

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID, TLEMCEN



Faculté De Technologie
Département De Génie Civil

Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Spécialité : Ingénierie de structure

Thème

**Etude de l'effet de la variation des caractéristiques du
sol sur la réponse de la structure.**

Présenté par :

M^{elle} Gherras Ikram.

M^{elle} Tehami Meryem.

Devant le Jury composé de :

Mr. M. BOUKLI HACEN

M^{me} .N. BOUCIF

M^{me} .S. GHAZELI

Mr. O. MAACHOU

President.

Examineur.

Examineur.

Encadreur.

Dedicace.

Je dédie ce travail à :

- *mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, Merci pour le soutien financier, moral, psychologique et matériel. Si je suis ici aujourd'hui, c'est grâce à vous.*
- *mes très chères sœurs, Sarah, Asma et mon cher frère Abdallah.*
- *toute la famille benladghem et Tehami sans exception.*
- *mon binôme gharess ikram avec qui j'ai partagé de merveilleux moments.*
- *A tout la promotion de master2 génie civil.*

Tehami Meryem.

Je dédie ce travail à :

- *A mes très chers parents Salah et Rahma, qui je ne remercierai jamais assez, pour tous ce qu'ils ont fait pour moi et sans eux je ne serai pas arrivé là où j'en suis aujourd'hui.*
- *Mes frères : Mohamed et seif Addin.*
- *Mes sœurs : Houria et Hasna*
- *Mon fiancé : Sebagh Rafik et sa famille.*
- *A ma chère binôme Meryem, avec qui j'ai partagé les haines et joies tout au long de mon cursus.*
- *A tout la promotion génie civil « 2015-2016 ».*

Gherass Ikram.

Remerciement :

- *Nous tenons à remercier en premier lieu et avant tout Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la santé, le Courage et la patience de mener à bien ce modeste travail dans meilleures conditions.*
- *Nous exprimons un grand remerciement à nos Encadreur : Mr Maacho .O, de nous avoir pris en charges, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.*
- *Nous remercions également l'ensemble des enseignants pour toutes les informations qu'ils nous ont prodigué durant de notre formation.*
- *Tous les membres du jury trouvent ici, L'expression de nos profonds Respects pour avoir Pris la peine d'examiner notre mémoire.*
- *Nous remercions Mr Khatiri Nasreddin qui nous aider beaucoup sur ce projet et Mr bouiddouh Younes pour leur soutien et aide l'expression de nos vive et sincère reconnaissance.*
- *Et en dernier, un grand merci a toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre nous ont aidé et soutenu.*

Sommaire

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

I.1/Introduction :	4
I.2/ description général de projet :	4
I.3/ Les données architecturales :	7
I.4/ données géotechniques :	13
I.4.1/ Reconnaissance du site :	13
I.4.2/Résultats de la reconnaissance :	15
I.4.2.1/Sondages carottés :	15
I.4.2.2/Essai de pénétration dynamique :	15
I.4.3/ Choix de système des fondations :	17
I.5/le système constructif adopté :	18
I.5.1/ Ossature de l'ouvrage :	18
I.5.2/ planchers :	18
I.5.3/ Escalier :	18
I.5.4/Maçonnerie :	18
I.5.5/revêtement :	18
I.5.6/Acrotères :	19
I.6/ caractéristiques des matériaux de construction :	19
I.6.1/le béton :	19
I.6.2/L'acier :	19

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

II.1/ pré dimensionnement des éléments résistants :	21
II.1.1/Introduction :	21
II.1.2/Pré dimensionnement des poutres :	22
II.1.2.1/définitions :	22
II.1.2.2/ pré dimensionnement :	22
II.1.2.2.1/ les poutres principales :	23
II.1.2.2.2/ les poutres secondaires :	23
II.1.2.3/Vérification des conditions d'après le R.P.A99 :	24

II.1.3/Pré dimensionnement des poteaux :.....	25
II.1.3.1/Pré-dimensionnement de section du Poteau le plus sollicité :.....	25
II.1.3.1.1/ Bloc 1, Bloc 2 :.....	25
II.1.3.1.2/Bloc 3 (l'administration) :.....	27
II.1.3.1.3/Bloc 4 (la salle de conférence) :.....	27
II.1.3.2/ vérification des conditions du RPA 99 (version 2003) :	28
II.1.3.3/vérification du poteau au flambement :.....	28
II.1.3.3.1/ : vérification des poteaux des blocs B1.1 B2.1 :.....	28
II.1.3.3.2 : vérification des poteaux des blocs B1.3, B2.3 ; B3 ; B4 :.....	30
II.1.4/pré dimensionnement des voiles:.....	30
II.1.4.1/ Bloc 1, Bloc 2, Bloc 3 :	30
II.1.4.2/Bloc 4 (la salle de conférence) :.....	31
II.1.5/Pré dimensionnement des planchers :.....	31
II.1.5.1/Plancher en corps creux :.....	31
II.1.5.2/dalle pleine :	31
II.1.5.3/Les Poutrelles :	32
II.2/La descente des charges :	33
II.2.1/Introduction :	33
II.2.2/La descente de charge des plancher :.....	33
II.2.2.1 /Plancher terrasse (non accessible) :.....	33
II.2.2.1.1/ Charges permanentes (G) :	33
II.2.2.1.2/ Charges d'exploitations (Q) :.....	35
II.2.2.2/Plancher étage courant et RDC :.....	36
II.2.2.2.1/ Charges permanentes (G) :	36
II.2.2.2.2/ Charges d'exploitations (Q) :	39
II.2.3/ la descente des charges de la maçonnerie :.....	41
II.2.3.1/Mur extérieur (double parois) :.....	41
II.2.3.2/ Mur intérieur (Simple parois) :.....	41
II.2.4/Evaluation des charges et surcharges pour l'escalier :.....	41
II.2.4.1/La descente des charges des paliers.....	41
II.2.4.2/La descente des charges des paillasses :.....	42

