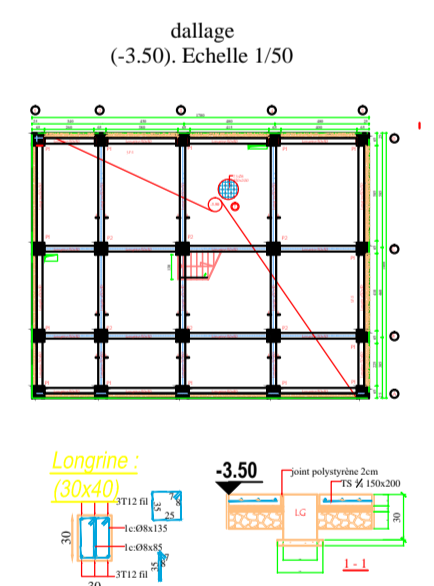
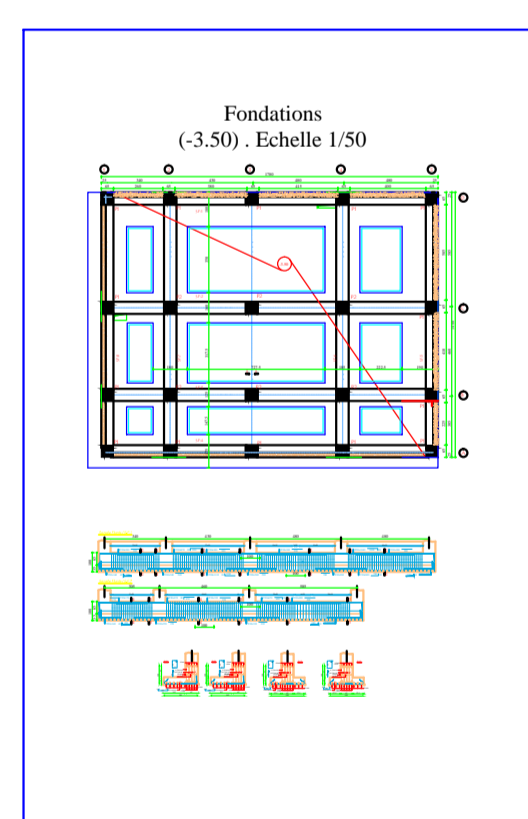
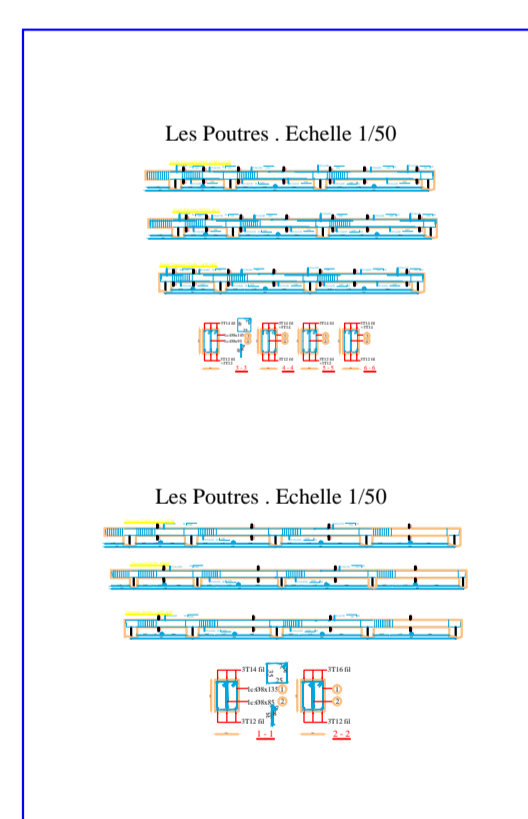
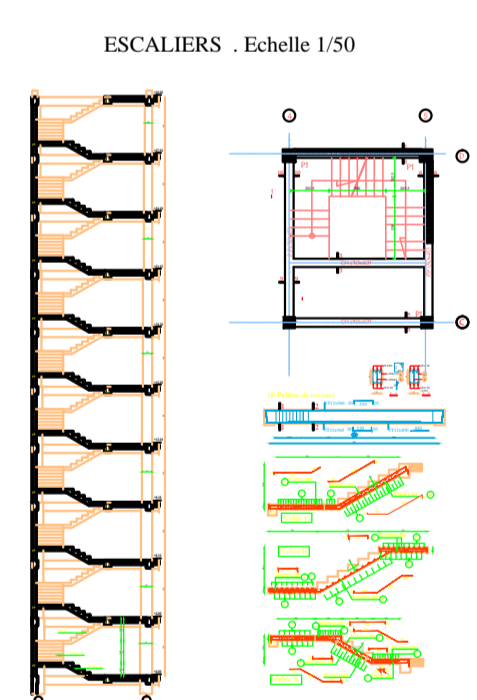
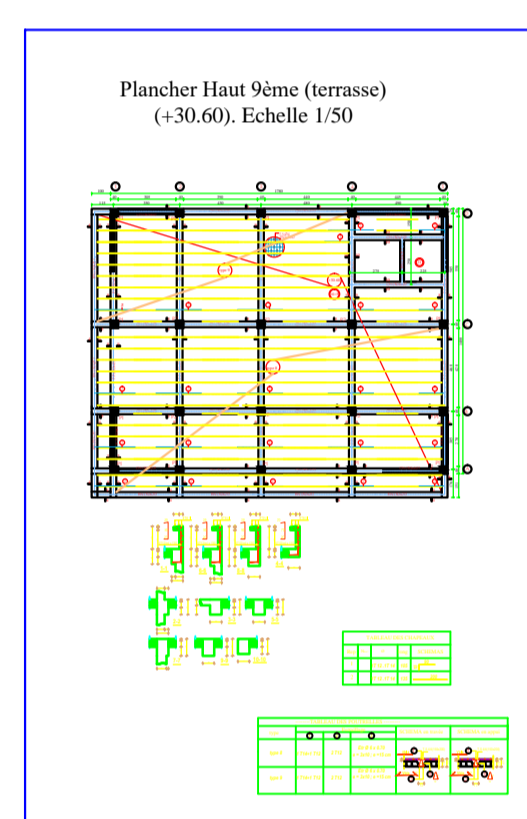
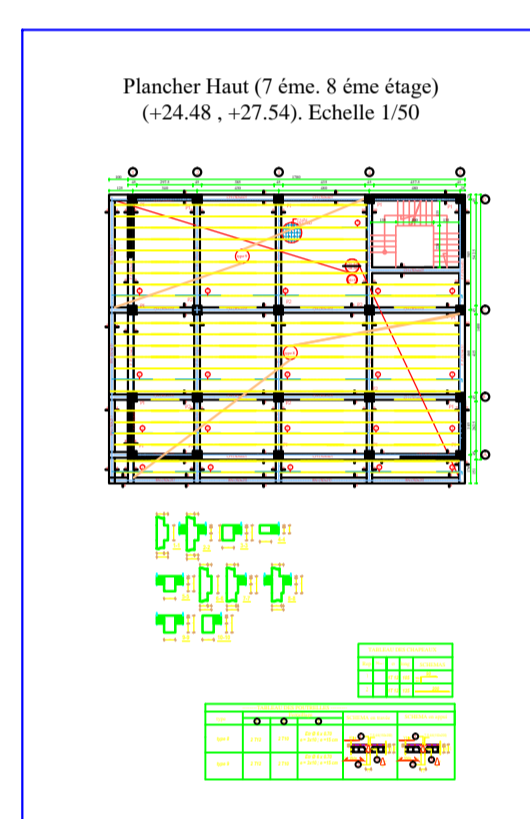
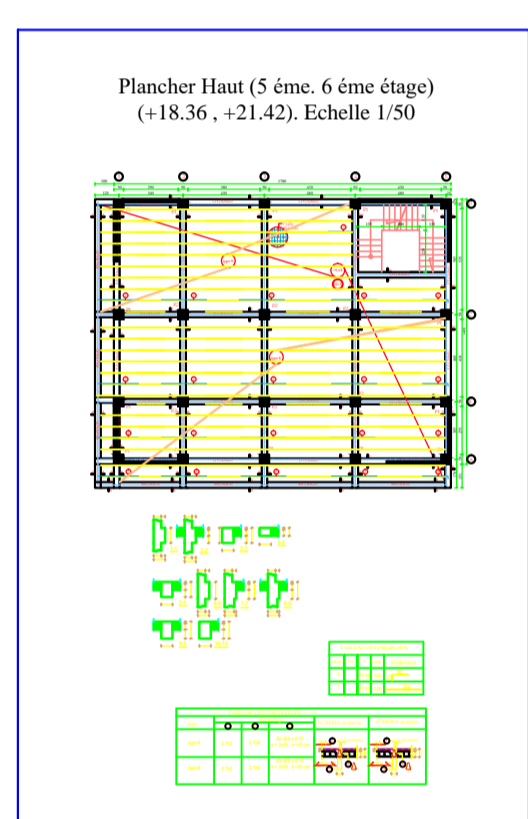
