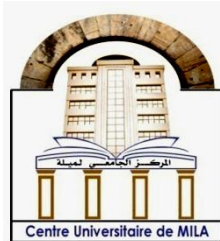


Centre Universitaire AbdelhafidBoussouf -Mila

Institut des Sciences et de Technologie

Département de Génie Civil et d'Hydraulique



N°Ref :.....

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme

de MASTER

Spécialité : GÉNIE CIVIL

Option : Structures

**ETUDE COMPARATIVE ENTRE LE REGLEMENT
PARASISMIQUE ALGERIEN RPA 99/2003 ET LE
CODE EUROPIEN EUROCODE8 :
EXEMPLE D'ETUDE D'UN BATIMENT R+5 EN
BETON ARME.**

Réalisé par :

- ❑ **Namous Hadjer**
- ❑ **Bouleghalegh Nesrine**

Soutenu devant le jury :

Mr. KITCHAH Fethi
M^{lle}. DROUNA Karima
M^{lle}. SAHNOUNE Sara
Mr. LECHEHEB Mostefa

Examinatrice
Examinatrice
Promoteur

Année universitaire : 2021/2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

ملخص:

الهدف من هذا المشروع هو إجراء الدراسة الزلزالية لمبنى من مكون من طابق أرضي مع 4 طوابق علوية وفقا للقواعد الزلزالية الجزائرية والأوروبية وإجراء مقارنة بين التوصيات (المتطلبات) للنظامين الزلزاليين ومقارنة النتائج التي تم الحصول عليها.

النقاط التي هي موضوع هذه المقارنة هي ظروف التربة والإجراءات الزلزالية حيث تتم مقارنة فئات التربة المختلفة وأنواع الهياكل والمناطق الزلزالية وطرق تحديد أبعاد المباني في النظامين.

لتحليل السلوك الديناميكي للهيكل تم استخدام برنامج **Autodesk Robot Structural Analysis**

تم حساب التسليح وأبعاد جميع العناصر المقاومة وفقاً (CBA93, RPA99 version 2003) والتأكيد على توصيات EC8 للقواعد

الكلمات المفتاحية: البناء ، المقارنة ، EC8, RPA99/2003 ، التحليل الزلزالي.

Résumé:

L'objectif de ce projet consiste à faire l'étude parasismique d'un bâtiment R+5 selon les règles parasismiques Algériennes (RPA 99/2003) et Européennes (EC8) et faire une comparaison entre les recommandations (prescriptions) des deux règlements et confronter les résultats obtenus.

Les points qui font l'objet de cette confrontation sont les Conditions de sol et les actions sismiques, dans lequel : les différentes classes des sols, les types des ouvrages, les zones sismiques, et les méthodes de dimensionnement des bâtiments.

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis a été utilisé pour analyser le comportement dynamique de la structure.

Le calcul du ferrailage et le dimensionnement de tous les éléments résistants ont été menés conformément aux règles (CBA93, RPA99 version 2003), avec justifications vis-à-vis des recommandations de l'EC8.

Mots clés : Bâtiment, Comparaison, RPA99/2003, EC8, analyse sismique.

Abstract:

The objective of this project is to carry out the seismic study of an R+5 building according to the Algerian (RPA 99/2003) and European (EC8) seismic codes and to make a comparison between the recommendations (prescriptions) of the two codes and compare the results obtained.

The points that are the subject of this confrontation are the Soil conditions and seismic actions, in which: the different classes of soils, the types of structures, the seismic zones, and the methods of dimensioning buildings.

Autodesk Robot Structural Analysis software was used to analyze the dynamic behavior of the structure.

The calculation of the reinforcement and the dimensioning of all the resistant elements were carried out in accordance with the codes (CBA93, RPA99 version 2003), with justifications and respect to the recommendations of EC8.

Keywords: Building, Comparison, RPA99/2003, EC8, seismic analysis.



Remerciement

On remercie Allah le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de

Mr. lecheheb,

on le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.

Nous remercions tous les membres pour avoir bien voulu examiner et juger ce travail.

Nos remerciements s'adressent également à tous nos professeurs du département de génie civil pour leurs générosités a la grande patience malgré leurs charges académique et professionnelles

Nous devons un grand merci à tous nos amis, amies et tous ceux qui nous sont chers pour leur soutien moral, et tous ceux qui nous sont chers Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude

Dédicace

Je tien a dédier ce modeste travail a tout ceux qui m'ont encourage

A mes chers parents Abdalhamid et AKILA

(Merci mes parents)

Pour leur patienc , leur soutien et leurs encouragements qui

m'ont permis d'arriver au bout de ce niveau

- A mes chers sœurs, Rabia, Hanane, Lamai et Donia,

- A mes cher frères Zohir, Monir, Walide et Yasser

Toute ma grande famille Surtout Yasmina, Ilham et Linda

Mon fiancé AbdNacer

Mes amis Hadjer et Rayan

A tous mes amis et mes

Collègues d etude

Nesrine

Dédicaces

A ma très chère mère

*Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier
comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me
guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force
pour affronter les différents obstacles.*

A mon chère père

*Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager.
Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.*

A mes très chers frères Haroun et Ataf et Ahcen et Ibrahim

A mon jumeau khawla et mes très chers sœurs Yassmina, Amira, ikhelas

*A mon cher marie Abd Elmoumene, pour la patience et le soutien dont il a fait preuve
pendant toute la durée de ce travail et à qui je voudrais exprimer mes affections et mes
gratitudes*

A mes belle amies rahma, safa

*Tout ma grand famille surtout karima et les deux enfants, yacoub et ishak, rofia et les deux
filles mayssem et assinat*

A mes belles cousine fayreuz, Meriem, Amina et Ahlam

A mes chères amies hadjer, noha, soundous, maissa, hadjer

A mon binôme nesrine qui m'a accompagné à la réalisation de ce travail

A tous qui m'ont aide et soutenu.

Hadjer

SOMMAIRE

DEDICACE	Page
REMERCIEMENT	
INTRODUCTION :	
CHAPITRE 1 : LES REGLEMENTS (RPA99/V2003) et EC (8)	1
1.2. LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES (RPA99/V2003)	2
1.2.1 INTRODUCTION :	2
1.2.2 LES VERSIONS DU REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES :	2
1.2.3 CLASSIFICATION DES SITES :	3
1.2.4 FACTEUR D'AMPLIFICATION DYNAMIQUE :	4
1.2.5 CLASSIFICATION DES ZONES :	5
1.2.6 CLASSIFICATIONS DES OUVRAGES :	5
1.2.7 LA RESISTANCE MECANIQUE DU BETON :	6
1.2.7.1 RESISTANCE DE BETON A LA COMPRESSION :	6
1.2.7.2 RESISTANCE DU BETON A LA TRACTION :	6
1.2.7.3 DEFORMATION LONGITUDINALE DU BETON :	6
1.2.8 CLASSE DE DUCTILITE DES STRUCTURES :	6
1.2.9 COEFFICIENTS DE COMPORTEMENT :	6
1.2.10 SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE :	7
1.2.10.1 INFLUENCE DE VARIATION DE SITE SUR LE SPECTRE DE REPONSE :	8
1.2.11 PRINCIPES ET CONDITIONS DE BASE DE LA CONCEPTION :	9
1.2.12 METHODES DE CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE :	9
1.2.13 COMBINAISON SEISMIQUES :	10
1.2.14 METHODES DE CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE :	10
1.3 LES REGLES PARASISMIQUES EUROPEENE EUROCODE 8	11
1.3.1 INTRODUCTION :	11
1.3.2 RESISTANCES MECANIQUES DU BETON :	12
1.3.2.1 RESISTANCE A LA COMPRESSION :	12
1.3.2.2 MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINALE DU BETON :	12
1.3.3 CLASSIFICATION DES SITES :	13
1.3.4 SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE :	14
1.3.4.1 INFLUENCE DE VARIATION DE SITE SUR LE SPECTRE DE REPONSE :	15
1.3.5 CLASSIFICATION DES ZONES :	16
1.3.6 CLASSIFICATIONS DES OUVRAGES :	16
1.3.7 CLASSE DE DUCTILITE DES STRUCTURES :	17
1.3.8 COEFFICIENTS DE COMPORTEMENT :	17
1.3.8.1 PRINCIPES ET CONDITIONS DE BASE DE LA CONCEPTION	18
1.3.9 METHODES DE CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE :	18
1.3.10 CALCULE DE COMBINAISONS SISMIQUES :	19
1.3.11 METHODES DE CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE :	19
1.4 COMPARAISON DES NORMES EURO CODENT 8 (EC8) ET LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA99/V2003.	19
1.4.1 CLASSIFICATION DES SITES :	19
1.4.2 SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE :	19
1.4.3 CLASSIFICATION DES ZONES :	20
1.4.4 CLASSIFICATIONS DES OUVRAGES :	20
1.4.5 CLASSE DE DUCTILITE DES STRUCTURES :	20
1.4.6 COEFFICIENTS DE COMPORTEMENT :	20
1.4.7 LES REGLES DE CONCEPTION ET CALCUL SISMIQUE :	21
1.4.8 ANALYSE DE LA STRUCTURE ET CALCUL DES EFFORTS SISMIQUES :	21

1.4.8.1 METHODES DE CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE :	21
1.4.8.2 METHODES DE CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE :	21
1.4.8.3 LES PARAMETRES DES COMBINAISONS D'ACTION :	21
1.4.8.4 INFLUENCE DE VARIATION DE SITE SUR LE SPECTRE DE REPONSE :	21
1.5 .PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	22
1.5.1. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	25
1.5.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT :	25
1.5.3. CONCEPTION DE LA STRUCTURE :	25
1.5.4 REGLEMENT ET NORMES UTILISES	27
1.6. CONCLUSION :	27
CHAPITRE 2 : PRES -DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	28
2.1 INTRODUCTION :	29
2.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	29
2.2.1 LES PLANCHERS	29
2. 2.1.1 LES PLANCHERS A CORPS CREUX	29
2.2.1.2 PLANCHERS EN DALLE PLEINE (BALCONS)	31
2.2.2 ACROTERE	32
2.2.3 LES ESCALIERS	33
2.2.3.1 LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'ESCALIER	33
2.2.3.1.1 CALCULE DES MARCHES ET CONTRE MARCHES	33
2.3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	34
2.3.1 LES PLANCHERS	35
2.3.1.1 PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE	35
2.3.1.2 PLANCHER ETAGE COURANT	36
2.3.1.3 DALLE PLEIN	36
2.3.2 BALCON:	37
2.3.3 MURE EXTERIEURE:	37
2.3.4 LES ESCALIERS:	37
2.3.4.1 LA PAILLASSE RDC:	37
2.3.4.2 PALIER DE REPOS RDC+EC:	38
2.3.4.3 LA PAILLASSE EC:	38
2.3.5 L'ACROTERE:	38
2.4 PRES DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	39
2.4.1 PRES DIMENSIONNEMENT DES VOILES	39
2.4.2 PRES DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	40
2.4.2.1 PRES DIMENSIONNEMENT DES POUTRES PRINCIPALES (PP)	41
2.4.2.2 PRES DIMENSIONNEMENT DES POUTRES SECONDAIRES (PS)	41
2.4.3 PRES DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :	41
2.5 DESCENTE DE CHARGES :	42
2.5.1 DESCENTE DE CHARGES	42
CHAPITRE 3 : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	49
3.1 INTRODUCTION	50
3.2 L'ACROTERE	50
3.2.1 CALCUL DE L'ACROTERE	50
3.2.1 METHODE DE CALCUL	50
3.2.2 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :	51
3.2.3 LES SOLLICITATIONS	51
3.2.4 CALCUL DE FERRAILLAGE	51
3.2.5 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT : (CBA93 A.5.1.2.1.1) [1]	52
3.2.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES A ELS :	52
3.2.7 VERIFICATION AU SEISME :	54
3.3 LES PLANCHER	55

3.3.1 LES PLANCHERS A CORPS CREUX:	55
3.3.1.1 FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION :	55
3.3.1.2 LE FERRAILLAGE EST DONNE PAR LES FORMULES SUIVANTES :	56
3.3.1.3 CALCUL DE LA POUTRELLE	56
3.3.1.4 CALCUL A L'ELU	57
3.3.2 PLANCHER D'ETAGE COURANT	58
3.3.4 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL	59
3.3.4.1 LES CONDITIONS DE LA METHODE FORFAITAIRE SONT :	59
3.3.5 CALCUL DES MOMENTS STATIQUES	61
3.3.6 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS :	62
3.3.8 CALCUL DES ARMATURES :	63
3.3.10 CALCUL A L'ELS :	66
3.3.11 VERIFICATION DES OUVERTURES DE FISSURATION A L'ELU :	67
3.4 CALCUL DES BALCONS	69
3.4.1 INTRODUCTION	69
3.4.2 EVALUATION DES CHARGES	70
3.4.3 COMBINAISON DES CHARGES :	70
3.4.4 DETERMINATION DE L'EFFORT TRANCHANT ET MOMENT FLECHISSANT :	70
3.4.5 LE FERRAILLAGE	71
3.4.6 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT	73
3.4.7 VERIFICATION AU SEISME	73
3.4.8 CONCLUSION	74
3.5 ESCALIER	75
3.5.1 PRE DIMENSIONNEMENT:	75
3.5.2 DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES:	76
3.5.3 COMBINAISON DE CHARGES:	77
3.5.4 CALCUL DES EFFORTS INTERNES A L'ELU:	78
3.5.6 CALCUL A L'ELS:	80
3.5.7 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS ET MOMENTS FLECHISSANT :	81
3.5.8 CALCUL DES ARMATURES:	83
3.5.9 VERIFICATION A L'ELU :	85
3.5.10 VERIFICATION A L'ELS :	87
3.5.11 CALCUL DE LA POUTRE PALIERE:	89
3.5.11.1 PRE DIMENSIONNEMENT:	89
3.5.11.2 LES CHARGES REVENANT A LA POUTRE:	90
3.5.11.3 CALCUL DU FERRAILLAGE (ELU):	90
3.5.11.4 CALCUL DES ARMATURES:	91
3.5.11.5 CALCUL DE L'ESPACEMENT ENTRE CADRE :	94
3.5.11.6 CALCUL A L'ELS :	94
CHAPITRE 4 : ETUDE SISMIQUE	98
4.1 INTRODUCTION :	99
4.2 OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE :	99
4.3 DEFINITION DU LOGICIEL ROBOT :	99
4.4 MODELISATION DE LA STRUCTURE ETUDIEE :	99
4.5 LA STRUCTURE SANS VOILES :	101
4.6 VERIFICATION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT R :	106
4.7 VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT :	108
4.8 CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE : (RPA ART 4.2.3) :	108
4.9 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE :	113
4.10 VERIFICATION DES DEPLACEMENTS LATERAUX INTER ETAGES :	114
CONCLUSION :	128
CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX	129

5.1INTRODUCTION :	130
5.2 FERRAILLAGE DES POTEAUX:	130
5.2.1 INTRODUCTION :	130
5.2.2 RECOMMANDATIONS SELON L'EC8 :	131
5.2.3 VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES (ART 7.4.2.2 RPA 2003):	134
5.2.4 VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS:	137
5.2.5VERIFICATIONS DES RECOMMANDATIONS DE L'EC8 :	138
5.3 FERRAILLAGE DES POUTRES:	140
5.3.1 RECOMMANDATIONS DU L'EC8 :	140
5.3.2 ARMATURES TRANSVERSALES :	140
5. 3.3 ÉTAPES DE CALCULE DE FERRAILLAGE:	141
5.3.4 FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES :	142
5.3.5 FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES:	143
5.3.6 VERIFICATIONS DES POUTRES A L'ELU:	143
5.3.7 VERIFICATION A L'ELS:	146
5.3.8 VERIFICATION DE LA FLECHE (CBA93 ART A.6.5) :	148
5.3.9 CALCULER DES ARMATURES TRANSVERSALES :	149
5.3.10 VERIFICATIONS DES RECOMMANDATIONS DE L'EC8 :	150
5.3.11 ARMATURES TRANSVERSALES :	151
5.4 FERRAILLAGE DES VOILES :	152
5.4.1INTRODUCTION:	152
5.4.2 RECOMMANDATIONS DE L'EC8 : [EC861/AN/5.4.3.5]	152
5.5 CONCLUSION	160
CHAPITRE 6 : ETUDE DE FONDATION	161
6.1 INTRODUCTION:	162
6.2 ETUDE DU SOL:	162
6.3 CHOIX DU TYPE DE FONDATION:	162
6.3.1. SEMELLES ISOLEES SOUS POTEAUX:	163
6.3.3 SEMELLES FILANTES:	164
6.5 CALCULS DE LA SEMELLE FILANTE SOUS MUR VOILE ET POTEAU:	164
6.6 PRE DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES FILANTES:	164
6.7 VERIFICATION DES SEMELLES FILANTES:	165
6.7.1 VERIFICATION AU POINÇONNEMENT:	165
6.7.2 VERIFICATION DES CONTRAINTES:	166
6.7.3 FERRAILLAGE DES SEMELLES FILANTES :	166
6.8 ETUDE DES LONGRINES:	167
6.8 FERRAILLAGE DE LA LONGRINE:	168
6.8.1. FERRAILLAGE A L'ELU:	169
6.8.2 FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE RIGIDITE:	169
6.8.3 LE CALCUL DU FERRAILLAGE EST RESUME DANS LES TABLEAUX SUIVANTS:	170
6.8.4 ARMATURES TRANSVERSALES:	170
6.8.5 CALCUL DES ESPACEMENTS:	170
6.8.6 VERIFICATION AU CISAILLEMENT:	171
6.8.7 LA LONGUEUR DE RECOUVREMENT:	171
6.9 CONCLUSION	172
CONCLUSION GENERALE	173
BIBLIOGRAPHIE	
ANNEXES	

Liste des tableaux et Figures

Liste des tableaux :

N° tableau	Titre du tableau	Page
01	Classification des sites selon RPA99/v2003	03
02	Valeur de ε (%)	04
03	valeur du coefficient C_T	04
04	valeur de période caractéristique	05
05	la classification des zones sismiques RPA99/V2003	05
06	Classifications des ouvrages, coefficient d'accélération de zone A	05
07	valeurs du coefficient de comportement R	07
08	méthodes de calcul de la force sismique	10
09	valeurs du coefficient de pondération β	11
10	La classification des sites selon l'EC8	13
11	coefficient d'accélération de sol	14
12	la classification des zones sismiques Eurocode8	16
13	coefficient d'importance	17
14	Valeurs de base du coefficient de comportement	18
15	méthodes de calcul de la force sismique	18
16	Comparaison entre la classification des zones sismiques entre Eurocode8 et RPA99/V2003	20
17	Comparaison entre méthodes de calcul de l'effort tranchant à la base entre Eurocode8 et RPA99/V2003	21
18		
CHAPITRE II		
01	Charge permanents revenant au plancher terrasse inaccessible.	35
02	Charges permanents de la dalle de niveau étage courant.	36
03	Charge permanente et d'exploitation de la dalle pleine.	37
04	charges permanentes et d'exploitation de balcon.	37
05	Charge permanente de mure extérieures.	37
06	Charge permanente et d'exploitation de la paillasse.	38
07	Charge permanente et d'exploitation de palier de repos.	38
08	Charge permanente et de la paillasse	38
09	Epaisseurs des voiles.	40
10	Résultats des vérifications à la compression simple	47
11	Résultats des vérifications au flambement.	47

Liste des tableaux et Figures

CHAPITRE III		
01	Ferraillage de l'acrotère	51
02	Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant	62
03	la charge permanent de palier	76
04	la charge permanent de paillasse	77
CHAPITRE IV		
01	Comportement dynamique –X-	101
02	Comportement dynamique –Y-	104
03	L'effort normal et l'effort tranchant sur les poteaux et voiles de	107
04	Coefficient d'Accélération de Zone A.	108
05	Valeurs de ξ (%).	109
06	Valeurs du coefficient CT.	110
07	Valeurs du coefficient de comportement R.	110
08	Valeurs des pénalités P_q .	112
09	Valeurs du coefficient de pondération β	113
10	Vérification de l'effort tranchant à la base.	114
11	Vérification des déplacements inter étages du bloc .	115
12	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens xx	116
13	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens yy	116
14	Les résultats de Vérification au renversement (sens xx)	117
15	Les résultats de Vérification au renversement (sens yy)	117
16	l'accélération du sol et son paramètre	120
17	valeur des paramètres décrivant les spectres de réponse	123
18	Réactions à la base obtenue par Autodesk Robot Structural	124
19	Valeur des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique	116
01	Ferraillage des poteaux	134
02	tableau des moments	142
03	Ferraillage des poutres principales en travées	142
04	Ferraillage des poutres principales en Appuis	142
05	Tableau des moments de ferraillage secondaire	143
06	Ferraillage des poutres secondaires en travées	143
07	Ferraillage des poutres secondaires en Appuis	143
CHAPITRE VI		
01	Détermination de la charge totale transmise à la fondation	163

Liste des tableaux et Figures

02	La surface de la semelle	164
03	La longueur totale de la semelle filante	165
04	La hauteur de la paillasse est donnée par la relation	165
05	Les moments en appuis 1	170
06	Les moments en appuis 2	170

Liste des figures :

N° Figure	Titre de la figure	Page
Chapitre 1		
01	Diagramme de spectre de réponse de RPA	08
02	Influence de variation de site sur le Spectre de réponse	09
03	Coefficient de fluage	13
04	Diagramme Spectre de réponse élastique	15
05	Spectre de réponse élastique pour types des classes des sols (A et E)	15
06	Spectre de réponse élastique pour différent type des sols	16
07	Façade principale	22
08	coupe a-a	23
09	bloc barre-1er.etage	24
10	bloc barre terrasse	25
Chapitre 2		
01	Les éléments principaux d'un plancher à corps creux.	30
02	Coupe plancher à corps creux.	30
03	Coupe transversale d'une poutrelle.	31
04	Schéma de l'acrotère	32
05	Schéma de l'escalier.	33
06	schéma d'escaliers	34
07	plancher terrasse en corps creux.	35
08	plancher étage courant en corps creux.	36
09	Coupe du plancher courant à dalle pleine.	36
10	Coupe d'un voile (a) en plan ; (b) en élévation.	39
11	Coupe des différentes formes d'un voile en plan.	40
CHAPITRE 3		
01	L'acrotère terrasse inaccessible	50

Liste des tableaux et Figures

02	section transversal	51
03	Ferraillage de l'acrotère	51
04	Position de l'axe neutre	53
05	Le schéma de ferraillage de l'acrotère	55
06	schéma des armatures de la dalle de compression	56
07	Largeur de la dalle de compression	56
08	Poutre	57
09	schéma de poutre a la longueur totale x-x	59
10	diagramme des moments fléchissant	62
11	schéma statique de poutrelle	68
12	Schéma statique d'escaliers	75
13	les charges exercées sur les escaliers à l'ELU	78
14	diagramme des efforts tranchants et des moments et moments max à l'ELU	80
15	les charges exercées sur les escaliers à l'ELS	80
16	diagramme des efforts tranchants et des moments et moments max à l'ELU	83
17	section rectangulaire pour la détermination de ferraillage	84
18	coupe section rectangulaire pour la détermination de sections	88
19	Schéma statique	90
20	Les diagrammes des moments et efforts tranchants	91
CHAPITRE 4		
01	Modélisation de la structure	99
02	disposition des voiles 1.	102
03	la relation entre les périodes empirique et analytique	103
04	disposition des voiles 2.	103
05	Translation de bâtiment selon l'axe Y	104
06	Translation de bâtiment selon l'axe X	105
07	Rotation du bâtiment autour de l'axe Z	105
08	Rotation du bâtiment autour de l'axe Z	106
CHAPITRE V		
01	schéma de ferraillage des poteaux	140
02	schéma de ferraillage des poutres secondaires	151
03	schéma de ferraillage des voiles 20 cm	159
04	Schéma de ferraillage des voiles 15 cm	160

Liste des tableaux et Figures

CHAPITRE 5		
01	Schéma des semelles filantes	167
02	Dimensionnement des longrines	168
03	Schéma de ferrailage des longrines	169
04	Diagramme des moments de la poutre de rigidité	170
05	Schéma de ferrailage des poutres de rigidité	172

Introduction Générale :

Introduction :

Dans la conception parasismique des structures, les règles utilisées ont pour objectif d'assurer la protection des vies humaines et de limiter les dommages que peut avoir la structure durant une secousse sismique.

En Algérie, le premier code parasismique est paru après le séisme d'El Asnam 1980. Ce code a connu plusieurs versions. La version actuelle utilisé est nommé le règlement parasismique algérien RPA 99/v2003 « DTR BC 2-48», et qui a été approuvé par la commission technique permanente lors de sa réunion du 4 Décembre 1999.

En Europe, l'Euro code 8 (EC8) est le code officiel de conception et de calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Ce code comporte les recommandations pour le dimensionnement parasismique des Bâtiments, des Ponts et autres types de structures.

L'objectif de ce projet consiste à faire l'étude parasismique d'un bâtiment à usages multiples en R+5 selon les règles parasismiques Algériennes (RPA 99/2003) et Européennes (EC8) et faire une comparaison entre les recommandations (prescriptions) des deux règlements et confronter les résultats obtenus.

Le bâtiment à étudier est situé dans la wilaya de Mila classée zone IIa par le règlement parasismique Algérien. L'étude sera menée dans le strict respect des règles CBA 93 et des règles parasismiques Algériennes (RPA 99/2003). Les recommandations de l'EC8 seront vérifiées.

Pour se faire, nous avons structuré notre étude en six (06) chapitres:

- 1) Dans le premier chapitre, nous avons présenté dans une première partie le règlement parasismique algérienne RPA99/V03, et dans une deuxième partie le règlement parasismique européenne Eurocode 8. Et finalement nous avons présenté l'ouvrage qui fera l'objet de notre PFE.
- 2) Dans le second chapitre, il sera question de pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- 3) Le calcul des éléments non structuraux de l'ouvrage (planchers, acrotère, escalier...) est abordé dans le chapitre 3.
- 4) L'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique fera l'objet du chapitre 4.

Dans le but d'obtenir une comparaison complète, les différentes étapes du dimensionnement sismique seront traitées et comparées une à une.

L'étude comparative sera pleinement abordée à travers la définition des deux spectres de dimensionnement, et l'analyse de la réponse de la structure aux deux spectres de calcul via le

Introduction Générale :

logiciel de modélisation Autodesk Robot Structural Analysis. Une synthèse de l'étude comparative sera présentée en fin du chapitre.

5) Le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) sera traité dans le cinquième chapitre selon les règles CBA 93 et RPA 99/2003. Les recommandations de l'EC8 seront vérifiées.

6) Enfin, nous allons clore cette étude par le chapitre 6 où il sera question du choix du type des fondations et de leur dimensionnement.

CHAPITRE 1 :

LES REGLEMENTS

(RPA99/V2003) et EC (8)

Introduction :

Les règlements parasismiques sont des documents techniques qui fixent les codes de conception et de calcul des constructions en zones sismiques, et qui visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Ce chapitre a été consacré pour la définition détaillée de différents paramètres de Règlement Parasismiques Algériennes RPA99/version2003 et le Règlement européens L'Eurocode (L'Eurocode 8).

1.2. LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES (RPA99/V2003)**1.2.1 Introduction :**

Cette règle constitue un ensemble de normes de conception très avancé (critères de classification, règles de calcul, justification de la sécurité, structure en béton armé, structures en acier, structures en maçonnerie porteuse chaînée, fondations et murs de soutènement). Parmi les objectifs visés de ces normes sont d'assurer la protection des vies humaines et de limiter les dommages que peut avoir la structure durant une secousse sismique.

1.2.2 Les versions du Règlement parasismiques algériennes :

Depuis le séisme d'El Asnam en 1980 qui a fait un désastre tant en vie humaine qu'en destruction de constructions, l'Algérie s'est dotée d'un règlement parasismique RPA81 suivie par le RPA81 version 83 ces deux règlements se basent sur la méthode statique équivalente pour le calcul de la force sismique.

D'autres secousses moins importantes telle celle de Constantine en Octobre 1985 et autres ont fait que ces règles soient modifiées, une première révision en 1988 concernant le zoning, l'annulation de la restriction pour l'utilisation des portiques autostables en zone III, l'introduction de la méthode d'analyse modale spectrale comme annexe, et quelques dispositions constructives ont été adoptées.

La révision faite en 1988 s'est avérée insuffisante puisque le principe même de la protection sismique à savoir le non effondrement des constructions n'a pu être respecté vu l'ampleur des dégâts occasionnés lors des séismes de Ain Témouchent en 1999 et récemment celui de Boumerdes en 2003 qui a été très violent et destructeur.

On peut résumer l'évolution de règles parasismique algérien (RPA) comme suit :

→ **1978** : Version préliminaire du code parasismique algérien.

- Inspirée du code américain (UBC 73/76).

- Les forces sismiques sont calculées à l'aide de la méthode statique équivalente.

→ **1981** : Edition de la première version du code parasismique algérien (RPA 81). [14]

Après le séisme d'El Asnam (M 7,2 / 10 octobre 1980) et mise en application par arrêté en parallèle avec le «PS-69 + compléments».

→ **1983** : RPA – 81 (version 83) exclusivement.

→ **1984** : Evaluation du RPA- 81 (version 83) à la suite des résultats des études de Microzonage de Chlef.

- **1988** : Révision du RPA – 81 (version 83) Réaménagement du document.
- **1999** : Seconde révision du code.
- Modifications dans la méthode statique équivalente,
 - Meilleure explicitation de la méthode dynamique : (méthode modale spectrale),
 - Chapitres « Matériaux » et « Fondations » individualisés,
 - Version plus complète et mieux lisible.
- **2003** : Troisième révision [4] suite au séisme de Boumerdes (M 6,8 / 21 mai 2003), portant la définition d'un Nouveau zonage sismique comme suit : Zone 0 pour la Sismicité négligeable, Zone I pour la Sismicité faible, Zones II a et II b pour la Sismicité moyenne et enfin la Zone III pour la Sismicité élevée.

1.2.3 Classification des sites :

RPA99/v2003 classes les sols en quatre (4) catégories sur la base de la valeur moyennede la vitesse de propagation des ondes de cisaillement si elle disponible ou la valeurde résultats d'essais [pénétrömètre statique, SPT (*N*), pressiomètre,Résistance en compression simple] peuvent être utilisées pour classer un site selonle tableau suivant.

$$V_s = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{V_{si}} \right)}$$

Avec :

V_{si} : Vitesse d'onde de cisaillement à travers la couche (i) d'épaisseur h_i

Tableau I .1 : Classification des sites selon RPA99/v2003

	Description	q_c (MPa)	N	P_t (MPa)	E_p (MPa)	q_u (MPa)	V_s (m/s)
S1	Rocheux	-	-	>5	>100	>10	≥ 800
S2	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	$\geq 400 < 800$
S3	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~50	1 ~ 2	5 ~ 20	01 ~ 0.4	$\geq 200 < 400$
S4	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle	<1.5	<10	<1	<5	< 0.1	$\geq 100 < 200$

1.2.4 Facteur d'amplification dynamique :

Le facteur d'amplification dynamique est en fonction du site, du facteur de correction d'amortissement et de la période (T) fondamentale de la structure. Est exprimé par la relation suivante :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7$$

ε : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages,

Quant : $\varepsilon = 5\%$ on a $\eta = 1$

Tableau I .2 : Valeur de ε (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10

T : Période fondamentale de la structure, peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_T H_N^{\frac{3}{4}}$$

H_N : Hauteur totale de bâtiment

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau suivant :

Tableau I .3 : valeur du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,05

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule : $T = 0.9 H_N / \sqrt{D}$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

T_1, T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau.

Tableau I .4 : valeur de période caractéristique

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1	0,15	0,15	0,15	0,15
T_2	0,3	0,4	0,5	0,7

1.2.5 Classification des zones :

Il est défini quatre zones sismiques classées comme suit :

Tableau I .5 : la classification des zones sismiques RPA99/V2003

RPA 99/ v 2003	
Zone 0	sismicité négligeable
Zone I	sismicité faible
Zone II	sismicité moyenne
Zone III	sismicité élevée

1.2.6 Classifications des ouvrages :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Cette classification qui vise à protéger les personnes, puis les biens économiques et culturels de la communauté. Coefficient d'accélération de zone A, suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau I .6 : Classifications des ouvrages, coefficient d'accélération de zone A

RPA 99/ v 2003				
Groupe	I	II	III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.12	0.25	0.35	Ouvrages d'importance vitale : Sécurité-Hôpitaux
1B	0.10	0.20	0.30	Ouvrages de grande importance : Scolaire et Culte
1	0.08	0.15	0.25	Ouvrages courants : Habitations-Bureaux
2	0.05	0.10	0.15	Ouvrages de faible importance : hangars

1.2.7 La résistance mécanique du béton :

1.2.7.1 Résistance de béton à la compression :

D'après BAEL 91 le béton mise en œuvre doit avoir une résistance au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

$$\text{Si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \longrightarrow f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4.76 \cdot 0.83j}$$

$$\text{Si } 40 \text{ MPa} < f_{c28} < 60 \text{ MPa} \longrightarrow f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{1.4 \cdot 0.95j}$$

Avec :

f_{c28} : Si La résistance de béton a la compression après 28 jours ou plus

f_{cj} : Si la résistance à la compression à " j " jours

1.2.7.2 Résistance du béton à la traction :

Elle est désignée par f_{ij} (résistance à la traction à " j " jours). Elle est conventionnellement définie à partir de la résistance à la compression par la relation :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

1.2.7.3 Déformation longitudinale du béton :

On distingue :

- Le module de déformation instantanée (durée d'application des charges < 24 heures)

$$E_{\text{instantanée}} = 11000 \cdot f_{c28}^{1/3}$$

- le module de déformation différée (longue durée d'application)

$$E_{\text{différé}} = 3700 \cdot f_{c28}^{1/3}$$

1.2.8 Classe de ductilité des structures :

La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées.

Le développement des rotules plastiques devrait se faire, en dehors des noeuds, de préférence dans les éléments horizontaux (poutres, linteaux) plutôt que verticaux (poteaux, voile...) de façon à ne remettre en cause ni le cheminement des forces verticales, ni la stabilité de la structure et/ou de ses éléments porteurs. Quant aux éléments porteurs qui ne participent pas au contreventement ils doivent pouvoir conserver leur capacité portante sous l'effet des déformations imposées.

1.2.9 Coefficients de comportement :

Le RPA99/v2003 donne pour chaque système de contreventement un coefficient de comportement global de la structure. La valeur du coefficient est donnée suivant le système de contreventement.

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

Tableau I .7 : valeurs du coefficient de comportement R

Béton armé		Valeur de R
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
Acier		Valeur de R
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
Maçonnerie		Valeur de R
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5
	Autres systèmes	Valeur de R
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3,5
16	Ossature métallique avec contreventement mixte	4

17	noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	2
----	---	---

1.2.10 Spectre de réponse élastique :

Le spectre de réponse élastique une des approches, communément utilisée par les ingénieurs, consiste à représenter ces mouvements sismiques. L'intérêt principal du spectre de réponse vient de ce qu'en première approximation, un bâtiment ou un ouvrage peut être assimilé à un oscillateur simple. Le spectre de réponse élastique définie dans règlement parasismique algérienne RPA99V03 est une courbe de réponse maximale d'accélération (s_a/g) pour un période propre T .

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0S \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableaux 1.6).

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = 7/2 + \varepsilon$$

ε : pourcentage d'amortissement critique (tableaux 1.2).

R : Coefficient de comportement (tableaux 1.7).

T_1, T_2 : Période caractéristique associées à la catégorie de site (tableaux 1.4).

Q : Facteur de qualité

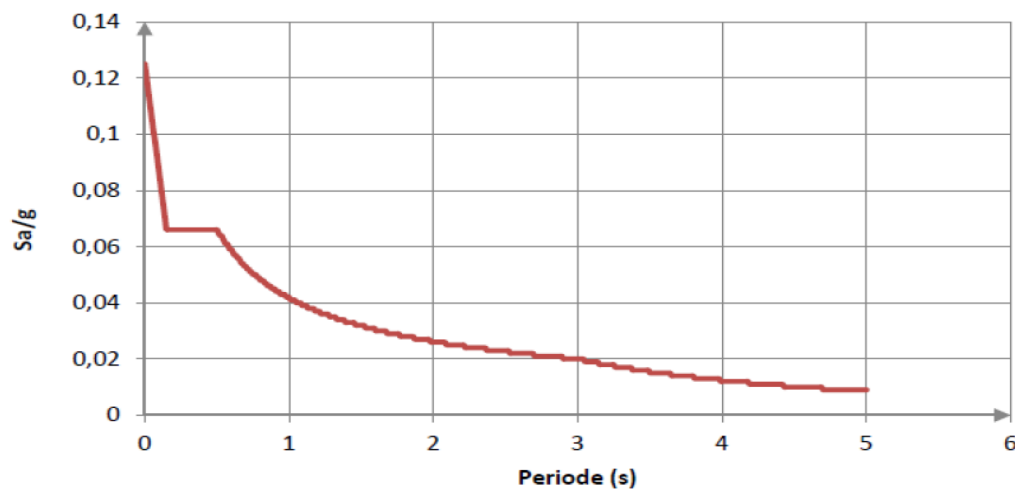


Figure I .1 : Diagramme de spectre de réponse de RPA

1.2.10.1 Influence de variation de site sur le Spectre de réponse :

Pour mieux connue l'influence de la variation de site sur spectre de réponse on a décidé de faire un essai on utilise une logicielle de calcule de spectre de réponse élastique (RPA 99) après l'intégration des paramètres principale pour faire se calcul on trouve les résultats que montre les deux figure suivant :

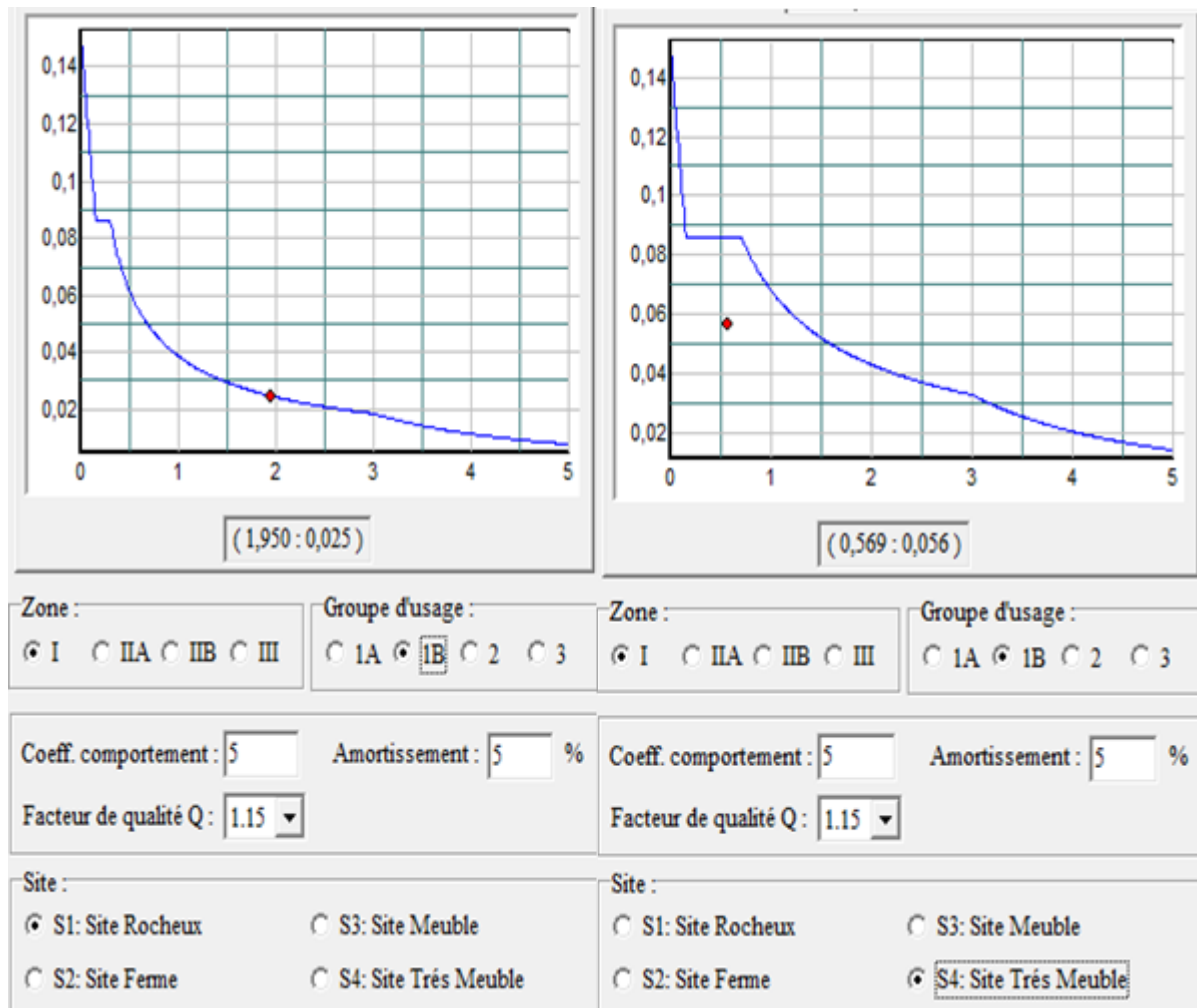


Figure I .2: Influence de variation de site sur le Spectre de réponse

On remarque que la seule différence entre les deux courbes se trouve dans l'intervalle de palier constante

1.2.11 Principes et conditions de base de la conception :

RPA99/v2003 adopte des principes de conception des bâtiments dans les zones sismiques. Ces principes sont les suivants :

- ✚ la simplicité de la structure
- ✚ l'uniformité, la symétrie
- ✚ la résistance et la rigidité dans les deux directions
- ✚ la résistance et la rigidité vis-à-vis de la torsion

- ✚ l'action des diaphragmes au niveau des planchers
- ✚ des fondations appropriées

1.2.12 Méthodes de calcul de la force sismique :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

Tableau I .8 : méthodes de calcul de la force sismique

	Méthodes	Conditions d'application de la méthode
RPA 99 v2003	la méthode Statique Equivalente	Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation - une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III -selon le groupe d'usage
	la méthode d'analyse modale Spectrale	la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise
	la méthode d'analyse dynamique par Accélérogrammes	elle peut être utilisée au cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

1.2.13 Combinaison sismiques :

Les ondes sisme généralement située sur le plan horizontal XY.