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1/Introduction :	44
III.2/ Etude de l'Acrotère :	44
III.2.1/Evaluation des charges :	44
III.2.1.1/ Charge d'exploitation :	44
III.2.2/ Calcul des sollicitations :	45
III.2.3/calcul de l'excentricité :	45
III.2.4/Détermination du ferrailage :	45
III.3/ étude des escaliers :	49
III.3.1/Etude de l'escalier type 1 :	49
III.3.1.1/Dimensionnement :	49
III.3.1.1.1/ calcul les marches et les contres marches :	49
III.3.1.1.2/ Calcul de la longueur de la ligne de foulée :	50
III.3.1.1.3/Calcul de l'inclinaison de la paillasse :	50
III.3.1.1.4/Epaisseur du palier intermédiaire e :	51
III.3.1.1.5/Epaisseur de la paillasse :	51
III.3.1.2/calcul des sollicitations :	51
III.3.1.2.1/combinaisons des charges :	51
III.3.1.2.2 détermination des efforts internes :	52
III.3.1.3/Détermination du ferrailage :	58
III.3.1.4/Poutre palière :	61
III.3.1.4.1/Pré dimensionnement :	61
III.3.1.4.2/Calcul de la charge permanent G :	61
III.3.1.4.3/Charge d'exploitation (Q) :	62
III.3.1.4.3/Combinaison d'action:	62
III.3.1.4.4/Les efforts internes :	62
III.3.1.4.5/Détermination de ferrailage :	62
III.3.2/Etude d'escalier type 2 :	63
III.3.2.1/Dimensionnement et chargement :	63

III.3.2.2/détermination des efforts internes et calcul de ferrailage :	63
III.3.2.3/Poutre palière :	64
III.3.2.3.1/Les efforts internes et les moments fléchissant	64
III.3.2.3.2/Détermination de ferrailage :.....	64
III.4/Etude des Planchers à corps creux :	64
III.4.1/Introduction :	64
III.4.2/ Etude des poutrelles :	65
III.4.2.1/ les types des poutrelles :	65
III.4.2.2/Méthode de calcul :	67
III.4.2.3/Les charges appliquées sur les poutrelles	68
III.4.2.4/Détermination des efforts internes :	68
III.4.2.5/Détermination de ferrailage :	76
III.5/Etude des dalles pleines :	77
III.5.1/Introduction :	77
III.5.2/Les types des dalles pleines :	77
III.5.3/Etude des dalles pleines type1 :	78
III.5.3.1/La descente des charges :	78
III.5.3.2/ dalles pleines au niveau d'étage courant :	78
III.5.3.2.1/ évaluation des charges :	78
III.5.3.2.2/ les combinaisons d'action :	78
III.5.3.2.3/ détermination des sollicitations :	79
III.5.3.2.4/ Détermination de ferrailage :	81
III.5.3.2.4.1/ détermination des armatures à ELU :	81
III.5.3.2.4.2/ Vérification à ELU :	82
III.5.3.2.4.3/ Vérification à ELS :	83
III.5.3.3/dalles pleines au niveau de terrasse :	87
III.5.4/Etude des dalles pleines type2 :	87

CHAPITRE IV : L'ETUDE DYNAMIQUE

IV.1/Introduction :	85
IV.2/Objectif :	85
IV.3/Choix de la méthode de calcul :	85
IV.4/La modélisation :	86
IV.4.1/ L'organigramme de la modélisation :	86
IV.5/L'analyse modale :	86
IV.5.1/ les dispositions des voiles :	88
IV.6 Analyse spectral :	102
IV.6.1/ Principe :	102
IV.6.2/ Détermination des paramètres du spectre de réponse :	102
IV.6.3/ le spectre de réponse du calcul :	104
IV.6.4/ les combinaisons d'action :	104
IV.6.5/ Nombre de modes à considérer :	105
IV.6.6/poids total de la structure :	105
IV.6.7 /Calcul de la force sismique :	106
IV.6.8/Vérification des déplacements suivant RPA :	107
IV.6.9/Influence du sol sur le spectre de réponse :	109
IV.6.11/ L'effet de la variation site sur les Déplacements	110
IV.6.12/ L'effet de la variation site sur l'effort tranchant à la base.	110
IV.7/Conclusion	115

CHAPITRE V : L'EFFET DE SITE SUR LES ELEMENTS RESISTANTS

V.1/Introduction.....	116
V.2/ l'effet de site sur les poteaux.....	116
V.2.1/comбинаisons de calcul	116
V.2.2/ Les sollicitations des poteaux.....	116
V.2.2.1/ La variation de l'effort normal N en fonction de la hauteur de poteau dans les quatre sites de l'RPA	117
V.2.2.2/ La variation des moments fléchissant en fonction de la hauteur de poteau dans les quatre sites de l'RPA	121
V.2.2.3/ résultats finales	125

V.2.3/ le ferrailage.....	125
V.2.3.1/ Vérification spécifique sous sollicitations normales (RPA, page63,7-4-3-1).....	125
V.2.3.2/Vérification spécifique sous sollicitations tangentes (RPA, page63, 7-4-3-2)	126
V.2.3.3/Recommandation de l’RPA	127
V.2.3.4/calcul de ferrailage longitudinale	127
V.2.3.4.1/ Exemple de calcul	127
V.2.3.5/calcul de ferrailage transversal	129
V.3/ l’effet de site sur Les poutres	131
V.3.1/combinaisons de calcul	131
V.3.2/ Les sollicitations des poutres	131
V.3.2.1/ La variation de moment fléchissant M en fonction de la longueur de la poutre dans les quatre sites	132
V.3.2.2/ calcul le ferrailage.....	142
V.3.2.2.1/Recommandation de l’RPA	142
V.3/ l’effet de site sur Les voiles	147
V.3.1/les sollicitations	147
V.3.2/ le ferrailage	150
V.4/Conclusion	154

CHAPITRE VI : L’EFFET DE SITE SUR L’INFRASTRUCTURE

VI.1/Introduction :.....	155
VI.2/Classification des sites :	155
VI.3/Recommandations des deux rapports de sol :	155
VI.4/Calcul des semelles filantes entrecroisées :	156
VI.4.1/ les Combinaisons d'action :.....	156
VI.4.2/calculs des semelles filantes sous plusieurs poteaux :	156
VI.4.3/ Pré dimensionnement :.....	157
VI.4.4/calcul des efforts internes :	158
VI. 4.5/Calcul du ferrailage :.....	159