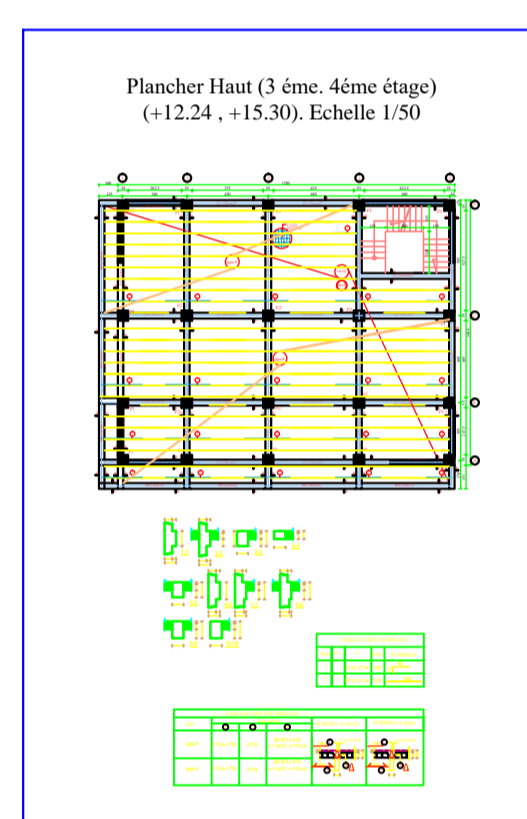
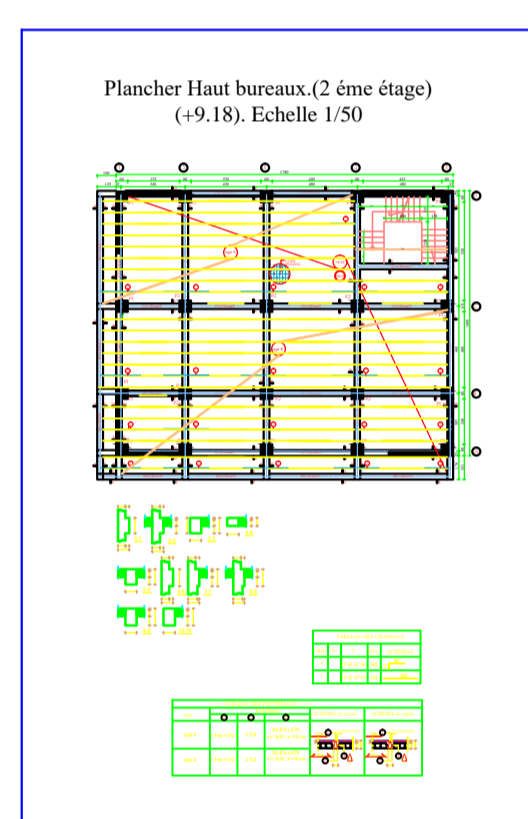
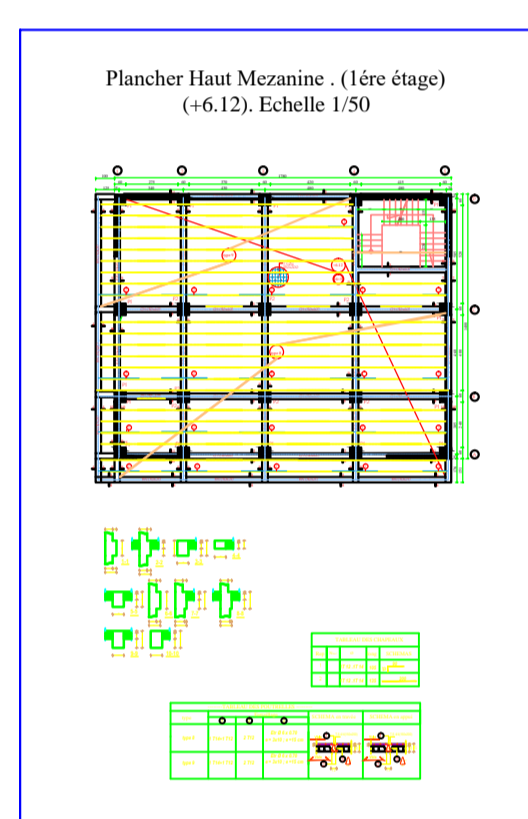
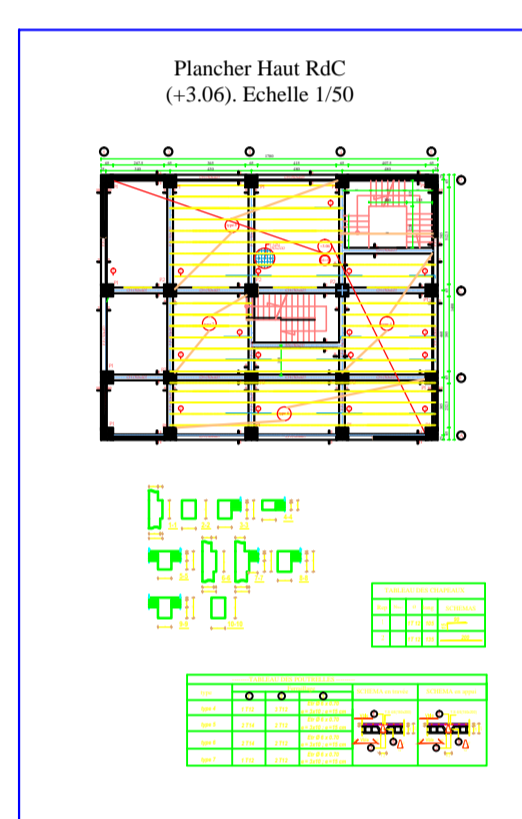
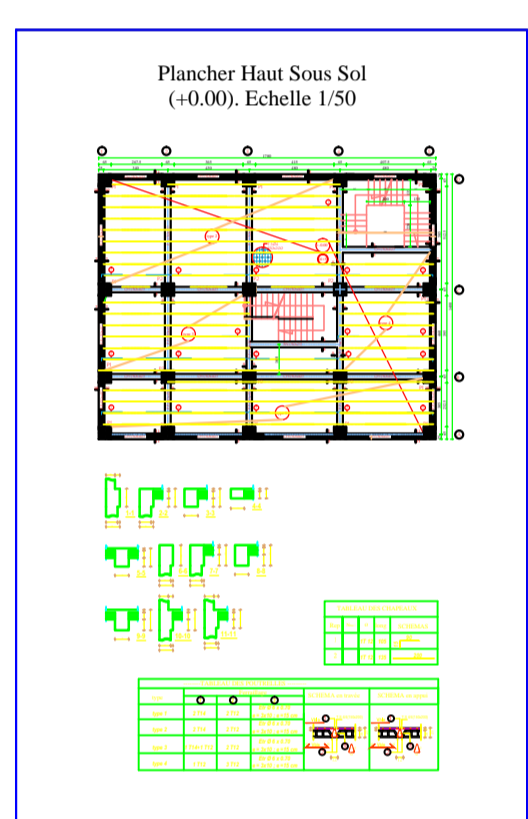
ANNEXES A

The image features the text "ANNEXES A" in a bold, dark brown, sans-serif font. The letters are rendered in a 3D style, appearing to stand on a white surface. A soft, light gray shadow is cast beneath the letters, extending slightly to the right and forward, giving the text a sense of depth and volume. The background is plain white.

ARCHITECTURE



PLANCHERS



ANNEXES B

The image features the text "ANNEXES B" in a large, bold, dark brown font. The letters are rendered in a 3D style, appearing to stand on a white surface. A soft, light gray shadow is cast beneath the text, extending slightly to the right and forward, giving it a sense of depth and volume. The background is plain white.