Pour notre règlement parasismique algérien RPA V 2003 on' a 3 combinaison de l'action sismique (Poteaux poutre, Poteaux, poutre) .c'est en prendre en considération les deux directions (XY) on a trouvé 6 combinaison.

- Poteaux poutre X
 $E_x + 0.8G + Q$
- Poteaux poutre Y
 $E_y + 0.8G + Q$
- Poteaux X
 $1.2E_x + G + Q$
- Poteaux Y
 $1.2E_y + G + Q$
- poutre X
 $E_x + G + Q$
- poutre Y
 $E_y + G + Q$

1.2.14 Méthodes de calcul de l'effort tranchant à la base :

Les forces sismiques seront déterminées en fonction de la catégorie du bâtiment, les périodes propres de ces modes fondamentaux, les facteurs de comportement et de qualité et du poids propre total de la structure. La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

V : Effort tranchant sismique à la base

A : Coefficient d'accélération

D : Coefficient d'amplification dynamique

R : Coefficient de comportement

W : Poids total de la structure est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } w_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

W_{G_i} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Q_i} : Charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Tableau I .9: valeurs du coefficient de pondération β

Type d'ouvrage		B
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.2
2	-Bâtiments recevant du public temporairement	0.30 0.40
	-Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	
	-salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assis	
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.0
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,6

Les critères de qualité "q" à vérifier :

1. Conditions minimales sur les files de contreventement
2. Redondance en plan
3. Régularité en plan
4. Régularité en élévation
5. Contrôle de la qualité des matériaux
6. Contrôle de la qualité de l'exécution

1.3 LES REGLES PARASISMIQUES EUROPEENE EUROCODE 8

1.3.1 Introduction :

L'Eurocode 8 s'appuie directement sur la recherche européenne en génie parasismique, cette règle constitue un ensemble de normes de conception (caractéristiques de sol, action sismique, caractéristiques des bâtiments résistant aux séismes, calcul de la structure, vérifications de sécurité, règles particulières aux bâtiments en béton et en bois, en maçonnerie...). Il vise à ce que les bâtiments et d'ouvrages de génie civil en zone sismique ne mettent pas en danger les vies humaines, limitent les dommages matériels, et à ce que les structures importantes pour la protection civile restent opérationnelles.

1.3.2 Résistances mécaniques du béton :

1.3.2.1 Résistance à la compression :

Résistance de calcul en compression : $F_{cd} = \frac{\alpha_{cc} F_{ck}}{\gamma_c} \gamma_c = 1.15$

Avec :

$$\alpha_{cc} = \begin{pmatrix} 1 \text{ pour le béton armé} \\ 0.8 \text{ pour le béton non armé} \end{pmatrix}$$

$$f_{ck} = \begin{pmatrix} F_{cm-8} & \text{pour } 3 < t < 28 \text{ jours} \\ F_{CK} & \text{POUR } t \geq 28 \text{ jours} \end{pmatrix} \text{ en MPa}$$

Et :

$$F_{cm(t)} = \beta_{cc}(t) F_{cm}$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right] \quad (t \text{ en jour})$$

Où s' est un coefficient qui prend les valeurs :

- 0,20 pour les ciments CEM 42,5 R, CEM 52,5 N, CEM 52,5R ;
- 0,25 pour les ciments CEM 32,5 R, CEM 42,5 N ;
- 0,38 pour les ciments CEM 32,5 N.

F_{cm} : Résistance moyenne en compression à 28 j

1.3.2.2 Module de déformation longitudinale du béton :

- Pour le calcul sous charges de courte durée (< 24h) on a :

$$E_{\text{instantané}} = E_{CM} = 22 [f_{ck} / 10]^{0.3}$$

- Pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le

béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) on a : $E_{\text{différé}} = E_{\text{CM}} / (1 + \varphi(\infty, t_0))$

Avec :

$\varphi(\infty, t_0)$: Valeur finale du coefficient de fluage

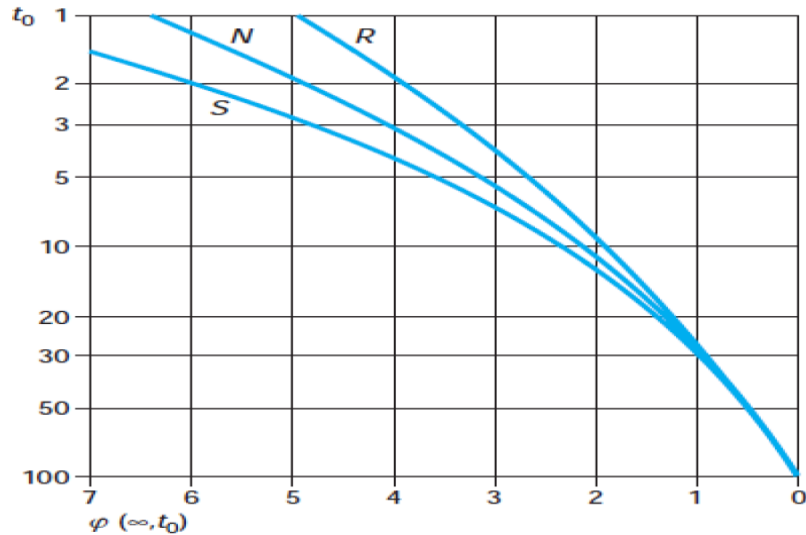


Figure I .3 : coefficient de fluage

Avec :

T_0 : le temps en jours

Classe R : CEM 42,5 R, CEM 52,5 N et CEM 52,5 R

Classe N : CEM 32,5 R, CEM 42,5 N

Classe S : CEM 32,5 N

1.3.3 Classification des sites :

L'Eurocode 8 classe les sols en cinq (5) catégories sur la base de la valeur moyennée de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement v_s , si elle est disponible. Dans le cas contraire, il convient d'utiliser la valeur des NSPT.

Tableau I .10 : La classification des sites selon l'EC8

Eurocode 8				
Catégorie		site	Paramètres	
			V_s , 30 (m/s)	NSPT (coups/30 cm)
A	a	site rocheux	> 800	
	b	site ferme	400 – 800	> 50
B	c	site profond de sable moyennement dense et gravier ou d'argile moyennement raide.	200 – 350	15 – 50
C	d	site de sol sans cohésion de densité faible à moyenne.	< 200	< 15
	e	site de sol avec une couche superficielle d'alluvions repose sur un matériau plus raide.	< 200	
S1		site composé ou contenant une couche argileuse de plus de 10 m d'épaisseur	< 100(valeur indicative)	
S2		site de sol liquéfiable d'argiles sensibles ou autre sol non compris précédemment.		

Tableau I .11 : coefficient d'accélération de sol

la zone de sismicité	Niveau d'aléa	a_g (m/s ²)
Zone 0	sismicité Très faible	0,4
Zone IA	sismicité Faible	0,7
Zone IB	sismicité Modéré	1,1
Zone II	sismicité Moyen	1,6
Zone III	sismicité Fort	3

1.3.4 Spectre de réponse élastique :

Le mouvement dû au séisme à un certain point de la surface du sol, est représenté en général par un spectre de réponse élastique en accélération, dénommé par la suite «spectre de réponse élastique», d'après L'Eurocode8 les valeurs des paramètres S, TB, TC et TD qui définissent les

spectres horizontaux, verticaux et décrivent la forme du spectre de réponse élastique qui dépend de la classe de sol.

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B : \quad & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot \beta_0 - 1) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C : \quad & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \\
 T_C \leq T \leq T_D : \quad & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]^{k_1} \\
 T_D \leq T : \quad & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]^{k_2} \cdot \left[\frac{T_C}{T_D} \right]^{k_1}
 \end{aligned}$$

Avec :

$S_e(T)$: ordonnée du spectre de réponse élastique,

T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté,

a_g : Accélération de calcul au niveau du sol pour la période de retour de référence,

β : Facteur d'amplification de l'accélération spectrale pour un amortissement visqueux de 5 %,

T_B, T_C : limites du palier de l'accélération spectrale.

T_D : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant,

k_1, k_2 : exposants qui exercent une influence sur la forme du spectre pour une période de vibration supérieure à T_C et T_D respectivement,

S : paramètre du sol,

η : Coefficient de correction de l'amortissement avec la valeur de référence $\eta = 1$ pour 5 % d'amortissement visqueux.

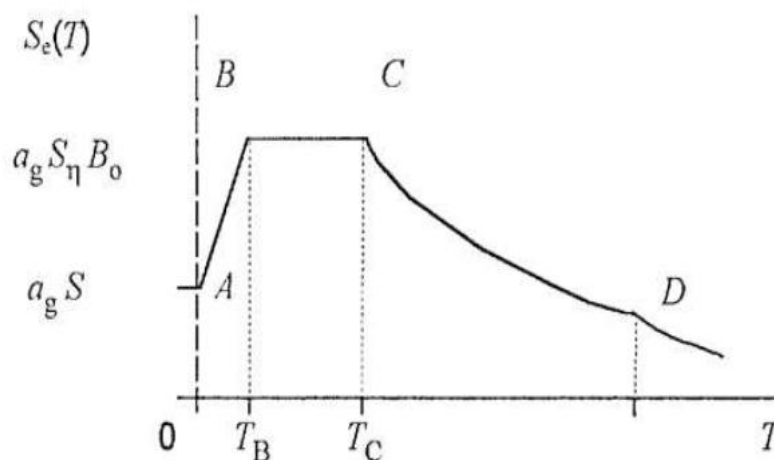


Figure I .4 : diagramme Spectre de réponse élastique

1.3.4.1 Influence de variation de site sur le Spectre de réponse :

Pour mieux connaître l'influence de la variation de site sur le spectre de réponse, on a décidé de faire un essai. On utilise une logicielle de calcul (SAP 2000) après l'intégration des paramètres principaux. Pour faire le calcul, on trouve les résultats qui sont montrés dans deux figures suivantes :

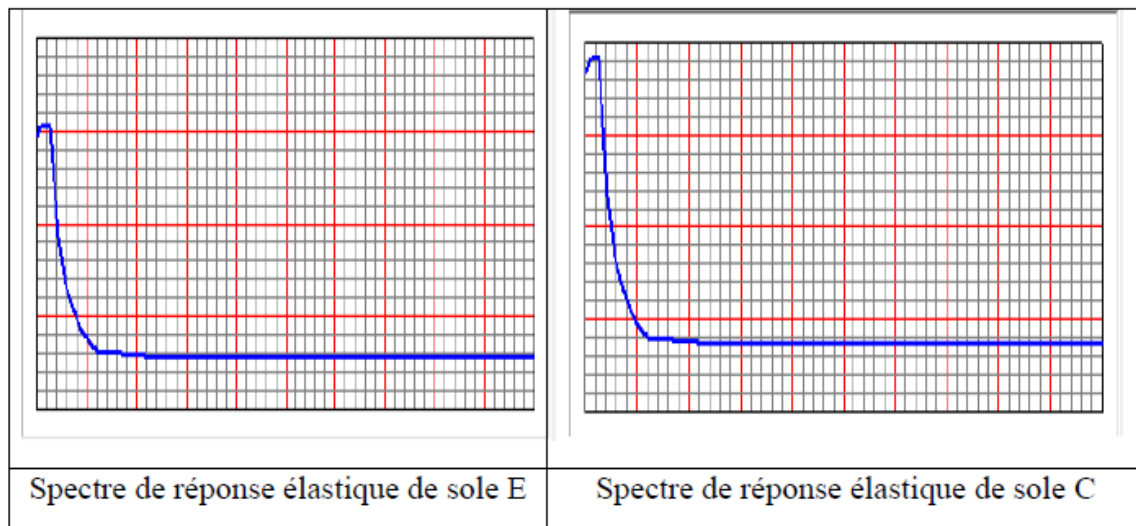


Figure I .5 : Spectre de réponse élastique pour deux types des classes des sols (A et E)
Si on a varié le site en remarque un retrait verticalement de la courbe de spectre.

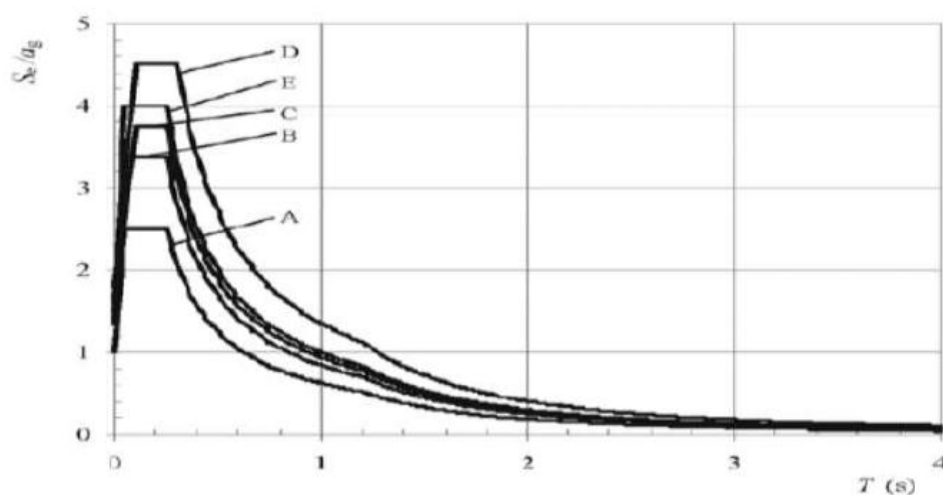


Figure I .6: Spectre de réponse élastique pour différent type des sols

1.3.5 Classification des zones :

Le zonage réglementaire définit cinq zones de sismicité croissante basées sur un découpage communal

Tableau I .12 : la classification des zones sismiques Eurocode8

Eurocode8	
Zone 0	sismicité Très faible
Zone IA	sismicité Faible
Zone IB	sismicité Modéré
Zone II	sismicité Moyen
Zone III	sismicité Fort

1.3.6 Classifications des ouvrages :

Les bâtiments sont classés, en général, en 4 catégories d'importance qui dépendent de la dimension du bâtiment, de sa valeur et de son importance pour la sécurité publique et de la possibilité de pertes de vies humaines en cas d'effondrement.

Les catégories d'importance sont caractérisées par différents coefficients d'importance.

Tableau I .13 : coefficient d'importance

Eurocode8		
Catégorie d'importance	Bâtiments	Coefficient d'importance
1	Bâtiments dont l'intégrité en cas de séisme est d'importance vitale pour la protection civile, par exemple, hôpitaux, casernes de pompiers, centrales électriques, etc.	0,8
2	Bâtiments dont la résistance au séisme est importante compte tenu des conséquences d'un effondrement, par exemple : écoles, salles de réunion, institutions culturelles etc.	1
3	Bâtiments courants n'appartenant pas aux autres Catégories	1,2
4	Bâtiments d'importance mineure pour la sécurité des personnes, comme par exemple : le bâtiment agricoles, etc.	1,4

1.3.7 Classe de ductilité des structures :

La conception des bâtiments en béton résistants aux séismes doit assurer à la structure une capacité de dissipation d'énergie suffisante, sans réduction sensible de sa

résistance globale, donc il faut assurer la ductilité globale considérée dans les calculs. Ductile global est assuré si la demande en ductilité se répartit sur un grand nombre d'éléments et en plusieurs endroits par élément. On distingue pour les structures en béton trois classes de ductilité, à savoir : DC «L» (ductilité limitée), DC «M» (ductilité moyenne) et DC «H» (haute ductilité).

1.3.8 Coefficients de comportement :

Le coefficient de comportement (q) dépend de la classification des systèmes de contreventement et de ductilité est déduit de la formule ci-après :

$$q = q_0 k_w k_R k_d \quad K_\eta \geq 1.5$$

Avec :

q_0 : Valeur de base du coefficient de comportement, dépendant du type de structure.

k_D : Coefficient dépendant de la classe de ductilité.

K_R : Coefficient dépendant de la régularité en élévation de la structure.

K_W : Coefficient reflétant le mode de rupture prédominant dans les systèmes à murs.

K_η : Coefficient reflétant la densité de cloisonnement et autres éléments secondaires participant à la dissipation d'énergie.

Tableau I .14 : Valeurs de base du coefficient de comportement

Type de structure		q_0
Système à portiques		5.0
Système à contreventement mixte	équivalent à une ossature	5.0
	équivalent à un système à murs couplés	5.0
	équivalent à un système à murs non couplés	4.5
Système à murs	avec murs couplés	5.0
	avec murs non couplés	4.0
Système à noyau		3.5
Système en pendule inversé		2.0

1.3.8.1 Principes et conditions de base de la conception

(EC8) adopte des principes de conception des bâtiments dans les zones sismiques. Ces principes sont les suivants :

- simplicité de la structure
- régularité et symétrie
- hyperstaticité
- résistance et raideur dans les deux directions horizontales principales
- résistance et raideur à la torsion

- rôle de diaphragme assuré à chaque étage
- fondations appropriées

1.3.9 Méthodes de calcul de la force sismique :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant 5 méthodes :

Tableau I .15 : méthodes de calcul de la force sismique

	Méthodes de calcul de la force sismique
Eurocode 8	l'analyse modale simplifiée utilisant le spectre de réponse
	l'analyse multimodale utilisant le spectre de réponse
	l'analyse utilisant un spectre de puissance
	l'analyse temporelle (non linéaire)
	l'analyse dans le domaine des fréquences

1.3.10 Calcule de combinaisons sismiques :

Pour le règlement parasismique européennes on' a 2 combinaison de l'actionsismique avec l'intégration de deux direction (x y) dans chaqu'une de deux :

a- $0,3E_{dx} + E_{dy}$

b- $E_{dx} + 0,3E_{dy}$

Avec :

E_{dx} : effets de l'action dus à l'application de l'action sismique le long de l'axe horizontal x choisi pour la structure

E_{dy} : effets de l'action dus à l'application de la même action sismique, le long de l'axe horizontal orthogonal y de la structure.

1.3.11 Méthodes de calcul de l'effort tranchant à la base :

L'effort tranchant sismique à la base, (f_b) dans chaque direction principale, est déterminé comme suit :

$$F_b = \lambda S_d (T_1) . W$$

Avec :

T_1 : Période fondamentale de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation dans la direction Considérée

$$T_1 \leq \begin{cases} T_c \\ 2.0 S \end{cases}$$

W : poids total du bâtiment calculé

λ : coefficient correctif.

1.4 COMPARAISON DES NORMES EURO CODENT 8 (EC8) ET LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA99/V2003.

1.4.1 Classification des sites :

Les recommandations de L'Eurocode 8 classent les sols sur la base de la valeur moyenne de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement si elle est disponible ou la valeur de nombre de coups par essai de pénétration normalisé *NSPT*. Sur la base de l'une de ces valeurs, Eurocode 8 classe les sols en cinq (5) catégories. Cependant, RPA99/v2003 classe les sols en quatre (4) sur la base de la valeur si elle est disponible ou la valeur de résultats d'essais [pénétromètre statique, SPT (*N*), pressiomètre, Résistance en compression simple].

1.4.2 Spectre de réponse élastique :

D'après L'Eurocode 8, les valeurs des paramètres **S**, **T_B**, **T_C** et **T_D** qui définissent les spectres horizontaux, verticaux et décrivent la forme du spectre de réponse élastique qui dépend de la classe de sol. D'après RPA99/v2003, ce paramètre est considéré dans le calcul de la force sismique à la base par le coefficient d'amplification dynamique **D**.

1.4.3 Classification des zones :

Tableau I .16 : Comparaison entre la classification des zones sismiques entre Eurocode 8 et RPA99/V2003

Eurocode 8		RPA 99/ v 2003	
Zone 0	sismicité Très faible	Zone 0	sismicité négligeable
Zone IA	sismicité Faible	Zone I	sismicité faible
Zone IB	sismicité Modéré	Zone II (II a, IIb)	sismicité moyenne
Zone II	sismicité Moyen	Zone III	sismicité élevée
Zone III	sismicité Fort		

D'après L'Eurocode 8, ce paramètre est intégré dans le calcul des spectres. Cependant, D'après RPA99/v2003, ce paramètre est considéré avec le paramètre de la classification des ouvrages dans le calcul de la force sismique à la base.

1.4.4 Classifications des ouvrages :

L'Eurocode 8 et le RPA 99/v2003 classent les ouvrages selon leurs importances en 4 catégories. La différence entre les deux codes réside dans la prise en compte de ce paramètre dans le calcul de la force sismique à la base. L'EC8, considère ce paramètre par le coefficient d'importance. Cependant, RPA99/v2003, considère ce paramètre en combinaison avec la classification des zones dans un seul coefficient qui est le coefficient d'accélération des zones

1.4.5 Classe de ductilité des structures :

RPA 99/ v 2003	La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées. (ne donne pas de classe directe pour la ductilité)
Eurocode8	divise la ductilité des structures en trois classes DCL (Classe de Ductilité Limitée), DCM (Classe de Ductilité Moyenne) et DCH (Haute Classe de Ductilité).

1.4.6 Coefficients de comportement :

Ce coefficient dépend de la classification des systèmes de contreventement et de ductilité des structures. Dans l'EC 8 est déterminé par une formule par contre le RPA99/V2003 est donné une valeur selon le type de contreventement.

1.4.7 Les règles de conception et calcul sismique :

Les deux codes (EC8) et (RPA99/v2003) adopte les mêmes principes de conception des bâtiments dans les zones sismiques.

1.4.8 Analyse de la structure et calcul des efforts sismiques :**1.4.8.1 Méthodes de calcul de la force sismique :**

Pour le calcul de la force sismique, l'Eurocode 8 utilise cinq méthodes (l'analyse modale simplifiée utilisant le spectre de réponse, l'analyse multimodale utilisant le spectre de réponse, l'analyse utilisant un spectre de puissance, l'analyse temporelle (non linéaire), l'analyse dans le domaine des fréquences), or RPA99/V2003 utilise trois méthodes (statique équivalente la méthode d'analyse modale spectrale, la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes).

1.4.8.2 Méthodes de calcul de l'effort tranchant à la base :

Les méthodes de calcul pour RPA99/v2003 et l'Eurocode 8 est représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau I .17 : Comparaison entre méthodes de calcul de l'effort tranchant à la base entre Eurocode8 et RPA99/V2003

l'Eurocode8	RPA99/v2003
$F_b = S_d(T_1).W$	$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$

1.4.8.3 Les paramètres des combinaisons d'action :

$$\begin{cases} G + Q \mp 1.2 * E \\ G + Q \mp E \\ 0.8 * G \pm E \end{cases} \quad \text{Pour RPA99V2003 on a trois combinaisons chaque une selon deux direction (X, Y)}$$

$$\begin{cases} Ed_x + 0,30. Ed_y \\ 0,30. Ed_x + Ed_y \end{cases} \quad \text{Pour EC8 on a deux combinaisons et donne chaque combinaisons on trouve les composante de deux direction (X, Y)}$$

1.4.8.4 Influence de variation de site sur le Spectre de réponse :

Le changement de site provoqué une variation de graphe de spectre de réponse pour le deux codes : Pour RPA 99V2003 on remarque une variation dans l'intervalle de palier constante (Figure 1.2). par contre, pour EC8 on remarque un retrait verticalement de la courbe de spectre (Figure 1.5).

1.5 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage étudié est un bâtiment constitué d'un rez de chaussée (RDC) plus cinq étages à usage multiple ; le RDC est à usage commerciale et les autres étages sont à usage d'habitation. Le bâtiment est implanté à wilaya de **GUELMA** qui est classée comme une région de moyenne sismicité (**ZONE II a**) Selon le règlement parasismique algérien **RPA 99 version 2003**[1].

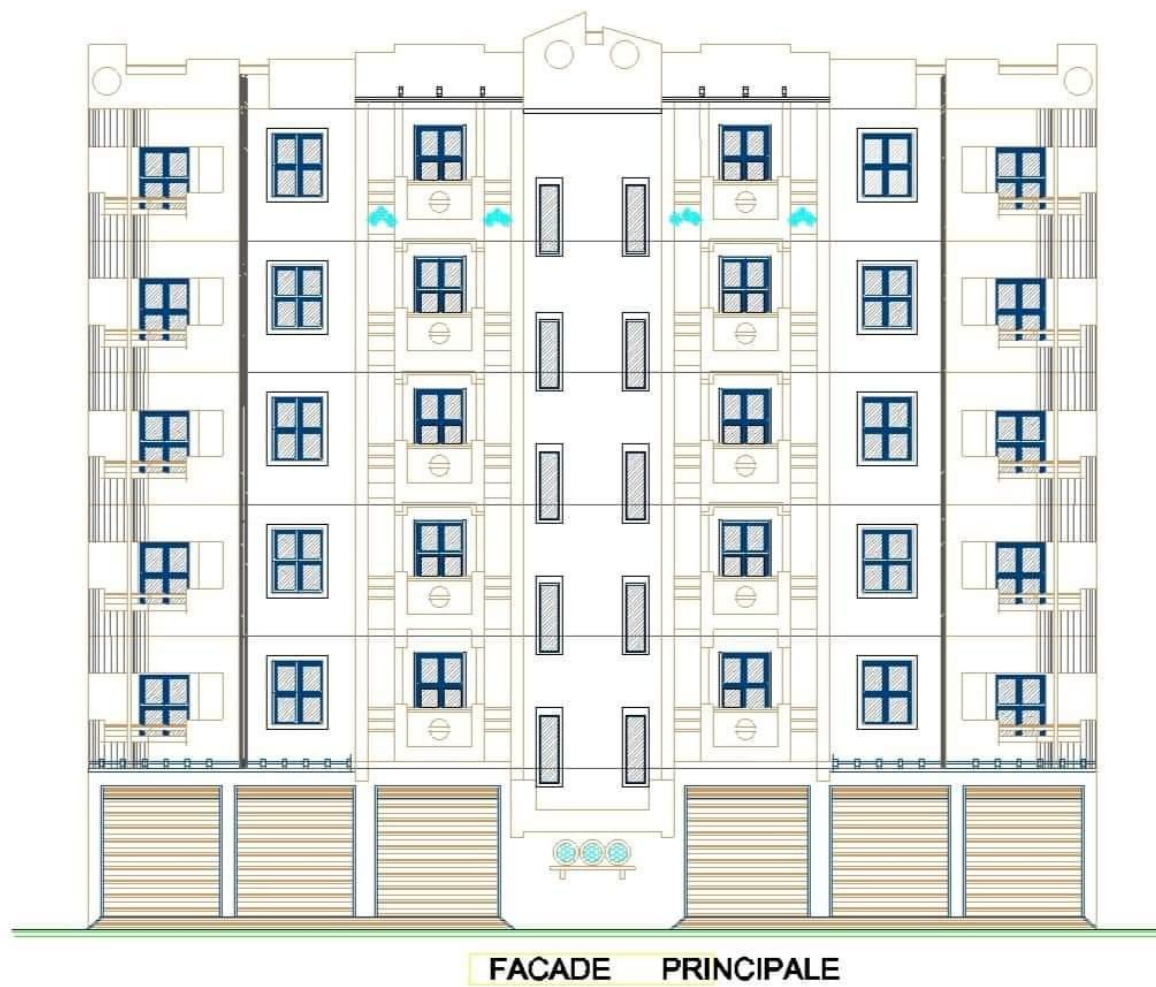


Figure 1.7 : FACADE PRINCIPALE

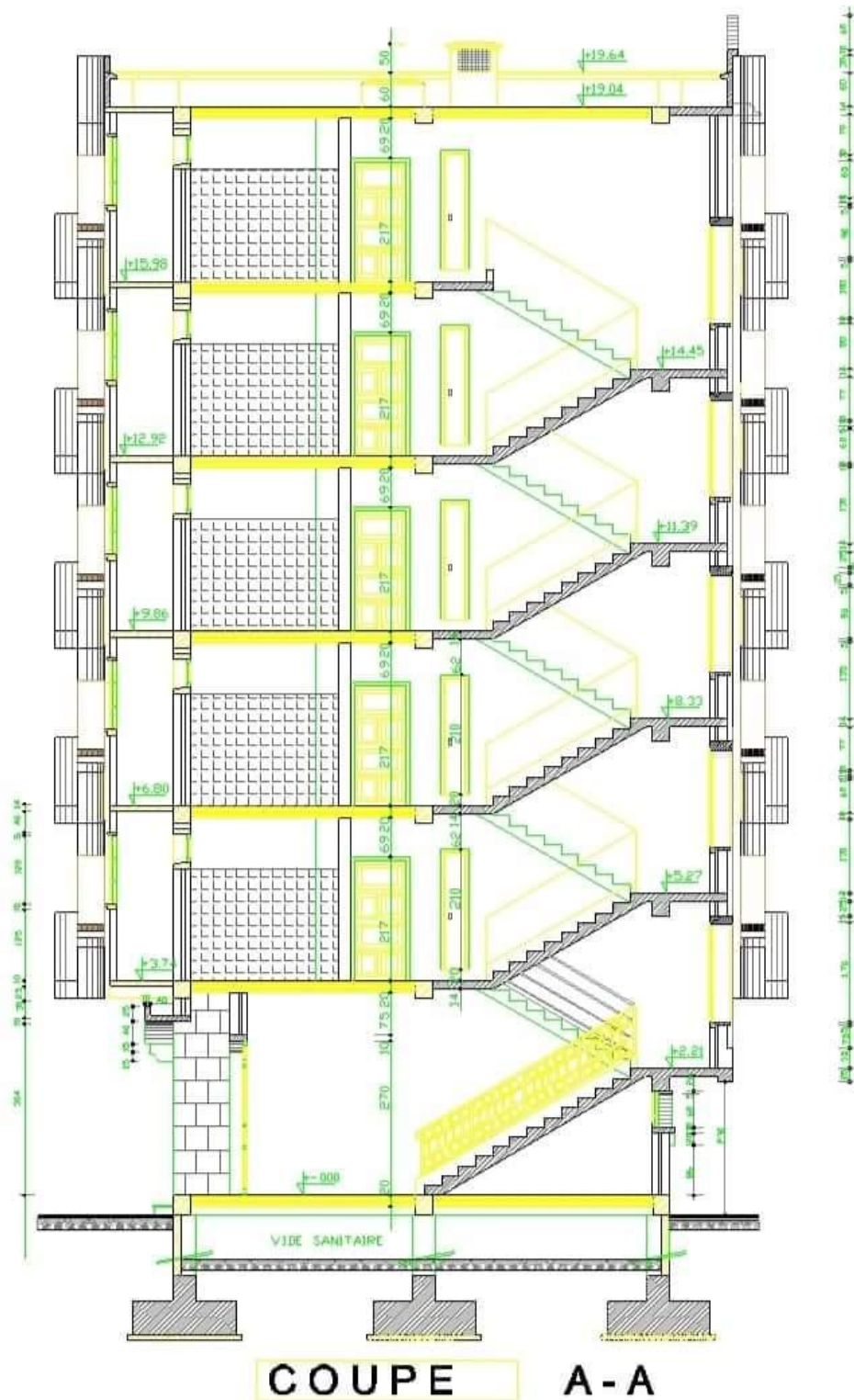


Figure 1.8: COUPE A-A

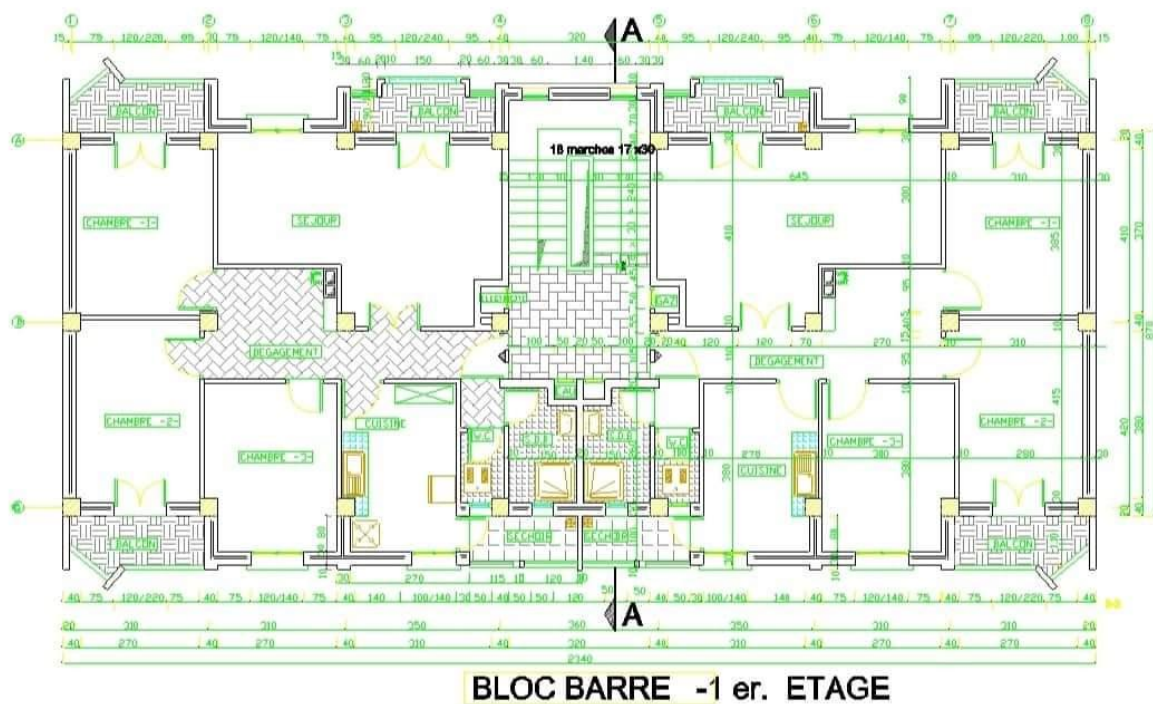


Figure 1.9: BLOC BARRE-1er.ETAGE

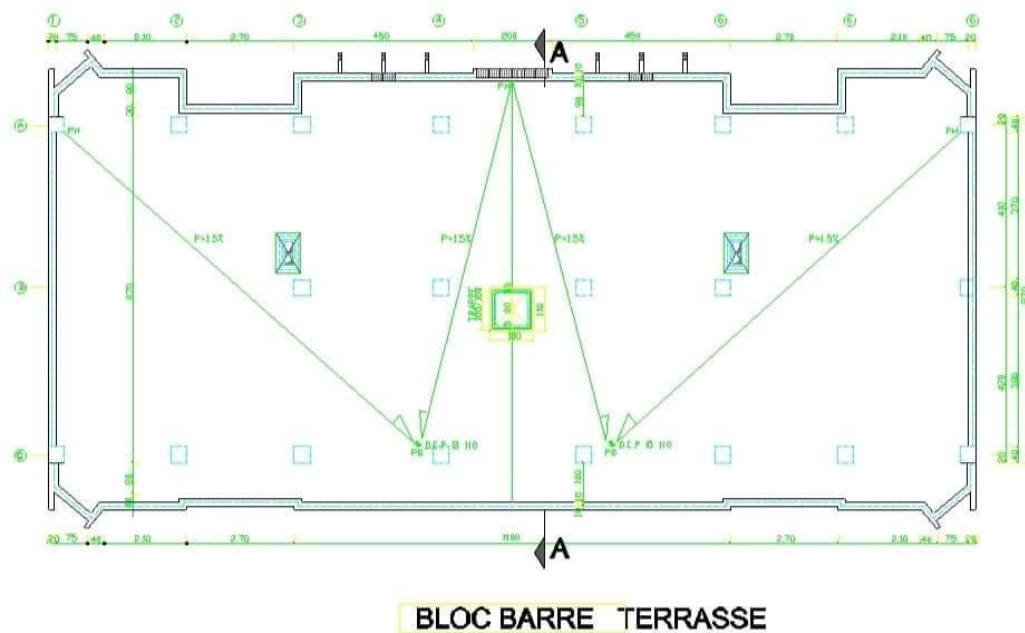


Figure 1.10: BLOC BARR TERRASSE

1.5.1 Description de l'ouvrage

Ce bâtiment est composé de :

- Un rez de chaussée (RDC) à usage commercial.
- Du 1er au 5ème étage à usage d'habitations.
- Une terrasse inaccessible.

1.5.2 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

- Longueur en plan: 19.64m
- Largeur en plan: 23.40m
- Hauteur du RDC: 3,06m
- Hauteur d'étage courant: 3,06m
- Hauteur de l'acrotère: 0,60m

1.5.3 Conception de la structure :**→ Ossature de l'ouvrage:**

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction (portique-voiles), pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 de sollicitation
- Dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25 de l'effort tranchant d'étage.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les Portiques. Proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que la sollicitation Résultant de leurs interactions à tous niveaux.

→ Planchers:

Sont des éléments porteurs horizontaux qui ont deux fonctions principales qui sont la Séparation des différents niveaux et de reprendre les différentes charges et surcharges,

Dans notre projet on a opté pour (02) deux types de plancher :

Plancher en corps creux 16+4cm pour les différents étage (5 étage), et plancher en dalle Plein pour le rez de chaussée

→ La maçonnerie:

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués d'une double paroi en brique (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparées par une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur (10+5+10).
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de brique d'épaisseur 10cm.

→ Revêtement:

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

→ **Balcon:**

Sont réalisés en dalle pleine.

→ **Terrasse:**

La terrasse est inaccessible sauf pour entretien avec un acrotère périphérique en Béton armé de 60 cm de hauteur.