VI.4.6/Récapitulation de ferrailage des semelles filantes :.....	164
VI.5/Calcul de semelles isolées :.....	167
VI.5.1/étude les semelles des blocs B1, B2 :	167
VI.5.1.1/ Etude de la semelle centrale :.....	167
VI.5.1.2/ étude de la semelle intermédiaire :.....	169
VI.5.2/étude les semelles des blocs B3 :	170
VI.5.3/étude les semelles des blocs B4 :	170
VI.6/ Calcul de volume du béton :	171
VI.6.1/Calcul de volume du béton pour les semelles filantes.....	171
VI.6.2/ Calcul du volume de béton pour les semelles isolées :	171
VI.7/Calcul de la quantité de terrassement :	174
VI.7.1/Calcul de la quantité de terrassement pour les semelles filantes :	174
VI.7.2/Calcul la quantité de terrassement dans les semelles isolées :.....	176
VI.8/Calcul de la quantité de ferrailage :	176
VI.9/Etude comparative	178
VI.10/Conclusion	179

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

Figure I. 1 : le plan de situation de projet.....	6
Figure I. 2 : le plan de masse de projet.....	6
Figure I. 3 : schéma descriptif des blocs étudiés.....	7

CHAPITRE II : *PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES*

Figure II. 1 : Coupe de voile en élévation	22
Figure II. 2 : Coffrage des poteaux et des poutres.....	22
Figure II. 3 : les dimensions de la section de la poutre	22
Figure II. 4 : section de poteau le plus sollicité de bloc B 1.1 et B2.1	25
Figure II. 5 : les dimensions de la dalle pleine.....	32
Figure II. 6 : les dimensions de la poutrelle.....	32
Figure II. 7 : les éléments de plancher terrasse a corps creux.....	33
Figure II. 8 : les éléments de plancher terrasse des dalles pleins.....	35
Figure II. 9 : les éléments de plancher étage a corps creux.....	36
Figure II. 10 : les éléments de plancher étage des dalles pleins.....	38

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure II. 1 : les dimensions de	44
Figure II. 2 les charges appliqué	44
Figure III. 3 : la section de calcul de l'acrotère.....	45
Figure III. 4 : Ferrailage de l'acrotère	48
Figure III. 5 : les charges appliqués sur les volées 1,3.....	52
Figure III. 6 : section 1-1.....	52
Figure III. 7 : section 2-2.....	53
Figure III. 8 : section 3-3.....	53

Figure III. 9 : les efforts internes des volées 1 ; 3 a ELU.....	54
Figure III. 10 : les efforts internes des volées 1 ; 3 à ELS	55
Figure III. 11 : la section de calcul des	56
Figure III. 12 : les dimensions.....	59
Figure III. 13 : les charges permanent appliquées sur la poutre palière.....	59
Figure III. 14 : plancher à corps creux	62
Figure III. 15 : les types des poutrelles des blocs B1.1 ; B2.1	63
Figure III. 16 : les types des poutrelles de bloc B12	63
Figure III. 17 : les types des poutrelles	63
Figure III. 18 : les types des poutrelles de bloc B2.2	64
Figure III. 19 : poutrelle type 1 de bloc B3	64
Figure III. 20 : poutrelle type 2 de bloc B3	64
Figure III. 21 : poutrelle type 3 de bloc B3	64
Figure III. 22 : poutrelle type 4 de bloc B3	65
Figure III. 23: poutrelle type 5 de bloc B3	65
Figure III. 24 : le chargement de la poutrelle d'étage des blocs B1.1 ; B2.1à	66
Figure II. 25 : travée 0-1.....	67
Figure III. 26 : travée 1-2	67
Figure III. 27 : section 1-1 à ELU	68
Figure III. 28 : section 2-2 à ELS	68
Figure III. 29 : la Poutrelle d'étage des blocs B1.1 ; B2.1à ELS	69
Figure III. 30 : section 1-1 à ELU	70
Figure III. 31 : section 1-2 à ELS	71
Figure III. 32 : Diagramme des moments fléchissant et d'efforts.....	71
Figure III. 33 : Diagramme des moments fléchissant et d'efforts.....	72
Figure III. 34 : dalle pleine.....	74
Figure III. 35 : les types des dalles pleins	74
Figure III. 36 : la dalle plein type 1	74
Figure III. 37 : la section de calcul de la dalle.....	77

CHAPITRE IV : L'ETUDE DYNAMIQUE

Figure IV. 1 :L'organigramme de la modélisation.....	86
Figure IV. 2 : les variantes de bloc B1.1	89
Figure IV. 3 : les variantes de bloc B1.2.....	92
Figure IV. 4 : les variantes de bloc B1.3	93
Figure IV. 5 : les variantes de bloc B2.1	94
Figure IV. 6 : les variantes de bloc B2.2.....	97
Figure IV. 7 : les variantes de bloc B2.3	98
Figure IV. 8 : les variantes de bloc 3.....	100
Figure IV. 9 : les variantes de bloc B4.....	102
Figure IV. 10 : le spectre de réponse de calcul	104
Figure IV. 11 : le spectre de reponse des blocs B1 ; B2 dans les quatre sites	109
Figure IV. 12 : le spectre de reponse de bloc B3 dans les quatre sites	110
Figure IV. 13 : le spectre de reponse de bloc B4 dans les quatre sites	110

CHAPITRE V : L'EFFET DE SITE SUR LES ELEMENTS RESISTANTS

Figure V. 1 : l'emplacement de poteau P2.2	117
Figure V. 2 : l'emplacement de poteau P1.2	117
Figure V. 3 :l'emplacement de poteau P1.1	117
Figure V. 4 : l'emplacement de poteau 4	117
Figure V. 5 : l'emplacement de poteau P1.3	117
Figure V. 6 : l'emplacement de poteau P3	117
Figure V. 7 : la variation de $N=f(Z)$ –poteau P1.1	119
Figure V. 8 : la variation de $N=f(Z)$ –poteau P1.2	119
Figure V. 9 : la variation de $N=f(Z)$ –poteau P1.3	119
Figure V. 10 : la variation de $N=f(Z)$ –poteau P2.2	120
Figure V. 11 : la variation de $N=f(Z)$ –poteau P3	120
Figure V. 12 : la variation de $N=f(Z)$ –poteau P4	120
Figure V. 13 : La variation de $M=f(Z)$ –poteau P1.1-.....	122
Figure V. 14: La variation de $M=f(Z)$ –poteau -P1.2-	123