msproj11		
N°	Nom de la tâche	Coût total
0	msproj11	DA 118 599 909,01
1	1 Batiment SS,R+9	DA 118 599 909,01
2	1.1 installation de chantier	DA 2 159 915,00
3	1.2 terrassement	DA 58 440,00
4	1.3 Gros oeuvre (infrastructure)	DA 5 752 092,00
5	1.3.1 ferrailage des semelles filantes	DA 897 503,00
6	1.3.2 fouilles et remblai des fouilles	DA 396 400,00
7	1.3.3 fouilles en tranchées pour assainissement sur te	DA 21 455,00
8	1.3.4 préfabrication et pose des regards	DA 253 955,00
9	1.3.5 coffrage des semelles filantes	DA 52 104,00
10	1.3.6 coulage des semelles filantes	DA 1 283 365,00
11	1.3.7 Sous sol	DA 2 847 310,00
12	1.3.7.1 ferrailage des poteaux	DA 234 126,00
13	1.3.7.2 coffrage des poteaux	DA 64 140,00
14	1.3.7.3 ferrailage des voiles de soutènement	DA 64 493,00
15	1.3.7.4 coffrage des voiles de soutènement	DA 40 750,00
16	1.3.7.5 ferrailage des voiles de contreventement	DA 211 153,00
17	1.3.7.6 coffrage des voiles de contreventement	DA 133 885,00
18	1.3.7.7 bétonnage des poteaux et voiles	DA 850 565,00
19	1.3.7.8 ferrailage des poutres, chainages et poutre	DA 410 769,00
20	1.3.7.9 ferrailage des escaliers	DA 70 344,00
21	1.3.7.10 coffrage de la dalle et d'escaliers	DA 178 580,00
22	1.3.7.11 la pose d'hourdis	DA 198 175,00
23	1.3.7.12 coulage de la dalle , escaliers	DA 390 330,00
24	1.4 Superstructure	DA 48 266 842,01
25	1.4.1 RDC	DA 4 753 732,00
26	1.4.1.1 ferrailage des poteaux	DA 214 655,00
27	1.4.1.2 coffrage des poteaux RDC	DA 57 071,00
28	1.4.1.3 ferrailage des voiles de contreventement	DA 187 511,00
29	1.4.1.4 coffrage des voiles de contreventement	DA 59 235,00
30	1.4.1.5 bétonnage des poteaux et voiles	DA 457 045,00
31	1.4.1.6 ferrailage des poutres, chainages et poutre	DA 792 690,00
32	1.4.1.7 ferrailage d'escaliers	DA 71 520,00
33	1.4.1.8 coffrage d'escaliers	DA 17 935,00
34	1.4.1.9 coffrage de la dalle	DA 160 310,00
35	1.4.1.10 la pose d'hourdis	DA 195 215,00
36	1.4.1.11 coulage de la dalle et escaliers	DA 392 460,00
37	1.4.1.12 maçonnerie	DA 2 148 085,00
38	1.4.2 Etage1	DA 4 955 315,00
39	1.4.2.1 ferrailage des poteaux	DA 237 310,00
40	1.4.2.2 coffrage des poteaux	DA 53 399,00
41	1.4.2.3 ferrailage des voile de contreventement	DA 144 411,00
42	1.4.2.4 coffrage des voiles de contreventement	DA 82 660,00
43	1.4.2.5 bétonnage des poteaux et voiles	DA 421 595,00
44	1.4.2.6 ferrailage des poutres chainages et poutrel	DA 788 190,00
45	1.4.2.7 ferrailage d'escalier	DA 40 655,00
46	1.4.2.8 coffrage d'escalier	DA 9 235,00
47	1.4.2.9 coffrage de la dalle	DA 269 060,00
48	1.4.2.10 la pose d'hourdis	DA 199 915,00
49	1.4.2.11 coulage de la dalle et escalier	DA 419 460,00
50	1.4.2.12 maçonnerie	DA 2 289 425,00
51	1.4.3 Etage2	DA 4 985 787,00
52	1.4.3.1 ferrailage des poteaux	DA 188 585,00

msproj11

N°	Nom de la tâche	Coût total
53	1.4.3.2 coffrage des poteaux	DA 53 171,00