→ **Acrotère:**

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

→ **Les escaliers:**

Dans notre bâtiment on a un type d'escalier :

Des escaliers qui seront réalisés en béton armé coulé sur place.

→ **L'infrastructure:** elle assure les fonctions suivantes:

- Transmettre les charges verticales et horizontales au sol
- Limiter les tassements différentiels
- L'encastrement de la structure dans le sol

1.5.4 Règlement et normes utilisées

Les règlements utilisés sont :

- RPA 99 /version 2003
- BAEL91/modifiées 99
- Eurocode 8

1.6 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté dans une première partie le règlement parasismique algérienne RPA99/V03, et dans une deuxième partie le règlement parasismique européenne Eurocode 8. Aussi nous avons présenté l'ouvrage qui fera l'objet de notre PFE.

CHAPITRE 2 :
Prés -dimensionnement
des éléments

2.1 Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du **BAEL 91** [2] et le **RPA 99 modifié 2003**[3], pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter sur plus d'acier et du béton. Cette étape représente le point de

depart et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

•**Sollicitations verticales** : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

•**Sollicitations horizontales** : Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

2.2 Pré dimensionnement des éléments non structuraux

2.2.1 Les planchers

Le plancher est une structure horizontale. Il permet une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs (poteaux, voiles et murs....), tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. On distingue généralement deux type de plancher :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

2. 2.1.1 Les planchers à corps creux

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux (Figure 2.2)

- les corps creux ou "hourdis" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings) ;
- les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures ;
- Une dalle de compression, armée coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.



Figure 2.1 : Les éléments principaux d'un plancher à corps creux.

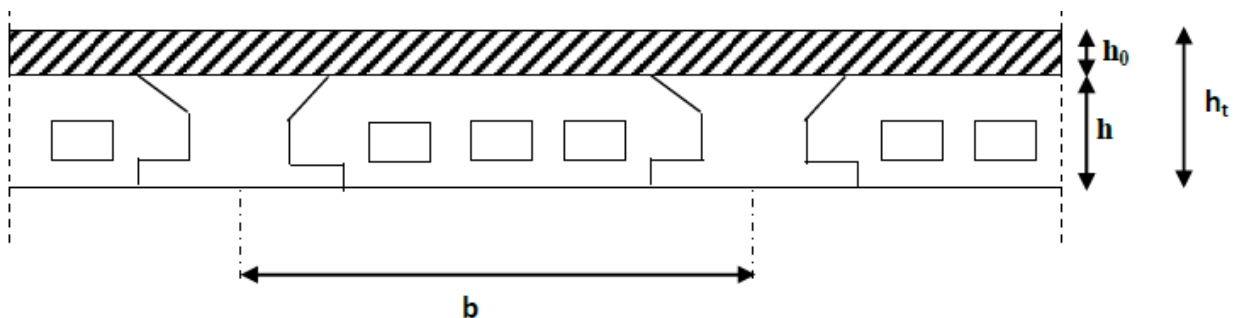


Figure 2.2 : Coupe plancher à corps creux.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de la flèche.

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \text{ (Article 6.8.4.2.4)}$$

Avec :

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

h_t : Hauteur total du plancher.

b : distance entre axes des poutrelles.

$$l_{\max} = 420 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq 18.66 \text{ cm}$$

Le choix de sens de disposition des poutrelles dépend des deux critères suivant :

- Le critère de la plus petite portée ; les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée ;
- Le critère de continuité ; les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Pour ce qui est de notre structure, pour des raisons économiques, nous avons opté pour deux (02) dispositions de poutrelles comme indiqué sur les figures ci-dessous

❖ Pré dimensionnement des poutrelles

D'une manière générale, une poutrelle désigne une petite poutre préfabriquée ou coulée sur place en béton armé ou précontrainte. Elle est caractérisée par sa faible section et se calcule comme des sections en T.

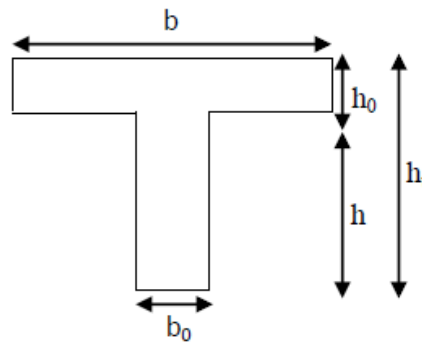


Figure3.3: Coupe transversale d'une poutrelle.

Avec :

h_t : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher) ;

h_0 : Hauteur de la dalle de compression ;

h : hauteur de l'hourdis ;

b_0 : Largeur de la nervure (choisie forfaitairement) ;

b : Largeur efficace.

La largeur efficace de la dalle de compression est calculée à partir de l'expression suivante :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots (\text{article 4.1.3})$$

Avec :

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles ;

L_y^{min} : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Dans notre cas, nous avons ce qui suit :

❖ Pour un plancher de (16+4)

$h=16 \text{ cm}$; $h_0=4 \text{ cm}$; $b_0=10 \text{ cm}$

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

$L_{ymin} = 310 \text{ cm}$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 31 \text{ cm})$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \cdot 27,5 + 10 = 65$$

⇒ Ce qui donne $b=65 \text{ cm}$

2.2.1.2 Planchers en dalle pleine (balcons)

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux). Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle qui sont des éléments entourées par des poteaux, murs et voiles, son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

a) Critère résistance au feu

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe – feu ;

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe – feu ;
 $e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe – feu.

b) Critère résistance à la flexion

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow$ Pour une dalle sur un seul appui ;

$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow$ Pour une dalle sur deux appuis ;

$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow$ Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis.

Avec :

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

e : Epaisseur de la dalle.

NB : Les distances sont prisent entre nus d'appuis.

2.2.2 Acrotère

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 calculé comme une console encastrée à la base, elle sera soumise à main courante prise pour assurer la sécurité des ouvriers, et vérifiée a la condition du **RPA99 V2003**[3].

• 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,

Les dimensions de l'acrotère sont montrées sur la figure ci-dessous :

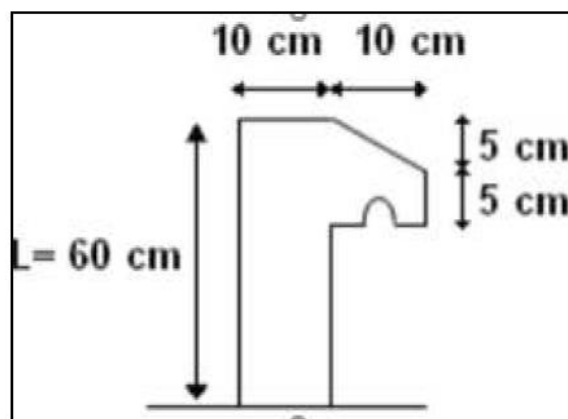


Figure 2.4: Schéma de l'acrotère.

2.2.3 Les escaliers

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Constitué de marches ou de gradins, dalles inclinée (volées) en béton armé, avec des dalles horizontales (paliers) reposants sur des poutres dites poutres palières. Ces dernières sont coulées sur place.

Les éléments composant un escalier sont :

- ✓ **La marche** : est la partie horizontale où l'on marche.
- ✓ **L'emmarchement** : est la longueur utile de la marche.
- ✓ **Le giron** : est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée.
- ✓ **Le mur d'échiffre** : est celui qui limite l'escalier et sert d'appui à la paillasse.
- ✓ **La contremarche** : est la partie verticale d'une marche.
- ✓ **Le jour** : est la projection horizontale d'un escalier qui laisse au milieu un espace qui peut être nul ou assez important pour un ascenseur.
- ✓ **Le collet** : est la largeur de la marche du côté jour.
- ✓ **La ligne de foulée** : est la courbe décrite par une personne gravissant l'escalier et qui tracée à environ 0,50 m de la ligne jour (côté jour).
- ✓ **La volée** : est un ensemble ininterrompu de marches d'un palier à un autre.
- ✓ **Le palier de repos** : est la partie horizontale d'un escalier entre deux volées.
- ✓ **Garde-corps ou la rampe** : est une protection des volées et des paliers du côté du vide.
- ✓ **La cage** : est le volume approprié à l'escalier.

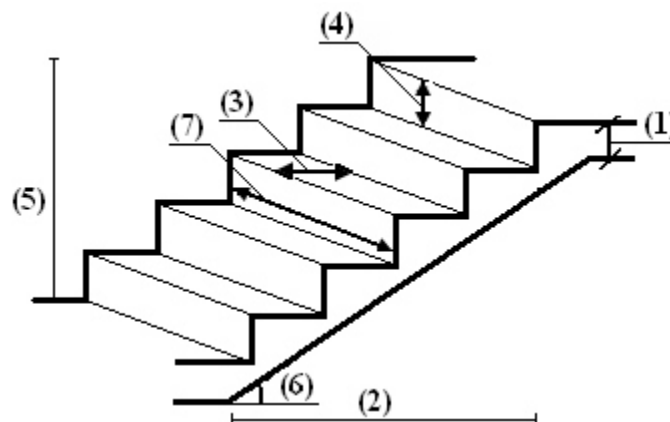


Figure2.5 : Schéma de l'escalier.

Avec :

- (1) : épaisseur du palier de repos (e) ;
- (2) : longueur projetée de la volée (L_0) ;
- (3) : Giron (g) ;
- (4) : hauteur de la contre marche (h) ;
- (5) : hauteur de la volée (H) ;
- (6) : inclinaison de la paillasse (α) ;
- (7) : emmarchement.

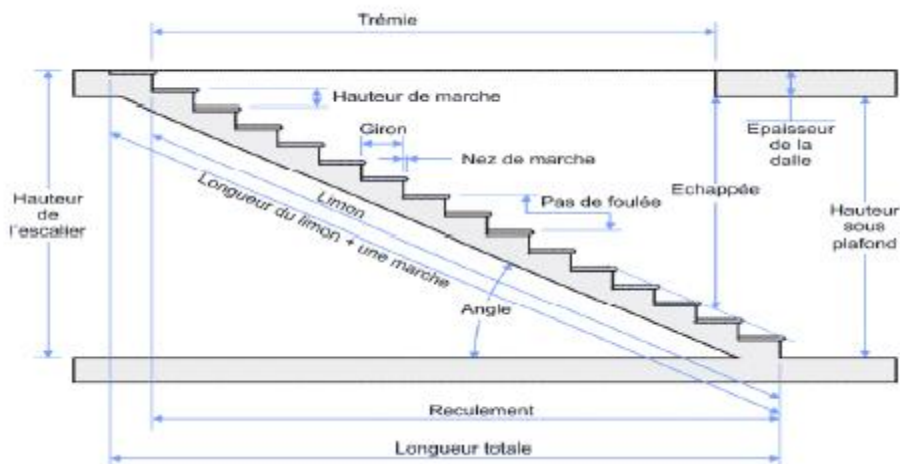


Figure 2.6 : schéma d'escaliers

2.2.3.1 Les caractéristiques géométriques de l'escalier

Pour dimensionner les marches (g) et les contremarches (h) on utilise la formule empirique de « **BLONDEL** » : D'après la formule de blondel

- ✓ $0,6m \leq g + 2h \leq 0,65m$, il faut vérifier cette condition
- ✓ $14cm \leq h \leq 20cm \Rightarrow$ on prend $h=17cm$
- ✓ $22cm \leq g \leq 33cm \Rightarrow$ on prend $g=30cm$

La vérification de la condition de blondel :

$$60cm \leq (30 + 2 \times 17) \leq 65cm \Rightarrow 60cm \leq 64cm \leq 65cm \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

2.2.3.1.1 Calcule des marches et contre marches

H : la hauteur d'étage = **3.06m**

Le nombre de contre marches sera égale à :

$$n' = \frac{H}{h}; \frac{H}{2} =; \frac{3.06}{2} = 1,53m = 153cm \Rightarrow n' = ; \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches}$$

Le nombre des marches = nombre des contre marches moins 1 c'est -à-dire

$$n = (n' - 1) \Rightarrow n = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

- ✓ **Calcule de la pente :**

(L'angle d'inclinaison de la paillasse)

- $\tan \alpha = \frac{H}{L}$ (L = ligne de foulée)
- $L = g(n' - 1) = 30(9 - 1) = 240cm \Rightarrow L = 2,4m$

- ✓ **Inclinaison de la paillasse :**

- $\tan \alpha = \frac{1.53}{2.4} = 0,637 \Rightarrow \alpha = 33,93^\circ$

- ✓ **Calcule de la paillasse :**(épaisseur)
- **Longueur réelle de la paillasse :**
$$l = \sqrt{\left(\frac{he}{2}\right)^2 + L^2} ; \frac{he}{2} = \frac{1.53}{2} = 0,765 ; L=2,40m \Rightarrow l = \sqrt{(0.765)^2 + 2.4^2} = 2,519m$$
- ✓ **Calcul de l'épaisseur de la paillasse et du palier :**
$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$
$$l = L \text{ palier} + L \text{ paillasse} = 2,40 + 1,5 = 3,9 \text{ m}$$
$$\frac{3.9}{30} \leq e \leq \frac{3.9}{20} \Rightarrow 13 \leq e \leq 19,5 \quad \text{On prend } e = 15 \text{ cm}$$

2.3 Evaluation des charges et surcharges

La poutre palière est considérée encastree à ses deux extrémités dans les poteaux c'est une poutre de section rectangulaire.

2.3.1 Les Planchers

2.3.1.1 plancher terrasse inaccessible

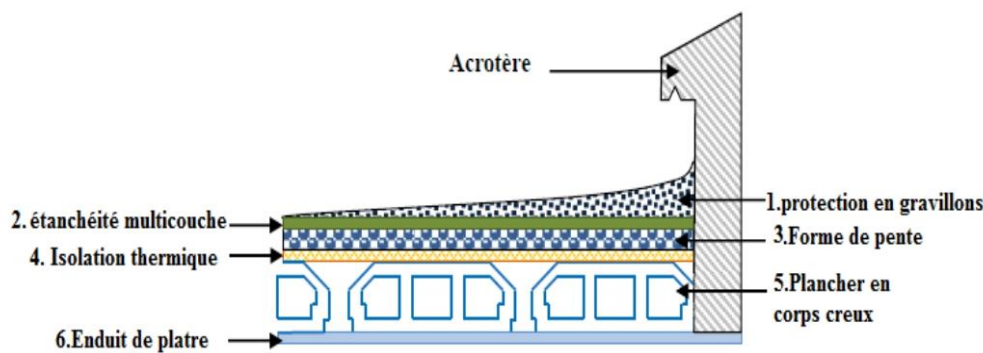


Figure2.7 : plancher terrasse en corps creux.

❖ Charge permanente et d'exploitation (DTR B.C 2.2) [6]

Tableau2.1 : Charge permanents revenant au plancher terrasse inaccessible.

N ⁰	Désignation	e (m)	γ (N/m3)	Charge (N/m²)
1	Gravillon de protection	0.05	17000	850
2	Etanchéité multicouches	0.02	6000	120
3	Forme de pente	0.1	22000	2200
4	Isolation thermique	0.04	4000	160
5	dalle à corps creux	0.2	14000	2800
6	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				G _T =6330
Surcharge d'exploitation				Q _T =1000

2.3.1.2 plancher étage courant

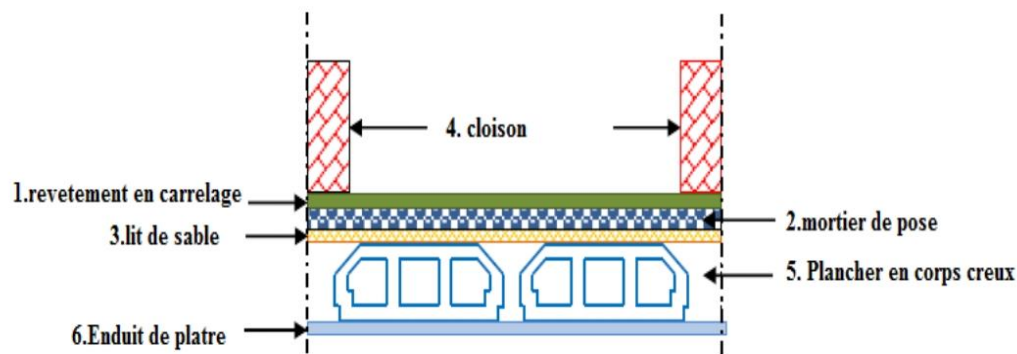


Figure2.8 : plancher étage courant en corps creux.

Tableau2.2 : Charges permanents de la dalle de niveau étage courant.

N ⁰	Désignation	e (m)	γ (N/m3)	Charge (N/m²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Couche de sable	0.03	18000	540
4	Cloison en brique	0.1	10000	1000
5	Plancher à corps creux	0.2	14000	2800
6	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				G _E =5380
Surcharge d'exploitation				Q _E =1500

2.3.1.3 Dalle plein

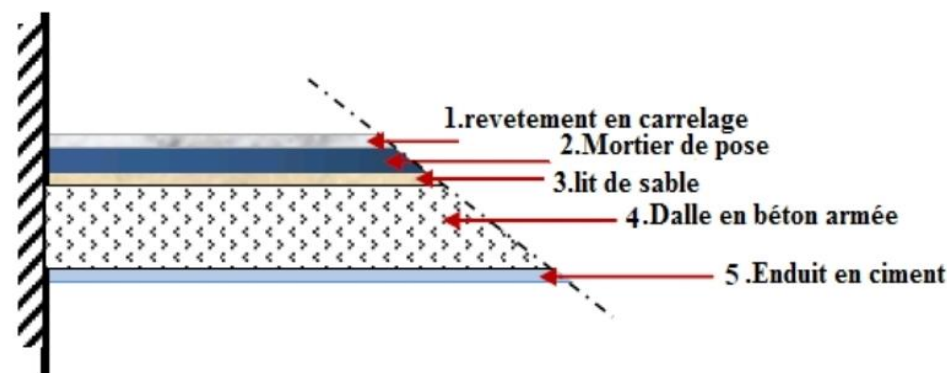


Figure 2.9: Coupe du plancher courant à dalle pleine.

Tableau2.3: Charge permanente et d’exploitation de la dalle pleine.

N°	Désignation	e (m)	γ (N/m3)	Charge (N/m²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.03	18000	540
4	Dalle	0.15	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
6	Cloisons intérieures	0.1	10000	1000
Charge permanente totale				G_D=6330
Surcharge d’exploitation				Q_D=5000

2.3.2 Balcon:

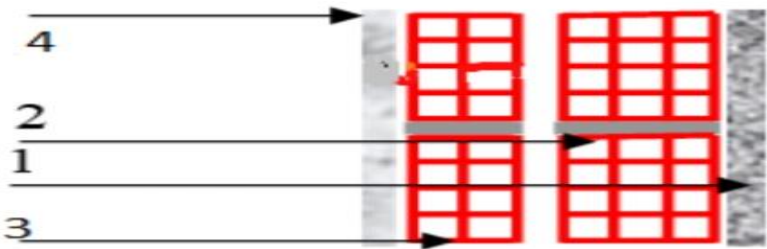
Tableau2.4 : charges permanentes et d’exploitation de balcon.

N°	Désignation	e (m)	γ (N/m3)	Charge (N/m²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.03	18000	540
4	Dalle	0.15	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				G_B=5330
Surcharge d’exploitation				Q_B=3500

2.3.3 Mure extérieure:

Tableau2.5 : Charge permanente de mure extérieures.

N°	Désignation	e (m)	γ (N/m3)	Charge (N/m²)
1	Enduit de ciment (extérieur)	0.02	18000	360
2	Brique creux de 15	0.15	9000	1350
3	Lame d’air	0.05	-	-
4	Brique creux de 10	0.1	9000	900
5	Enduit plâtre (intérieure)	0.02	10000	200
Charge permanente totale				G_E=2810



2.3.4 Les escaliers:

2.3.4.1 La paillasse RDC:

Tableau2.6 : Charge permanente et d’exploitation de la paillasse.

N ⁰	Désignation	e (m)	γ (N/m3)	Charge (N/m²)
1	Carrelage sur marches	0.02	22000	440
2	Carrelage sur contre marches	0.02h/g	22000	249.33
3	mortier de pose sur marches	0.02	20000	400
4	mortier de pose sur contre marches	0.02h/g	20000	226.67
5	Poids des marches	0.17/2	25000	2125
6	Poids de la pailleasse	0.18/cosα	25000	5317.64
7	Enduit en plâtre	0.02/cosα	10000	236.33
8	Gardes corps	-	-	600
Charge permanente totale				G_p=9594.97
Surcharge d'exploitation				Q_p=25000

2.3.4.2 Palier de repos RDC+EC:

Tableau2.7: Charge permanente et d'exploitation de palier de repos.

N ⁰	Désignation	e (m)	γ (N/m3)	Charge (N/m²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.02	18000	360
4	Dalle pleine	0.15	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				G_p=5150
Surcharge d'exploitation				Q_p=25000

2.3.4.3 La pailleasse EC:

Tableau2.8 : Charge permanente et de la pailleasse

N ⁰	Désignation	e (m)	γ (N/m3)	Charge (N/m²)
1	Carrelage sur marches	0.02	22000	440
2	Carrelage sur contre marches	0.02h/g	22000	249.33
3	mortier de pose sur marches	0.02	20000	400
4	mortier de pose sur contre marches	0.02h/g	20000	226.67
5	Poids des marches	0.17/2	25000	2125
6	Poids de la pailleasse	0.18/cosα	25000	5336.60
7	Enduit en plâtre	0.02/cosα	10000	237.18
8	Gardes corps	-	-	600
Charge permanente totale				G_p=9614.78
Surcharge d'exploitation				Q_p=25000

2.3.5 L'Acrotère:

$G=\rho \times S$

$$S = (10 \times 60) + (5 \times 10) + \left(\frac{5 \times 10}{2}\right)$$

$$S = 0.0675 \text{ m}^2.$$

$$G = 0.0675 \times 25 = 1.6875 \text{ KN/ml}$$

❖ **Charge permanente** $G = 1.69 \text{ KN/ml}$.

❖ **Charge d'exploitation** $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

2.4 Prés dimensionnement des éléments structuraux

2.4.1 Prés dimensionnement des voiles

Un voile est un mur en béton armé dont l'épaisseur a une dimension largement inférieure aux deux autres, lesquelles se trouvent sur le même plan. Ils peuvent être utilisés :

❖ En façade (voile extérieur) ;

❖ A l'intérieur (voile intérieur).

Le dimensionnement des voiles se fait selon les recommandations du RPA 99/Version 2003, les éléments considérés comme des voiles doivent satisfaire la condition notée ci-dessus :

$$L \geq 4e \text{ (Article 7.7.1) [7]}$$

Avec :

L : longueur du voile.

e : épaisseur du voile (notée 'a' dans le RPA).

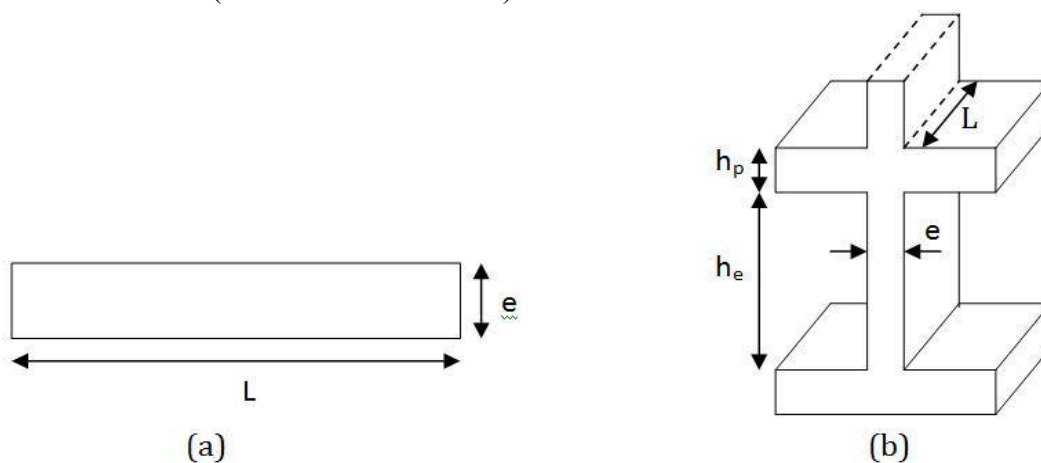


Figure 2.10 : Coupe d'un voile (a) en plan ; (b) en élévation.

Avec :

h_p : hauteur de la poutre = 40cm.

h_e : hauteur libre d'étage ($h_e = \text{hauteur d'étage} - h_p = \text{hauteur d'étage} - 40\text{cm}$).

L'épaisseur minimale du voile 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 indiqué à la figure suivante :

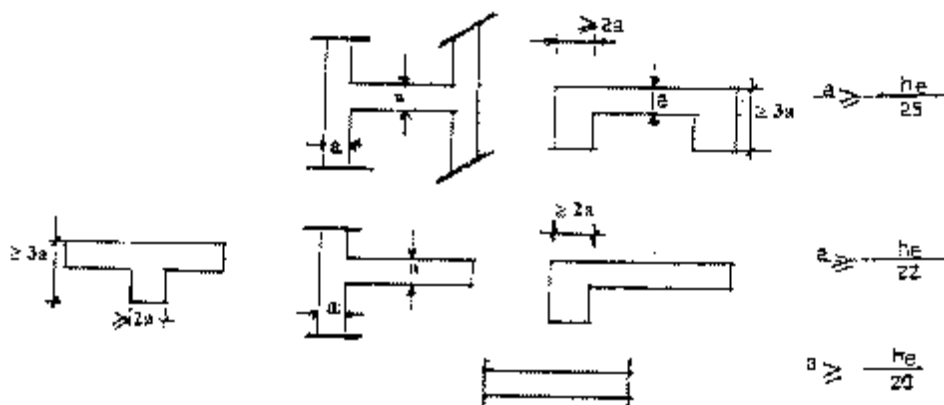


Figure 2.11 : Coupe des différentes formes d'un voile en plan.

Notre structure dispose d'une seule forme de voile, les dimensions sont faites suivants les règles mentionnées sur le tableau suivant :

Tableau 2.9 : Epaisseurs des voiles.

Etages	h_e (cm)	$e \geq h_e/20$	E choisie (cm)
E-Sol	266	13.3	20
RDC	402	20.1	20
Niv 1 au Niv 5	266	13.3	15

Telle que : $E_{choisie} \geq \text{Max}(h_e/20, 15 \text{ cm})$.

Remarque :

Pour notre cas, nous avons opté pour une épaisseur de 20 cm pour l'entre sol pour satisfaire la condition de continuité vu que l'épaisseur du RDC est égale à 20 cm et ce dernier s'appuie sur l'entre sol.

Nous aurons donc :

- Pour les voiles d'épaisseur ($e=15$ cm) la longueur doit être supérieure ou égale à 60 cm.
- Pour les voiles d'épaisseur ($e=20$ cm) la longueur doit être supérieure ou égale à 80 cm.

2.4.2 Prés dimensionnement des poutres

Une poutre est un solide en béton armé à ligne moyenne droite, à section rectangulaire, en T ou en I, dont la portée est prise entre nus des appuis. Le dimensionnement d'une poutre est déterminé en respectant les exigences du BAEL 91. La hauteur des poutres est déterminée par l'expression suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad [11]$$

$$0.3h_t < b < 0.8h_t$$

Avec :

L : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre.

2.4.2.1 Prés dimensionnement des poutres Principales (PP)

$$L_{max} = 420 - 40 = 380 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{420}{15} \text{ cm} \leq h \leq \frac{420}{10} \text{ cm}$$

$$28 \text{ cm} \leq h \leq 42$$

$$12 \leq b \leq 32$$

On prend $h=40 \text{ cm}$ et $b=30 \text{ cm}$

- **Vérification des exigences du RPA99/2003 (Article 7.5.1)**

$$h=40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$b=30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$h/b=1.16 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

2.4.2.2 Prés dimensionnement des poutres secondaires (PS)

$$L_{max} = 360 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{360}{15} \text{ cm} \leq h \leq \frac{360}{10} \text{ cm}$$

$$24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}$$

$$9 < b < 24$$

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

✓

- **Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)**

$$h=30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$b=30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$h/b=1.33 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ Nous allons donc opter pour des dimensions identiques parce que les portées sont presque égales ; de plus, ceci facilitera la mise en œuvre sur chantier vu que nous avons deux dispositions différentes des poutrelles, nous notons :

- Poutre principale: PP (30x40) cm^2 .
- Poutre secondaire: PS (30x30) cm^2 .

2.4.3 Prés dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone III (Exemple):

$$\text{Min (b, h)} \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Min (b, h)} \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm}$$

$$0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci dessus.

Les dimensions des poteaux supposées :

- RDC : Poteaux (40, 40) cm²
- 1er, 2ème, 3ème, 4ème: Poteaux (40, 40) cm²
- 5ème étage: Poteaux (40, 40) cm²

2.5 Descente de charges :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère...)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

• Surcharges différentes selon la loi de dégression:

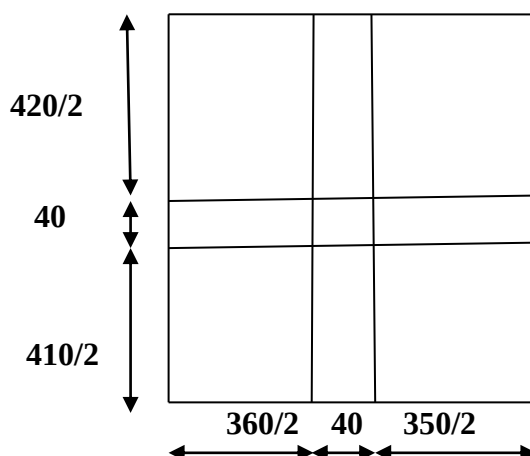
- Sous la terrasse Q_0
- Sous le premier étage a partir du sommer $Q_0 + Q_1$
- Sous le deuxième étage $Q_0 + 0.95 \cdot (Q_1 + Q_2)$
- Sous le troisième étage $Q_0 + 0.95 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Pour n étage ($n \geq 5$) $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

• Poteau le plus sollicitée :

- ✓ La surface afférente:

$$S = 14.73 \text{ cm}^2.$$

- ✓ Les charges et surcharges:



✓ **inaccessible Plancher terrasse:**

$$G=14.73*6.33=93.24\text{KN}$$

$$Q=14*731=14.73\text{KN}$$

✓ **Plancher étages 1à5+RDC :**

$$G=14.73*5.38=79.25\text{kN}$$

$$Q=14.73*1.5=22.10\text{KN}$$

✓ **Les poutres :**

$$G_{pp}=4.15*0.3*0.4*25=12.45\text{KN}$$

$$G_{ps} = 3.55*0.3*0.3*25=7.98\text{KN}$$

$$G_{pot} = s.25.he$$

✓ **Poteau RDC:**

$$0.4*0.4*25*3.79=15.16\text{KN}$$

✓ **Poteau étage :**

$$0.4*0.4*25*3.06=12.24\text{KN}$$

✓ **Application de la dégression**

- Un bâtiment en béton armé (R+5) à usage d'habitation:
- Plancher RDC $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher 1er au 5ème (habitations) $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher terrasse (non accessible) $Q=1 \text{ KN/m}^2$.

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

On a le nombre d'étage est supérieur à 5, donc le coefficient $(\frac{3+n}{2n})$ étant valable, et on obtient les valeurs suivantes : La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Sous la terrasse

$$Q_0$$

Sous le premier étage a partir du sommer

$$Q_0+Q_1$$

Sous le deuxième étage

$$Q_0+0.95. (Q_1+Q_2)$$

Sous le troisième étage

$$Q_0+0.95. (Q_1+Q_2+Q_3)$$

Pour n étage ($n \geq 5$)

$$Q_0+\frac{3+n}{2.n} . (Q_1+Q_2+Q_3+.....Q_n)$$

✓ Dégression des charges d’exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
5	$Nq_0=1,00$	1
4	$Nq_1= q_0+ q_1$	2.5
3	$Nq_2=q_0 +0.95 (q_1 + q_2)$	3.85
2	$Nq_3=q_0 +0.90 (q_1 + q_2+q_3)$	5.05
1	$Nq_4=q_0 + 0.85(q_1 + q_2+q_3 + q_4)$	6.1
RDC	$N q_5=q_0 + 0.80(q_1 + q_2 + q_3 + q_4+q_5)$	7

2.5.1 Descente de charges

Niveau	Éléments	G(KN)	Q(KN)
N1	Plancher terrasse Gpp (40 x 30) cm ² Gps (30 x30) cm ²	93.24 12.45 7.98	
	Total	113.67	14.73
N2	Venant N1 Poteau (40 x 40) cm ²	113.67 12.24	
	Total	125.91	
N3	Venant N2 Plancher étage Gpp (40 x 30) cm ² Gps (30 x 40) cm ²	125.91 79.25 12.45 7.98	
	Total	225.59	36.73
N4	Venant N3 Poteau (40 x 40) cm ²	225.59 12.24	
	Total	237.83	
N5	Venant N4 Plancher étage Gpp (40 x 30) cm ² Gps (30 x 30) cm ²	237.83 79.25 12.45 7.98	
	Total	337.51	56.710
	Venant N5	337.51	

N6	Poteau (40 x 40) cm ²	12.24	
	Total	349.75	
N7	Venant N6	349.75	
	Plancher étage	79.25	
	Gpp (40 x 30) cm ²	12.45	
	Gps (30 x 30) cm ²	7.98	
	Total	449.43	74.38
N8	Venant de N7	449.43	
	Poteau (40x 40) cm ²	12.24	
	Tota	461.67	
N9	Venant de N8	461.67	
	Plancher étage	79.25	
	Gpp (40 x 30) cm ²	12.45	
	Gps (30 x 30) cm ²	7.98	

	Total	561.35	
N10	Venant de N9 Poteau (40x 40) cm ²	561.35 12.24	
	Total	573.59	89.853
N11	Venant de N10	573.59	
	Plancher étage	79.25	
	Gpp (40 x 30) cm ²	12.45	
	Gps (30 x 40) cm ²	7.98	
	Total	662.27	103.11
N12	Venant de N9 Poteau (40x 40) cm ²	662.27 15.67	
	Total	677.94=G	103.11=Q

❖ Les vérifications nécessaires

a) Poteau RDC:

- L'effort normal ultime

$$Nu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 677.94 + 1.5 \times 103.11 = 1069.884 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de

10% tel que :

$$Nu = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$$

Donc :

$$Nu = 1.1 \times 1069.88 = 1176.868 \text{ KN}$$

❖ **Vérification à la compression simple:**

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{Nu}{B} \leq 0.6 * F_{c28}$ avec B :section du béton

$$B \geq \frac{Nu}{0.6 * f_{c28}}$$

$$B \geq \frac{1176.86 * 10^{-3}}{0.6 * 25} = 0.0784 \text{ m}^2$$

On a $B = 0.16 \text{ m}^2$

$B = 0.16 \geq 0.0784$ condition vérifiée.

❖ **Vérification au flambement:**

On doit faire la vérification suivante :

$$Nu \leq \alpha * \left[\frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_c} \right]$$

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha * \left[\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * f_e}{Br * \gamma_s} \right]}$$

Avec :

Br : section réduit du béton

As : section des armatures

γ_c : Coefficient de sécurité des aciers

γ_b : Coefficient de sécurité des bétons

α : coefficient en fonction de l'élancement λ

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

On calcule l'élancement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : longueur de flambement

l_0 : longueur de poteau (la hauteur libre d'étage)

i: rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I: Moment d'inertie: $I = \frac{b_1 \times (h_1)^3}{12}$

$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times (3.06 - 0.4) = 1.86 \text{ m}$

$B = 0.16 \text{ m}^2$

$I = \frac{0.4 \times 0.4^3}{12} = 2.13 \times 10^{-3} \text{ m}^4$

$i = \sqrt{\frac{2.13 \times 10^{-3}}{0.16}} = 0.1153$

$\lambda = \frac{1.86}{0.1153} = 16.131 < 50$ pas de risque de flambement $\rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{16.131}{35}\right)^2} = 0.815$

$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B_r \times \gamma_s} \right]}$ $Br \geq \frac{1176.86 \times 10^{-3}}{0.815 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{9 \times 400}{1000 \times 1.15} \right]} = 0.0666 \text{ m}^2$

- ✓ AS = 0.7%. Br.....zone I
- ✓ As = 0.8%. Br.....Zone IIa
- ✓ As = 0.9%. Br.....Zone IIb
- ✓ As = 0.9%. Br.....Zone III

Nous avons:

$Br = (40 - 2) \times (40 - 2) \times 10^{-4} = 0.1444 \text{ m}^2$

$0.1444 \text{ m}^2 > 0.078 \text{ m}^2$ donc le poteau ne risque pas de flamber

b) Les autres poteaux

❖ Vérification à la compression simple

Tableau2.10 : Résultats des vérifications à la compression simple

Poteau	RDC	Etage 1, 2, 3, 4, 5
Nu(KN)	1176.868	1176.868
$B_{caln} (m^2)$	0.815	0.815
$B_{adop} (m^2)$	0.0666	0.0666

❖ Vérification au flambement

Tableau2.11 : Résultats des vérifications au flambement.

Poteau	RDC	Étage 1, 2, 3, 4, 5.
Nu (KN)	1176.868	1176.868

Badop (m²)	0.16	0.09
<i>l</i>0 (m)	3.44	2.76
<i>L</i><i>f</i> (m)	1.86	1.86
I. 10⁻² (m⁴)	2.13	2.13
<i>i</i> (m)	0.1153	0.1153
Λ	16.131	16.131
A	0.745	0.786
<i>Br cal</i> (m²)	0.815	0. 815
<i>Br adop</i>(m²)	0.0666	0.0666

CHAPITRE 3 :
Calcul des éléments
Secondaires

3.1 Introduction

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ce sont des éléments en maçonnerie comme les cloisons et les murs de façade.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

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

- L'acrotère.
- Les escaliers.
- Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression).
- Les balcons

3.2 L'acrotère

3.2.1 Calcul de L'acrotère

3.2.1 Méthode de calcul

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse cette dernière est sollicitée par deux efforts importants :

- Effort vertical dû à son poids propre.
- Effort horizontal dû à la main courante créant un moment fléchissant à l'encastrement.
- Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement, il se fera à la flexion composée pour une bande d'un mètre linéaire.

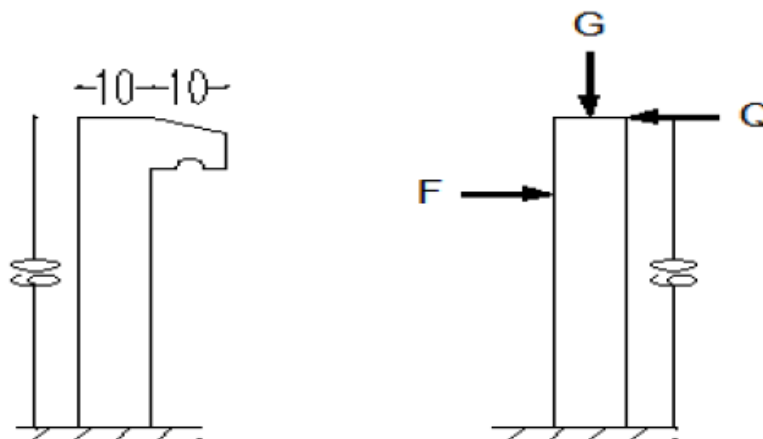


Figure 3.1 : L'acrotère terrasse inaccessible

3.2.2 Evaluation des charges et surcharges :

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = [(0,6 \times 0,1) + (\frac{0,05 \times 0,1}{2}) + (0,05 \times 0,1)] \times 25 = 1,69 \text{KN}$$

- Surcharge d'exploitation :

$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow$ Effort de la main courante.

3.2.3 Les Sollicitations

- A l'état Limite de Résistance E.L.U :

G : effort qui stabilise l'acrotère donc il n'y a pas de majoration de la charge permanente.