Figure V. 15: La variation de $M=f(Z)$ –poteau -P1.3-	123
Figure V. 16La variation de $M=f(Z)$ –poteau –P2.2-	123
Figure V. 17 : la variation de $M=f(Z)$ –poteau –P3-	124
Figure V. 18: La variation de $M=f(Z)$ –poteau –P4-	124
Figure V. 19 : la section du calcul.....	127
Figure V. 20 :l'emplacement des poutresPP1.1 ,PS1.1.....	131
Figure V. 21 : l'emplacement des poutres PP1.2 ,PS1.2.....	131
Figure V. 22 : l'emplacement des poutres PP1.3 ,PS1.3.....	132
Figure V. 23 : l'emplacement des poutres de bloc 3.....	132
Figure V. 24 : l'emplacement des poutres de bloc 4.....	132
Figure V. 25 : La variation de $M=f(l)$ –PP1.1.....	133
Figure V. 26 : La variation de $M=f(l)$ –PS1.1.....	134
Figure V. 27 : La variation de $M=f(l)$ –PP1.2.....	135
Figure V. 28 : La variation de $M=f(l)$ –PS1.2.....	136
Figure V. 29 : La variation de $M=f(l)$ –PP1.3-.....	137
Figure V. 30 : variation de $M=f(l)$ –PP1.3-.....	138
Figure V. 31 : variation de $M=f(l)$ –poutre 40x75.....	139
Figure V. 32 : la variation de $M=f(L)$ –poutre 30X40-.....	140
Figure V. 33 : la variation de $M=f(L)$ –poutre 40X140-.....	141
Figure V. 34 : la variation de $M=f(L)$ –poutre 40X60.....	141
Figure V. 35 : la section du calcul.....	142
Figure V. 36 : la variation de l'effort F11 dans les joints de voile –bloc B1.1-.....	148
Figure V. 37 : la variation de moment M11 dans les joints de voile –bloc B1.1-.....	148
Figure V. 38 : la variation de l'effort F11 dans les joints de voile –bloc B1.2-.....	149
Figure V. 39 : la variation de moment M11 dans les joints de voile –bloc B1.2-.....	149
Figure V. 40 : la variation de moment M11 dans les joints de voile –bloc B3-.....	150
Figure V. 41 : la variation de moment M11 dans les joints de voile –bloc B3-.....	150

CHAPITRE VI :L'EFFET DE SITE SUR L'INFRASTRUCTURE

Figure VI. 1 : Schéma d'une semelle filante.....	156
Figure VI. 2 : les étapes de calcul.....	158
Figure VI. 3 : Les sollicitations et les déplacements de la semelle.....	159
Figure VI. 4 : Section en T.....	159
Figure VI. 5 : semelle filante1 –bloc B1.1-.....	176
Figure VI. 6 : semelle isolé 1 –bloc B1.1-.....	177
Figure VI. 7 : semelle filante 2 –bloc B1.1-.....	177
Figure VI. 8 : semelle isolé 2 –bloc B1.1-.....	177

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

Tableau I. 1 : description général des blocs.....	4
Tableau I. 2 : Les acteurs de projet.....	5
Tableau I. 3 : les surfaces des locaux de bloc B1, RDC.....	8
Tableau I. 4 : les surfaces des locaux de bloc B1, étage 1.....	8
Tableau I. 5 : les surfaces des locaux de bloc B1, étage 2.....	9
Tableau I. 6 : les surfaces des locaux de bloc B2, RDC.....	9
Tableau I. 7 : les surfaces des locaux de bloc B2, étage 1.....	10
Tableau I. 8 : les surfaces des locaux de bloc B2, étage 2.....	10
Tableau I. 9 : les surfaces des locaux de bloc B3, RDC.....	10
Tableau I. 10 : les surfaces des locaux de bloc B3, étage 1.....	11
Tableau I. 11 : les surfaces des locaux de bloc B3, étage 2.....	12
Tableau I. 12 : les surfaces des locaux de bloc B3, étage 3.....	12
Tableau I. 13 : Informations générale des rapports géotechniques.....	14
Tableau I. 14 : Les sondages carottés - rapporte 1-.....	15
Tableau I. 15 : Les sondages carottés - rapporte 2-.....	16
Tableau I. 16 : Les essais réalisés au laboratoire -rapporte 1-.....	16
Tableau I. 17 : Les résultats des essais réalisés au laboratoire -rapporte 1-17	
Tableau I. 18 : Les résultats des essais réalisés au laboratoire -rapporte 2-17	
Tableau I. 19 : Recommandations des deux rapporte.....	18
Tableau I. 20 : les caractéristiques de béton.....	20
Tableau I. 21 : les caractéristiques de l'acier.....	20

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

Tableau II. 1 : les conditions de RPA 99 EN Zone I	21
Tableau II. 2 : les dimensions des poutres principales	23
Tableau II. 3 : les dimensions des poutres secondaires	23
Tableau II. 4 : vérifications des conditions de l’RPA.....	24
Tableau II. 5 : les dimensions choisis pour les autres niveaux de bloc B1.1 et B2.1	26
Tableau II. 6 : les dimensions des poteaux des blocs B1.2, B2.2 et B1.3 B2.3.....	27
Tableau II. 7 : les dimensions des poteaux choisis pour le bloc B3	27
Tableau II. 8 les dimensions des poteaux choisis pour le bloc B4	27
Tableau II. 9 : vérification des conditions du RPA 99	28
Tableau II. 10 : vérification des poteaux des blocs B1.3, B2.3 ; B3 ; B4 au.....	30
Tableau II. 11 : Les dimensions des plancher de chaque bloc.....	31
Tableau II. 12 : les types des poutrelles.....	32
Tableau II. 13 : La descente des charges des blocs B1.1 et B2.1	33
Tableau II. 14 : La descente des charges des blocs B1.2, B2.2, B1.3, B2.3.....	34
Tableau II. 15 : La descente des charges de bloc B3.....	34
Tableau II. 16 : la descente des charges de bloc B4	35
Tableau II. 17 : La descente des charges des blocs B1.1 et B2.1	36
Tableau II. 18 : La descente des charges des blocs B1.2, B2.2, B1.3, B2.3.....	37
Tableau II. 19 : la descente des charges de bloc B3	37
Tableau II. 20 : la descente des charges de bloc B4	38
Tableau II. 21 : les charges d’exploitations des locaux	39
Tableau II. 22 : les charges permanentes des murs double parois.....	40
Tableau II. 23 : les charges permanentes des murs simple parois.....	40
Tableau II. 24 : les charges permanentes de palier types 1,3	41
Tableau II. 25 : les charges permanent de palier type 2	41
Tableau II. 26 : les charges permanent de paillasse -type 1, 3	42
Tableau II. 27 : les charges permanent de paillasse –type 2	42