54	1.4.3.3 ferrailage des voiles de contreventement	DA 159 131,00
55	1.4.3.4 coffrage des voiles de contreventement	DA 84 935,00
56	1.4.3.5 bétonnage des poteaux et voiles	DA 422 325,00
57	1.4.3.6 ferrailage des poutres chainages et poutrel	DA 864 890,00
58	1.4.3.7 ferrailage d'escaliers	DA 34 905,00
59	1.4.3.8 coffrage d'escalier	DA 9 235,00
60	1.4.3.9 coffrage de la dalle	DA 272 510,00
61	1.4.3.10 la pose d'hourdis	DA 188 665,00
62	1.4.3.11 coulage de la dalle et escalier	DA 418 010,00
63	1.4.3.12 maçonnerie	DA 2 289 425,00
64	1.4.4 Etage3	DA 4 849 508,00
65	1.4.4.1 ferrailage des poteaux	DA 162 495,00
66	1.4.4.2 coffrage des poteaux	DA 49 727,00
67	1.4.4.3 ferrailage des voiles de contreventement	DA 154 711,00
68	1.4.4.4 coffrage des voiles de contreventement	DA 74 235,00
69	1.4.4.5 bétonnage des poteaux et voiles	DA 390 825,00
70	1.4.4.6 ferrailage des poutres chainages et poutrel	DA 792 690,00
71	1.4.4.7 ferrailage d'escalier	DA 34 905,00
72	1.4.4.8 coffrage d'escalier	DA 9 235,00
73	1.4.4.9 coffrage de la dalle	DA 257 710,00
74	1.4.4.10 la pose d'hourdis	DA 215 540,00
75	1.4.4.11 coulage de la dalle et escalier	DA 418 010,00
76	1.4.4.12 maçonnerie	DA 2 289 425,00
77	1.4.5 Etage4	DA 4 845 583,00
78	1.4.5.1 ferrailage des poteaux	DA 162 495,00
79	1.4.5.2 coffrage des poteaux	DA 49 727,00
80	1.4.5.3 ferrailage des voiles de contreventement	DA 147 311,00
81	1.4.5.4 coffrage des voiles de contreventement	DA 81 510,00
82	1.4.5.5 bétonnage des poteaux et voiles	DA 382 125,00
83	1.4.5.6 ferrailage des poutres chainages et poutrel	DA 792 690,00
84	1.4.5.7 ferrailage d'escalier	DA 34 905,00
85	1.4.5.8 coffrage d'escalier	DA 9 235,00
86	1.4.5.9 coffrage de la dalle	DA 257 610,00
87	1.4.5.10 la pose d'hourdis	DA 220 540,00
88	1.4.5.11 coulage de la dalle et escalier	DA 418 010,00
89	1.4.5.12 maçonnerie	DA 2 289 425,00
90	1.4.6 Etage5	DA 4 805 761,00
91	1.4.6.1 ferrailage des poteaux	DA 129 885,00
92	1.4.6.2 coffrage des poteaux	DA 46 055,00
93	1.4.6.3 ferrailage des voiles de contreventement	DA 142 211,00
94	1.4.6.4 coffrage des voiles de contreventement	DA 84 010,00
95	1.4.6.5 bétonnage des poteaux et voiles	DA 363 825,00
96	1.4.6.6 ferrailage des poutres chainages et poutrel	DA 792 690,00
97	1.4.6.7 ferrailage d'escalier	DA 34 890,00
98	1.4.6.8 coffrage d'escalier	DA 9 235,00
99	1.4.6.9 coffrage de la dalle	DA 260 110,00
100	1.4.6.10 la pose d'hourdis	DA 235 415,00
101	1.4.6.11 coulage de la dalle et escalier	DA 418 010,00
102	1.4.6.12 macoenerie	DA 2 289 425,00
103	1.4.7 Etage6	DA 4 808 576,00
104	1.4.7.1 ferrailage des poteaux	DA 129 885,00
105	1.4.7.2 coffrage des poteaux	DA 46 055,00

msproj11

N°	Nom de la tâche	Coût total
106	1.4.7.3 ferrailage des voiles de contreventement	DA 140 011,00
107	1.4.7.4 coffrage des voiles de contreventement	DA 89 010,00
108	1.4.7.5 bétonnage des poteaux et voiles	DA 363 825,00