Effort normal de compression : $N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,69 = 2,28 \text{ KN}$

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

Effort tranchant : $V_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$.

- A l'état Limite de Service E.L.S :

Effort Normal de compression : $N_{ser} = G = 1,69 \text{KN}$

Moment fléchissant : $M_{ser} = Q h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

3.2.4 Calcul de Ferrailage

Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande unitaire c'est-à-dire de 1m de largeur. La Fissuration est considérée comme préjudiciable, en plus l'élément est exposé aux intempéries Donc, l'enrobage (c) est pris égale à 2cm.

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.

$h = 10 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

$d = h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$

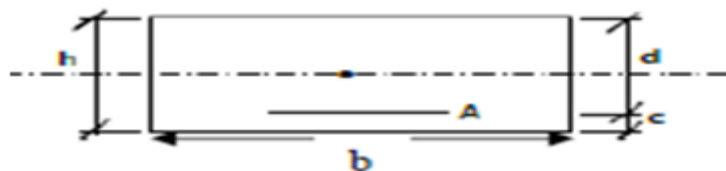


Figure 3.2 : section transversal

Tableau 3.1 : Ferrailage de l'acrotère

section	M (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	β	A_s (cm ²)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)	$A_{s \text{ adopté}}$ (cm ²)
Acrotère	0,968	100	8	0,01	0,013	0,99	0,28	0,97	4Ø8 $\Rightarrow$ 2,01

• Espacement des barres :

D'après B.A.E.L 91 [2] :

$$St \leq \min (3 \text{ ht} ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (3 \times 10 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } St = 25 \text{ cm}$$

• Les Armatures de répartition :

$$Ar = A_{\text{adopté}} = 2,014 = 0,50 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } Ar = 3\emptyset 8 = 1,51 \text{ cm pour chaque } 25 \text{ cm.}$$

3.2.5 Vérification de l'effort tranchant : (CBA93 A.5.1.2.1.1) [1]

On doit vérifier : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

τ_u : Contrainte de cisaillement ultime de calcul

$\overline{\tau_u}$: Contrainte de cisaillement ultime admissible.

Nous avons une **fissuration préjudiciable** d'où :

$$\bullet \tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) ; 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,15 \times \frac{25}{1,5} = 2,5 \text{ MPA}$$

$$\text{Donc : } \overline{\tau_u} = \min (2,5 \text{ MPA} ; 4 \text{ MPA}) = 2,5 \text{ MPA}$$

$$\bullet \tau_u = \frac{v_u}{bd}$$

v_u : L'effort tranchant ultime à la base de l'acrotère

$$v_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,018 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,018 \text{ MPA} \leq \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✓ Armatures transversales :

Dans le cas des éléments minces on ne dispose pas des armatures transversales si la condition suivante est vérifiée:

$$\tau_u < 0,05 f_{c28} \Rightarrow \tau_u = 0,018 \text{ MPA} < 1,25 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement)

3.2.6 Vérification des contraintes à ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Pour le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28}$ (C.B.A93 A4.5.2) [1]

Pour l'acier : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj} \right)$ MPA (C.B.A A.4.5.3.3) [1]

$$\bullet \sigma_{st} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \times 400 = 266,66 \text{ MPa} \\ 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj} = 110 \sqrt{1} \cdot f_{t28} = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPA}$$

- $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6. f_{c28} = 0,6. 25 = 15 \text{MPa}$

- **Calcul σ_{bc} et σ_{st}**
$$\begin{cases} \delta_{bc} = k \times y_{ser} \\ \delta_{bc} = 15 \times k(d - y_{ser}) \end{cases}$$

k : coefficient angulaire de contrainte $\frac{M_{ser}}{I}$

I : le moment d'inertie de la section homogène réduit

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 [A_s (d - y_{ser})^2 + A_s' (y_{ser} - d')^2]$$

y_{ser} : Distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée (supérieur)

Les données sont :

$$\begin{cases} N_{ser} = 1,69 \text{ KN} ; M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m} \\ A_s = 0 ; A_s = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} \end{cases}$$

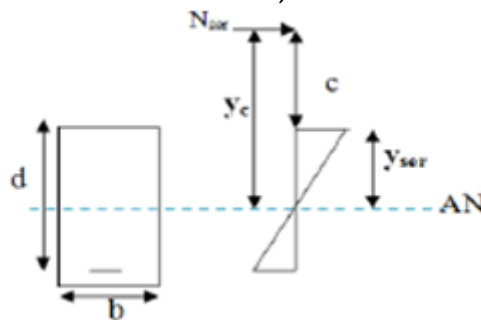


Figure 3.3 : Position de l'axe neutre

⇒ **Détermination de "yc"** : (distance entre le centre de pression et l'axe neutre de la section)

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on a :

$yc^3 + p. yc + q = 0$ [pratique du BAEL 91 cours avec exercices corrigés. page 112]

yc : est la solution de l'équation

$$\begin{cases} p = -3c^2 - 90A_s (d - c)/b + 90A_s' (c - d')/b \\ q = -2c^3 - 90A_s (d - c)^2/b - 90A_s' (c - d')^2/b \end{cases}$$

et

c : distance de centre de pression à la fibre supérieure

$$\begin{cases} c = d - e_A \\ e_A = d - \frac{h}{2} + e_s \end{cases}$$

On a : $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,69} = 0,355 \text{ m} = 35,5 \text{ cm}$

$e_A = 8 - \frac{10}{2} + 35,5 = 38,5 \text{ cm}$

$c = 8 - 38,5 = -30,5 \text{ cm}$

On aura :

$P = -3(-30,5)^2 - 90 \times 2,01(8 + 30,5)/100 = -2860,39 \text{ cm}^2$

$q = -2(-30,5)^3 - 90 \times 2,01(8 + 30,5)^2 / 100 = 54063,85 \text{ cm}^2$

Et l'équation deviendra :

$yc^3 + -2860,39yc + 54063,85 = 0$

➤ La résolution de l'équation :

La résolution de cette équation est obtenue par la méthode suivant :

$$\Delta = q^2 + 4p^3/27 = (54063,85)^2 + 4(-2860,39)^3/27 = -544244928,7$$

$$\Delta = -544244928,7 < 0 \quad \varphi = \text{Arc cos} \left\{ \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{p}} \right\}$$

$$\cos \varphi = 3q \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} / 2p = 3(54063,85) \times \sqrt{\frac{-3}{-2860,39}} \times (-2860,39) = -0,918 ; \varphi = 156,6$$

$$a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{2860,39}{3}} = 61,76$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos \frac{\varphi}{3} = 61,76 \cos 156,653 = 37,84 \text{ cm} \\ y_{c2} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right) = 61,76 \cos(156,653 + 120^\circ) = -61,19 \text{ cm} \\ y_{c3} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right) = 61,76 \cos(156,653 + 240^\circ) = 23,35 \text{ cm} \end{cases}$$

La solution qui convient est : $y_{c3} = 37,84 \text{ cm}$

$y_{ser} = y_c + c$ (représente la distance du centre de pression à l'axe neutre a fibre superieur de la section.)

S'effectue dans le cas $\Delta < 0$, on choisit les trois solutions y_{c1} , y_{c2} , y_{c3} celle qui donne

$$0 < y_{ser} = y_c + c < d$$

Donc on prend : $y_{c3} = 37,84 \text{ cm}$

$$y_{ser} = 37,84 - 30,5 = 7,34 \text{ cm}$$

➤ Calcul des contraintes :

✓ **Moment d'inertie :** On calcule Le moment d'inertie de la section homogène réduite

$$\text{est : } I = \frac{b y_{ser}^3}{3} + 15 [A_s (d - y_{ser})^2 + (y_{ser} - d)^2 A_s']$$

$$A_s' = 0 \Rightarrow I = \frac{b y_{ser}^3}{3} + 15 A_s (d - y_{ser})^2$$

$$I = 100 \times 7,3433 + 15 [2,01 \times (8 - 7,34)^2] = 13194,69 \text{ cm}^4$$

✓ **Le coefficient angulaire des contraintes :**

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,6 \times 100}{13194,69} = 0,0045 \text{ KN/cm}^3$$

✓ **Etat limite de compression du béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$**

$$\sigma_{bc} = k \times y_{ser} = 0,0045 \times 7,34 \times 10 = 0,33 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

✓ **Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$**

$$\sigma_{st} = 15 \times k (d - y_{ser}) = 15 \times 0,0045 (8 - 7,34) \times 10 = 0,45 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPA} \dots\dots \text{C.V}$$

Donc les armatures calculées à L' E.L.U.R sont convenables

3.2.7 Vérification au séisme :

Selon **RPA99 /V2003 (article 6.2.3)** [3], l'acrotère est classé comme un élément non structurel, doit résister à un effort sismique donnée par :

$$F_p = 4. A. C_p. W_p$$

Il faut que : $F_p < V_u$

- F_p : Forces horizontales de calcul agissant sur l'acrotère
- A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau 4.1 (RPA99/V2003, page 34) [3] pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

La structure est installée dans une zone IIa (moyenne sismicité) avec groupe d'usage 2

Donc : $A = 0,15$

- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 voir tableau 6.1 (RPA99/V2003, page 55) [3] Donc : $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère Donc : $W_p = 1.69 \text{ KN}$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,69 = 0,81 \text{ KN}$$

La condition pour que l'acrotère puisse résister à cette force est :

$$F_p = 0,81 \text{ KN} < V_u = 1,5 \text{ KN} \dots \dots \dots C.V$$

Alors l'acrotère est stable vis-à-vis de l'effet sismique

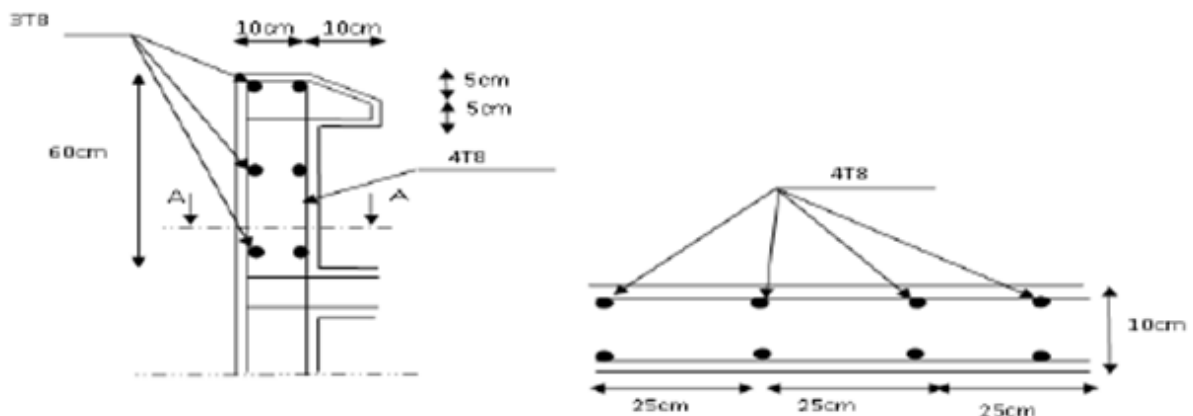


Figure 3.4 : Le schéma de ferrailage de l'acrotère

3.3 Les plancher

3.3.1 Les planchers à corps creux:

3.3.1.1 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520, $\Phi \leq 6 \text{ mm}$) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au BAEL 91 (art B.6.8.423).

- 33 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.
- 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.

3.3.1.2 Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles ($A_{\perp}$):

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

$L = 65 \text{ cm}$: distance entre axes des poutrelles.

D'où :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 6\phi 5 = 1.18 \text{ cm}^2$, avec un espacement de : $e = 20 \text{ cm}$

- Armatures parallèles aux poutrelles ($A_{//}$) :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.18}{2} = 0.8 \text{ cm}^2 \text{ Soit :}$$

$$A_{//} = 6\phi 5 = 1.18 \text{ cm}^2, \text{ avec un espacement de : } e = 20$$

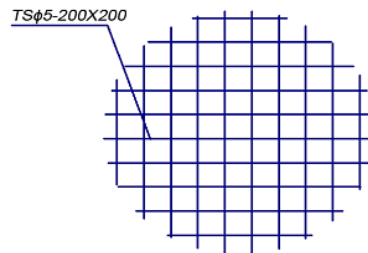


Figure 3.5 : schéma des armatures de la dalle de compression

3.3.1.3 Calcul de la poutrelle

- La largeur de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est armée d'un treillis soudé. La poutrelle est calculée comme une poutre en T, dont la largeur efficace de la table de compression est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

$$\begin{aligned} \triangleright b_1 &\leq \frac{l-b_0}{2} \\ \triangleright b_1 &\leq \frac{l_1}{10} \\ \triangleright b_1 &\leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} \end{aligned}$$

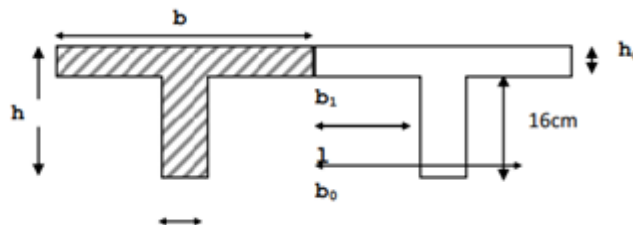


Figure 3.6 : Largeur de la dalle de compression

Sachant que:

l : distance entre axe des poutrelles.

l1 : portée de la plus grande travée telle que **l1** = 3.35m (la travée la plus sollicitée).

b: largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs.

b0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12 \text{ cm}$).

h0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$).

h: hauteur totale du plancher.

Donc :

$$\begin{cases} b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 335 / 10 = 33,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq (2 / 3)(335 / 2) = 111,66 \text{ cm} \end{cases}$$

D' où : $b = 2 b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

Chargement :

Poids propre $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

Poids des corps creux $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

Poids ouvrier..... $Q = 1 \text{ KN/ml}$

3.3.1.4 Calcul à L'ELU

- Combinaison de charges :

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

$$qu = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,50 (1) = 2,5 \text{ KN/ml}$$

Ferraillage à l'ELU :

- Le moment en travée :

$$Mu = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times (3,6)^2}{8} = 4,05 \text{ KN.m}$$

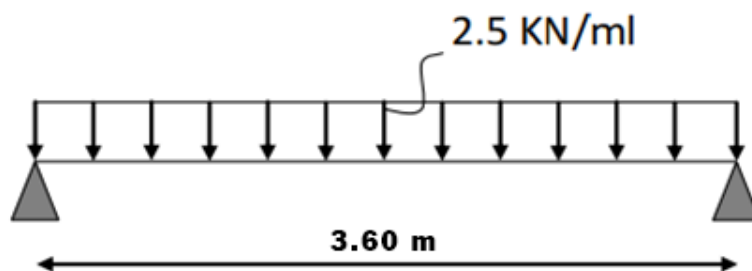


Figure 3.7 : Poutre

- Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{qu \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.6}{2} = 4.50 \text{ KN}$$

- **Calcul de la section d'armature:**

Soit l'enrobage : $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.05 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 5.94 \gg 0.392 \text{ Section doublement armée (SDA)}$$

Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir des étriers pour soulager la poutrelle pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées (ASC) ne soient pas nécessaires.

- **Calcul de la distance entre étais :**

Calcul du moment limite qui correspond à une SSA.

$$Ml = \mu_1 \times b \times d^2 f_{bu} = 0.392 \times 0.12 \times (0.02)^2 \times 14.2 \times 10^3 = 0.26 \text{ KN.m}$$

$$L_{max} = \sqrt{\frac{8 \times M_1}{q_u}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.26}{2.5}} = 0.912 \text{ m}$$

On prend $l = 1 \text{ m}$ entre étais.

2ème étapes : Après coulage de la dalle de compression

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T, avec une inertie constant, reposant sur des appuis. Les appuis dérivés sont considérés comme des appuis simples. La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie. A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

3.3.2 Plancher d'étage courant

Les charges supportées par la poutrelle :

- Charges d'exploitations $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/m}$
- Charges permanentes $G = 5.38 \times 0.65 = 3.497 \text{ KN/m}$

La combinaison de charge :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.18 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 4.47 \text{ KN/ml}$$

3.3.3 Plancher terrasse inaccessible :

Poids propre du plancher

$$G = 6.33 \times 0.65 = 4.11 \text{ KN/ml.}$$

Charge d'exploitation

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml.}$$

La combinaison de charge

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.52 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 4.76 \text{ KN/ml}$$

3.3.4 Choix de la méthode de calcul

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes.

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

NB: La poutrelle qui sera étudiée est celle de la file et c'est le cas le plus défavorable car les longueurs des travées sont plus importantes.

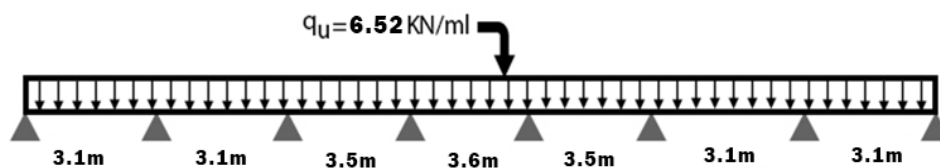


Figure:
schéma
de
Figure

3.8 : schéma de poutre a la longueur totale x-x

3.3.4.1 Les conditions de la méthode forfaitaire sont :

1- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 .

➤ $Q = 1.5 \leq \max\{2G ; 5 \text{ KN/ml}\} = 7.67 \text{ KN...}$ la condition est vérifiée.

2 - Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.la condition est vérifiée.

3- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{310}{310} = 1 \leq 1.25 \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{310}{350} = 0.88 \leq 1.25 \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{350}{360} = 0.97 \leq 1.25 \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{360}{350} = 1.02 \leq 1.25 \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{350}{310} = 1.12 \leq 1.25 \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{310}{310} = 1 \leq 1.25 \text{condition vérifiée}$$

4- la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements.⇒Condition vérifiée

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées donc **la méthode forfaitaire** est applicable.

Calcul des coefficients :

M₀ : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée est soumise aux mêmes charges (moments isostatique) M_w, M_e, M_t : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauches, de droites ainsi que celle du moment en travée.

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.50}{1.5 + 5.38} = 0.21 \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

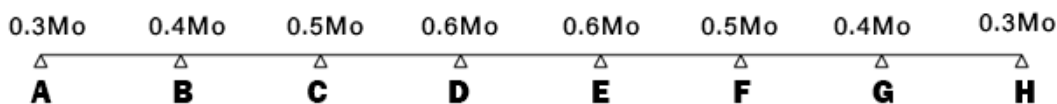
Les valeurs prise pour M_t, M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.05M_0$$

$$\text{- travée intermédiaire : } M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0$$

$$\text{- travée de rive : } M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_0$$



On aura après calcul : α = 0,20

$$1 + 0,3 \alpha = 1.06$$

$$\frac{1 + 0,3 \alpha}{2} = 0.53$$

$$\frac{1.2 + 0,3 \alpha}{2} = 0.63$$

3.3.5 Calcul des moments statiques

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison

$$M = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_1 = M_2 = M_6 = M_7 = 6.52 \times \frac{(3.1)^2}{8} = 7.83 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_5 = 6.52 \times \frac{(3.5)^2}{8} = 9.98 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 6.52 \times \frac{(3.6)^2}{8} = 10.56 \text{ KN.m}$$

Travée AB :

$$M_{TAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$$

$$M_{TAB} \geq -\frac{M_A + M_B}{2} + (1 + 0.3\alpha)M_0$$

$$M_{TAB} \geq -\frac{2.35 + 3.13}{2} + (1 + 0.3 \times 0.2)7.83 = 5.56 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.2}{2} \right) \times 7.83 = 4.93 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{TAB} = 5.56 \text{ KN.m} = M_{TGH}$

Travée intermédiaire :

$$M_{TBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$$

$$M_{TBC} \geq -\frac{M_B + M_C}{2} + (1 + 0.3\alpha)M_0$$

$$M_{TBC} \geq -\frac{3.13 + 4.99}{2} + (1 + 0.3(0.2))9.98 \Rightarrow M_{TBC} = 6.52 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3 \times 0.2}{2} \right) \times 9.98 = 5.28 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{TBC} = 6.52 \text{ KN.m} = M_{TFG}$

Travée CD :

$$M_{TCD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq 1.2 \times 1056$$

$$M_{TCD} \geq -\frac{4.99 + 6.34}{2} + (1 + 0.3(0.2))10.56 = 5.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{TCD} \geq 5.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{TCD} \geq \frac{1 + 0.2 \times 0.3}{2} \times 10.56 = 5.60 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{TCD} = 5.60 \text{ KN.m} = M_{TEF}$

Travée DE :

$$M_{TDE} + \frac{M_D + M_E}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$$

$$M_{TDE} \geq 4.85 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3 \times 0.2}{2} \right) 10.56 = 7.92 \text{ KN.m}$$

On prend **MTDE = 7.92KN.m**

3.3.6 calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

$$T_E = T_w + q_u L$$

Avec :

TW : efforts tranchant à gauche de l'appui.

TE : efforts tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Tableau 3.2 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
M _w	2.35	3.13	4.99	6.34	6.34	4.99	3.13
M _E	3.13	4.99	6.34	6.34	4.99	3.13	2.35
T _w	-10.35	-10.70	-11.79	-11.74	-11.02	-9.50	-9.85
T _E	9.86	9.51	11.03	11.73	11.80	10.71	10.36

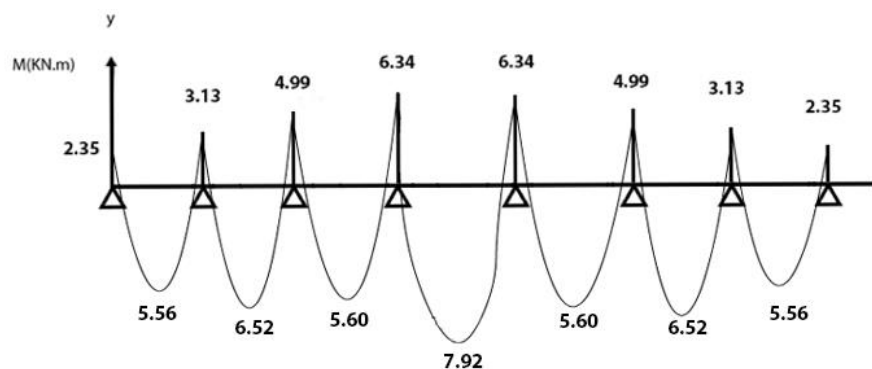


Figure 3.9 : diagramme des moments fléchissant

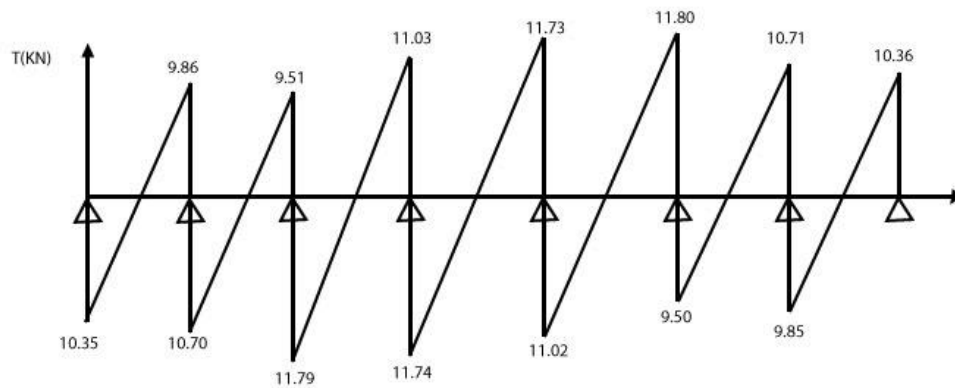


Figure 3.10 : diagramme des efforts tranchant

3.3.8 Calcul des armatures :

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{max} = 7.92 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = 6.34 \text{ KN.m}$$

Calcul à l'ELU :

Calcul des Armatures longitudinales :

Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = b h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.040 \times 0.65 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_t = 7.92 \text{ KN.m} \rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (b x h)

$$\mu_b = \frac{M_t \max}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{7.92 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.026 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.026 \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times \mu_b = 0.986$$

$$A_{st} = \frac{M_t \max}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.92 \times 10^3}{0.986 \times 18 \times 348} = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.28 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

Armatures aux appuis

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire (b 0 x h)

$$M_a \max = 6.34 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{a \max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{6.34 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.021 < 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.021 \rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_a = \frac{M_{a \max}}{\beta d (f_e l_{ys})} = \frac{6.34 \times 10^3}{0.989 \times 18 \times 348} = 1.02 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.02 \text{ cm}^2 \text{ on adopte: } \mathbf{2HA10} = \mathbf{1,57 \text{ cm}^2}$$

Calcul des armatures transversales :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right) \text{ (Art 7.2.21/BAEL91)}$$

$$\min \left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 12 \right) = 0.571 \text{ cm}$$

$$\phi 1.02 \geq 0.571 \text{ cm On prend 6mm}$$

$$\text{On adopté: } 2\phi 6 \rightarrow A_t = 0,571 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 6$

Espacement des armatures transversales :

$$St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(16.2, 40) = 16,2 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{12 \times 0.4} = 47.5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } St = 16 \text{ cm}$$

3.3.9 Vérification à l'ELU :

Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \text{ « Fissuration peu nuisible »}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} = \frac{11.79 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.55 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.55 < \bar{\tau}_u = 3.25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.13/BAEL91)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{11.79 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3 \times 10 \times \pi} = 0.77 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.77 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_{u\max} \leq 0.267 b_0 \times a \times f_{c28}$ avec $a = 0.9d$

$$V_{u\max} \leq 0.267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times 25 = 129.76 \text{ KN}$$

$$V_{u\max} \leq 129.76 \text{ KN}$$

❖ **Appuis de rive :**

$$V_{\max} = 10.36 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Appuis intermédiaires :**

$$V_{\max} = 11.79 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

$$\text{On doit vérifier que : } A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_{u\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right)$$

Appuis de rive :

$$A = 1.57 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(10.36 + \frac{2.35}{0.9 \times 0.18} \right) A = 1.57 \geq 0.71 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires :

$$A = 2.35 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(11.79 + \frac{6.35}{0.9 \times 0.12} \right) = 1.46 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.35 \geq 1.46 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des scellements droit : (BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ avec : } \tau_{su} = 0.6 \cdot \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$D'où \ l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.21 \text{ cm} \quad L_s = 0.4 \times 35.21 = 14.10 \text{ cm}$$

Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bcmax} = \frac{V_{umax}}{b_0 a} \leq \overline{\sigma_{bc}} \text{ avec } a = 0.9d$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 1.3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bcmax} = \frac{11.79 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 120} = 0.60 < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

3.3.10 Calcul à l'ELS :

Les efforts internes à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u)

$$\text{On a } q_u = 6.52 \text{ KN} \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.76}{6.52} = 0.73$$

Calcul des moments fléchissant :

Les moments aux appuis :

$$M1 = 2.35 \times 0.73 = 1.72 \text{ KN.m}$$

$$M2 = 3.13 \times 0.73 = 2.28 \text{ KN.m}$$

$$M3 = 4.99 \times 0.73 = 3.64 \text{ KN.m}$$

$$M4 = 6.34 \times 0.73 = 4.63 \text{ KN.m}$$

$$M5 = 6.34 \times 0.73 = 4.63 \text{ KN.m}$$

$$M6 = 4.99 \times 0.73 = 3.64 \text{ KN.m}$$

$$M7 = 3.13 \times 0.73 = 2.28 \text{ KN.m}$$

$$M8 = 2.35 \times 0.73 = 1.72 \text{ KN.m}$$

Les moments en travées :

$$Mt1 = 5.56 \times 0.73 = 4.06 \text{ KN.m}$$

$$Mt2 = 6.52 \times 0.73 = 4.76 \text{ KN.m}$$

$$Mt3 = 5.60 \times 0.73 = 4.08 \text{ KN.m}$$

$$Mt4 = 7.92 \times 0.73 = 5.78 \text{ KN.m}$$

$$Mt5 = 5.60 \times 0.73 = 4.08 \text{ KN}$$

$$Mt6 = 6.52 \times 0.73 = 4.76 \text{ KN}$$

$$Mt7 = 5.56 \times 0.73 = 4.06 \text{ KN}$$

Etat limite de compression du béton :

$$\text{Aux travées : } M_{tmax} = 5.78 \text{ KN.m}$$

La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 2.35}{18 \times 12} = 1.088$$

$$\rho_1 = 1.088 \rightarrow \beta_1 = 0.856 \rightarrow K = 0.05$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{5.78 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.35} = 159.63 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.05 \times 159.63 = 7.98 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis : $M_a^{max} = 4.11 \text{ KN.m}$

La table étant tendue, la section à calculer est rectangulaire (b₀.h)

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 1.57}{18 \times 12} = 0.727$$

$$\rho_1 = 0.727 \rightarrow \beta_1 = 0.876 \rightarrow K = 0.04$$

Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4.63 \times 10^3}{0.876 \times 18 \times 1.57} = 187.03 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.04 \times 187.03 = 7.48 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

3.3.11 Vérification des ouvertures de fissuration à l'ELU :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{3.6}{F_e} \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle est comprise)

M_0 : Moment isostatique

L : portée libre

M_t : moment de flexion

b_0 : largeur de nervure

$$1) \frac{h}{L} = \frac{20}{360} = 0.055 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$a) f_v = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 E_v I f_v}$$

$$b) f_i = \frac{M_s l^2}{10 E_i I f_i} < \frac{L}{500}$$

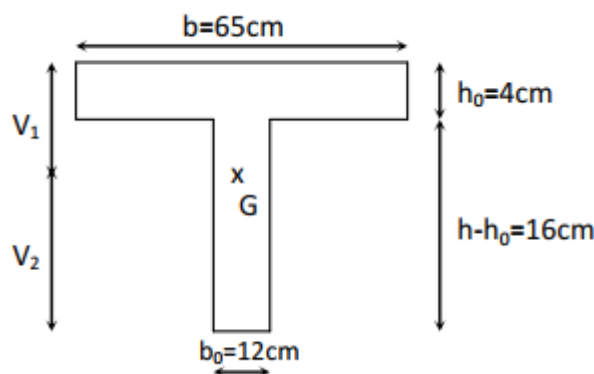


Figure 3.11 : schéma statique de poutrelle

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + (b - b_0) \frac{h^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.1 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.1^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.1 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.35 (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 18929.506 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011$$

$$\lambda_i = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.011 \times (2 + \frac{(3 \times 12)}{65})} = 1.49$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0.596$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 168.28 + 2.1} = 0.613$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 18929.506}{1 + 1.49 \times 0.613} = 10882.608 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{5.35 \times (3.7)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.87 \times 10882.608} = 0.62 < \frac{L}{500} = 0.64 \text{ cm}$$

Donc Il ya aucun risque de la flèche.

3.4 Calcul des balcons

3.4.1 Introduction

Le balcon est constitué d'une dalle pleine. Une dalle pleine peut être appuyée sur deux, trois ou quatre appuis, comme elle peut être assimilée à une console (un seul appui). Elle est calculée par panneau, qui est délimité selon le nombre d'appuis.

l_x : La plus petite dimension du panneau.

l_y : La plus grande dimension du panneau.

Le calcul d'une dalle pleine dépend essentiellement du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Si $\rho \leq 0.4$: La dalle travail suivant un seul sens, on les appels les poutres-dalles (flexion suivant l_x).

Si $\rho > 0.4$: La dalle travail suivant les deux sens, (flexion suivant l_x et l_y).

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

$$Lx=1,2m$$

$$Ly=3,20$$

$$\rho=Lx/Ly=120/320=0,375$$

$$\rho=0,375<0,4 \text{ La dalle travaille dans un seul sens (comme une console)}$$

3.4.2 Evaluation des charges

$$G = 5.330 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

Pour 1 ml :

$$G = 5.330 \text{ KN/m}$$

$$Q = 3.50 \text{ KN/m}$$

3.4.3 Combinaison des charges :

Calcul à ELU

$$\begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5Q \\ P_U = 1.35 \times g \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_u = 12.445 \text{ Kn/ml} \\ P_U = 1.35 \text{ Kn/ml} \end{cases}$$

Calcul à ELS :

$$\begin{cases} q_s = G + Q \\ P_s = g \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_s = 8.83 \text{ KN/ml} \\ P_s = 1 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

3.4.4 Détermination de l'effort tranchant et moment fléchissant :

Calcul ELU :

$$0 \leq X \leq L_X$$

$$M_u = -\frac{q_u \times X^2}{2} - P_U \times X$$

$$\text{Si : } X = 0 \rightarrow M_u = 0 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Si : } X = 1.2 \rightarrow M_u = -12.445 \times \frac{1.2^2}{2} - 1.35 \times 1.2 = -10.580 \text{ Kn.m}$$

Effort tranchant :

$$0 \leq X \leq L_X$$

$$T_u(X) = P_U - q_u \times X$$

$$\text{Si : } X = 0 \rightarrow T_u = 1.35 \text{ Kn.m}$$

$$X = 1.2 \rightarrow T_u = 1.35 - 12.445 \times 1.2 = -13.584 \text{ Kn.m}$$

ELS

$$0 \leq X \leq L_X$$

$$M_S = -\frac{q_s \times X^2}{2} - P_s \times X$$

$$\text{Si } X = 0 \rightarrow M_s = 0 \text{ Kn.m}$$

$$X = 1.2 \rightarrow M_s = -8.83 \times \frac{1.2^2}{2} - 1 \times 1.2 = -7.55 \text{ Kn.m}$$

Effort tranchant :

$$0 \leq X \leq L_X$$

$$T_s(x) = -P_s - q_s \times X$$

$$\text{Si } X = 0 \rightarrow T_s = 1.5 \text{ KN.m}$$

$$X = 1.6 \rightarrow T_s = -1.5 - 8.83 \times 1.2 = -12.096 \text{ KN.m}$$

3.4.5 Le ferraillage

Le calcul des armatures se fait en flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire :

Considérer le balcon comme une poutre en consol soumise à la flexion simple

$$b=100\text{cm} ; h=16\text{cm} ; d=0.9 \times h= 14.4\text{cm} ; f_{c28} = 25\text{MPa}.$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{c28}}$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

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

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_s} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{10.580 \times 10^6}{1000 \times 144^2 \times 14.16} = 0.036$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.036}) = 0.045$$

$$Z = 14.4 \times (1 - 0.4 \times 0.045) = 14.140 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{10.580 \times 10^6}{142.2 \times 348} = 213.799 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2.13 \text{ cm}^2$$

Soit: 4HA10 ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2$)

b/ ELS

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$X = \alpha \times d = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} \times 0.09 = 0.075 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.144 - (0.075/3) = 0.118 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b X \bar{\sigma}_{bc} Z = 0.066 \text{ MN.m}$$

$M_{ser} < \bar{M}_1 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.75 \times 10^{-2}}{0.141 \times 201.63} = 2.63 \text{ cm}^2$$

Soit: **4HA10 ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$)**

Vérification des contraintes

Il faut vérifier les deux conditions :

$$1) \sigma_{bc} < 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \sigma_{bc} < 15 \text{ MPa}$$

$$2) \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

Selon le BAEL91

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I_1}$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + 15 A'_s (y - c) - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} b y^2 - 15 A_s (d - y) =$$

$$50 y^2 - 15 \times 3.14 (14.4 - y) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 336.19$$

$$y = (-47.1 + 336.19)/100 \Rightarrow y = 2.8 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s (d - y)^2 = 0 \Rightarrow I = \frac{100 \times (2.8)^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (14.4 - 2.8)^2$$

$$\Rightarrow I = 0.7069 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = (0.78 \times 2.8 \times 10^{-4}) / (0.7069 \times 10^{-4}) = 3.089 < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(vérifier)}$$

$$2) \sigma_{st} = \frac{n M_{ser} (d - y)}{I} = \frac{15 \times 0.75 \times 10^{-2} (0.144 - 2.8 \times 10^{-2})}{0.7069 \times 10^{-4}} = 184.60 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{(vérifier)}$$

Condition de non fragilité

$$e = 16 \text{ cm} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2 ; y = 2.80 \text{ cm}$$

$$A > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times (0.9 \times 0.16) \times \frac{2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 1.73 \text{ cm}^2 < A_s$$

3.4.6 Vérification de l'effort tranchant

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \text{ tel que } V_u = 1.672 \text{ t/ml}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V_u : valeur de l'effort tranchant pour E.L.U

$$\tau_u = \frac{1.672}{1 \times 0.144} \times 10^{-2} = 0.116 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3.4.7 Vérification au séisme

D'après le RPA 99/Version 2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être recalculés sous l'action des forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_P = 4 A C_p W_p$$

A: coefficient d'accélération de zone.

$A = 0,15$ (groupe 2, zone IIa)

C_p : facteur de force horizontale.

$C_p = 0,80$ (élément en console)

W_p : poids de la console

$W_p = 0.490 \text{ t/m}^2$

D'où :

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 0.490$

$F_p = 0.235 \text{ t}$

$P_u = 1.5 F_p$

$M_u = 1.25 \times P_u = 0.441 \text{ t.m/ml}$

$M_{ser} = 0.294 \text{ t.m/ml}$

$$\rho_m = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0.441}{0.294} = 1.5 \Rightarrow \mu_c = 0.334, \alpha_c = 0.5297$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0.441}{1 \times (0.9 \times 0.16)^2 \times 14.17} \times 10^{-2} \Rightarrow \mu = 0.015$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ Pas d'armatures comprimées.

$\Rightarrow$ Domain 1, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $\varepsilon_s = 10^{-3}$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0.019$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.142 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 0.89 \text{ cm}^2 \text{ Soit: } \mathbf{2HA8} (A_s = 1,01 \text{ cm}^2)$$

3.4.8 Conclusion

E.L.U:

$$A_s = 4HA10 (A_s = 3.14 \text{ cm}^2)$$

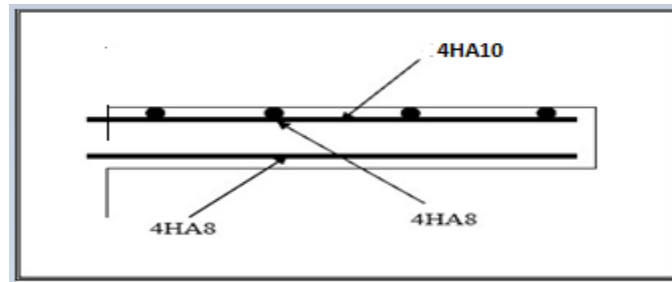
$$\text{E.L.S: } A_s = 4HA10 (A_s = 3.14 \text{ cm}^2)$$

Force sismique $A_s = 2HA8$ ($A_s = 1.01 \text{ cm}^2$)

On opte comme section d'armature :

$A_s = 3.14 \text{ cm}^2$ (4HA10)

$A_t = A_s / 4 = 0.785 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **$A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ (4HA8)**



3.5 Escalier

3.5.1 Pré dimensionnement:

Schémas statique:

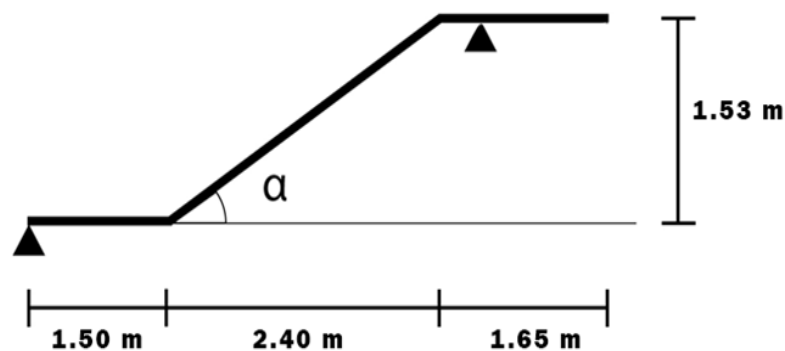


Figure 3.12 : Schéma statique d'escaliers

Avec :

g : giron

h : hauteur de la contre marche

e : épaisseur de la paillasse et du palier

H : hauteur d'une volée

L1+ L2 : longueur du palier de départ

L3 : portée projetée de la paillasse

L4 : longueur du palier d'arrivée

L0 : la longueur de la paillasse

L : somme de la longueur de la paillasse et du palie

- Hauteur de la contre marche : 17 cm
- Nombre de contre marches : $n = \frac{h}{17} = \frac{153}{17} = 9$ contre marches
- Nombre de marches : $m = (n-1) = (9-1) = 8$ marches
- Le giron : $n = \frac{L_3}{m} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$

Vérification de la loi de BLANDEL :

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

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

Pré-dimensionnement de la paillasse et du palier :

Il se fera de la même manière qu'une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier les conditions suivantes:

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad \text{avec} \quad L : \text{la portée de l'escalier}$$

$$\text{Tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.63 \Rightarrow \alpha = 32.21^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0.846$$

$$\cos \alpha = \frac{L_{\max}}{L_0} \Rightarrow L_0 = \frac{L_{\max}}{\cos \alpha} = \frac{240}{0.826} = 290.55 \text{ cm}$$

$$L = 290.55 + 165 = 455.55 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{455.55}{30} \leq e_p \leq \frac{455.55}{20} \Rightarrow 15.18 \text{ cm} \leq e_p \leq 22.77 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur de $e_p = 20 \text{ cm}$ pour la paillasse et le palier.