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III. 1 : les marches et les contres marches des volées.....	50
Tableau III. 2 : les combinaisons d’action -volées 1, 3.....	51

Tableau III. 3 : les combinaisons d'action -volées 1, 3.....	52
Tableau III. 4 : les sollicitations de volée 2.....	52
Tableau III. 5 : le ferraila de volée 2.....	58
Tableau III. 6 : les charges des parties B et C de la poutre palière.....	59
Tableau III. 7 : les efforts internes de la poutre palière.....	60
Tableau III. 8 : le ferrailage de la poutre palière.....	60
Tableau III. 9 : le chargement des volées d'escalier 2.....	61
Tableau III. 10 : les marche et le les contres marches d'escalier 2.....	61
Tableau III. 11 : le ferrailage d'escalier 2.....	61
Tableau III. 12 : les sollicitations de la poutre palière.....	62
Tableau III. 23 : le ferrailage de la poutre palière d'escalier 2.....	62
Tableau III. 34 : les charges appliqués sur les poutrelles.....	66
Tableau III. 15 : les moments fléchissant et les efforts tranchant de bloc 1.....	72
Tableau III. 16 : les moments fléchissant et les efforts tranchant de bloc 2.....	72
Tableau III. 17 : les moments fléchissant et les efforts tranchant de bloc 3.....	73
Tableau III. 18 : récapitulation de ferrailage des poutrelles des blocs.....	73
Tableau III. 19 : le chargement de la dalle plein type 1.....	75
Tableau III. 20 : les combinaisons d'action	75
Tableau III. 21: les valeurs des coefficients μ_x ; μ_y	76
Tableau III. 42 : vérification des conditions de B.A.E.L	77
Tableau III. 23 : le ferrailage de la dalle plein –terrasse	84
Tableau III. 24 : le ferrailage de la dalle plein type 2.....	84

CHAPITRE IV : L'ETUDE DYNAMIQUE

Tableau IV. 1 : les résultats d'analyse modale.....	87
Tableau IV. 2 : variante 1, bloc B1.1.....	88
Tableau IV. 3 : variante 2, bloc B1.1.....	88
Tableau IV. 4 : variante 1 de bloc B1.2.....	89
Tableau IV. 5: variante 2 de bloc B1.2.....	90
Tableau IV. 6 : variante 3 de bloc B1.2.....	90
Tableau IV. 7 : variante 4 de bloc B1.2.....	91
Tableau IV. 8 : variante 5 de bloc B1.2.....	91

Tableau IV. 9 : variante1 de bloc B1.3.....	92
Tableau IV. 10 : variante1 de bloc B1.3	93
Tableau IV. 11 : variante 1 de blocB2.1.....	94
Tableau IV. 12 : variante 2 de bloc B2.1.....	94
Tableau IV. 13 : variante 1 de bloc B2.2	95
Tableau IV. 14 : variante 2 de bloc B2.2	95
Tableau IV. 15 : variante 3 de bloc B2.2	96
Tableau IV. 16 : variante 4 de bloc B2.2	96
Tableau IV. 17 : variante 1 de bloc B2.3	97
Tableau IV. 18 : variante 2 de bloc B3	98
Tableau IV. 20 : variante 2 de bloc B3	99
Tableau IV. 21 : variante 2 de bloc 3	100
Tableau IV. 22 : variante 1 de bloc 4.....	101
Tableau IV. 23 : variante 2 de bloc 4.....	101
Tableau IV. 24 : le facteur de qualité des blocs	103
Tableau IV. 25 : le poids total des blocs B1, B2.....	105
Tableau IV. 26 : le poids totale des blocs B3 ; B4.....	106
Tableau IV. 27 : vérification de la force sismique.....	106
Tableau IV. 28 : vérification des déplacements des blocs B1.1 ; B1.2,B1.3 ,B2.1.....	107

CHAPITRE V : L'EFFET DE SITE SUR LES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau V. 1 : les poteaux étudier.....	116
Tableau V. 2 : la variation des efforts normaux dans les quatre sites	118
Tableau V. 3 : la variation de moment fléchissant dans les quatre sites –poteaux	121
Tableau V. 4 : la variation de moment fléchissant dans les quatre sites –poteaux	122
Tableau V. 5 : Vérification spécifique sous sollicitations normales	126
Tableau V. 6 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	127
Tableau V. 7 : le ferrailage longitudinal des poteaux	129
Tableau V. 8 : la longueur des.....	130
Tableau V. 9 : le ferrailage transversal des poteaux	130
Tableau V. 10 : la variation de moment dans les quatre sites –PP1.1-	133
Tableau V. 11: la variation de moment dans les quatre sites –PS1.1-	134
Tableau V. 12 : la variation de moment dans les quatre sites –PP1.2-	135
Tableau V. 13 : la variation de moment dans les quatre sites –PS1.2-	136
Tableau V. 14 : la variation de moment dans les quatre sites –PS1.2-	137

Tableau V. 15 : la variation de moment dans les quatre sites –PS1.3-	138
Tableau V. 16 : la variation de moment dans les quatre sites –poutre40x75-.....	139
Tableau V. 17 : la variation de moment dans les quatre sites –poutre40x75-.....	140
Tableau V. 18 : les sollicitations de la poutre étudié.....	142
Tableau V. 19 : tableau récapitulatif de ferrailage des poutres des blocs B1.1, B2.1, B1.2, B2.2	146
Tableau V. 20 : tableau récapitulatif de ferrailage des poutres des blocs B1.3 ; B2.3 ;147	
Tableau V. 21 : vérifications des contraintes tangentielles	151
Tableau V. 22 : les sollicitations de calcul –B1, B2.1	151
Tableau V. 23 : les sollicitations de calcul B2.2, B2.3, B3, B4	153