109	1.4.7.6 ferrailage des poutres chainages et poutrel	DA 792 690,00
110	1.4.7.7 ferrailage d'escalier	DA 34 905,00
111	1.4.7.8 coffrage d'escalier	DA 9 235,00
112	1.4.7.9 coffrage de la dalle	DA 257 610,00
113	1.4.7.10 la pose d'hourdis	DA 237 915,00
114	1.4.7.11 coulage de la dalle et escalier	DA 418 010,00
115	1.4.7.12 maçonnerie	DA 2 289 425,00
116	1.4.8 Etage7	DA 4 814 479,00
117	1.4.8.1 ferrailage des poteaux	DA 111 085,00
118	1.4.8.2 coffrage des poteaux	DA 42 383,00
119	1.4.8.3 ferrailage des voiles de contreventement	DA 137 511,00
120	1.4.8.4 coffrage des voiles de contreventement	DA 93 785,00
121	1.4.8.5 bétonnage des poteaux et voiles	DA 336 825,00
122	1.4.8.6 ferrailage des poutres chainages et poutrel	DA 792 690,00
123	1.4.8.7 ferrailage d'escalier	DA 34 905,00
124	1.4.8.8 coffrage d'escalier	DA 9 235,00
125	1.4.8.9 coffrage de la dalle	DA 257 710,00
126	1.4.8.10 la pose d'hourdis	DA 290 915,00
127	1.4.8.11 coulage de la dalle et escalier	DA 418 010,00
128	1.4.8.12 maçonnerie	DA 2 289 425,00
129	1.4.9 Etage8	DA 4 738 794,00
130	1.4.9.1 ferrailage des poteaux	DA 107 165,00
131	1.4.9.2 coffrage des poteaux	DA 42 383,00
132	1.4.9.3 ferrailage des voiles de contreventement	DA 140 011,00
133	1.4.9.4 coffrage des voiles de contreventement	DA 96 285,00
134	1.4.9.5 bétonnage des poteaux et voiles	DA 328 850,00
135	1.4.9.6 ferrailage des poutres chainages et poutrel	DA 792 690,00
136	1.4.9.7 ferrailage d'escalier.	DA 34 905,00
137	1.4.9.8 coffrage d'escalier	DA 9 235,00
138	1.4.9.9 coffrage de la dalle	DA 260 110,00
139	1.4.9.10 la pose d'hourdis	DA 236 040,00
140	1.4.9.11 coulage de la dalle et escalier	DA 401 695,00
141	1.4.9.12 maçonnerie	DA 2 289 425,00
142	1.4.10 Etage9	DA 4 709 307,00
143	1.4.10.1 ferrailage des poteaux	DA 101 685,00
144	1.4.10.2 coffrage des poteaux	DA 38 711,00
145	1.4.10.3 ferrailage des voiles de contreventement	DA 137 511,00
146	1.4.10.4 coffrage des voiles de contreventement	DA 101 285,00
147	1.4.10.5 bétonnage des poteaux et voiles	DA 302 325,00
148	1.4.10.6 ferrailage des poutres chainages et poutrel	DA 792 690,00
149	1.4.10.7 ferrailage d'escalier	DA 34 905,00
150	1.4.10.8 coffrage d'escalier	DA 9 235,00
151	1.4.10.9 coffrage de la dalle	DA 257 610,00
152	1.4.10.10 la pose d'hourdis	DA 237 915,00
153	1.4.10.11 coulage de la dalle , escalier et dalle d'ac	DA 406 010,00
154	1.4.10.12 maçonnerie	DA 2 289 425,00
155	1.5 Terrasse inaccessible	DA 50 112 620,00
156	1.5.1 Acrotère	DA 402 730,00
157	1.5.2 assainissement	DA 2 200 000,00
158	1.5.3 finition	DA 25 500 000,00

msproj11

N°	Nom de la tâche	Coût total
159	1.5.4 électricité	DA 2 501 000,00
160	1.5.5 menuiserie	DA 7 002 400,00
161	1.5.6 climatisation	DA 0,00
162	1.5.7 plomberie	DA 4 501 500,00
163	1.5.8 peinture- vitrier	DA 7 500 140,00
164	1.5.9 nettoyage	DA 504 850,00