3.5.2 Détermination des charges et surcharges:

Le calcul se fera pour 1m d'emmarchement.

Charges permanentes:

Palier :

Tableau 3.3 : la charge permanant de palier

N°	Désignation	e (m)	γ (N/m3)	Charge (N/m²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.02	18000	360
4	Dalle pleine	0.15	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				G_p=5150
Surcharge d'exploitation				Q_p=25000

❖ Paillasse :

Tableau 3.4 : la charge permanent de paillasse

N°	Désignation	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
1	Carrelage sur marches	0.02	22000	440
2	Carrelage sur contre marches	0.02h/g	22000	249.33
3	mortier de pose sur marches	0.02	20000	400
4	mortier de pose sur contre marches	0.02h/g	20000	226.67
5	Poids des marches	0.17/2	25000	2125
6	Poids de la paillasse	0.18/cos α	25000	5336.60
7	Enduit en plâtre	0.02/cos α	10000	237.18
8	Gardes corps	-	-	600
Charge permanente totale				G_p=9614.78
Surcharge d'exploitation				Q_p=25000

Charges d'exploitations:

Selon (DTR B.C 2.2/Art 7.1) pour une construction à usage d'habitation $Q=2.5\text{KN/m}^2$

Charge de mur extérieur : $F=G (H - e) \times 1\text{m} = 2.44 (3.06 - 0.20) = 7.00 \text{ KN/ml}$

Avec :

G : poids volumique de mur extérieur.

H : hauteur d'étage.

e : épaisseur du palier.

3.5.3 Combinaison de charges:

à L'ELU :

Palier : $q_{1u} = (1.35 \times G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.70 \text{ KN/ml}$.

Volée : $q_{2u} = (1.35 \times G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 9.61 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 16.72 \text{ KN/ml}$.

$q_{mu} = 1.35 \times F = 1.35 \times 7.00 = 9.47 \text{ KN/ml}$.

à L'ELS :

Palier : $q_{1s} = G + Q = 5.15 + 2.5 = 7.65 \text{ KN/ml}$.

Volée : $q_{2s} = G + Q = 9.61 + 2.5 = 12.11 \text{ KN/ml}$.

$q_{ms} = 1 \times F = 7.00 \text{ KN/ml}$

3.5.4 Calcul des efforts internes à l'ELU:

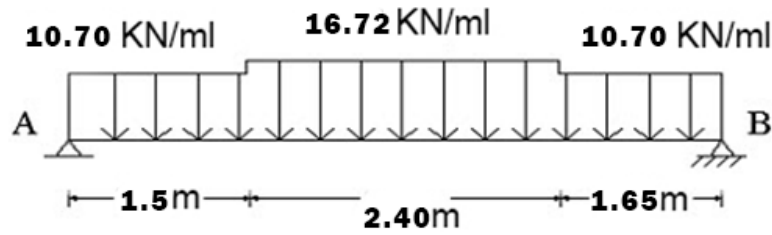


Figure 3.13 : les charges exercées sur les escaliers à l'ELU

Les réactions d'appuis:

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 10.70 \times \frac{1.5^2}{2} + 10.70 \times 1.65 \times \left(3.90 + \frac{1.65}{2}\right) + 16.72 \times 2.40 \times \left(1.5 + \frac{2.40}{2}\right) - 5.55 R_b = 0$$

$$R_b = \frac{203.74}{5.55} = 36.71 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_a = 37.11 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 1.2q_{1u} + 2.25q_{2u} + 1.4q_{1u}$$

$$R_a + R_b = 10.70 \times 1.5 + 16.72 \times 2.40 + 10.70 \times 1.65 = 73.83 \text{ KN}$$

$$R_a + R_b = 73.83 \text{ KN} \leftrightarrow 36.71 + 37.11 = 73.82 \rightarrow \text{ok}$$

Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.5\text{m}$

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T(x) = R_a - 10.70x$$

$$T(x) = 37.11 - 10.70x$$

$$\begin{cases} T(0) = 37.11 \text{ KN} \\ T(1.5) = 21.06 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/G = 0 \Rightarrow M_z(x) = R_a(x) - 10.70 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M_z(x) = 37.11(x) - 10.70 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KNm} \\ M(1.5) = 43.62 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\sum M/G = 0 \Rightarrow M_z(x) = R_a(x) - 10.70 \frac{x^2}{2} = 0$$

2^{eme} tronçon : $1.5\text{m} \leq x \leq 3.9\text{m}$

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T(x) = R_a - 10.70 \times 1.5 - 16.72 \times (x - 1.5)$$

$$T(x) = 37.11 - 10.70 \times 1.5 - 16.72 \times (x - 1.5)$$

$$\begin{cases} T(1.5) = 21.06 \text{ KN} \\ T(3.9) = -19.07 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/G = 0 \Rightarrow M(x) = R_a(x) - 10.70 \times (x - 0.75) \times (1.5) - 16.72 \left(\frac{(x - 1.5)^2}{2} \right)$$

$$M_z(x) = 37.11(x) - 10.70 \times (x - 0.75) \times (1.5) - 16.72 \left(\frac{(x - 1.5)^2}{2} \right)$$

$$\begin{cases} M_z(1.5) = 43.62 \text{ KNm} \\ M_z(3.90) = 41.01 \text{ KNm} \end{cases}$$

3ème tronçon : $3.9\text{m} \leq x \leq 5.55\text{m}$

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T(x) = R_a - 10.70 \times 1.5 - 16.72 \times 2.40 - 10.70 \times (x - 3.9)$$

$$T(x) = 37.11 - 10.70 \times 1.5 - 16.72 \times 2.40 - 10.70 \times (x - 3.9)$$

$$\begin{cases} T(3.9) = -19.07 \text{ KN} \\ T(5.55) = -36.72 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_z/G = 0 \Rightarrow M_z(x)$$

$$\begin{aligned} &= R_a(x) + 10.70 \times 1.5(x - 0.75) + 16.72 \times 2.40 \times (x - 2.4) \\ &\quad - 10.70 \frac{(x - 3.9)^2}{2} \end{aligned}$$

$$M_z(x) = 37.11(x) - 10.70 \times 1.5(x - 0.75) - 16.72 \times 2.40 \times (x - 2.4) - 10.70 \frac{(x - 3.9)^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_z(3.9) = 41.01 \text{ KNm} \\ M_z(5.55) = 0 \text{ KNm} \end{cases}$$

L'abscisse du moment max (M max):

$$1.5 \leq x \leq 3.90$$

$$R_a - q_{1u} \times 1.5 - q_{2u}(x - 1.5) = 0$$

$$37.11 - 10.70 \times 1.5 - 16.72 \times (x - 1.5) = 0 \Rightarrow x = 2.75 \text{ m}$$

Le moment max (M max) est à (x = 2.75):

$$1.5 \leq x \leq 3.90$$

$$\begin{aligned} M_{zu}^{\max}(x) &= M_z(2.75) = R_a(x) - 10.70 \times (x - 0.75) \times (1.5) - 16.72 \left(\frac{(x - 1.5)^2}{2} \right) \\ &= 37.11(2.75) - 10.70 \times (2.75 - 0.75) \times (1.5) - 16.72 \left(\frac{(2.75 - 1.5)^2}{2} \right) \\ &= 56.89 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Moment en travée à l'ELU:

$$M_t = 0.85M_0 = 48.35 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis à l'ELU:

$$M_a = 0.3M_0 = 17.07 \text{ KN.m}$$

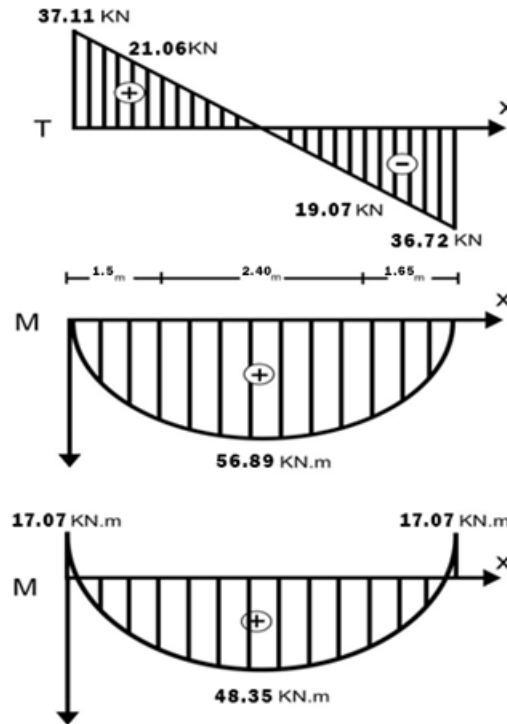


Figure 3.14 : diagramme des efforts tranchants et des moments et moments max à l'ELU

3.5.6 Calcul à l'ELS:

$$q_{s1} = 7.65 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = 12.11 \text{ KN/ml}$$

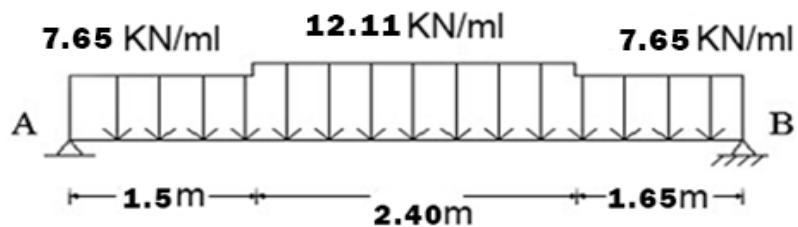


Figure 3.15 : les charges exercées sur les escaliers à l'ELS

Les réactions d'appuis:

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 7.65 \times \frac{1.5^2}{2} + 7.65 \times 1.65 \times \left(3.9 + \frac{1.65}{2}\right) + 12.11 \times 2.40 \times \left(1.5 + \frac{2.40}{2}\right) - 5.55R_b = 0$$

$$R_b = \frac{146.71}{5.55} = 26.43 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_a = 26.72 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 1.2q_{1u} + 2.25q_{2u} + 1.4q_{1u}$$

$$R_a + R_b = 7.65 \times 1.5 + 12.11 \times 2.40 + 7.65 \times 1.65 = 53.16 \text{ KN}$$

$$R_a + R_b = 53.16 \text{ KN} \leftrightarrow 26.72 + 26.43 = 53.16 \rightarrow \text{ok}$$

3.5.7 Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.5\text{m}$

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T(x) = R_a - 9.17x$$

$$T(x) = 26.72 - 7.65x$$

$$\begin{cases} T(0) = 26.72 \text{ KN} \\ T(1.5) = 15.25 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/G = 0 \Rightarrow M_z(x) = R_a(x) - 7.65 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M_z(x) = 26.72(x) - 7.65 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KNm} \\ M(1.5) = 31.47 \text{ KNm} \end{cases}$$

2^{eme} tronçon : $1.5\text{m} \leq x \leq 3.9\text{m}$

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T(x) = R_a - 7.65 \times 1.2 - 12.11 \times (x - 1.5)$$

$$T(x) = 26.72 - 7.65 \times 1.5 - 12.11 \times (x - 1.5)$$

$$\begin{cases} T(1.5) = 15.25 \text{ KN} \\ T(3.9) = -13.82 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/G = 0 \Rightarrow M(x) = R_a(x) + 7.65 \times (x - 0.75) \times (1.5) - 12.11 \left(\frac{(x - 1.5)^2}{2} \right)$$

$$M_z(x) = 26.72(x) - 7.65 \times (x - 0.75) \times (1.5) - 12.11 \left(\frac{(x - 1.5)^2}{2} \right)$$

$$\begin{cases} M_z(1.5) = 31.47 \text{ KNm} \\ M_z(3.9) = 33.18 \text{ KNm} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon : $3.9\text{m} \leq x \leq 5.55 \text{ m}$

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T(x) = R_a - 7.65 \times 1.5 - 12.11 \times 2.4 - 7.65 \times (x - 3.9)$$

$$T(x) = 26.72 - 7.65 \times 1.5 - 12.11 \times 2.40 - 7.65 \times (x - 3.9)$$

$$\begin{cases} T(3.9) = -13.82 \text{ KN} \\ T(5.55) = -26.42 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum Mz/G = 0 \Rightarrow Mz(x)$$

$$\sum Mz/G = 0 \Rightarrow Mz(x)$$

$$= R_a(x) + 7.65 \times 1.5(x - 0.75) + 12.11 \times 2.4 \times (x - 2.4)$$

$$- 7.65 \frac{(x - 3.9)^2}{2}$$

$$Mz(x) = 26.72(x) + 7.65 \times 1.5(x - 0.75) + 12.11 \times 2.40 \times (x - 2.4) - 7.65 \frac{(x - 3.9)^2}{2}$$

$$\begin{cases} Mz(3.90) = 33.18 \text{ KNm} \\ Mz(5.55) = 0 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Mz(3.90) = 33.18 \text{ KNm} \\ Mz(5.55) = 0 \text{ KNm} \end{cases}$$

L'abscisse du moment max (M max):

$$1.5 \leq x \leq 3.9$$

$$R_a - q_{s1} \times 1.2 - q_{s2}(x - 1.2) = 0$$

$$26.72 - 7.65 \times 1.5 - 12.11 \times (x - 1.5) = 0 \Rightarrow x = 1.88 \text{ m}$$

Le moment max (M max) est à (x = 1.88):

$$1.5 \leq x \leq 3.9$$

$$\begin{aligned} M_{zu}^{max}(x) &= Mz(1.88) = R_a(x) - 7.65 \times (x - 0.75) \times (1.5) - 12.11 \left(\frac{(x - 1.5)^2}{2} \right) \\ &= 26.72(1.88) - 7.65 \times (1.88 - 0.75) \times (1.5) - 12.11 \left(\frac{(1.88 - 1.5)^2}{2} \right) \\ &= 36.38 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Moment en travée à l'ELU:

$$M_t = 0.85M_0 = 30.92 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis à l'ELU:

$$M_a = 0.3M_0 = 10.91 \text{ KN.m}$$

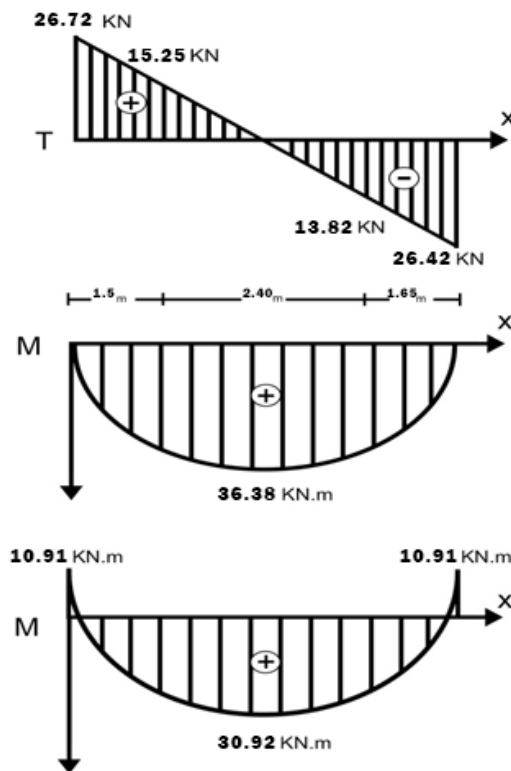


Figure 3.16 : diagramme des efforts tranchants et des moments et moments max à l'ELU

Tableau 3.5 : des sollicitations maximales à l'ELU et à L' ELS

Sollicitation	ELU	ELS
Mt max (KN.m)	48.35	30.92
Ma max (KN.m)	17.07	10.91
T max (KN)	37.11	26.72

3.5.8 Calcul des armatures:

A l'ELU:

Armatures principales:

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 14.5 \text{ cm. } h = 17 \text{ cm}$$

$$c = 2.5 \text{ cm}$$

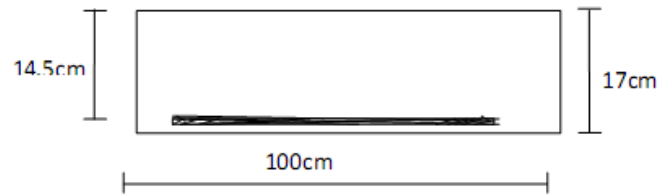


Figure 3.17: section rectangulaire pour la détermination de ferrailage

En appuis :

$$M_{ua} = 17.07 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17.07 \times 10^3}{100 \times (14.5)^2 \times 14.2} = 0.0571 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0571 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.970$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17.07 \times 10^3}{0.970 \times 14.5 \times 348} = 3.49 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4Ø12 = 4.52 cm² avec S_t = 20 cm**

En travée :

$$M_{ut} = 48.35 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{48.35 \times 10^3}{100 \times (14.5)^2 \times 14.2} = 0.161 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.161 \Rightarrow \beta = 0.911$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{48.35 \times 10^3}{0.911 \times 14.5 \times 348} = 10.51 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7Ø14 = 10.78 cm² avec S_t = 20 cm**

Armatures de répartition:

En appui :

$$A_{rua} = \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6Ø8 = 3.02 cm² avec S_t = 20 cm**

En travée :

$$A_{rut} = \frac{A_t}{4} = \frac{10.78}{4} = 2.70 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6Ø8 = 3.02 cm² avec S_t = 20 cm**

3.5.9 Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 14.5 \times 2.1}{400} = 1.74 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$\text{Condition vérifiée} \begin{cases} A_a = 3.02 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.75 \text{ cm}^2 \\ A_t = 3.02 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.75 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Espacement des barres:

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

Armatures principales :

$$S_T \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \quad \text{charge répartie + charge concentré}$$

$$S_T \leq \min(34 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Condition vérifiée} \begin{cases} S_T = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Appuis} \\ S_T = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Travée} \end{cases}$$

Armatures de répartition:

$$S_T \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_T \leq \min(51 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Condition vérifiée} \begin{cases} S_T = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Appuis} \\ S_T = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Travée} \end{cases}$$

Vérification de l'effort tranchant :

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min(0.13 f_{t28} ; 5) \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = (3.25 ; 5) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{37.11 \times 10^3}{1000 \times 14.5} = 2.55 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.55 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.25 \text{ MPa}$$

Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres:

On doit vérifier d'après le (BAEL 99. Art A.6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

τ_{se} : Contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant = 37.11 KN

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres : $n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{37.11 \times 10^3}{0.9 \times 145 \times 100.48} = 2.83 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_{se} = 2.83 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

Ancrage des barres dans les appuis : (BAEL 99 Art 6.1.23)

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \overline{\tau_{su}}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 50 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de poteau à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0.4 \times L_s$$

$$L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL D1 Art as.2.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.7 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.7 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{37.11 \times 10^3}{1000 \times 145} = 0.255 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.255 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 1.167 \text{ MPa} \quad ==> \text{Condition vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL99Art AS .1.313)

Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition suivante:

$$\frac{2V_u^{max}}{b \times a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad ==> V_u^{max} \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec :

a : désigne la longueur d'appui égale 0.9d

$$a = 0.9d = 0.9 (145) = 130.5 \text{ mm}$$

$$V_u^{max} \leq 0.267 \times 130.5 \times 1000 \times 25 = 865080 \text{ N}$$

D'où : $V_u^{max} = 37.11 \text{ KN} < 865.080 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Influence sur les aciers (formulaire BA page 268) Influence sur les aciers (Formulaire BA page 268) :

$$A_a \geq \frac{\frac{Vu+Mu}{0.9d}}{\frac{Fe}{\sigma_s}} \implies A_a \geq \frac{1.15}{Fe} \left(Vu + \frac{Mu}{0.9d} \right)$$

Avec :

V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

M_u : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left(37.11 \times 10^3 + \frac{17.07 \times 10^3 \times 10^3}{130.5} \right)$$

$$A_a \geq 482.75 \text{ mm}^2 = 0.4827 \text{ m}^2$$

$$A_a = 40.2 \text{ cm}^2 > 0.98 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

3.5.10 Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Aux appuis:

Contraintes dans le béton:

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{au}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.02}{100 \times 14.5} = 0.208$$

$$\rho_1 = 0.208 \implies \beta_1 = 0.881, K_1 = 66.97$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{10.91 \times 10^3}{0.881 \times 3.02 \times 14.5} = 282.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{282.79}{66.97} = 4.22 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 282.79 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

$282.79 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Aux travées :

Contraintes dans le béton:

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{au}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.02}{100 \times 14.5} = 0.208$$

$$\rho_1 = 0.208 \implies \beta_1 = 0.881, K_1 = 66.97$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{10.91 \times 10^3}{0.881 \times 3.02 \times 14.5} = 282.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1} = \frac{282.79}{66.97} = 4.22 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 282.79 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

282.79 MPa < 348 MPa → condition vérifiée.

Vérification à la flèche:

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \quad \frac{A}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec

h : hauteur de la section est égale à 17 cm.

L : portée libre est égale à 555 cm.

A : section des armatures tendues.

Mt : moment fléchissant max en travée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{17}{555} = 0.030 \\ \frac{h}{l} < \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{30.92}{10 \times 36.38} = 0.084 \end{array} \right.$$

La 2^e condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire

❖ **Calcul de la flèche:**(Art B.6.5,2/BAEL91) :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_u \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$q_s = \max(q_s^1 ; q_s^2) = \max(7.65 ; 12.11) = 12.11 \text{ KN/ml}$$

E_u : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t \times (V_2 - C)^2$$

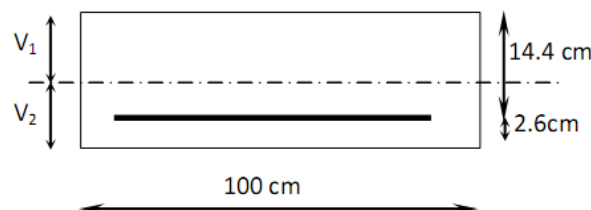


Figure 3.18: coupe section rectangulaire pour la détermination de sections

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogénéisée.

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times (17)^2}{2} + (15 \times 10.78 \times 14.5) = 16794.65 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h^2 + 15 \times A_t = (100 \times (17)^2) + (15 \times 10.78) = 29061.7 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{16794.65}{29061.7} = 0.57 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = h - V_1 = 17 - 0.57 = 16.43 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogénéisée :

$$I = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t \times (V_2 - C)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times ((0.57)^3 + (16.43)^3) + 15 \times 10.78 \times (16.43 - 2)^2 = 181515.97 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.11 \times 10^3 \times (5.55)^4}{10818.86 \times 10^6 \times 181515.97 \times 10^{-8}} = 0.00761 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5.55}{500} = 0.0111 \text{ m}$$

$$f \leq \bar{f} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3.5.11 Calcul de la poutre palière:

3.5.11.1 Pré dimensionnement:

Hauteur:

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{340}{15} \leq h_t \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 34 \text{ cm}$$

On adopte : $h_t = 35 \text{ cm}$

L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

h_t : hauteur de la poutre

$$\text{Le RPA exige que } \begin{cases} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 25 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Donc on fixe sa hauteur à 40cm.

La largeur:

La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante:

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

D'où la section de la poutre est de $(25 \times 35) \text{ cm}^2$

3.5.11.2 Les charges revenant à la poutre:

- Son poids : $G = 25 \times 0.25 \times 0.35 = 2.19 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier (ELU) : $R_{au} = 18.19 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier (ELS) : $R_{as} = 11.05 \text{ KN/ml}$
- Combinaison à considérer:

ELU:

$$\begin{aligned} q_u &= 1.35G + R_{au} \\ &= 1.35 \times (2.19) + 18.19 = 21.15 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

ELS:

$$\begin{aligned} q_s &= G + Q = G + R_{as} \\ &= 2.19 + 11.05 = 24.2 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

3.5.11.3 Calcul du ferrailage (ELU):

Réaction d'appuis

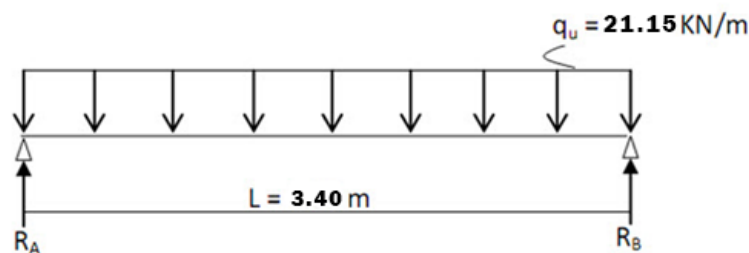


Figure 3.19 : Schéma statique

$$R_a = R_b = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{21.15 \times 3.40}{2} = 35.96 \text{ KN}$$

Calcul des moments isostatique:

$$M_0 = M_{max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{21.15 \times 3.40^2}{8} = 30.56 \text{ KNm}$$

Correction des moments:

❖ **Aux appuis :**

$$M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 21.15 = -6.35 \text{ KNm}$$

❖ **En travée :**

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 21.15 = 17.98 \text{ KNm}$$

Effort tranchant :

$$T = R_a = R_b = \frac{q_u \times L}{2} = 35.96 \text{ KN}$$

Les diagrammes des moments et efforts tranchants :

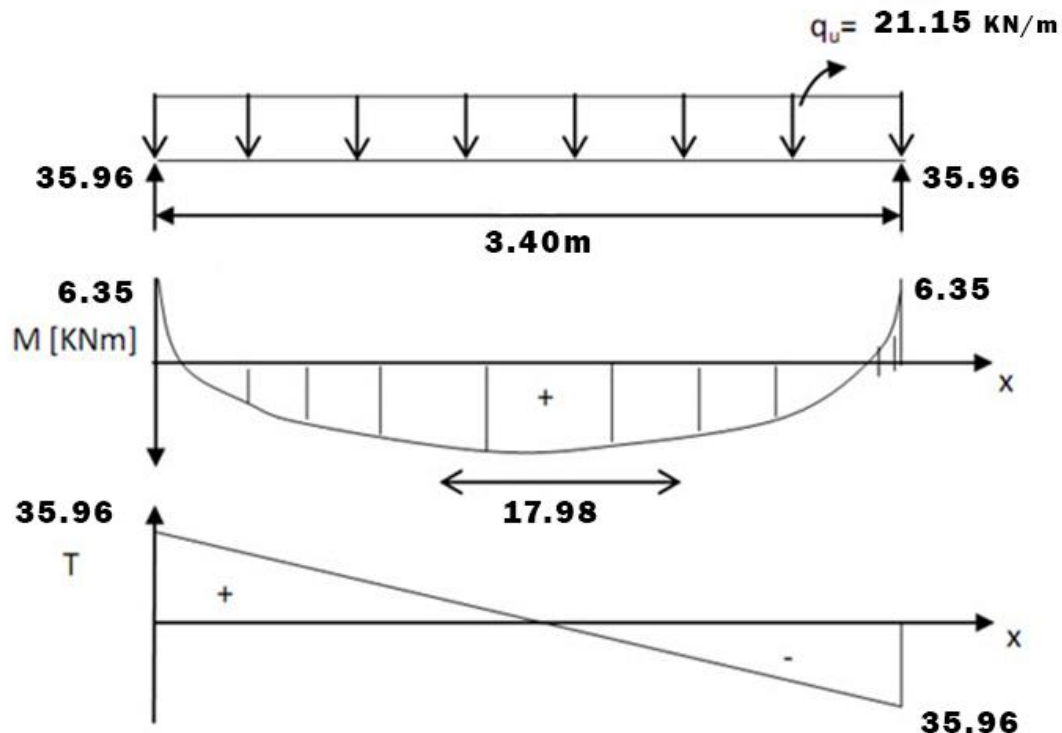


Figure 3.20 : Les diagrammes des moments et efforts tranchants

3.5.11.4 Calcul des armatures:

Armatures principales (longitudinal)

En travée

$$M_u = 17.98 \text{ KNm}$$

$$\mu_t = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.98 \times 10^3}{25 \times (31)^2 \times 14.2} = 0.052 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.052 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.972$$

$$A_t = \frac{17.98 \times 10^3}{0.972 \times 31 \times 348} = 1.71 \text{ cm}^2$$

On apte : 4HA12 ($A = 4.52 \text{ cm}^2$)

Aux appuis :

$$M_a = -6.35 \text{ KNm}$$

$$\mu_a = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.35 \times 10^3}{25 \times (31)^2 \times 14.2} = 0.018 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.018 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.990$$

$$A_a = \frac{6.35 \times 10^3}{0.990 \times 31 \times 348} = 0.59 \text{ cm}^2$$

On apte : 2HA12 ($A = 2.26 \text{ cm}^2$)

Vérification

Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1)

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 31 \times 2.1}{400} = 0.93 \text{ cm}^2$$

En travée At :

$$4.52 \text{ cm}^2 > 0.93 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

Aux appuis Aa :

$$2.26 \text{ cm}^2 > 0.93 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres:

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

τ_{se} : Contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant = 35.96 KN

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres : $n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 14 = 175.84 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{35.96 \times 10^3}{0.9 \times 310 \times 175.84} = 0.73 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.73 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres

Encrage des barres :

$$\tau_{su} \leq \overline{\tau_{su}} = 0.6 \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \overline{\tau_{su}}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 50 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de poteau à le qu'elles les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :

$$L_c = 0.4 \times L_s (\text{Art A.6.1.253})$$

$$L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL 99. Art A.5-1-313)

Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition :

$$\frac{2V_u^{max}}{b \times a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \implies V_u^{max} \leq 0.267 \times b \times a \times f_{c28}$$

a : désigne la longueur d'appui égale 0.9d

$$a = 0.9d = 0.9 (310) = 279 \text{ mm}$$

$$V_u^{max} \leq 0.267 \times 250 \times 279 \times 25 = 465581.25 \text{ N}$$

$$V_u^{max} = 35.96 \text{ KN} < V_u^{max} = 465.581 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

Influence sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_a}{0.9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \implies A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left\{ V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right\}$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left\{ 35.96 \times 10^3 - \frac{6.35 \times 10^6}{0.9 \times 310} \right\} = 37.95 \text{ mm}^2$$

$$3.79 \text{ cm}^2 > 2.32 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

Armatures transversales (support du cours Béton Armé I TEC185).

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{tj}}{0.8 \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{tj}) \times b \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

Avec :

Cadre droits : $\sin \alpha + \cos \alpha = 1$

k = 1 fissuration peu nuisible.

τ_u : Contrainte de cisaillement dans le béton.

Vérification au cisaillement : (Art A.5.1.211/BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 ; 5 \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u = V_u^{max} = 35.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{35.96 \times 10^3}{250 \times 310} = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

$$A_t \geq \frac{(0.81 - 0.3 \times 1 \times 2.1) \times 25 \times 7}{0.8 \times 400} = 0.098 \text{ cm}^2$$

NB :

La section calculée est négligeable donc on suppose une section d'armature et on calcul l'espacement qui lui correspond. On suppose un cadre et une épingle de Ø8

3.5.11.5 Calcul de l'espacement entre cadre :

La répartition des cadres le long de la poutre :

❖ Méthode forfaitaire de Caquot :

Cette méthode est applicable sur des poutres de section constante et soumises à des charges uniformément réparties.

On prendra l'espacement dans la série de Caquot suivante : 7; 8; 9; 10; 13; 16; 20; 25; 35 (cm) dans la demi portée de la poutre.

On choisit l'espacement : $S_t = 7 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f'_{tj}}{0.8 \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$f'_{tj} = \min(f_{tj}; 3.3 \text{ MPa}) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_t = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times k \times f'_{tj})}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 1.13}{250 \times (0.46 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} = 430 \text{ mm} = 43.04 \text{ cm}$$

Condition complémentaire :

$$S_{tmin} \leq S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \leq \min(24.57 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$\text{Avec : } S_{tmin} = 7 \text{ cm}$$

$$\text{De la série de Caquot : } S_t = 16 \text{ cm}$$

$$7 \text{ cm} \leq 16 \text{ cm} \leq 24.5 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1.13 \times 400}{250 \times 430} = 0.42 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \dots\dots \text{C. vérifier}$$

Le diamètre des armatures transversales est donné par : (BEAL 91 Art A7-2-2).

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h_t}{35}; \phi; \frac{b}{10}\right\} = \min\left\{\frac{350}{35}; 12; \frac{250}{10}\right\} = \min\{10; 12; 25\}$$

$$= 10 \text{ mm} \Rightarrow HA6 < 10 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

Avec :

ht : étant la hauteur totale de la poutre.

$$n = \frac{L}{2} = 1.70 \text{ on prend : } n = 2$$

3.5.11.6 Calcul à L'ELS :

La combinaison d'action :

$$q_s = G + Q = G + R_{as} = 24.20 \text{ KN/ml}$$

Réaction :

$$R_a = R_b = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{24.20 \times 3.40}{2} = 41.14 \text{ KN}$$

Les efforts internes :

Effort tranchant :

$$T_a = -T_b = R_a = 41.14 \text{ KN}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = M_s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{24.20 \times (3.4)^2}{8} = 34.40 \text{ KN.m}$$

aux appuis :

$$M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 34.40 = -10.32 \text{ KN.m}$$

en travée

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 34.40 = 29.24 \text{ KN.m}$$

Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 99)

Vérification de la condition suivante: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

En travée :

Contraintes dans le béton :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{25 \times 31.5} = 0.57$$

$$\rho = 0.57 \implies \beta_1 = 0.772, K_1 = 26.32$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{29.24 \times 10^3}{0.772 \times 4.52 \times 31.5} = 266.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{266.01}{26.32} = 10.10 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 266.01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

266.01MPa < 348 MPa → condition vérifiée.

Aux appuis :

Contraintes dans le béton :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2.26}{25 \times 31.5} = 0.29$$

$$\rho = 0.29 \implies \beta_1 = 0.824, K_1 = 39.95$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{10.32 \times 10^3}{0.824 \times 2.26 \times 31.5} = 175.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{175.92}{39.95} = 4.40 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 175.92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

175.92MPa < 348 MPa → condition vérifiée.

État limite d'ouvertures des fissurations :

Les fissurations sont considérées comme étant peu nuisibles, alors il est inutile de faire cette vérification.

Etat limite de déformation: (Art B.6.5.2/BAEL99)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur de la section est égale à 35 cm.

L : portée libre est égale à 340 cm.

A : section des armatures tendues.

M_{st} : moment fléchissant max en travée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{35}{340} = 0.10 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right. \implies 0.10 > 0.0625 \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{35}{340} = 0.10 \\ \frac{M_{st}}{10M_0} = \frac{29.24}{10 \times 34.40} = 0.082 \end{array} \right. \rightarrow 0.10 > 0.085 \rightarrow \text{Condition vérifié}$$
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{4.52}{25 \times 31.5} = 0.005 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right. \rightarrow 0.007 \leq 0.0105 \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

CHAPITRE 4 :
Etude sismique

4.1 Introduction :

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

4.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

4.3 Définition du logiciel ROBOT :

Le logiciel Autodesk ROBOT est un logiciel de fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction grâce à une multitude de fonctions intégrées et à plusieurs options de calcul testés et regroupés selon usage dans ce logiciel qui est basé sur la méthode des éléments fini

4.4 Modélisation de la structure étudiée :

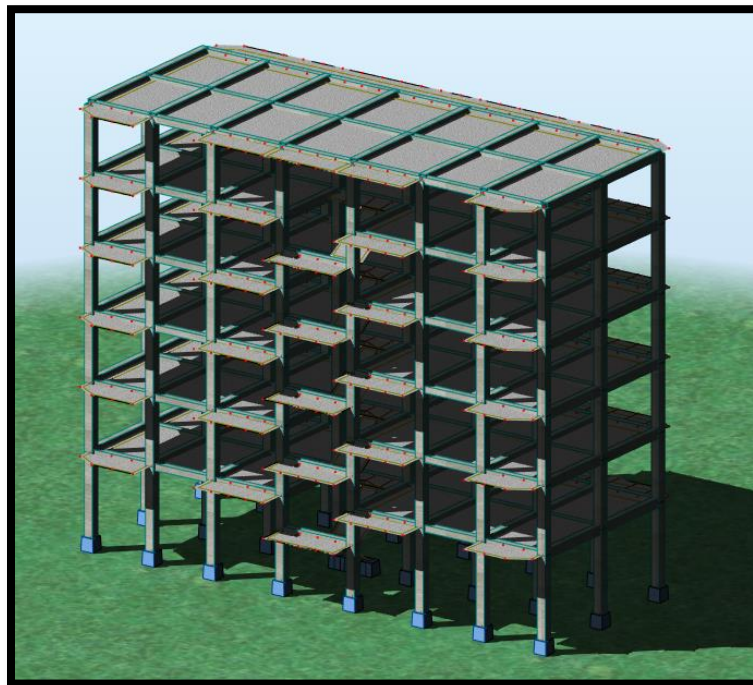


Figure 4.1: Modélisation de la structure

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple :

Type de structure : Coque

a) Coordonnées du centre géométrique de la structure :

X = 11.500 (m)

Y = 4.150 (m)

Z = 9.520 (m)

b) Coordonnées du centre de gravité de la structure :

X = 11.485 (m)

Y = 4.017 (m)

Z = 10.255 (m)

c) Moments d'inertie centraux de la structure :

$I_x = 27881404.728 \text{ (kg*m}^2\text{)}$

$I_y = 55676405.705 \text{ (kg*m}^2\text{)}$

$I_z = 44465248.530 \text{ (kg*m}^2\text{)}$

Masse = 644724.715 (kg)

d) Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales :

X = 11.494 (m)

Y = 4.022 (m)

Z = 10.947 (m)

e) Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales :

$I_x = 57118509.049 \text{ (kg*m}^2\text{)}$

$I_y = 111991336.452 \text{ (kg*m}^2\text{)}$

$I_z = 86216950.971 \text{ (kg*m}^2\text{)}$

Masse = 744158.540 (kg)

f) Description de la structure :

Nombre de nœuds :	1095
Nombre de barres :	368
Eléments finis linéiques :	711
Eléments finis surfaciques :	635
Eléments finis volumiques :	0
Liaisons rigides :	144
Relâchements :	0
Relâchements unilatéraux :	0
Relâchements non-linéaires :	0
Compatibilités :	0
Compatibilités élastiques :	0
Compatibilités non-linéaires :	0
Appuis :	23
Appuis élastiques :	0

Appuis unilatéraux :	0
Appuis non-linéaires :	0
Rotules non-linéaires :	0
Cas :	24
Combinaisons :	19

4.5 La structure sans voiles :

a) Le comportement de la structure sans voiles :

Tableau 4.1: comportement dynamique

mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0.62	52.74	0.00	52.74	0.00	744158.54
2	0.54	75.37	22.51	22.64	22.51	744158.54
3	0.54	83.81	83.12	8.44	60.61	744158.54
4	0.20	91.55	83.12	7.74	0.00	744158.54
5	0.18	93.13	87.01	1.58	3.89	744158.54
6	0.18	94.08	94.10	0.95	7.08	744158.54
7	0.11	97.08	94.10	3.00	0.00	744158.54
8	0.10	97.09	97.50	0.00	3.40	744158.54
9	0.10	97.61	97.52	0.53	0.02	744158.54
10	0.07	98.76	97.52	1.15	0.00	744158.54

b) Avec les voiles :

- La première disposition :

Pour obtenir la raideur maximale à la torsion d'ensemble, il faut que les éléments susceptibles de donner la raideur tensionnelle à la structure soient portés le plus possibles vers le pourtour de la construction.