CHAPITRE VI : L'EFFET DE SITE SUR L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI. 1 : Classification des sites selon le RPA.....	155
Tableau VI. 2 : Les résultats des deux rapports géotechniques du sol.....	156
Tableau VI. 3 : Les sollicitations des poteaux en ELU et ELS.	157
Tableau VI. 4 : Les dimensions des semelles BlocB1 ,2.....	163
Tableau VI. 5 : les dimensions des semelles filantes B3, 4.....	163
Tableau VI. 6 : Ferrailage des semelles filantes bloc B1,B2.....	164
Tableau VI. 7 : Ferrailage des semelles filantes bloc B3,B4.....	166
Tableau VI. 8 : Les sollicitations des semelles isolées, bloc B1,2 à ELU et EL...167	
Tableau VI. 9 : Ferrailage de la semelle d'angle bloc B1,2.....	170
Tableau VI. 10 : Ferrailage de la semelle intermédiaire bloc B1,2.....	170
Tableau VI. 11 : Les sollicitations des semelles isolées, bloc B3 à ELU et ELS...171	
Tableau VI. 12 : Ferrailage des semelles isolées bloc B3.....	171
Tableau VI. 13 : Les sollicitations des semelles isolées, bloc B4 à ELU et ELS.....171	
Tableau VI. 14 : Ferrailage des semelles isolées bloc B4.....	173
Tableau VI. 15 : Le volume du béton pour les semelles filantes.....	174
Tableau VI. 16 : Le volume du béton pour les semelles filantes.....	175
Tableau VI. 17 : quantité du terrassement blocb1, 2, 3,4 pour les semelles filantes.176	
Tableau VI. 18 : Quantité de terrassement pour les semelles isolées.....	178

Notations

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\bar{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible du béton
$\bar{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_{st}	Contrainte d'acier
τ_u	Contrainte de cisaillement
f_{bc}	Contrainte de calcul
f_{cj}	Résistance à la compression du béton a {j} jours
f_{tj}	Résistance à la traction du béton a {j} jours
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton a 28 jours d'âge
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton a 28 jours d'âge
A_{st}	Section d'armature
A_r	Armature de répartition
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier
θ	Coefficient d'application
η	Facteur de correction d'amortissement
I_x, I_y	Moment d'inertie
i_x, i_y	Rayon de giration
μ_u	Moment ultime réduit
α	Position relative de la fibre neutre
Z	Bras de levier

d	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature inf)
B_r	Section réduite
M	Moment fléchissant
T	Effort tranchant, période
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de qualité
W	Poids total de la structure
V	Force sismique total
W_i	Poids au niveau {i}
C_T	Coefficient de période
β	Coefficient de pondération
S_T	Espacement
λ	Elancement
e	Epaisseur
f	Flèche
\bar{f}	Flèche admissible
L	Longueur ou portée
L_f	Longueur de flambement
M_t	Moment en travée
M_a	Moment en appui
K	Coefficient de raideur de sol
ε	Déformation relative
ε_{bc}	Déformation du béton en compression

f_e	Limite d'élasticité de l'acier
E_{ij}	Module d'élasticité instantané
E_{vj}	Module d'élasticité différé
E_s	Module d'élasticité de l'acier

Introduction général :

-Depuis 1999 des nouvelles Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99) , proposent une nouvelle classification des catégories de site en fonction des propriétés des sols qui les constituent, chaque type est associé un spectre de réponse élastique calculé en fonction des caractéristiques du site considéré et de celles de la structure étudiée.

-Le comportement sismique d'un ouvrage dépend du mouvement sismique imposé par le sol à la réponse dynamique de l'ouvrage, du comportement des fondations pendant et après le séisme, ainsi que la capacité de résistance de la superstructure, La prise en compte des caractéristiques du sol, qui jouent un rôle important sur les aspects dynamiques de la structure, revêt donc une importance particulière dans l'étude des effets de site sur la réponse sismique de l'ouvrage.

-l'objectif principal de notre projet est d'étudier l'effet de la variation des propriétés mécaniques et physiques du sol sur la réponse de la structure, Sans prise en compte de l'Interaction Sol-Structure (ISS), pour cela l'étude sera menée sur quatre bloc différents situé à Tlemcen (zone sismique I).

-Dans cette perspective, nous voulons évaluer dans notre étude l'influence de la variation des quatre sites du RPA sur les résultats de l'analyse dynamique, ainsi que sur la réponse des éléments structuraux de chaque bloc étudié.

-D'autre part, il est important de tenir compte de l'action de la variation du sol sur le système de fondation qui peut créer les effets qui se produisent dans le plan du contact entre la masse de sol et la structure ,pour ses raisons et vue de la nature de terrain qui caractérisé par deux rapports du sol différentes ,on va faire une étude des fondation en fonction des résultats obtenus dans les deux rapports géotechnique.

- Pour le calcul des éléments constituant notre ouvrage, on va suivre les règlements et des méthodes connues (BAEL91modifié99, RPA99V2003, DTR.C2.2,) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier), le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure et l'évaluation des charges et surcharges.et pour faciliter les calculs on utilise le logiciel SOSOTEC pour certain éléments.

-La modélisation des blocs est faite avec le logiciel SAP2000.

I.1/Introduction :

- ▲ La conception d'un ouvrage reste toujours la phase la plus importante pour un ingénieur, qui signifie l'élaboration d'un ensemble de dossiers comprend les données nécessaires pour faire l'étude de la structure ; Donc il faut des reconnaissances sur le site de l'ouvrage l'implantation et les caractéristiques de l'ouvrage.