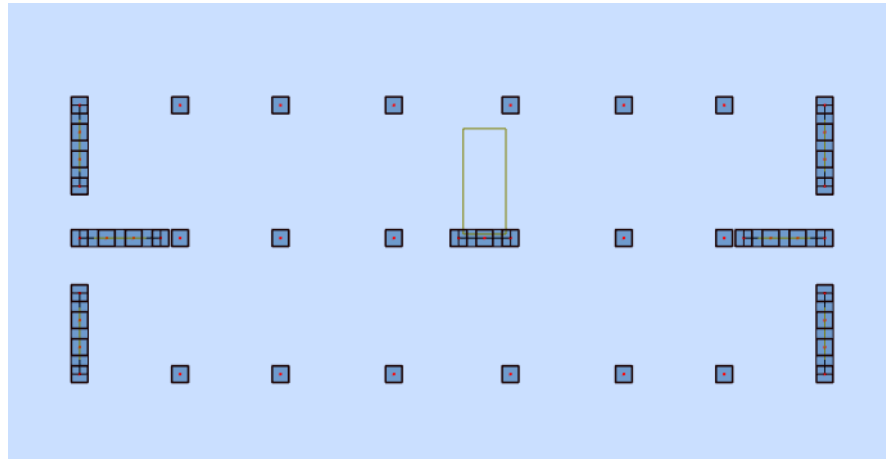


Figure 4.2: disposition des voiles 1.

Tableau 4.2:.comportement dynamique

mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0.40	75.06	0.09	75.06	0.09	744158.54
2	0.33	75.18	74.47	0.12	74.38	744158.54
3	0.24	75.41	74.84	0.23	0.37	744158.54
4	0.11	91.54	74.84	16.13	0.01	744158.54
5	0.09	91.54	90.46	0.00	15.62	744158.54
6	0.06	91.55	90.51	0.01	0.05	744158.54
7	0.05	91.55	90.51	0.00	0.00	744158.54
8	0.05	95.21	90.51	3.66	0.00	744158.54
9	0.05	96.56	90.51	1.35	0.00	744158.54
10	0.05	96.56	90.52	0.00	0.00	744158.54

Direction X :

1- $T = C_t \cdot h_n^{3/4} = 0.05 \cdot 19.04^{3/4} = 0.455s$

2- $T = 0.09 h_n / \sqrt{D_x} \dots \dots dx = 23.4m$

$0.09 \cdot 19.04 / \sqrt{23.4} = 0.35 s$

** Tempirique = min (1 ;2) = 0.35s

1.3* Tempirique = 0.45s

T analytique =40 s

Direction Y :

1- $T = C_t \cdot h_n^{3/4} = 0.05 \cdot 19.04^{3/4} = 0.455s$

2- $T = 0.09 h_n / \sqrt{D_y} \dots dY = 8.7 \text{ m}$

$0.09 * 19.04 / \sqrt{8.7} = 0.58 \text{ s.}$

** Tempirique = **0.455 s.**

$1.3 * \text{Tempirique} = \mathbf{0.59 \text{ s.}}$

$T_{\text{analytique}} = 40 \text{ s.}$

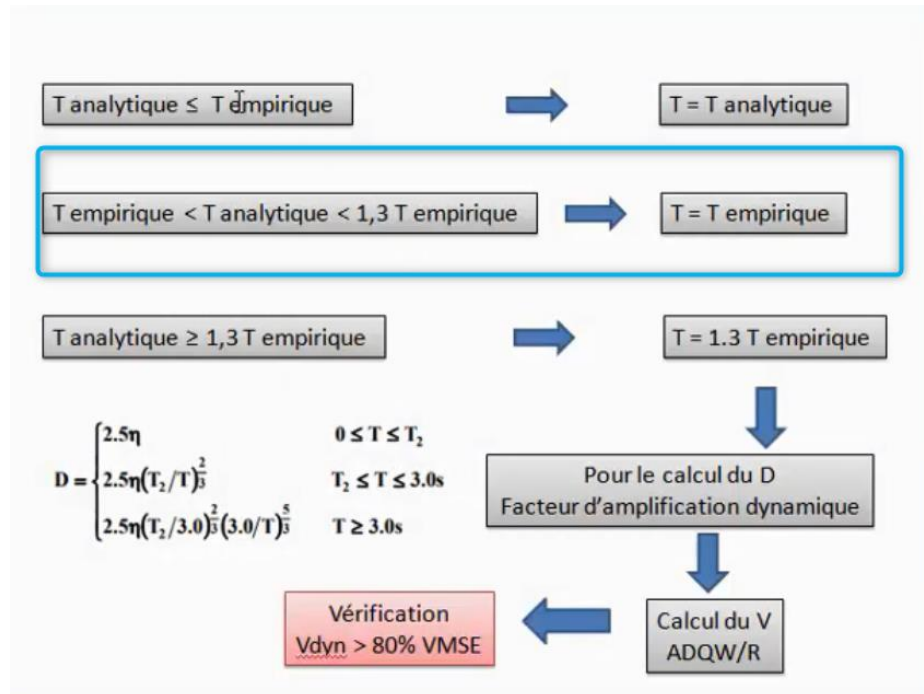


Figure 4 3: la relation entre les périodes empirique et analytique

❖ La deuxième disposition :

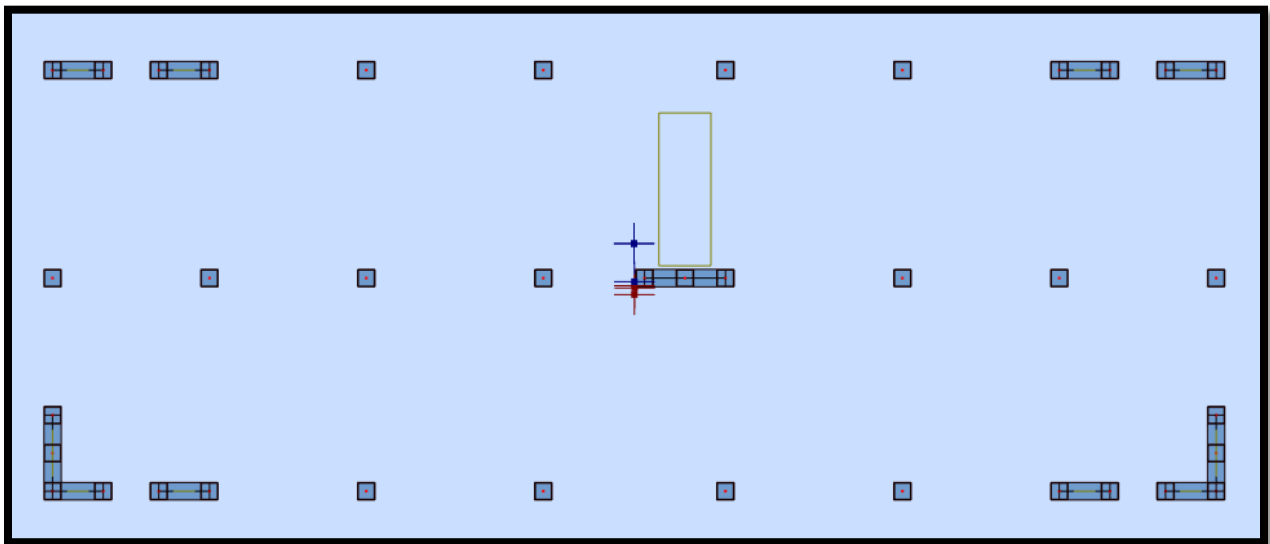


Figure 4.4: disposition des voiles 2.

Tableau 4.3: comportement dynamique

mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0.46	0.00	78.70	0.00	78.70	744158.54
2	0.40	76.48	78.71	76.48	0.00	744158.54
3	0.35	78.85	78.71	2.36	0.00	744158.54
4	0.14	78.85	91.66	0.00	12.95	744158.54
5	0.12	91.86	91.66	13.01	0.00	744158.54

• **Remarques :**

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale $T_y = 0,46 \text{ s}$, $T_x = 0,40 \text{ s}$

2°/ Les 1^{er} et 2^{ème} mode sont des modes de translation

3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

4°/ On doit retenir les 05 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

- Mod 01 translation selon y-y. $T=46 \text{ s}$

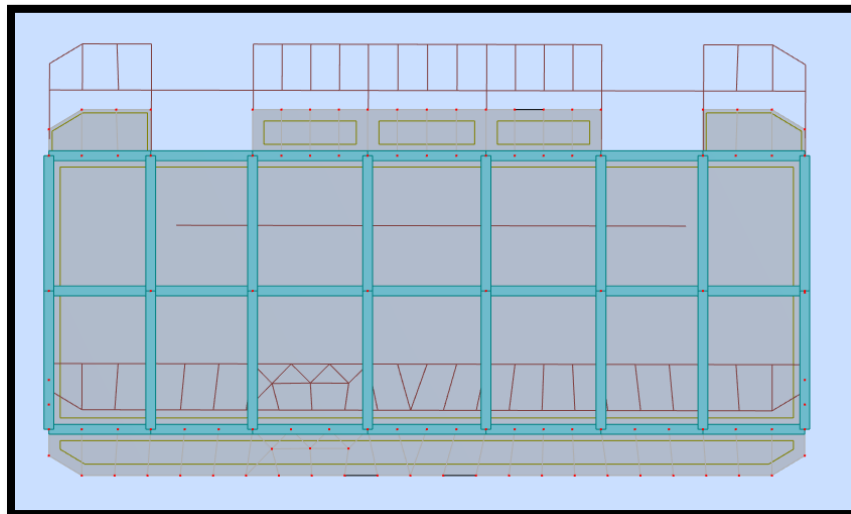


Figure 4.5 : translation de bâtiment selon l'axe Y

- Mod 02 translation selon x-x. $T= 0.40 \text{ s}$.

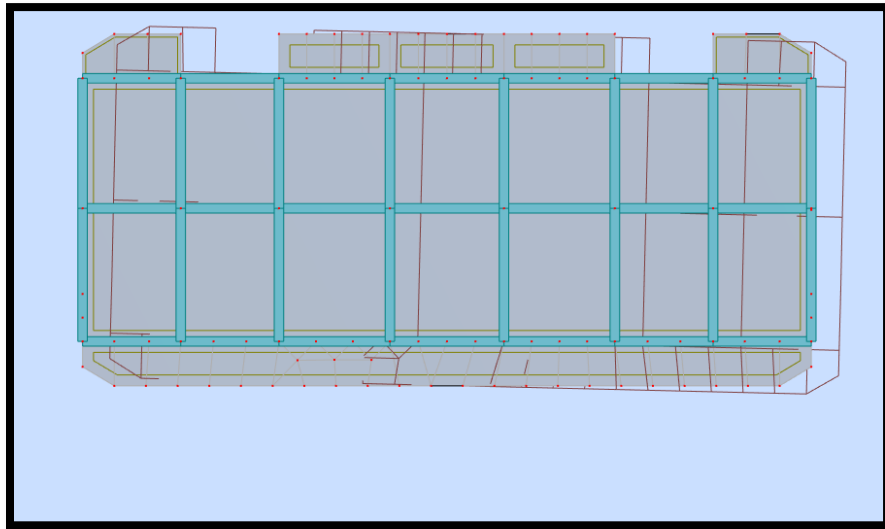


Figure 4.6: translation de bâtiment selon l'axe X

- Rotation selon z-z. $T = 0.35$ s

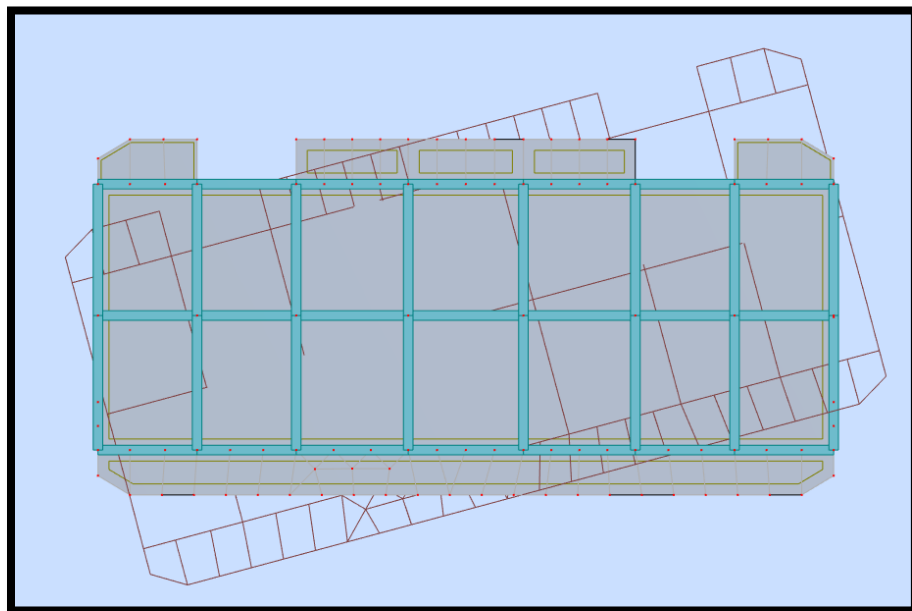


Figure 4.7: Rotation du bâtiment autour de l'axe Z

4.6 VERIFICATION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT R :

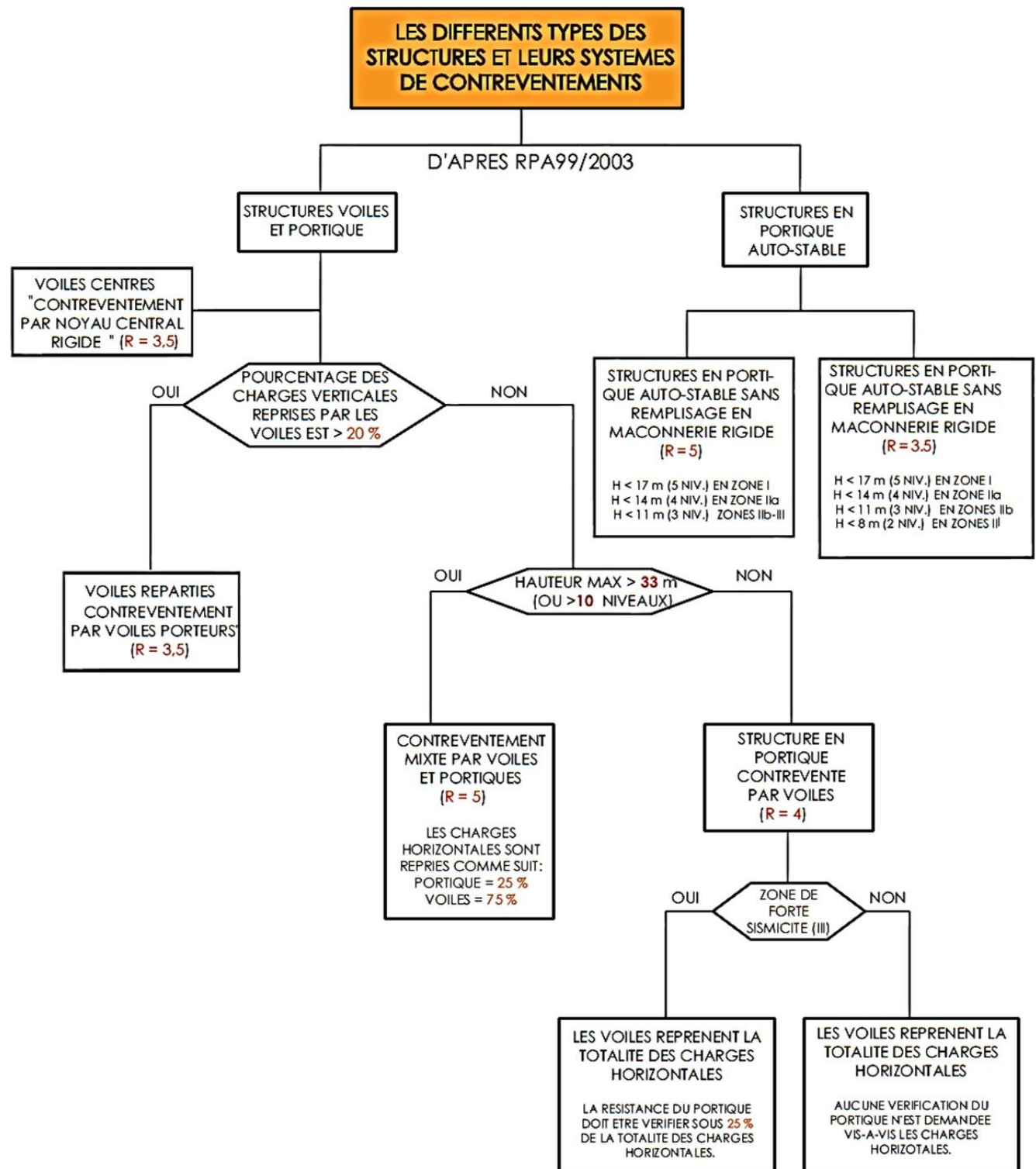


Tableau 4.4: L'effort normal et l'effort normal sur les poteaux et voiles de contreventement

	Voiles de contreventement		
	Effort tranchant		Effort normal
Etage	Tx	Ty	N
1	498.4	454.97	2223.73
2	424.23	322.45	1660.97
3	343.1	247.78	1309.44
4	256.03	181.07	997.33
5	171.08	117.88	677.84
6	54.61	1.26	352.33

Distribution de l'effort Normal

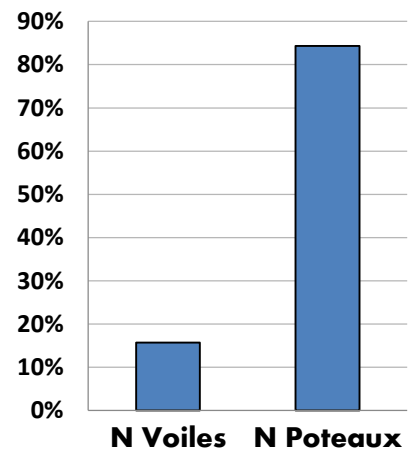
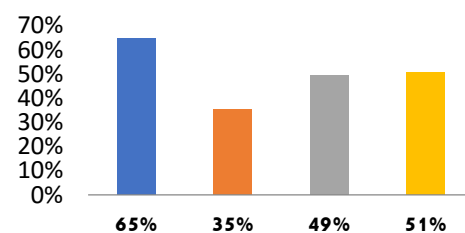


Tableau 4.5: L'effort normal et l'effort tranchant sur les poteaux et voiles de contreventement

	Poteaux		
	Effort tranchant		Effort normal
Etage	Tx	Ty	N
1	186.24	219.84	10937.96
2	200.43	296.67	9283.29
3	180.75	275.47	7444.28
4	155.89	232.61	5565.87
5	120.82	176.23	3694.83
6	109.98	165.29	1837.02

Distribution de l'effort tranchant



Donc : R= 4.

4.7 VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT :

L'article (7-4-3-1) du RPA (version 2003) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante :
$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3 \quad [1]$$

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Poteau	Nd (KN)	Bc m ²	Fc28	V	Observation
40 ×40	771.42	0.12	25	0.192	C.V

4.8 Calcul de la force sismique totale : (RPA art 4.2.3) :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

Ces valeurs sont obtenues après les classifications du projet d'après le tableau par RPA99 version 2003.

a) Coefficient d'Accélération de Zone « A » : [1]

Le coefficient d'accélération de zone « A » est donné par le Tableau 4.1 des (RPA 99/Version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment Pour notre projet : groupe usage2 et Zone IIa.

Tableau 4 .6 : Coefficient d'Accélération de Zone A.

/	ZONE			
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30

2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Donc : $A = 0.15$

b) Facteur d'amplification dynamique moyen « D » : [1]

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement.

T : Période fondamentale.

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie de site.

• Calcul de facteur de correction d'amortissement η : [1]

Donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

D'abord on calcule Pourcentage d'Amortissement Critique ξ .

• Pourcentage d'Amortissement Critique ξ :

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau 4.7 : Valeurs de ξ (%).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

D'après le Tableau $\xi = 8.5 \%$

Donc : $\eta = \sqrt{7/(2 + 8.5)} = 0.816 \geq 0.7$

• **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99 version 2003.

$$T = T_{\min} \begin{cases} T = C_T h_N^{3/4} \\ T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \end{cases}$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

On a : $h_N = 27.54\text{m}$

C_T : coefficient fonction de système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 (dans notre cas on a Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie)

Donc : $C_T = 0.05$

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0.05 * 27.54^{3/4} = 0.44\text{s}$$

Tableau 4.8 : Valeurs du coefficient C_T .

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

Direction X :

3- $T = C_T h_N^{3/4} = 0.05 * 19.04^{3/4} = 0.455\text{s}$

4- $T = 0.09 h_N / \sqrt{D_x} \dots\dots D_x = 23.4\text{m}$

$$0.09 \cdot 19.04 / \sqrt{23.4} = \mathbf{0.35 \text{ s}}$$

$$\mathbf{** \text{ Tempirique} = \min(1 ; 2) = 0.35 \text{ s}}$$

$$1.3 \cdot \text{Tempirique} = \mathbf{0.45 \text{ s}}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0.40 \text{ s}$$

Direction Y :

$$3- \mathbf{T = Ct \cdot hn^{3/4}} = 0.05 \cdot 19.04^{3/4} = \mathbf{0.455 \text{ s}}$$

$$4- \mathbf{T = 0.09 hn / \sqrt{D_y \dots dY}} = 8.7 \text{ m}$$

$$0.09 \cdot 19.04 / \sqrt{8.7} = 0.58 \text{ s.}$$

$$\mathbf{** \text{ Tempirique} = 0.455 \text{ s.}}$$

$$1.3 \cdot \text{Tempirique} = \mathbf{0.59 \text{ s.}}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0.46 \text{ s}$$

c) Calcul facteur d'Amplification D :

T_1 et T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7).

$S_3 \Rightarrow T_1 = 0.15$ et $T_2 = 0.5$ on obtient :

Sens X :

La condition

La condition $T \leq T_2$

$$\text{Donc : } 2.5\eta = 2.5 \cdot 0.816 = 1.632$$

$$\mathbf{D = 1.632}$$

Sens Y :

La condition $T \leq T_2$

$$\text{Donc : } 2.5\eta = 2.5 \cdot 0.816 = 1.632$$

$$\mathbf{D = 1.632}$$

d) Coefficient de Comportement Global de la Structure « R » :

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 des RPA99/version 2003 en fonction du système de contreventement.

Tableau 4.9: valeurs du coefficient de comportement R.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autos-tables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Dans notre cas : **Portiques contreventés par des voiles**

Alors : **R=4**

e) Facteur de qualité « Q » : [1]

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{1}^5 P_q$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4des RPA99/version 2003.

Tableau 4.10: valeurs des pénalités P_q .

« Critère q »	Sens X	Sens Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en elevation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
$\sum P_q$	0.1	0.1

➤ Sens X → $Q=1+0.1 =1.1$

➤ Sens Y → $Q=1+0.2 =1.1$

f) Poids totaux de la structure « W » :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5. RPA99version2003.

Tableau 4.11 : Valeurs du coefficient de pondération β .

1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions Avec places debout.	0.30
	- Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec Places assises	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Dans notre cas : $\beta = 0.2$

4.9 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE :

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période Fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$ Avec :

$V_{\text{dynamique}}$: la résultante des forces sismique à la base.

V_{statique} : la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

Si : $V_{\text{dynamique}} < 0.80 V_{\text{statique}}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Le Déplacements, moment,) Dans le rapport $0.8 V_{\text{statique}}/V_{\text{dynamique}}$.

✓ **Calcule de l'effort sismique totale « V » :**

Sens x :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 1.632 \times 1.1}{4} \times 7297.70 \Rightarrow V_x = 491.23 \text{ KN}$$

$$0.8VX = 392.984 \text{ KN}$$

Sens Y :

$$V_Y = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_Y = \frac{0.15 \times 1.632 \times 1.1}{4} \times 7297.70 \Rightarrow V_x = 491.23 \text{ KN}$$

$$0.8VY = 392.984 \text{ KN}$$

Les Résultats d'action sismique à la base trouvée par logiciel ROBOT dans les deux sens :

Tableau 4.12: Vérification de l'effort tranchant à la base.

Les sens	$0.8V_{\text{statique}}$ (KN)	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$
Suivant X	392.984	604.48	Condition vérifiée
Suivant Y	392.984	593.27	Condition vérifiée

4.10 Vérification des déplacements latéraux inter étages :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01he$

Où : he représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = R. \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R. \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens

$x-x$ (idem dans le sens $y-y$, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, δ_{eK}^y)

Tableau 4.13: Vérification des déplacements inter étages du bloc .

Etage	R	$\delta_{eK}^x(cm)$ $\times R$	$\delta_{eK}^y(cm)$ $\times R$	$\Delta_K^x(cm) \times R$	$\Delta_K^y(cm) \times R$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
RDC	4	0.269	0.358	0.269	0.358	3.74	Vérifier
1	4	0.625	0.841	0.356	0.483	3.06	vérifier
2	4	0.982	1.334	0.357	0.493	3.06	vérifier
3	4	1.303	1.776	0.321	0.442	3.06	vérifier
4	4	1.577	2.149	0.274	0.373	3.06	vérifier
5	4	1.810	2.462	0.233	0.313	3.06	vérifier

4.11. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet $P-\Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [2]}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau " K ".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau " K "

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau " K " par rapport à " $K-1$ "

h_K : Hauteur de l'étage " K "

- Si $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, Les effets $P-\Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- Si $\theta_K > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec:

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

X-X :

Tableau 4.14: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens xx

Etage	P kn	ΔX m	VX kn	H m	θX	Vérification
RDC	7297.70	0.00269	604.48	3.74	0.0086833	OK
1	6106.27	0.00356	549.06	3.06	0.0129385	OK
2	4928.34	0.00357	458.05	3.06	0.0125526	OK
3	3750.40	0.00321	359.40	3.06	0.0109467	OK
4	2572.46	0.00274	254.29	3.06	0.0090583	OK
5	1398.14	0.00233	143.49	3.06	0.0074193	OK

Y-Y:

Tableau 4.15: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens yy

Etage	P kn	ΔY m	VY kn	H m	θX	Vérification
RDC	7297.70	0.00358	593.28	3.74	0.0117744	OK
1	6106.27	0.00483	542.66	3.06	0.0177613	OK
2	4928.34	0.00493	457.29	3.06	0.0173634	OK
3	3750.40	0.00442	361.42	3.06	0.0149888	OK
4	2572.46	0.00373	257.02	3.06	0.0122003	OK
5	1398.14	0.00313	146.05	3.06	0.009792	OK

a) Vérification au renversement : (RPA99/V2003 Art.5.5.) [1] :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

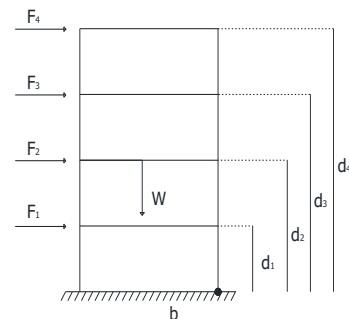
Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. $M_s > M_r$

Avec :

M_s : moment stabilisant

M_r : moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage. Soumis à des effets de renversement et/ou de glissement

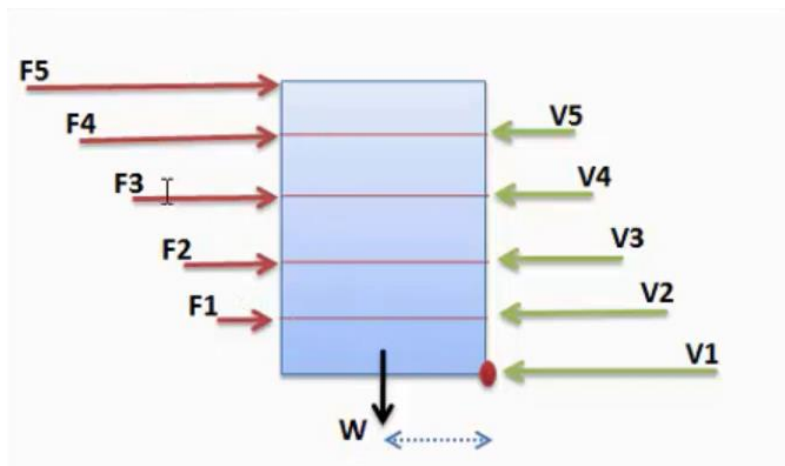


✓ $M_{\text{renversement}} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$

✓ $M_{\text{stabilisant}} = W \times b$

b : la distance au centre de gravité selon la direction x-x et y-y (X_g ; Y_g).

Il faut vérifier que : $\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} \geq 1,5$



x-x

Tableau 4.16 : Les résultats de Vérification au renversement (sens xx)

ETAGE	Vx (KN)	Fx	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)	Vérification
RDC	604.48	55.42	3.74	7297.70	11.595	207.3	84616.83	OK
1	549.06	91.01	6.8			618.9		OK
2	458.05	98.65	9.86			972.7		OK
3	359.4	105.11	12.92			1358		OK
4	254.29	110.8	15.98			1771		OK
5	143.49	143.49	19.04			2732		OK

y-y

Tableau 4.17: Les résultats de Vérification au renversement (sens yy)

ETAGE	Vy (KN)	Fy	h (m)	W (KN)	Yg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)	Vérification
RDC	593.28	50.62	3.74	7297.70	4.79	189.3	34955.983	OK
1	542.66	85.37	6.8			580.5		OK
2	457.29	95.87	9.86			945.3		OK
3	361.42	104.4	12.92			1349		OK
4	257.02	110.97	15.98			1773		OK
5	146.05	146.05	19.04			2781		OK

4.12. Analyse sismique de la structure selon l'EC8 :

a) Présentation des règles EC8 :

- **Introduction :**

Les Eurocodes constituent un ensemble intégré de normes européennes pour la conception et le dimensionnement des bâtiments et des structures de génie civil, y compris leurs fondations et leur résistance aux séismes. Le but du programme des Eurocodes est d'établir un ensemble de règles techniques communes pour la conception de bâtiments et d'ouvrages de génie civil, qui sont destinés à remplacer les règles actuellement en vigueur dans les différents états membres de l'Union Européenne.

L'Eurocode 8 (2) s'insère dans l'ensemble du projet des Eurocodes structuraux lancé par la Commission européenne pour permettre l'harmonisation des règles techniques de construction au sein de l'Union européenne. La norme française la plus récente concernant les bâtiments en zone sismique est connue sous le nom de PS 92. Dans le cadre européen, la norme relative à la construction en zone sismique est l'Eurocode 8. Elle comprend six parties. Les parties 1 et 5 sont nécessaires pour la conception des bâtiments ; elles couvrent le même champ que les PS 92. Et sont décomposés comme suit :

EN 1998 1 Règles générales Actions sismiques Règles pour les bâtiments.

EN 1998 2 Ponts.

EN 1998 3 Renforcement et réparation des bâtiments.

EN 1998 4 Silos, réservoirs, tuyauterie.

EN 1998 5 Fondations, géotechnique.

EN 1998 6 Tours, mats, cheminées.

b) Conceptions parasismiques :

Les dispositions parasismiques réglementaires sont appliquées sur un projet dont l'architecture a déjà été déterminée. La forme du bâtiment et des éléments constructifs, le système porteur et le type de contreventement, dont le comportement joue un rôle déterminant dans la résistance aux séismes du bâtiment.

Le règlement parasismique algérienne et Eurocode 8 adopte les mêmes principes de conception des bâtiments dans les zones sismiques. Ces principes sont les suivants :

- La simplicité de la structure
- Simplicité du plan
- Simplicité des formes en élévation

c) Classification des sites :

Eurocode 8				
Catégorie		site	Paramètres	
			Vs, 30 (m/s)	NSPT (coups/30 cm)
A	a	site rocheux	> 800	
	b	site ferme	400 – 800	> 50
B	c	site profond de sable moyennement dense et gravier ou d'argile moyennement raide.	200 – 350	15 – 50
C	d	site de sol sans cohésion de densité faible à moyenne.	< 200	< 15
	e	site de sol avec une couche superficielle d'alluvions repose sur un matériau plus raide.	< 200	
S1		site composé ou contenant une couche argileuse de plus de 10 m d'épaisseur	< 100(valeur indicative)	
S2		site de sol liquéfiable d'argiles sensibles ou autre sol non compris précédemment.		

Pour les sites dont les conditions de sol correspondent à l'une des deux classes spéciales S1 ou S2, des études particulières sont nécessaires pour la définition de l'action sismique. Pour ces classes, et notamment pour S2, la possibilité de défaillance du sol sous une action sismique doit être prise en compte.

d) Coefficient d'accélération de sol :**Tableau 4.18 :** l'accélération du sol et son paramètre

la zone de sismicité	Niveau d'aléa	a_g (m/s ²)
Zone 0	sismicité Très faible	0,4
Zone IA	sismicité Faible	0,7
Zone IB	sismicité Modéré	1,1
Zone II	sismicité Moyen	1,6
Zone III	sismicité Fort	3

e) Classification des zones :

Eurocode8	
Zone 0	sismicité Très faible
Zone IA	sismicité Faible
Zone IB	sismicité Modéré
Zone II	sismicité Moyen
Zone III	sismicité Fort

f) Classifications des ouvrages :

Les bâtiments sont classés, en général, en 4 catégories d'importance qui dépendent de la dimension du bâtiment, de sa valeur et de son importance pour la sécurité publique, et de la possibilité de pertes de vies humaines en cas d'effondrement.

Eurocode8		
Catégorie d'importance	Bâtiments	Coefficient d'importance
1	Bâtiments dont l'intégrité en cas de séisme est d'importance vitale pour la protection civile, par exemple, hôpitaux, casernes de pompiers, centrales électriques, etc.	0,8
2	Bâtiments dont la résistance au séisme est importante compte tenu des conséquences d'un effondrement, par exemple : écoles, salles de réunion, institutions culturelles etc.	1
3	Bâtiments courants n'appartenant pas aux autres Catégories	1,2
4	Bâtiments d'importance mineure pour la sécurité des personnes, comme par exemple : le bâtiment agricoles, etc.	1,4

g) Coefficients de comportement :

Le coefficient de comportement (q) dépend de la classification des systèmes de contreventement et de ductilité est déduit de la formule ci-après :

$$q = q_0 \cdot K_w \cdot K_r \cdot K_d \cdot K_\eta$$

$$q \geq 1.5$$

Avec :

q_0 : Valeur de base du coefficient de comportement, dépendant du type de structure.

K_w : Coefficient reflétant le mode de rupture prédominant dans les systèmes à murs.

K_r : Coefficient dépendant de la régularité en élévation de la structure.

K_d : Coefficient dépendant de la classe de ductilité.

K_η : Coefficient reflétant la densité de cloisonnement et autres éléments secondaires participant à la dissipation d'énergie.

Type de structure		q_0
Système à portiques		5.0
Système à contreventement mixte	équivalent à une ossature	5.0
	équivalent à un système à murs couplés	5.0
	équivalent à un système à murs non couplés	4.5
Système à murs	avec murs couplés	5.0
	avec murs non couplés	4.0
Système à noyau		3.5
Système en pendule inversé		2.0

h) Calcule de combinaisons sismiques :

Pour le règlement parasismique européennes on' a 2 combinaisons de l'action sismique avec l'intégration de deux direction (x y) dans chaqu'une de deux :

- a) $0,3E_x + E_y$
- b) $E_x + 0,3 E_y$

i) Méthodes de calculs :

En fonction des caractéristiques de la structure du bâtiment, on a deux types d'analyse le plus utilisable ci-dessous peut être utilisé l'un de deux :

- « L'analyse modale simplifiée utilisant le spectre de réponse » pour les bâtiments respectant les conditions précisées
- « L'analyse multimodale utilisant le spectre de réponse » qui est applicable à tous les types de bâtiments.

j) Effort tranchant à la base de la structure :

L'effort tranchant sismique F_b appliquée à la base, dans chaque direction principale, est déterminé comme suit :

$$F_b = \lambda . S_d(T_1) . W$$

F_b : Effort tranchant sismique à la base.

S_d : ordonnée du spectre de calcul pour la période T_1

W : poids total du bâtiment.

T_1 : période fondamentale de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation dans la direction considérée.

λ : coefficient correctif.

4.13. Détermination des coefficients :

a) Coefficients de comportement :

Le coefficient de comportement (q) dépend de la classification des systèmes de contreventement et de ductilité est déduit de la formule ci-après :

$$q = q_0 \cdot K_w \cdot K_r \cdot K_d \cdot K_\eta$$

$$q \geq 1.5$$

On a :

$q_0 = 5$ (système a contreventement mixte equivalent a une ossature)

$K_d = 1$ (pour haute ductilité)

$K_r = 1$ (structure réguliere en plan)

$K_w = 1$ (structure réguliere en élévation)

$K_\eta = 1$ (on a bâtiment courant comportant une densité normal de cloisons)

Donc :

$$q = 5 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 = 5 \geq 1.5$$

b) Accélération du sol (a_g) :

Tableau 4.19: valeur des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique

Catégorie d'importance	Coefficient d'importance γ_I
1	0,8
2	1
3	1,2
4	1,4

Classe de sole	S (zone1 à 4)	S (zone5)
A	1	1
B	1,35	1,2
C	1,5	1,15
D	1,6	1,35
E	1,8	1,4

On a :

$$a_g \cdot S = \gamma I \cdot a_{gr} \cdot S$$

Avec :

$$a_g = \text{sismicité moyen (Zone II)} = 1.6$$

$$\gamma I = \text{dépond de catégorie du bâtiment (3)} = 1.2$$

$$S = \text{dépond de La classe de sol et la zone} = 1$$

DONC :

$$a_{gr} = \frac{1.6}{1.2} = 1.33$$

4.14. Hypothèse de calcul selon L'EC8 :

a) Estimation de la période fondamentale de la structure :

Périodes du bâtiment données par le programme ROBOT : $T = 0.46 \text{ s}$

Tableau 4.20: Réactions à la base obtenue par Autodesk Robot Structural Analysis.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	2.18	0.46	0.00	78.70	0.00	0.00	78.70	0.00	744158.54	744158.54	744158.54
3/ 2	2.53	0.40	76.48	78.71	0.00	76.48	0.00	0.00	744158.54	744158.54	744158.54
3/ 3	2.83	0.35	78.85	78.71	0.00	2.36	0.00	0.00	744158.54	744158.54	744158.54
3/ 4	7.10	0.14	78.85	91.66	0.00	0.00	12.95	0.00	744158.54	744158.54	744158.54
3/ 5	8.46	0.12	91.86	91.66	0.00	13.01	0.00	0.00	744158.54	744158.54	744158.54

Par comparaison T estimé par la relation de l'Eurocode 8.

Estimation de la période du bâtiment par une formule approchée :

Coefficient C_t :

$$T = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

C_t : Coefficient (pour les structures avec des murs de contreventement)

H : hauteur du bâtiment, en mètres.

$$C_t = 0.05 \quad , \quad H = 19.04 \text{ m}$$

$$T = 0.05 \cdot (19.04)^{\frac{3}{4}} = 0.45 \text{ s}$$

b) Spectre de réponse :

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot \beta_0 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]^{K_1}$$

$$T_D \leq T : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]^{K_2} \cdot \left[\frac{T_C}{T_D} \right]^{K_1}$$

Avec :

$S_e(T)$: spectre de réponse élastique

T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté.

a_g : accélération de calcul pour un sol

S : paramètre du sol S : paramètre du sol S : paramètre du sol

β_0 : Facteur d'amplification de l'accélération spectrale pour un amortissement visqueux de 5 %,

η : coefficient de correction de l'amortissement avec la valeur de référence .