I.2/ description général de projet :

- ▲ L'ouvrage objet de notre étude est un pôle universitaire regroupe 2000 places pédagogiques (classe préparatoires aux grands écoles), qui est actuellement en cours de réalisation dans la ville de Tlemcen, exactement à chetouane.
- ▲ Ce projet est décomposé aux deux tranches indépendantes :
 - ◆ La première tranche à 1000 places pédagogiques.
 - ◆ La deuxième tranche à 1000 places pédagogiques.

Les tranches	La surface	Les blocs	La forme	Les nombres du niveau
Tranche 1	18914,87 m ²	- l'amphithéâtre - l'administration - bloc salle des cours 1 - bloc salles de cours 2 - la bibliothèque	-Irrégulier - Irrégulier -régulier -régulier -Irrégulier	R+0 R+2 R+3 R+3 R+3
Tranche 2	22512,02 m ²	-L'amphithéâtre. -La bibliothèque. -locaux d'enseignants. - salle des cours 1. -Salle des cours 2 -l'administration - la salle de conférence	-Irrégulier -Irrégulier -Irrégulier -régulier -régulier -Irrégulier -Irrégulier	R+0 R+3 R+0 R+2 R+2 R+3 R+1

Tableau I. 1 : description général des blocs

- ▲ **Les intervenants de projet :**
 - Les principaux acteurs du projet sont les suivants :

-Maitre d'ouvrage	DLEP (direction de logement et des équipements publiques) -wilaya de Tlemcen
-Maitre d'œuvre	le bureau d'étude « bureau design services BENKAOUH .DAOUD, Architect agréé - Batna.
-Organisme de control	CTC -Tlemcen-
-ETP	CSCEC –CHINE-
-Laboratoire	EURL EMSEG.TIZI OUZOU

Tableau I. 2 : Les acteurs de projet

▲ **le délai de projet :**

- Délais : 24 mois.
- Ordre de service de commencement des travaux (ODS) : 06/01 /2015.

▲ **La Situation géographique :**

- Le site étudié est situé au niveau de la localité de CHETOUANE wilaya de Tlemcen, ce site est limité :
 - ☞ Au Nord par un terrain vierge.
 - ☞ Au Sud par une route.
 - ☞ A l'Est par un terrain vierge.
 - ☞ A l'Ouest par un terrain vierge.
- Le plan de masse et le plan de situation de l'ouvrage sont représentés par les figures suivantes :

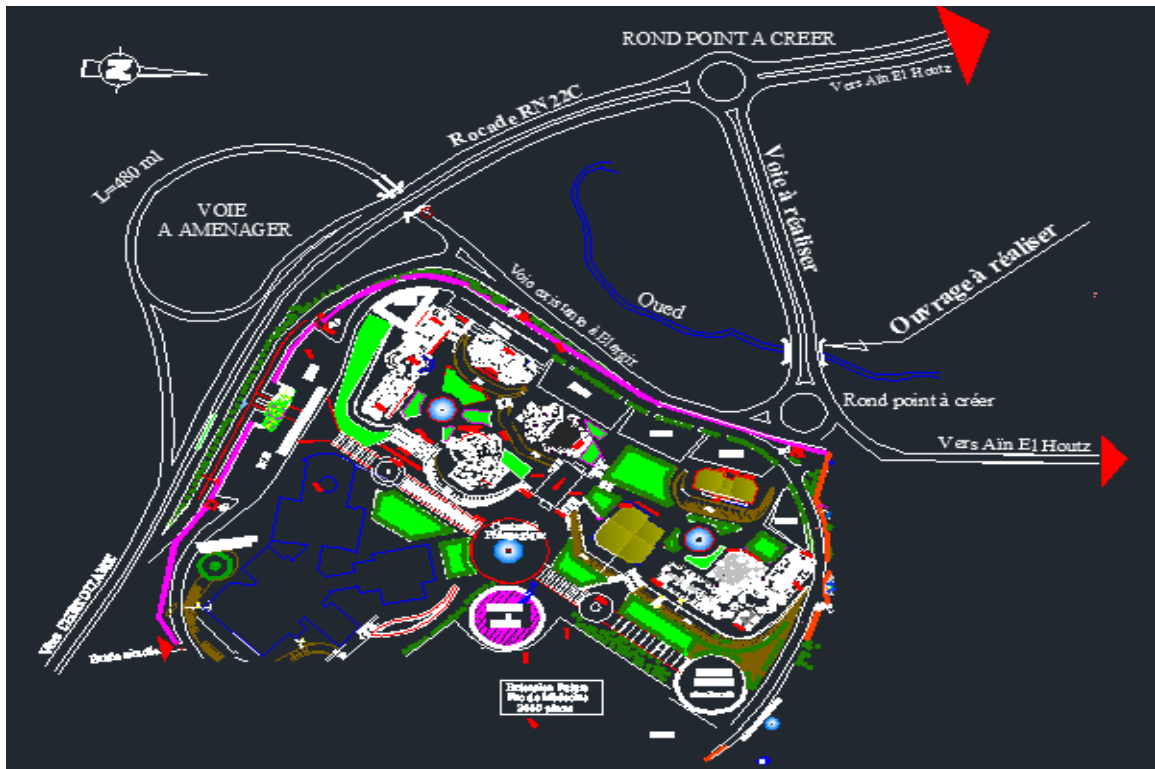


Figure I. 1 : le plan de situation de projet



Figure I. 2 : le plan de masse de projet

▲ **La topographie :**

- Les monts de Tlemcen constituent le principal relief entre la méditerranée et les hautes plaines oranaises avec djebel tenoufchi qui culmine à 1843m. A l'est, ils sont relayés par les monts de Daia et à l'ouest par le moyen atlas marocain, C'est une barre montagneuse de 800 à 1400 m d'altitude
- Dans notre projet de fin d'étude on a proposé de faire une étude pour 4 blocs de la deuxième tranche, séparés par des joints de dilatations de 5cm représentés ci-dessous :
 - ☞ La salle des cours 1(bloc 1)
 - ☞ La salle des cours 2. (bloc2)
 - ☞ L'administration (bloc3)
 - ☞ La salle de conférence (bloc4)