T_B, T_C : limites du palier de l'accélération spectrale.

T_D : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant,

k_1, k_2 : exposants qui exercent une influence sur la forme du spectre pour une période de vibration supérieure.

c) Résultante des forces sismiques de calcul :

$$F_b = \lambda \cdot S_d(T_1) \cdot W$$

Avec :

La valeur du coefficient de correction d'amortissement visqueux η peut être déterminée par l'expression :

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} = 0.81 \geq 0.55 \quad \dots \dots \dots cv$$

$$\beta_0 = 2.5$$

Le poids total de la structure :

$$W = 744158.54 \text{ kg}$$

$$\lambda = 0.85 \text{ car (plus de 2 étages)}$$

Et :

Tableau 4.21: Valeur des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique

Classe de sole	S (zone1 à 4)	$T_B(s)$	$T_c(s)$	$T_D(s)$
A	1	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,6	0,10	0,30	1,2
E	1,8	0,05	0,25	1,2

Classe de sole B Donc : $T_B = 0.05 s$, $T_c = 0.25 s$, $T_D = 1.2 s$

Donc :

$$T_c \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T_1) = a_g \cdot s \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot \left[\frac{T_c}{T} \right]^{K_1}$$

$$S_d(T_1) = a_g \cdot s \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_c}{T} \right] = 1.6 \times 1 \times \frac{2.5}{5} \times \left[\frac{0.25}{0.45} \right] = 0.44 s$$

$$S_d(T_1) = 0.44 s$$

$$F_b = \lambda \cdot S_d(T_1) \cdot W$$

$$F_b = 0.85 \times 0.44 \times 744158.54 = 278.315 KN$$

d) Résultats dynamiques du robot :

• Selon EX :

On a :

$$V_{\text{dynamique}} = 662.15 KN$$

• Selon Ey :

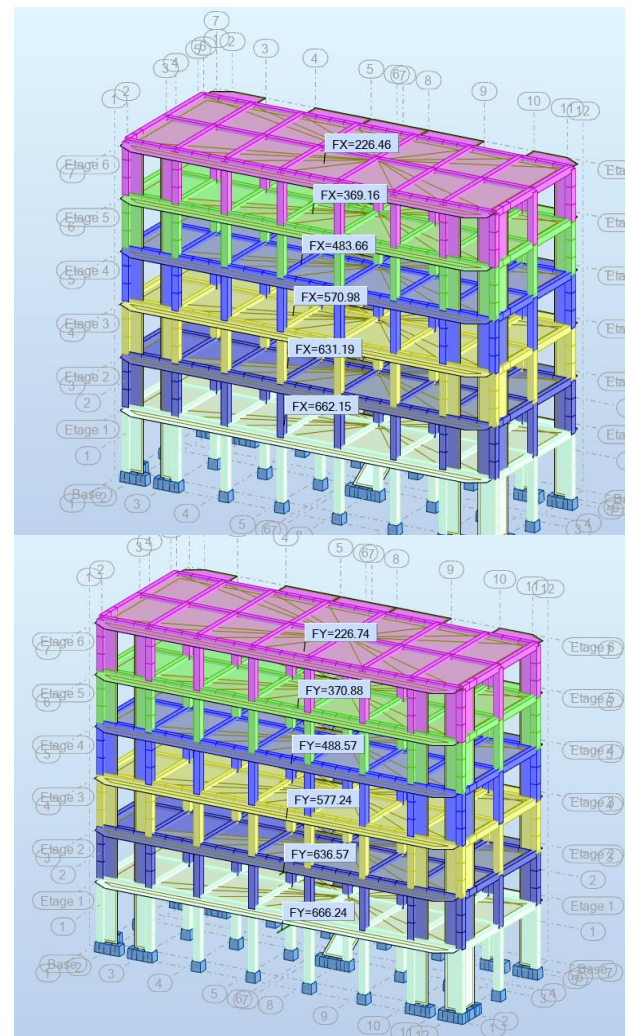
On a :

$$V_{\text{dynamique}} = 666.24 KN$$

DONC :

$$V_{\text{dynamique } xx} \gg F_b \dots\dots\dots CV$$

$$V_{\text{dynamique } yy} \gg F_b \dots\dots\dots CV$$



4.15. Comparaison des Résultats entre RPA et L'EC8 :

Cette étude bibliographique nous a permis de faire une comparaison entre quelques chapitres des normes euro code 8 (EC8) et les règles parasismiques algériennes RPA99/v2003. Les remarques qui peuvent être citées sont :

A. Classification des zones :

Les zones sismiques Selon l'Eurocode 8 et RPA99/v2003 sont classés en quatre zones. Ce paramètre est intégré dans le calcul des spectres dans L'Eurocode8. Cependant, dans RPA99/v2003, ce paramètre est considéré avec le paramètre de la classification des ouvrages dans le calcul de la force sismique à la base.

B. Classification des sites :

Les recommandations de L'eurocode8 classent les sols sur la base de la valeur moyenne de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement, en Sept (07) catégories. Par contre, RPA99/v2003 adopte quatre catégories seulement.

C. Classifications des ouvrages :

L'Eurocode8 et le RPA 99/v2003 classent les ouvrages selon leurs importances en 4 catégories. La différence entre les deux codes réside dans la prise en compte de ce paramètre dans le calcul de la force sismique à la base. L'EC8, considère ce paramètre par le coefficient d'importance. Par contre, RPA99/v2003, le considère en combinaison avec la classification des zones dans un seul coefficient qui est le coefficient d'accélération des zones A.

D. Classe de ductilité des structures :

L'Eurocode 8 divise la ductilité des structures en trois classes ; à savoir : DCL (Classe de Ductilité Limitée), DCM (Classe de Ductilité Moyenne) et DCH (Haute Classe de Ductilité). Cependant, le RPA99/v2003 considère d'une manière implicite une classe de ductilité élevée qui correspond à la troisième classe de ductilité DCH de l'Eurocode8.

E. Coefficients de comportement :

Ce coefficient dépend de la classification des systèmes de contreventement et de ductilité des structures expliqués précédemment. Dans l'EC 8 est déterminé par une formule approchée par contre dans le RPA99/V2003 est donné par des valeurs selon le type de contreventement.

F. Spectre de réponse élastique :

Eurocode8 préconise trois spectres de réponse suivant le type de sol, par contre RPA99/v2003 adopte un seul spectre de réponse élastique horizontale de calcul, similaire au 3ème spectre de l'EC8.

G. Les règles de conception et calcul sismique :

Les deux codes (EC8) et (RPA99/v2003) adoptent les mêmes principes de conception des bâtiments dans les zones sismiques, à savoir : la simplicité, l'uniformité, la symétrie, la résistance et la rigidité dans les deux directions ainsi que les fondations appropriées.

H. Méthodes de calcul de la force sismique :

Pour le calcul de la force sismique, l'Eurocode 8 utilise la méthode d'analyse par forces latérales, or RPA99/V2003 utilise méthode statique équivalente. Or, la méthode d'analyse modale spectrale est adoptée par les deux codes.

I. Les différences en état numérique :

Les combinaisons utilisées dans L'Eurocode 8 sont ($EX+0.3EX$, $0.3EX+EY$) et sont différée des de RPA99/V2003 qui sont donné par ($G+Q+E$, $0.8G+E$), et dans le calcul de la force sismique à la base on a que les résultats de l'Eurocode 8 sont supérieurs que les résultats donnés par le RPA99/V2003 et les périodes sont plus proche de 1 second de différence.

4.16. Conclusion :

Dans cette étude, on a effectué une analyse comparative des résultats obtenus pour chaque paramètre considéré, zonage classification des ouvrage, coefficient de comportement, l'effort tranchant à la base, la ductilité... etc pour une structure.

Cependant, malgré la différence dans les résultats, il s'agit d'une petite différence, et de notre étude des résultats présentés par les deux échelles, nous voyons qu'ils sont similaires à 60%.

**CHAPITRE 5 :
Etude des éléments
principaux**

5.1 Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/ Ver2003). Les résultats seront justifiés vis-à-vis de l'EC8.

5.2 Ferrailage des poteaux:

5.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	y_b	F_{c28}	F_{bu}	y_s	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1.5	25	14,2	1,15	400	348
Accidental	1.15	25	21,73	1	400	400
Eurocode 8	1.2	25	20.83	1	400	400

a. Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- E L U1, 35 G + 1, 5 Q
- E L S..... G + Q

Selon RPA 99 révisé en 2003 (situation accidentelle)

- G + Q ± E RPA 2003
- 0,8G ± E RPA 2003

Selon l'EC8 :

- G + Q + 0.3 E [EC8 6.4.3.4]
- G + E

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes:

- Effort normal maximal et le moment correspondant. (N max : M correspondant)
- Effort normal minimal et le moment correspondant. (N min : M correspondant)
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant. (M max : N correspondant)

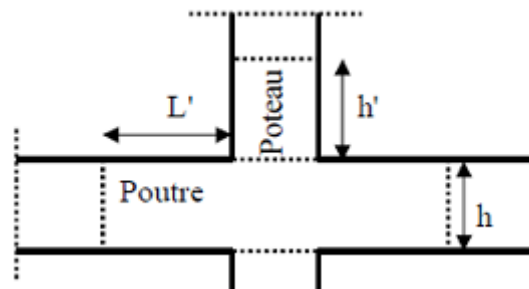
b. Recommandations du RPA99 révisé en 2003 pour la zone IIa:

Armature longitudinales:

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0,8% (zone IIa).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ .
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est définie par L' et h' .

$$L' = 2h$$



$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$$

$(h_1 ; b_1)$: section de poteau

h_e : hauteur d'étage

5.2.2 Recommandations selon l'EC8 :

- **Armatures longitudinal :**

$$1\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \quad [\text{EC8.1/5.4.3.2}]$$

Au moins une armature longitudinale doit être placée entre les armatures d'angle.

- **Armatures transversales :**

$$\Phi_t \geq 6 \text{ mm}$$

$$S_t < \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{B_0}{4} \\ 175 \text{ mm} \\ 8\Phi_{L\min} \end{array} \right.$$

b_0 : dimension minimal du noyau du béton.

- **En zone de recouvrement :**

L'espacement des armatures transversales

$$S < \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{4} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right. \quad (\text{la plus petite dimension de la section transversale})$$

$$A_{t\min} = S_t \times \frac{\Phi_L}{50} \times \frac{F_{u\text{Long}}}{F_{u\text{trans}}}$$

Φ_L : Diamètre d'armature longitudinale en zone de recouvrement.

- **longueur de recouvrement :**

$L > (15 \phi_L ; 200 \text{ mm})$. [L'EC2]

- l'effort normal réduit :

$$\frac{N_{ED}}{A_c \times F_{ed}} > 0.1$$

A_c : l'aire de la section de l'élément.

F_{ed} : contrainte de calcul de compression du béton.

❖ **Ferraillage longitudinal:**

• **Ferraillage minimal d'après RPA99 (7.4.2.1):**

Le pourcentage minimal de l'acier sera de 0.8%.

Poteau $(40 \times 40) \rightarrow 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

• **Ferraillage maximum:**

Le pourcentage maximal de l'acier sera de :

4% en zone courante.

Poteau $(40 \times 40) \rightarrow 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

6% en zone de recouvrement.

Poteau $(40 \times 40) \rightarrow 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Calcul des armatures longitudinales:

Etape de calcul en flexion composée:

N : effort de traction

Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - d'$ Alors la section est **partiellement tendue (S.P.T)**

Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - d'$ Alors la section est **entièrement tendue (S.E.T)**.

N : effort de compression

Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - d'$ Alors la section est **partiellement comprimée (S.P.C)**.

Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - d'$ Alors la section est **entièrement comprimée (S.E.C)**.

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d'$$

Il faut vérifier la condition supplémentaire suivante :

$$N(d - d') - M_a \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}\right) b d^2 f_{bc} \dots \dots \dots \text{(A)}$$

M_a : Moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures.

$M_a = M_u \times e_a$ Moment fictif

Si l'égalité est vérifiée, alors la section est **partiellement comprimée**, et le calcul se fait comme suit :

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

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_1 et A_1'

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N \right)$$

La section réelle est donnée par :

$$A'_s = A' \quad \text{et} \quad A' = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est **entièrement comprimée** ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante:

$$(d - d')N_u - M_F < (0.5 - d'b)hF_{bc} \dots \dots \dots \textbf{(B)}$$

- Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées

$$A = \frac{M_a - (d - 0.5h)bhF_{bc}}{(d - d')\sigma_s} \quad A_s = \frac{N_u - bhF_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_1 = \frac{N - \Psi bhF_{bc}}{\sigma_s} \quad ; A_2 = 0$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{M_a = M_u \times e_a}{bd^2F_{bc}}}{0.8571 - \frac{d'}{h}}$$

c. Exemple de calcul:

Soit le poteau de RDC (40X40)

$$b = 40 \text{ cm} ; d = 0.9h = 0.9 \times 0.40 = 0.36 \text{ cm} ;$$

$$d' = 0.1h = 0.1 \times 0.40 = 0.040 \text{ cm}.$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{58.51}{167.76} = 0.35$$

$$\frac{h}{2} - d' = \frac{0.4}{2} - 0.04 = 0.16$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0.35 + 0.16 = 0.51$$

Le moment fictive Ma:

$$M_a = N \cdot e_a = 167.76 \times 0.51 = 85.56 \text{ KN.m}$$

$$N(d - d') - M_a = 167.76 \times 10^{-3} \times (0.36 - 0.04) - 85.56 \times 10^{-3} = -0.031$$

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}\right) bd^2 f_{bc} = \left(0.337 - 0.81 \frac{0.04}{0.36}\right) \times 0.4 \times 0.36^2 \times 14.17 = 0.18$$

$$\text{Donc : } -0.031 > 0.18$$

$$N(d - d') - M_a \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}\right) bd^2 f_{bc}$$

➔ Section partiellement comprimé avec des armatures inférieures

Moment réduit μ :

$$\mu_u = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = \frac{85.56 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.36^2 \times 14.17} = 0.116$$

La section est à simple armature

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.116}) = 0.155$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.36 \times (1 - 0.4 \times 0.155) = 0.34 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N \right)$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 MPa$$

$$A_{st} = \frac{1}{347.826} \left(\frac{85.56 \times 10^{-3}}{0.34} - 167.76 \times 10^{-3} \right) = 0.0002 \leq 0$$

Donc la section peut résister sans ferrailage.

Suivant le RPA : $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

On adopte : $A_{min} \text{ RPA} = 12.8 \Rightarrow 4HA16 + 4HA14 = 14.20 \text{ cm}^2$

d. Le calcul de ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel **EXPERT**.

Tableau5.1 Ferrailage des poteaux

Section	CO M	Effort normal N(KN)	Momen t M_Y (KN.m)	Momen t M_Z (KN.m)	es(m)	(h/2) -c	Nat ure	A's (cm ²)	As (cm ²)	Amin (RPA) (cm ²)	Ferrailage
Du RDC au 5 éme (40X40)	ACC	N_{max} = 779.41	M_{cor} = -5.17	M_{cor} = 24.30	0.031	0.16	SEC	/	4.8	12.8	4HA16+4HA14 =14.20 cm2
	ACC	N_{cor} = 56.97	M_{max} = -26.89	M_{cor} = 24.94	0.47	0.16	SPC				
	ACC	N_{cor} = 167.76	M_{cor} = 14.89	M_{max} = -58.51	0.35	0.16	SPC				
	ACC	N_{min} = -289.72	M_{cor} = 15.67	M_{cor} = -4.53	0.05	0.16	SET				

5.2.3 Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003):

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison Sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivant:

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_b = \rho_b \times F_{c28}$$

Avec :

τ_{bu} : Contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile (d = h-c)

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g \leq 5 \Rightarrow \rho_b = 0.04 \end{cases}$$

$$F_{c28} = 25 MPa$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{L_F}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{L_F}{b}$$

$$L_F = 0.7 \times 306 = 214.2$$

L_f : La longueur de flambement du poteau.

$$\text{On a : } \lambda_g = \frac{214.2}{40} = 5.53 \geq 5 \Rightarrow \rho_b = 0.075$$

$$\bar{\tau}_b = \rho_b \times F_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

• **Poteaux (40x 40):**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} = \frac{10.74 \times 10^3}{400 \times 360} = 0.07 \text{ MPa}, \quad \tau_{bu} \leq \bar{\tau}_b \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion:

Les contraintes tangentielles sont admissibles.

a. Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221) :

$$L_s = \frac{\varphi F_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6\psi_s^2 F_{t28}$$

$$F_{t28} = \frac{0}{6} + 0.06 F_{c28}$$

$\psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\bullet \text{ HA14: } L_s = \frac{\varphi F_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.4 \text{ cm} \text{ on prend } L_s = 50 \text{ cm}$$

$$\bullet \text{ HA16: } L_s = \frac{\varphi F_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm} \text{ on prend } L_s = 60 \text{ cm}$$

b. Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \varphi$

$$\bullet \text{ Pour les HA14 : } L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

$$\bullet \text{ Pour les HA16 : } L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

c. Armatures transversales:

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel: Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements. Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

d. Diamètre des armatures: (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} \Rightarrow \phi_t = \frac{16}{3} = 5.3 \text{ mm} \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l^{max} : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art 7.5.2.2 RPA99 version 2003)

Soit ($A_{ad} = 3.14 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}10$)

e. Calcul des espacements:

- **L'espacement des armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003).**

❖ **En zone nodale:**

$$S_t \leq \text{Min}(10\phi_l^{\text{min}}; 15\text{cm}) = \text{Min}(10 \times 1.4; 15\text{cm}) = 14\text{ cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 10\text{ cm}$

❖ **En zone courante:**

$$S_t \leq 15\phi_l^{\text{min}} = 15 \times 1.4 = 21\text{ cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 20\text{ cm}$

Avec:

ϕ_l^{min} : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

f. Armatures transversales et vérification au cisaillement: (Art 7.4.2.2 RPA99/2003)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h F_e} \rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u}{h F_e} S_t$$

Avec : V_u : Effort tranchant de calcul.

F_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

g. Elancement géométrique du poteau:

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i}$$

Avec : L_f : La longueur de flambement des poteaux ($L_f = 0.707 l_0$)

i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

l_0 : hauteur libre du poteau.

S : section brute du poteau $[(b-c) \times (h-c')]$.

I : moment d'inertie du poteau ($I = bh^3 / 12$) par rapport à l'axe faible

Application numérique:

Pour le cas le plus défavorable :

$$L_f = 0.707 l_0 = 0.707 \times 3.06 = 2.16\text{m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{0.0021}{0.14}} = 0.12$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = \frac{2.16}{0.12} = 18$$

$\lambda_g \geq 5$ Donc le coefficient : $\rho_a = 2.50$

L'effort tranchant max est égale à : $V_u = 10.74$ KN

Pour les poteaux (40×40) :

❖ **Zone nodale $S_t = 10$ cm**

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{h F_e} S_t = \frac{2.5 \times 10.74}{40 \times 40} \times 10 = 0.16 \text{ cm}^2$$

❖ **Zone courante $S_t = 20$ cm**

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{h F_e} S_t = \frac{2.5 \times 10.74}{40 \times 40} \times 20 = 0.34 \text{ cm}^2$$

h. Quantité d'armatures transversales minimales du RPA:

Pour

$\lambda_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_{tmin} = 0,3 \% . S . b$$

❖ **En zone nodale:**

$$A_{tmin} = 0.3\% b S_t = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 3,14 \text{ cm}^2$$

❖ **En zone courante:**

$$A_{tmin} = 0.3\% b S_t = 0.003 \times 40 \times 20 = 2.4 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 3,14 \text{ cm}^2$$

e. Délimitation de la zone nodale:

Au niveau des poutres $L' = 2xh$

$$h' = \max(h_e/6; b_1; h_1; 60\text{cm})$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres

$$h' = \max(42; 40; 40; 60\text{cm})$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

5.2.4 Vérification des contraintes à L'ELS:

a. Etat limites d'ouvertures des fissures:

La fissuration est considéré comme peut nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans les aciers.

b. Etat limite de compression du béton:

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous M_{ser} et N_{ser} on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissible

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 F_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91A.4.5.2})$$

$$\bullet \text{ Si } \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée.}$$

c- Vérification des contraintes :

$$N_{ser} = 9450.42 \text{ KN} \quad M_{ser} = 49.49 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{49.49}{9450.42} = 0.005$$

La section homogène est:

$$B_0 = b \times h + 15(A_s + A'_s) \Rightarrow A_s = A'_s = 14.20 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 40 \times 40 + 15(14.20 + 14.20) = 2026 \text{ cm}^2$$

V_1 et V_2 seront déterminés par l'équation du moment statique par rapport à la fibre la plus comprimée:

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(Ad' + A'd) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{2026} \left[\frac{40 \times 40^2}{2} + 15(14.20 \times 4 + 14.20 \times 36) \right] = 20 \text{ cm}^2 \\ V_2 = 40 - 20 = 20 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Le moment d'inertie de la section totale homogène:

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A(V_1 - c)^2 + A'(V_2 - c')^2]$$

$$I_0 = \frac{40}{3}(20^3 + 20^3) + 15 \times [14.20 \times (20 - 4)^2 + 14.20 \times (20 - 4)^2] = 322389.33 \text{ cm}^2$$

Condition limite:

$$e < CL_1$$

$$CL_1 = \frac{I_0}{B_0 \times V_1} = \frac{322389.33}{2026 \times 25} = 6.37 \text{ cm}^2$$

$$e = e_0 + \left(V_2 - \frac{h}{2}\right) = 0.005 + \left(20 - \frac{40}{2}\right) = 0.005 \text{ cm}$$

$$e = 0.005 \text{ cm} < CL_1 = 6.37 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

d. Vérification des contraintes:

- En béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_s}{B_1}\right) + N_s \cdot e \cdot \left(\frac{V_1}{I}\right) = \left(\frac{9450.42}{0.2026}\right) + 9450.42 \times 0.005 \times \left(\frac{0.0020}{0.0032238933}\right) = 4.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.66 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6F_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

5.2.5 Vérifications des recommandations de l'EC8 :

Armatures longitudinal :

$$A_{s \text{ adopté}} = 14.20 \text{ cm}^2$$

On a:

$$1\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \implies 1\% \leq \frac{14.20 \times 100}{40 \times 40} = 0.88 \leq 4\% \dots \dots \dots CNV.$$

DONC :

$$\text{On augment la section des armatures a : } A_s = \mathbf{8HA16 = 16.08 \text{ cm}^2}$$

$$1\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \implies 1\% \leq \frac{16.08 \times 100}{40 \times 40} = 1.005 \leq 4\% \dots \dots \dots CV.$$

Au moins une armature longitudinale doit être placée entre les armatures d'angle.

• Armatures transversales :

$$\phi_t \geq 6 \text{ mm}$$

$$S_t < \min \begin{cases} \frac{B_0}{4} \\ 175 \text{ mm} \\ 8\phi_{Lmin} \end{cases}$$

$\phi_{t \text{ adopté}} = 8 \text{ mm}$ condition vérifiée.

b_0 : dimension minimal du noyau du béton.

- **En zone de recouvrement :**

L'espace des armatures transversales

$$S \leq \begin{cases} \frac{h}{4} = 10 \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (\text{la plus petite dimension de la section transversale})$$

$S = 10 \text{ cm}$ condition vérifiée.

• **Armatures minimal :**

$$A_{tmin} = S_t \times \frac{\phi_L}{50} \times \frac{F_{uLong}}{F_{utrans}} = 10 \times \frac{16}{50} \times 1 = 3.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ adopté}} = 16.08 \text{ cm}^2 > 3.2 \text{ cm}^2 \quad \text{..... Condition vérifiée.}$$

ϕ_L : Diamètre d'armature longitudinale en zone de recouvrement.

- **longueur de recouvrement :**

$L > (15 \phi_L ; 200 \text{ mm})$. [L'EC2]

$L > (15 \times 16 = 240 \text{ mm}; 200 \text{ mm})$

$L_s = 60 \text{ cm} > (15 \times 16 = 240 \text{ mm}; 200 \text{ mm})$ Condition vérifiée.

- **l'effort normal réduit :**

$$\frac{N_{ED}}{A_c \times F_{ed}} > 0.1$$

$$\frac{779.41}{40 \times 40 \times 25} = 0.019 > 0.1 \quad \text{..... condition vérifiée.}$$

A_c : l'aire de la section de l'élément.

F_{ed} : contrainte de calcul de compression du béton.

5.2.6 Conclusion:

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armature ($A_{s \text{ min}}$) correspondante commandée par le règlement «RPA.99-V 2003».

En zone II

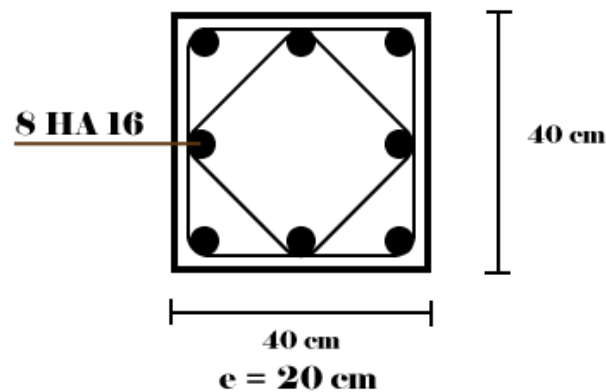


Figure 5.1 : schéma de ferrailage des poteaux

5.3 Ferrailage des poutres:

Les poutres seront ferrillées en flexion simple sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS suivant les recommandations du RPA 99/version 2003 et l'EC8.

- $1.35G + 1.5Q$ BAEL91/99
- $G + Q \pm E$ RPA99
- $0.8G \pm E$ RPA99
- $G + 0.2Q \pm E$ EC8

5.3.1 Recommandations du L'EC8 :

Coffrage :

$$b_w < \min(b_c + h_w; 2b_c) \quad [\text{EC8-1/5.4.1.2.1}]$$

h_w : hauteur de la poutre.

b_c : grande dimension de la section transversale perpendiculaire à l'axe de la poutre.

Armatures longitudinales :

Dans la zone tendue : [EC8-1/2.7.3.3]

$$\rho > \rho_{min} = 0.5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} < \rho_{max} = 0.65 \times \frac{f_{ed}}{f_{yd}}$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b \times d}$$

$$f_{ed} = \frac{0.8f}{\gamma_b \times \sigma}$$

5.3.2 Armatures transversales :

$$\phi_t > 6mm$$

Espacement : $S_t < \min(\frac{h_w}{4}; 24\phi_t; 225mm; 8\phi_l)$

hw : hauteur de la poutre

1. D'après le RPA:

a. Armatures longitudinales:

- Pourcentage total minimal

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h$$

Poutres principales : $A_{min} = 0.5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{min} = 0.5\% \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$

- Pourcentage total maximum

$$A_{max} = 4\% \times b \times h \Rightarrow \text{En zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% \times b \times h \Rightarrow \text{En zone de recouvrement}$$

Poutres principales:

Zone courante $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires:

Zone courante $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

5. 3.3 Étapes de calcul de ferrailage:

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

- Calcul du moment réduit à l'ELU:

Si $\mu < \mu_l = 0.392$ la section simplement armée (SSA)

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad \text{et} \quad A_{st} = 0$$

Si $\mu > \mu_l = 0.392$ la section est doublement armée (SDA)

Exemple de calcul :

a. En appuis:

$$M_{ua} = 56.53 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{56.53 \times 10^3}{30 \times (36)^2 \times 14.16} = 0.103 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.103 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.945$$

$$A_{sua} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{56.53 \times 10^3}{0.945 \times 36 \times 348} = 4.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{minRPA} = 6 \text{ cm}^2$$

On adopte : $4\phi 14 = 6.16 \text{ cm}^2$

b. En travée :

$$Mut = 29.61 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{Mut}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{29.61 \times 10^3}{30 \times (36)^2 \times 14.16} = 0.054 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.054 \Rightarrow \beta = 0.972$$

$$Asut = \frac{Mut}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{29.61 \times 10^3}{0.972 \times 36 \times 348} = 2.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min RPA} = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 4\emptyset 14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

5.3.4 Ferrailage des poutres principales :

Tableau5.2: des moments

Moment	ELU	ELS	ELA
Le moment en travée (KN.m)	$M_{travée}^u = 29.61$	$M_{travée}^{ser} = 21.62$	$M_{travée}^{acc} = 46.59$
Le moment sur appui (KN.m)	$M_{appuis}^u = - 56.53$	$M_{appuis}^{ser} = - 40.86$	$M_{appuis}^{acc} = - 67.65$

Tableau5.3: Ferrailage des poutres principales en travées

NIV	comb	$M_{\max}$ (KN.m)	μ	OBS	β	AS cm^2	$A_{\min}$ RPA	Ferrailage adopté	
								choix	A cm^2
RDC	ACC	46.59	0.084	SSA	0.955	3.89	6	5HA14	7.70
Etage 1	ACC	46.59	0.084	SSA	0.955	3.89	6	5HA14	7.70
Etage 2	ACC	46.59	0.084	SSA	0.955	3.89	6	5HA14	7.70
Etage 3	ACC	46.59	0.084	SSA	0.955	3.89	6	5HA14	7.70
Etage 4	ACC	46.59	0.084	SSA	0.955	3.89	6	5HA14	7.70
Etage 5	ACC	46.59	0.084	SSA	0.955	3.89	6	5HA14	7.70

Tableau5.4: Ferrailage des poutres principales en Appuis

NIV	Comb	$M_{\max}$ (KN.m)	μ	OBS	β	AS cm^2	$A_{\min}$ RPA	Ferrailage adopté	
								Choix	A cm^2
RDC	ACC	67.65	0.122	SSA	0.934	5.78	6	5HA14	7.70
Etage 1	ACC	67.65	0.122	SSA	0.934	5.78	6	5HA14	7.70
Etage 2	ACC	67.65	0.122	SSA	0.934	5.78	6	5HA14	7.70
Etage 3	ACC	67.65	0.122	SSA	0.934	5.78	6	5HA14	7.70
Etage 4	ACC	67.65	0.122	SSA	0.934	5.78	6	5HA14	7.70

Etage 5	ACC	67.65	0.122	SSA	0.934	5.78	6	5HA14	7.70
---------	-----	-------	-------	-----	-------	------	---	-------	------

5.3.5 Ferrailage des poutres secondaires:

Tableau5.5: des moments

	ELU	ELS	ELA
Le moment en travée (KN.m)	$M_{travée}^u = 12.56$	$M_{travée}^{ser} = 8.97$	$M_{travée}^{acc} = 42.12$
Le moment sur appui (KN.m)	$M_{appui}^u = -13.14$	$M_{appui}^{ser} = -9.27$	$M_{appui}^{acc} = -42.27$

Tableau5.6: Ferrailage des poutres secondaires en travées

NIV	comb	M_{max} (KN.m)	μ	OBS	β	AS cm ²	A_{min} RPA	Ferrailage adopté	
								Choix	A cm ²
RDC	Acc	42.12	0.136	SSA	0.926	4.86	4.5	4HA14	6.16
Etage 1	Acc	42.12	0.136	SSA	0.926	4.86	4.5	4HA14	6.16
Etage 2	Acc	42.12	0.136	SSA	0.926	4.86	4.5	4HA14	6.16
Etage 3	Acc	42.12	0.136	SSA	0.926	4.86	4.5	4HA14	6.16
Etage 4	Acc	42.12	0.136	SSA	0.926	4.86	4.5	4HA14	6.16
Etage 5	Acc	42.12	0.136	SSA	0.926	4.86	4.5	4HA14	6.16

Tableau5.7: Ferrailage des poutres secondaires en Appuis

NIV	Comb	M_{max} (KN.m)	μ	OBS	β	AS cm ²	A_{min} RPA	Ferrailage adopté	
								Choix	A cm ²
RDC	Acc	42.27	0.136	SSA	0.926	4.86	4.5	4HA14	6.16
Etage 1	Acc	42.27	0.136	SSA	0.926	4.86	4.5	4HA14	6.16
Etage 2	Acc	42.27	0.136	SSA	0.926	4.86	4.5	4HA14	6.16
Etage 3	Acc	42.27	0.136	SSA	0.926	4.86	4.5	4HA14	6.16
Etage 4	Acc	42.27	0.136	SSA	0.926	4.86	4.5	4HA14	6.16
Etage 5	Acc	42.27	0.136	SSA	0.926	4.86	4.5	4HA14	6.16

5.3.6 Vérifications des poutres à l'ELU:

a. Vérification de la condition de non fragilité:

Art A4.2.1 BAEL91

$$A_{ad} > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

b. Poutres principales :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

d. Poutres secondaires :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots\dots \text{condition vérifié}$$

e. Justification sous sollicitation d'effort tranchant Art A.5.1.1 ,11 BAEL 91 modifiée 99

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à:

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.64}{\gamma_b} f_{c28}^{\frac{2}{3}} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.64 ; 5 \} = 3.64 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour les poutres principales} \\ \tau_u = \frac{259.87 \times 10^3}{300 \times 360} = 2.4 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{condition vérifié} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour les poutres secondaires} \\ \tau_u = \frac{22.63 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.28 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{condition vérifié} \end{array} \right.$$

f. Influence de l'effort tranchant sur le béton Art A5.1.3.13 BAEL 91 modifiée 99

$$\tau_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times b \times 0.9 \times d}{\gamma_b}$$

Pour les poutres principales

$$\frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.30 \times 0.9 \times 0.36}{1.5} = 648 \text{ KN} > T_u$$

$$= 259.87 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

Pour les poutres secondaires

$$\frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.30 \times 0.9 \times 0.27}{1.5} = 486 \text{ KN} > T_u$$

$$= 22.63 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

g. Influence de l'effort tranchant sur les armatures

Appuis de rives Art A.5.1.3.12 BAEL91

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui et y ancrer une section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant T_u

Poutres principales :

$$A_{s \text{ ancre}} = \frac{T_u}{\sigma_s} = \frac{259.87 \times 10^3}{348 \times 100} = 7.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 5\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ ancre}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires :

$$A_{s \text{ ancre}} = \frac{T_u}{\sigma_s} = \frac{22.63 \times 10^3}{348 \times 100} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ ancre}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires:

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime M_u est inférieur à $0.9dV_u$, on doit prolonger au delà du bord de l'appareil d'appuis (coté travée) et y ancrer une section suffisante pour équilibrer un effort égale à :

$$T_u \text{ max} + \frac{M_{\text{max}}}{0.9d}$$

$$\text{Donc } A_{st} \geq (T_u \text{ max} + \frac{M_{\text{max}}}{0.9d}) \frac{1}{\sigma_s}$$

Poutres principales:

$$A_{st} \geq \left(259.87 - \frac{67.65}{0.9 \times 0.36} \right) \frac{1}{348} \times 10 = 1.48 \text{ cm}^2 < 7.70 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires:

$$A_{st} \geq \left(22.63 - \frac{42.27}{0.9 \times 0.27} \right) \frac{1}{348} \times 10 = -4.35 \text{ cm}^2 < 6.16 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

h. Entrainement des barres Art A.6.1.3 BAEL 91

Pour qu'il n'y est pas entrainement des barres il faut vérifier:

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum \mu} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi \times f_{t28}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Poutres principales :

$$\sum \mu = n\Phi\pi = 8 \times 1.4 \times 3.14 = 35.17 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{259.87 \times 10^3}{0.9 \times 360 \times 351.7} = 2.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.28 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

Poutres secondaires :

$$\sum \mu = n\Phi\pi = 8 \times 1.4 \times 3.14 = 35.17 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{22.63 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 351.7} = 0.264 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.264 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

i. Longueur de cisaillement BAEL91 : Art A.6.1, 23

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$$

Le BAEL limite $L_s = 40\Phi$ pour FeE400

Pour $\Phi 16$: $L_s = 60 \text{ cm}$

Pour $\Phi 14$: $L_s = 60 \text{ cm}$

La longueur hors de crochet L_c est au moins égal à $0.4L_s$

Pour $\Phi 16$: $L_c = 25cm$

Pour $\Phi 14$: $L_c = 25cm$

5.3.7 Vérification a l'ELS:

a. Vérification de la condition de non fragilité:

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

Poutres principales :

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires :

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.99 \text{ cm}^2$$

$A_{adapté} \geq A_{min}$ La condition de non fragilité est vérifiée; ainsi que les sections recommandées par le RPA.

b. Etat limite d'ouverture des fissures:

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

-Etat limite de compression du béton:

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_b \leq k\sigma_s \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa$$

On calcul : $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} (k, \beta_1) \rightarrow$ on tirer du tableau a l'ELS

c. Poutres principales :

• Sur appui :

Le centre de gravité:

$$y = \frac{15 \times (A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \cdot A_s)}{7.5 \times (A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (7.70 \times 10^{-4})}{0.30} \left[\sqrt{1 + \frac{0.30 \times (0.36 \times 7.70 \times 10^{-4})}{7.5 \times (7.70 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right] = 0.268 \text{ m}$$

Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y)^2]$$

$$I = \frac{0.30 \times 0.268^3}{3} + 15 \times [7.70 \times 10^{-4} \times (0.36 - 0.268)^2] = 2.02 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Les contraintes:

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{40.86 \times 10^{-3}}{2.02 \times 10^{-3}} = 20.23 \text{ MPa/m}$$

✓ Contraintes de compression du béton:

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 20.23 \times 0.268 = 5.42 \text{ MPa}$$

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

Donc : $\sigma_{bc} = 5.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

• **En travée:**

Le centre de gravité:

$$y = \frac{15 \times (A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \cdot A_s)}{7.5 \times (A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (7.70 \times 10^{-4})}{0.30} \left[\sqrt{1 + \frac{0.30 \times (0.36 \times 7.70 \times 10^{-4})}{7.5 \times (7.70 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right] = 0.268 \text{ m}$$

Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y)^2]$$

$$I = \frac{0.30 \times 0.268^3}{3} + 15 \times [7.70 \times 10^{-4} \times (0.36 - 0.268)^2] = 2.02 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Les contraintes:

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{21.62 \times 10^{-3}}{2.02 \times 10^{-3}} = 10.70 \text{ MPa/m}$$

✓ Contraintes de compression du béton:

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 10.70 \times 0.268 = 2.87 \text{ MPa}$$

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

Donc : $\sigma_{bc} = 2.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

d. Poutres secondaires:

• **En travée :**

Le centre de gravité :

$$y = \frac{15 \times (A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \cdot A_s)}{7.5 \times (A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (6.16 \times 10^{-4})}{0.30} \left[\sqrt{1 + \frac{0.30 \times (0.27 \times 6.16 \times 10^{-4})}{7.5 \times (6.16 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right] = 0.101 \text{ m}$$

Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y)^2]$$

$$I = \frac{0.30 \times 0.101^3}{3} + 15 \times [6.16 \times 10^{-4} \times (0.27 - 0.101)^2] = 3.67 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Les contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8.97 \times 10^{-3}}{3.67 \times 10^{-4}} = 24.44 \text{ MPa/m}$$

✓ Contraintes de compression du béton:

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 24.44 \times 0.101 = 2.47 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 2.47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

• **Sur appui:**

Le centre de gravité :

$$y = \frac{15 \times (A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \cdot A_s)}{7,5 \times (A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (6.16 \times 10^{-4})}{0,30} \left[\sqrt{1 + \frac{0,30 \times (0.27 \times 6.16 \times 10^{-4})}{7,5 \times (6.16 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right] = 0.101 \text{ m}$$

Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y)^2]$$

$$I = \frac{0,30 \times 0.101^3}{3} + 15 \times [6.16 \times 10^{-4} \times (0.27 - 0.101)^2] = 3.67 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Les contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{9.27 \times 10^{-3}}{3.67 \times 10^{-4}} = 25.26 \text{ MPa/m}$$

✓ Contraintes de compression du béton:

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 25.26 \times 0.101 = 2.55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 2.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

5.3.8 Vérification de la flèche (CBA93 Art A.6.5) :

a. Poutres principales:

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{travée}^{ser}}{10 M_o^{ser}} \\ \frac{A_{s \text{ travée}}}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec : $M_t = K \times M_o$

K : est un coefficient réducteur ($0,75 \leq K \leq 0,85$), on prend $K = 0,8$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{420} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.095 > 0.0625 \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{s \text{ travée}}}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{7.70}{30 \times 36} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0.0071 < 0.0105 \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{travée}^{ser}}{10 M_o^{ser}} \rightarrow \frac{40}{420} \geq \frac{21.62}{10 \times 25.44} \rightarrow 0.095 > 0.084 \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

b. Poutres secondaires:

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes:

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{travée}^{ser}}{10 M_o^{ser}} \\ \frac{A_{s\ travée}}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

Avec : $M_t = K \times M_o$

K : est un coefficient réducteur ($0,75 \leq K \leq 0,85$), on prend $K = 0,8$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{360} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,083 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{s\ travée}}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{6,16}{30 \times 27} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0076 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{travée}^{ser}}{10 M_o^{ser}} \rightarrow \frac{30}{360} \geq \frac{8,97}{10 \times 11,21} \rightarrow 0,083 > 0,080 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

5.3.9 Calculer des armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort Tranchant; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de section des Armature longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance feE235 et on considère la section la plus sollicitée pas l'effort tranchant:

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi ; \frac{b}{10} \right) = \min(1,14; 1,4; 3)$$

ϕ_1 : Étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

Soit : $\phi_1 = 8mm$

On choisira un cadre +un étrier soit $A_t = 4HA8 = 2,01\ cm^2$

a. Calcul des espacements:

Sens principale :

• **Zone nodale (appui):**

$$S_t^{max} \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right) = \min \left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1,4 ; 30 \right) ==> S_t = 10\ cm$$

• **Zone courante: (travée)**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 ==> S_t = 15\ cm$$

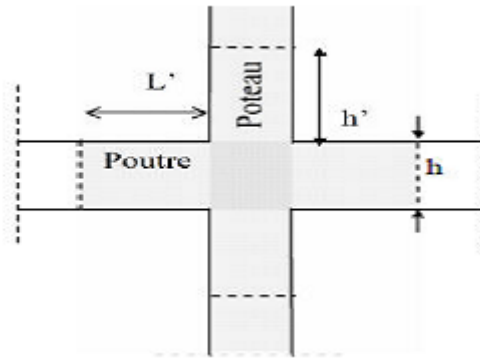
Sens secondaire :

• **Zone nodale (appui) :**

$$S_t^{max} \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right) = \min \left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1,4 ; 30 \right) ==> S_t = 10\ cm$$

• **Zone courante : (travée)**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 ==> S_t = 15\ cm$$



b. Détermination de la zone nodale:

$$L = 2 \times h$$

Les poutres:

$$L = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{poutres principales (30x40).}$$

$$L = 2 \times 30 = 60 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{poutres secondaires (30x30).}$$

Remarque:

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

c. Armatures transversale minimales:

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_t^{min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

d. Disposition des armatures:

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à:

- 1/5 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- 1/4 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à 1/10 de la portée.

5.3.10 Vérifications des recommandations de l'EC8 :

- Coffrage :

Zone	Poutres principales				Poutres secondaires			
	Bw	Bc+Hw	2Bc	OBS	Bw	Bc+Hw	2Bc	OBS
1	30	76	72	cv	30	57	54	cv

Armatures longitudinales :

Dans la zone tendue :

$$\rho > \rho_{min} = 0.5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

$$\rho_{min} = 0.5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0.5 \times \frac{2.56}{400} = 0.0032$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{7.70}{30 \times 36} = 0.0071$$

$0.0071 > 0.0032 \implies \rho > \rho_{min}$ Condition vérifiée.

$$\rho_{max} = 0.65 \times \frac{f_{ed}}{f_{yd}}$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b \times d} = 0 \implies A'_s = 0$$

$$f_{ed} = \frac{0.8f}{\gamma_b \times \sigma} = 14.17, f_{yd} = 348$$

$$\rho_{max} = 0.65 \times \frac{14.17}{348} = 0.026$$

$0.026 > 0.0071 \implies \rho_{max} > \rho$ condition vérifiée.

5.3.11 Armatures transversales :

$$\phi_t > 6mm$$

$$\text{Espacement : } S_t < \min\left(\frac{h_w}{4}; 24\phi_t; 225mm; 8\phi_l\right)$$

$$S_t < \min\left(\frac{40}{4}; 24\phi_t; 225mm; 8\phi_l\right)$$

$$S_t < \min(100mm; 192mm; 225mm; 112mm)$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \text{condition vérifiée.}$$

hw : hauteur de la poutre

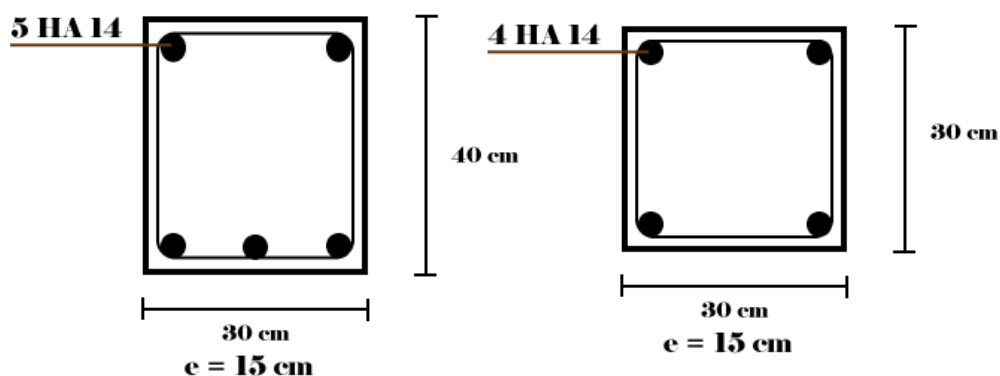


Figure 5.2 : schéma de ferrailage des poutres secondaires

5.4 Ferrailage des voiles :

5.4.1 Introduction:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. et le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003 et le règlement parasismique européen l'EC8.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures:

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

5.4.2 Recommandations de l'EC8 : [EC861/AN/5.4.3.5]

- Armatures verticales :

$$A_{smin} = \max \left(0.26 \times \frac{f_{ctm} \times b_t \times d}{f_{yu}}; 0.0013 b_t \times d \right)$$

$$A_{su} \begin{cases} A_{su min} = 0.002 b_t \times L \\ A_{su max} = \begin{cases} 0.004 b_t \times L ==> \text{hors zone de recouvrement} \\ 0.008 b_t \times L ==> \text{en zone de recouvrement} \end{cases} \end{cases}$$

- Armatures horizontales :

$$A_{st min} = \max(0.25 A_s; 0.001 b_t \times L)$$

- Coffrage :

$$b_w > (0.15; \frac{h_s}{20})$$

Les combinaisons des actions:

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous:

BAEL.91/modifié99 :

ELU: 1.35G+1.5Q

ELS: G+Q

RPA.99/modifié2003:

0.8 G+E

G +Q +E

b. Exposé de la méthode:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes:

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} \end{cases}$$

Avec:

B : section du béton.

I: moment d'inertie du trumeau.

V et **V'**: bras de levier, $V = V' = L_{voile}/2$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur **(d)** d σ donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$

L_t: longueur tendue = $L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues:

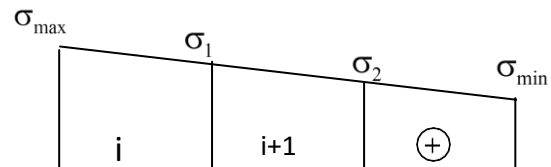
- Section entièrement comprimée:**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d \cdot e$$

Avec :

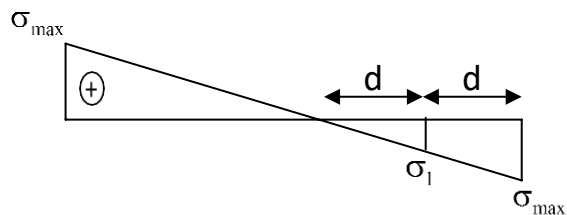
e : épaisseur du voile.



- Section partiellement comprimée:**

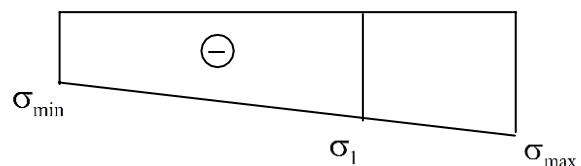
$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} d \cdot e$$



- Section entièrement tendue:**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d \cdot e$$



c. Calcul des sections d'armatures verticales:

- **Section entièrement comprimée:**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot F_{bc}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

σ_{s2} : Contrainte de l'acier.

- **Section partiellement comprimée:**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier.

- **Section entièrement tendue:**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier.

d. Armatures minimales:

- **Pour une Section entièrement comprimée:**

$$A_{min} \geq \frac{4cm^2}{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

- **Pour une Section entièrement tendue:**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{BF_{t28}}{F_e}; 0.15\%B \right\}$$

- **Section partiellement comprimée:**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{0.23BF_{t28}}{F_e}; 0.005B \right\}$$

Avec:

B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0.2%** de la section horizontale du béton tendu.

e. Armatures verticales:

Le ferrailage sera fait sous la combinaison : $G + Q \pm E$; $0,8G \pm E$
on a le cas le plus défavorable est $G + Q + E_y$

Les sollicitations:

$$\text{On a: } \begin{cases} M = 269.23 \text{ KN.m} \\ N = 557.36 \text{ KN} \\ T = 508.81 \text{ KN} \end{cases}$$

Les voiles pour RDC :

On utilise la méthode de NAVIER : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times y}{I}$

A : La surface de voile

I : Le moment d'inertie

V et V' : Position de centre de gravité

$$\begin{cases} L = 3.74 \text{ m} \\ e = 0,20 \text{ m} \\ A = e \times L = 0,2 \times 3.74 = 0.75 \text{ m}^2 \\ I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times (3.74)^3}{12} = 0.87 \text{ m}^4 \\ V = V' = \frac{L}{2} = \frac{3.74}{2} = 1.87 \text{ m} \end{cases}$$

Calcul des contraintes:

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \times V = \frac{557.36}{0.75} + \frac{269.23}{0.87} \times 1.87 = 1054.48 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} \times V' = \frac{557.36}{0.75} - \frac{269.23}{0.87} \times 1.87 = 164.46 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

(σ_1 , σ_2) sont de signes opposés → La section du voile est partiellement comprimée.

En utilisant la formule de 'NAVIER-BERNOULLI' on évalue la longueur de la zone tendue à partir des triangles semblables.

f. La longueur de section comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$$

$$L_c = \frac{1054.48}{1054.48 + 164.46} \times 1 = 0.86 \text{ m}$$

Avec :

L : la longueur de voile.

σ_1 : La contrainte de compression.

σ_2 : La contrainte de traction.

• **Section entièrement comprimée:**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) \Rightarrow d \leq \min(1.87; 0.57)$$

$$d = 0.57 \text{ m}$$

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d \cdot e = \frac{1054.48 + 1054.48}{2} \times 0.57 \times 0.20 = 120.21 \text{ KN}$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d \cdot e = \frac{1054.48 + 164.46}{2} \times 0.57 \times 0.20 = 69.48 \text{ KN}$$

Calcul des sections d'armatures verticales:

• **Section entièrement comprimée:**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot F_{bc}}{\sigma_{s2}} = \frac{120.21 + 3.74 \times 25}{400} = 0.534 = 5.34 \text{ cm}^2$$

B : section du voile.

σ_{s2} : Contrainte de l'acier.

d. Armatures minimales:

- Pour une Section entièrement comprimée:

$$A_{min} \geq \frac{4 \text{ cm}^2}{\text{ml}} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$5.34 \text{ cm}^2 \geq \frac{4 \text{ cm}^2}{\text{ml}} = 4 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On adopter:

$$6\Phi 12 (e=15) \Rightarrow A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

k. Armatures horizontales:

D'après le BAEL 91:

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.15\%B \right\} = 1.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{avec : } St = 25 \text{ cm.}$$

Vérification de cisaillement:

Il faut vérifier : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\text{Sous les combinaisons sismiques} \rightarrow V_u = 104.76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 V_u}{b \times d} = \frac{1.4 V_u}{b \times 0.9 \times h} = \frac{1.4 \times 104.76 \times 10^3}{0.9 \times 100 \times 374} = 4.35 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

l. Armatures transversales:

Les armatures transversales des voiles sont des armatures rondes lisses de nuance FeE235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures. Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile.

Dont le diamètre des armatures ϕ_t est tel que $\phi_t \geq \phi_v / 3$, ϕ_v étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

$$\phi_v = 12 \text{ mm} \quad \dots \quad \phi_t \geq 12 / 3 = 4 \text{ mm} \quad \dots \quad \text{On adopte : } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

Remarque:

Les voiles étudiés et ferraillés sont les voiles de plus grandes et petites dimensions. VT1= 1 m

Pour les voiles VT2 à VT10 seront calculés et ferraillés par la même méthode de calcul avec les voiles précédents.

Les sollicitations:

$$\text{On a: } \begin{cases} M = 269.23 \text{ KN.m} \\ N = 557.36 \text{ KN} \\ T = 508.81 \text{ KN} \end{cases}$$

Les voiles pour ETAGE COURANT :

$$\text{On utilise la méthode de NAVIER : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times y}{I}$$

A : La surface de voile

I : Le moment d'inertie

V et V' : Position de centre de gravité

$$\begin{cases} L = 3 \text{ m} \\ e = 0,15 \text{ m} \\ A = e \times L = 0,15 \times 3 = 0,45 \text{ m}^2 \\ I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,15 \times (3)^3}{12} = 0,34 \text{ m}^4 \\ V = V' = \frac{L}{2} = \frac{3}{2} = 1,50 \text{ m} \end{cases}$$

Calcul des contraintes:

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \times V = \frac{557,36}{0,45} + \frac{269,23}{0,34} \times 1,50 = 2426,34 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} \times V' = \frac{557,36}{0,45} - \frac{269,23}{0,34} \times 1,50 = 50,79 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

(σ_1 , σ_2) sont de signes opposés → La section du voile est partiellement comprimée.

En utilisant la formule de 'NAVIER-BERNOULLI' on évalue la longueur de la zone tendue à partir des triangles semblables.

f. La longueur de section comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$$

$$L_c = \frac{2426,34}{2426,34 + 50,79} \times 1 = 0,98 \text{ m}$$

Avec :

L : la longueur de voile.

σ_1 : La contrainte de compression.

σ_2 : La contrainte de traction.

• **Section entièrement comprimée:**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \Rightarrow d \leq \min(1,50; 0,65)$$

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

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d \cdot e = \frac{2426,34 + 2426,34}{2} \times 0,65 \times 0,15 = 236,57 \text{ KN}$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d \cdot e = \frac{2426,34 + 50,79}{2} \times 0,65 \times 0,15 = 120,76 \text{ KN}$$

Calcul des sections d'armatures verticales:

• **Section entièrement comprimée:**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot F_{bc}}{\sigma_{s2}} = \frac{236,57 + 3,74 \times 25}{400} = 0,825 = 8,25 \text{ cm}^2$$

B : section du voile.

σ_{s2} : Contrainte de l'acier.

d. Armatures minimales:

- Pour une Section entièrement comprimée:

$$A_{min} \geq \frac{4 \text{ cm}^2}{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

$$8.25 \text{ cm}^2 \geq \frac{4 \text{ cm}^2}{ml} = 4 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On adopter:

$$6\Phi 14 (e=15) \Rightarrow A_s = 9.24 \text{ cm}^2$$

k. Armatures horizontales:

D'après le BAEL 91:

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.15\%B \right\} = 2.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2 / ml \quad \text{avec : } St = 25 \text{ cm.}$$

Vérification de cisaillement:

Il faut vérifier : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

Sous les combinaisons sismiques $\rightarrow V_u = 104.76 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1.4 V_u}{b \times d} = \frac{1.4 V_u}{b \times 0.9 \times h} = \frac{1.4 \times 104.76 \times 10^3}{0.9 \times 100 \times 374} = 4.35 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

l. Armatures transversales:

Les armatures transversales des voiles sont des armatures rondes lisses de nuance FeE235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures. Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile.

Dont le diamètre des armatures ϕ_t est tel que $\phi_t \geq \phi_v / 3$, ϕ_v étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

$$\phi_v = 12 \text{ mm} \quad \dots \quad \phi_t \geq 12 / 3 = 4 \text{ mm} \quad \dots \quad \text{On adopte : } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

Remarque:

Les voiles étudiés et ferrailés sont les voiles de plus grandes et petites dimensions. VT1= 1 m

Pour les voiles VT2 à VT10 seront calculés et ferrailés par la même méthode de calcul avec les voiles précédents.

5.4.3 Vérifications des recommandations de l'EC8 :

- Armatures verticales :

$$A_{smin} = \max \left(0.26 \times \frac{2.56 \times 20 \times 270}{400}; 0.0013 \times 20 \times 270 \right)$$

$$A_{smin} = \max(8.99 ; 7.02)$$

$$A_{smin} = 9.24 \text{ cm}^2 > 8.99 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{su} \begin{cases} A_{su \min} = 0.002b_t \times L = 12 \text{ cm}^2 > 9.24 \text{ cm}^2 > 6.79 \text{ cm}^2 \\ A_{su \max} = \begin{cases} 0.004b_t \times L = 24 \Rightarrow \text{hors zone de recouvrement} \\ 0.008b_t \times L = 48 \Rightarrow \text{en zone de recouvrement} \end{cases} \end{cases}$$

DONC : on augmente la section d'armatures a : $A_s = 12 \text{ cm}^2$.

Pour :

$A_{smin} \leq A_s \leq A_{smax}$ condition vérifiée.

On adopter:

$$A_s = 12 \text{ cm}^2 = 8HA14 = 12.36 \text{ cm}^2 \quad e = 10 \text{ cm}$$

- **Armatures horizontales :**

$$A_{st \min} = \max(0.25A_s; 0.001b_t \times L)$$

$$A_{st \min} = 4.52 \text{ cm}^2 > \max(1.13 \text{ cm}^2; 6 \text{ cm}^2)$$

DONC : on augmente la section d'armatures a : $A_{st} = 6 \text{ cm}^2$.

On adopter:

$$A_{st} = 6 \text{ cm}^2 = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2 \quad e = 25 \text{ cm}$$

Coffrage :

$$b_w = 20 \text{ cm} > \left(0.15; \frac{300}{20}\right) = 2.25 \text{ cm} \text{condition vérifiée.}$$

$$b_w = 15 \text{ cm} > \left(0.15; \frac{300}{20}\right) = 2.25 \text{ cm} \text{condition vérifiée.}$$

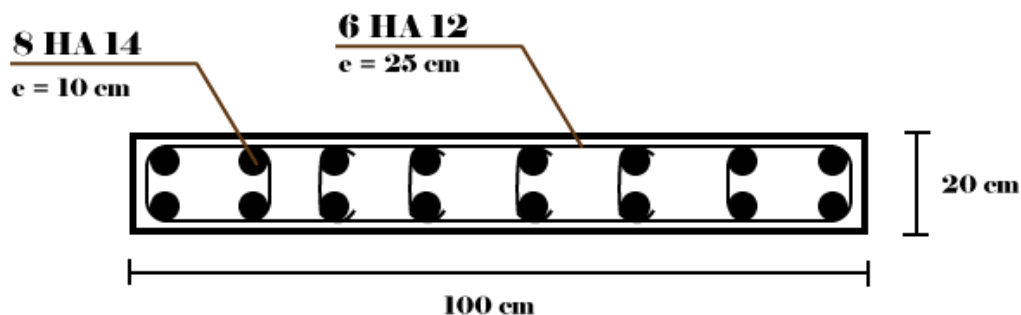


Figure 5.3 : schéma de ferrailage des voiles 20 cm

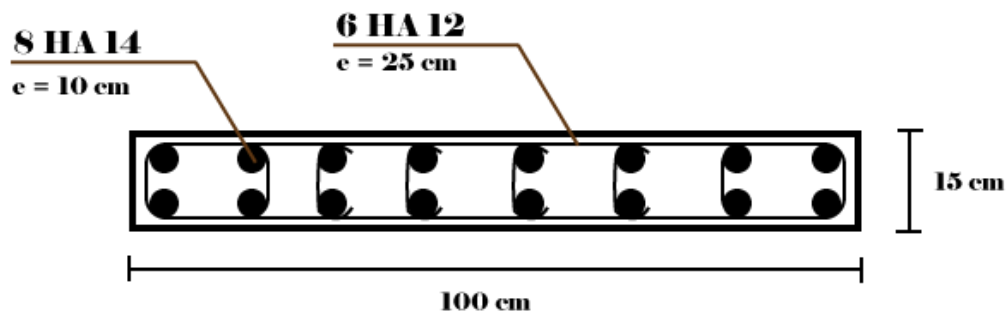


Figure 5.4 : schéma de ferrailage des voiles 15 cm

5.5 Conclusion

Dans ce chapitre Globalement, malgré que les combinaisons d'actions diffèrent pour les deux règlements et c'est l'Eurocode qui est plus favorable que le RPA 99/2003 puisqu'il ne prend en compte que 30% des charges d'exploitation contre 100 % pour l'RPA 99/2003, la comparaison à l'Eurocode 8 montre que dans notre cas, le ferrailage des éléments structuraux est plus défavorable comparée au règlement parasismique Algérien (RPA99/2003). Et on observe que toutes les sections d'armatures sont augmentées à partir de 10% et plus.

CHAPITRE 6 :
Etude De fondation

6.1 Introduction:

Les fondations d'un bâtiment constituent la partie d'un ouvrage de bâtiment ou de travaux public qui a pour objet de transmettre et de répartir les charges sur le sol.

Le type de fondation dépend de la nature du sol et des ces capacités à supporter le projet de construction.

- Il y a deux types de fondation selon leurs modes d'exécution :

a) Fondations superficielles:

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

b) Fondations profondes:

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

6.2 Etude du sol:

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 1 bar (sol meuble).

❖ Remarque:

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m³ de ciment.

6.3 Choix du type de fondation:

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder
- La nature du terrain et sa résistance
- Profondeur du bon sol
- Le tassement du sol

❖ Remarque:

Vue la surface du bâtiment par rapport à la hauteur, et la nature du sol sur lequel va être fondé notre ouvrage. On optera pour des fondations superficielles.

6.3.1. Semelles isolés sous poteaux:

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{Smax} qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions:

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} + K \Rightarrow \frac{40}{40} + 1$$

D'où $A=B$

$$\text{Alors } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Application numérique :

$$N_{ser} = 9450 \text{ KN} ; \sigma_{sol} = 0.1 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{9450}{100}} = 6.87 \text{ m} \Rightarrow A = B = 6.87 \text{ m}$$

Conclusion:

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors on opte pour des semelles filantes.

Donc :

On vérifie es que la semelle filante est valable:

On utilise :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte admissible de sol

$S_{semelle}$: Surface de la fondation

N_{ser} : Effort normal appliqué sur les fondations

$$S_{semelle} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{9450}{100} = 94.50 \text{ m}^2$$

Pourcentage d'occupation de la surface d'après ²< DTR.BC.2.2 > pour le choix de fondation :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batimant}} = \frac{94.50}{223.1} = 0.42 \Rightarrow 42 \% < 50 \%$$

Conclusion :

d'après les résultats d'utilisation de loi pour choisir le type de fondation on à la surface des semelles est de 42 % < 50 % , alors on utilise les semelles filantes que un type de fondation pour se structure.

6.3.3 Semelles filantes:

Hypothèse de calcul:

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

• Etape de calcul:

On a deux cas :

- semelle filante sous 2 poteaux.
- semelle filante sous voile.

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

6.3 Détermination de la charge totale transmise à la fondation:

Tableau 2.1: Détermination de la charge totale transmise à la fondation

	SF sous 2 poteaux (KN)	SF sous voile (KN)
$\sum N_s$	557.29	664.89

6.5 Calculs de la semelle filante sous mur voile et poteau:

- Les semelles filantes doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.
- La méthode de calcul d'une semelle filante est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un sens : sens transversal.
- Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servent de chaînages et d'aciers de répartition.
- Le calcul du ferrailage est obtenu pour un mètre de longueur de la semelle, la hauteur est calculée de la même manière que pour une semelle isolée

6.6 Pré dimensionnement des semelles filantes:

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} = \sigma_{sol}$$

Avec: σ_{sol} : 1 bar = 100 KN/m² = 0.1 MPa

$$\Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Tableau2.2: La surface de la semelle

	SF sous 2 poteaux (KN)	SF sous voile (KN)
$S(m^2)$	5.57 m ²	6.65 m ²

La longueur totale de la semelle filante est donnée par :

$$L = 9.7 \text{ m}$$

Donc :

$$B \geq \frac{SF}{L}$$

Tableau2.3: La longueur totale de la semelle filante

	SF sous 2 poteaux (KN)	SF sous voile (KN)
$S(m^2)$	0.57 m	0.68 m
On opte	1.20 m	1.20 m

La hauteur de la paillasse est donnée par la relation suivante :

$$d \geq \frac{B - b}{4}$$

$$ht = d + 0.05$$

Tableau2.4: La hauteur de la paillasse est donnée par la relation

	SF sous 2 poteaux (KN)	SF sous voile (KN)
$d(m^2)$	0.20 m	0.20 m
Ht	0.25 m	0.25 m
On opte	30 cm	30 cm

6.7 Vérification des semelles filantes:

6.7.1 Vérification au poinçonnement:

La fraction de la charge P directement transmise au sol n'est donc pas approuver en compte dans la vérification de poinçonnement.

Il reste à vérifier la contrainte de poinçonnement τ avec la charge :

$$\tau = \frac{P_1}{2h} \leq \tau_{Lim} = 0.045 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.75 \text{ MPa}$$

$$P_1 = P \left(1 - \frac{a+5h/3}{A} \right)$$

- **Sous 2 poteaux :**
- $P1 = 557.29 \left(1 - \frac{0.40 + 5(0.40)/3}{1.2}\right) = 61.92$
 $\Rightarrow \tau = \frac{61.92}{2 \times 0.40} = 77.40 = 0.077 \text{ MPa}$
 $\tau = 0.077 \leq \tau_{\text{Lim}} = 0.75 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$
- **Sous voile :**
- $P1 = 664.89 \left(1 - \frac{0.40 + 5(0.40)/3}{1.2}\right) = 71.65$
 $\Rightarrow \tau = \frac{71.65}{2 \times 0.40} = 89.56 = 0.089 \text{ MPa}$
 $\tau = 0.089 \leq \tau_{\text{Lim}} = 0.75 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

6.7.2 Vérification des contraintes:

a. L'excentricité:

- **Sous 2 poteaux :**
- $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3.93}{557.29} = 0.007 \text{ m} < b/6 = 0.4/6 = 0.066 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$
- **Sous voile :**
- $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{14.86}{664.89} = 0.022 \text{ m} < b/6 = 0.4/6 = 0.066 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

b. Vérification de la stabilité au renversement:

- **Sous 2 poteaux :**
- $\frac{B}{4} = \frac{1.2}{4} = 0.30 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 0.007 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 0.30 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$
- **Sous voile :**
- $\frac{B}{4} = \frac{1.2}{4} = 0.30 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 0.022 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 0.30 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

6.7.3 Ferrailage des semelles filantes :

On a :

- **Sous 2 poteaux :**
- $e_0 = 0.007 \text{ m} \leq \frac{B}{24} = 0.050 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$
- **Sous voile :**
- $e_0 = 0.022 \text{ m} \leq \frac{B}{24} = 0.050 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$
- **Donc :**
- **Sous 2 poteaux :**
- $A_s = \frac{N \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) (B - b)}{8d.\sigma_s} = \frac{557.29 \times \left(1 + 3 \times \frac{0.007}{1.2}\right) (1.2 - 0.40)}{835.2} = 5.43 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
 Soit : 6 HA 12 = 6.79 cm²

- Sous voile :

$$A_s = \frac{N \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) (B-b)}{8d.\sigma_s} = \frac{664.89 \times \left(1 + 3 \times \frac{0.022}{1.2}\right) (1.2 - 0.40)}{835.2} = 6.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 6 HA 12 = 6.79 cm²

❖ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4}$$

- Sous 2 poteaux :

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4} = \frac{6.79 \times 1.2}{4} = 5.82 \text{ cm}^2$$

DONC: Ar = 6 HA 12 = 6.79 cm²

- Sous voile :

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4} = \frac{6.79 \times 1.2}{4} = 5.82 \text{ cm}^2$$

- DONC: Ar = 6 HA 12 = 6.79 cm²

❖ L'espacement :

$$e \geq 6.\emptyset + 6 \Rightarrow e \geq 6(1.2) + 6 = 13.2 \text{ cm}$$

On prend : e = 15 cm

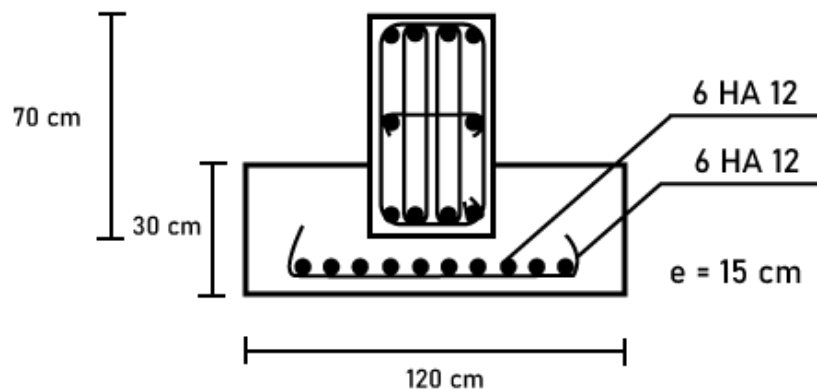


Figure 6. 1: schéma des semelles filantes

6.8 Etude des longrines:

Les longrines servent à enchaîner les semelles et éviter le déplacement des poteaux et des murs, les uns par rapport aux autres.

Dans notre cas les longrines seront calculées pour supporter une force de traction : $F = N/\alpha > 20$
Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient en fonction de la zone sismique et la catégorie du sol.

(Zone II, site ferme S3) donc : $\alpha = 15$

Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, les dimensions minimales de la section transversale (des longrines sont (25x30) cm.

Pour le site S3, on choisit donc une section de (35x40) cm.

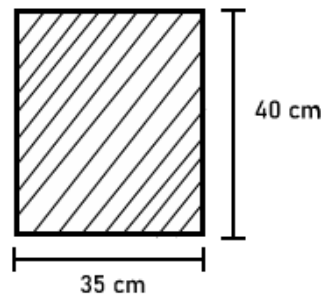


Figure 6.2: Dimensionnement des longrines

6.8 Ferrailage de la longrine:

On ferraille une longrine soumise à l'effort N le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour toutes les longrines.

- Armatures longitudinales:

$$N_{max} = 9450 \text{ KN}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{9450}{15} = 630 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{630}{348} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.6\% \times b \times h = 0.006 \times 35 \times 40 = 8.4 \text{ cm}^2$$

Donc on opte : 6HA14 = 9.24 cm²

- Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{30}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) \implies \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{30}; 1.14; \frac{35}{10}\right) = 1.14 \text{ cm}$$

On adopte pour un cadre $\phi 8$ et une épingle $\phi 8$.

- Espacement des cadres :

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15\phi_l) \implies S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15 \times 1.14) = 20 \text{ cm}$$

Donc on prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

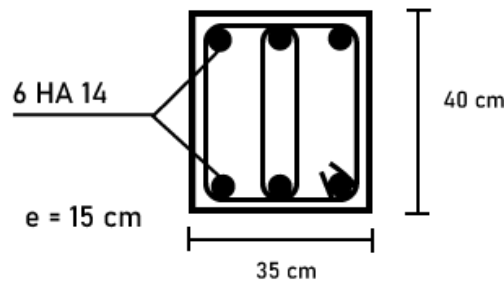


Figure 6.3: Schéma de ferrailage des longrines

Etude de la poutre de rigidité :**Dimensionnement de la poutre de rigidité:**

La hauteur de la poutre de rigidité est : $\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$ avec : $L = 4.20 \text{ m}$

$$\frac{420}{9} \leq h_t \leq \frac{420}{6} \Rightarrow 46.66 \leq h_t \leq 70$$

On prend: **h = 70 cm**

La largeur de la poutre de rigidité est : $\frac{1}{3}h \leq b \leq \frac{2}{3}h \Rightarrow 23.33 \leq b \leq 46.66$

On prend: **b = 40 cm**

6.8.1. Ferrailage à l'ELU:

Dans le sens longitudinal de la semelle continue, en dehors de la largeur de la poutre de rigidité, on place des armatures de montage.

Dans le sens transversal le calcul des armatures se fait par la méthode des bielles.

6.8.2 Ferrailage de la poutre de rigidité:

Le schéma statique de la poutre de rigidité est équivalent à une poutre continue sur plusieurs appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé (méthode forfaitaire, ou méthode de trois moments).

D'après les résultats du robot on a :

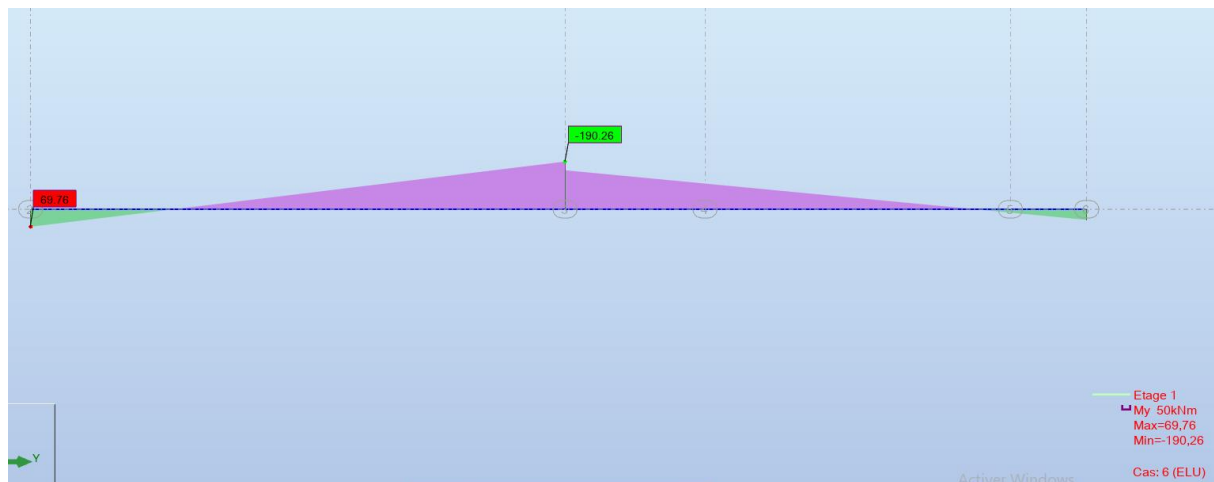


Figure 6.4: diagramme des moments de la poutre de rigidité

6.8.3 Le calcul du ferrailage est résumé dans les tableaux suivants:

- On utilise pour le calcul les formules suivantes :

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$A_u = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

- On a les résultats suivants :

Tableau2.5: Les moments en appuis 1

Travée	$M_t(KN.m)$	μ	obs	β	$A_u(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	Ferrailage	$A_u \text{ adopté } (cm^2)$
1 - 2	69.76	0.031	SSA	0.984	3.23	18	9 HA16	18.10
2 - 3	69.76	0.031	SSA	0.984	3.23	18	9 HA16	18.10

Tableau2.6: Les moments en appuis 2

Appuis	$M_a(KN.m)$	μ	obs	β	$A_u(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	Ferrailage	$A_u \text{ adopté } (cm^2)$
1	190.26	0.084	SSA	0.955	9.09	18	9 HA16	18.10
2	190.26	0.084	SSA	0.955	9.09	18	9 HA16	18.10
3	190.26	0.084	SSA	0.955	9.09	18	9 HA16	18.10

6.8.4 Armatures transversales:

- Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante:

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{30} ; \frac{b}{10} ; \phi_L \right\} \Rightarrow \phi \leq \min \left\{ \frac{70}{30} ; \frac{40}{10} ; 2 \right\} \Rightarrow \phi \leq \min \{ 2.33 ; 4 ; 2 \}$$

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

6.8.5 Calcul des espacements:

▪ Selon le BAEL91:

$$S_t \leq \min\{0.9d ; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min\{56.7 ; 40 \text{ cm} \} = 40 \text{ cm}$$

▪ Selon le RPA99 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 12 \phi\right\} \Rightarrow S_t \leq \min\left\{\frac{70}{4} ; 12 \times 2\right\}$$

$$S_t \leq \min\{17.5 ; 24\}$$

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

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm}$$

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

6.8.6 Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right\} = \min\{2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}\}$$

(Fissuration peut préjudiciable)

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 61.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{61.91 \times 10^3}{400 \times 630} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

6.8.7 La longueur de recouvrement:

La longueur minimale de recouvrement $L_s \geq 40\phi$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieur et inférieur doit être effectué avec des crochets 90° .

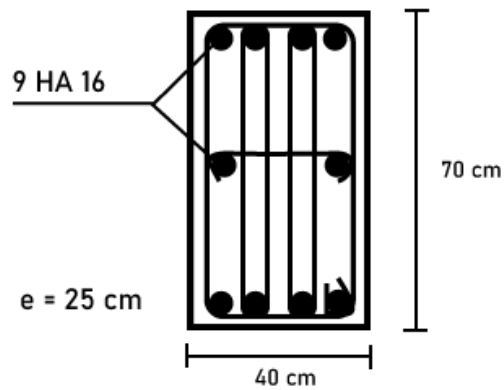


Figure 6.5 : schéma de ferrailage des poutres de rigidité

6.9 Conclusion

Dans cette étude, on a effectué une analyse comparative des résultats obtenus pour chaque paramètre considéré, zonage, classification des ouvrage, coefficient de comportement, l'effort tranchant à la base, la ductilité... etc. pour une structure (Poteaux poutres).

L'effort tranchant à la base obtenu par la règle RPA99v03 est égal à deux fois l'effort tranchant de l'Eurocode. Ceci s'explique par la différence entre les combinaisons d'action sismique et le spectre de réponse élastique

CONSLUSION GENERALE

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE :

Le séisme est un évènement naturel qui provoque plusieurs dégâts humains et matériels, c'est pour cela que l'on trouve dans le monde plusieurs règlements concernant le calcul parasismique.

L'Algérie utilise un code parasismique qui s'appelle RPA99 v2003 par contre en Europe on trouve l'eurocode8.

L'objectif de notre travail est de faire une étude comparative entre les deux Règlements RPA99 v2003 et Euro code 8.

L'intérêt principal de ce travail est de mettre en pratique nos connaissances concernant RPA99 v2003 et BEAL de plus on a amélioré cette connaissance après l'utilisation de code Européen. .

Ce projet a permis d'effectuer une analyse sismique pour notre bâtiment en béton armé situé en zone de sismicité faible (à Mila). A partir de logiciel Autodesk Robot Structural Analysis, on a modélisé notre bâtiment en 3D pour simuler le comportement de la structure, suite aux différentes sollicitations statiques et dynamiques.

D'un point de vue personnel, ce projet nous a permis de mettre en application les outils que nous avons appris tout au long de notre formation. En effet, nous avons pu être confrontés aux problématiques que peut rencontrer un ingénieur et les échanges que nous avons pu avoir avec l'équipe structure du bâtiment ont été très enrichissants et nous motivent pour continuer dans cette voie.