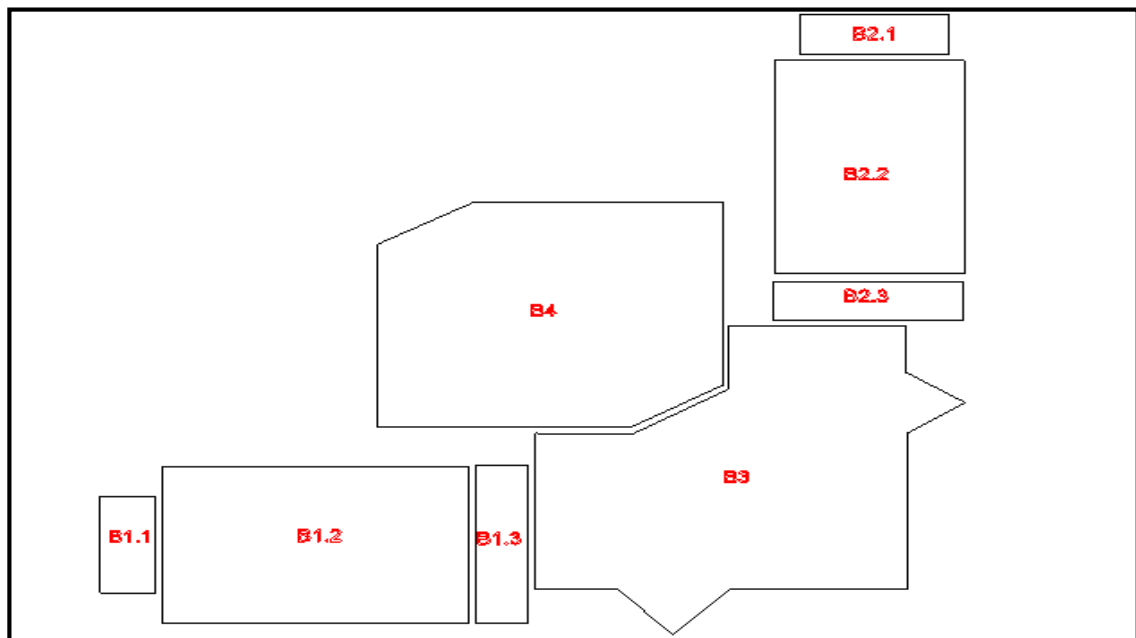


Figure I. 3 : schéma descriptif des blocs étudiés

I.3/ Les données architecturales :

- ▲ cette sous partie représente les dimensions et les surfaces de chaque bloc.
- ☞ Le premier bloc B1 : comprend la salle des cours 1 de deux étages (R+2), la hauteur totale de ce bloc est de 11.22m ; elle est subdivisée comme suit :
 - rez-de-chaussée : hauteur du : 3.74m.
 - 1^{er} étage : hauteur du : 3.74m.
 - 2^{ème} étage : hauteur du : 3.74.

➤ RDC :

Le local	La superficie (m^2)	Le nombre	La superficie totale (m^2)
sanitaire	34.24	1	34.24
Escalier 1	33.60	1	33.60
Escalier 2	44.16	1	44.16
Laboratoire de chimie	63.51	2	127.02
Salles de préparation	16.51	4	33.02
Laboratoire de physique	64.46	2	128.92
Bureaux enseignants au laboratoire	12.01	2	24.02

Tableau I. 3 : les surfaces des locaux de bloc B1, RDC

➤ Etage 1 :

Le local	La superficie (m^2)	Le nombre	La superficie totale (m^2)
sanitaire	34.24	1	34.24
Escalier 1	33.60	1	33.60
Escalier 2	44.16	1	44.16
Laboratoire des langues	65.10	2	130.2
Laboratoire de physique	63.51	1	63.51
Salle de préparation	16.51	1	16.51
Bureau d'enseignant au laboratoire	15.58	3	46.74
Salle d'informatique	32.55	2	65.10
Bureau d'enseignant informatique	12.01	2	24.02

Tableau I. 4 : les surfaces des locaux de bloc B1, étage 1

➤ Étage 2 :

Le local	La superficie (m^2)	Le nombre	La superficie totale (m^2)
Sanitaire	34.24	1	34.24
Escalier 1	33.60	1	33.60
Escalier 2	44.16	1	44.16
Salle de TD	46.91	2	93.82
Salle de TD	47.80	3	143.4
Salle de TD	50.40	1	50.40
Bureau pour enseignants	15.75	1	15.75
Archive et divers	29.70	1	29.70
Bureau pour enseignant	14.52	1	14.52

Tableau I. 5 : les surfaces des locaux de bloc B1, étage 2

∞ Le second bloc B2 c'est le bloc de la salle des cours 1 de deux étages (R+2), la hauteur totale de ce bloc est de 11.22m ; elle est subdivisée comme suit :

- hauteur du rez-de-chaussée : 3.74m.
- hauteur du 1^{er} étage : 3.74m.
- Hauteur du 2^{ème} étage : 3.74m.

➤ RDC :

Le local	La superficie (m^2)	Le nombre	La superficie totale (m^2)
Escalier 1	32.32	1	32.32
Escalier 2	44.16	1	44.16
sanitaire	33.17	1	33.17
Salle des cours	94.07	2	188.14
Salle de TD	49.35	2	98.7
chaufferie	30.90	1	30.90

Tableau I. 6 : les surfaces des locaux de bloc B2, RDC

Etage 1 :

Le local	La superficie (m^2)	Le nombre	La superficie totale (m^2)
Escalier 1	32.32	1	32.32
Escalier2	44.16	1	44.16
sanitaire	33.17	1	33.17
Salle de TD	47.60	4	190.4
Salle de TD	46.91	2	93.82
Archive et divers	29.20	1	29.20

Tableau I. 7 : les surfaces des locaux de bloc B2, étage 1

➤ **Etage 2 :**

Le local	La superficie (m^2)	Le nombre	La superficie totale (m^2)
Escalier 1	32.32	1	32.32
Escalier 2	44.16	1	44.16
sanitaire	33.17	1	33.17
Salle de TD	47.80	6	286.8
Bureau pour enseignants	16.90	1	16.90

Tableau I. 8 : les surfaces des locaux de bloc B2, étage 2

∞ Le troisième bloc B3 comprenant une administration de trois étages (R+3), la hauteur totale de ce bloc est de 14.96m ; elle est subdivisée comme suit :

- Hauteur du rez-de-chaussée : 3.74m.
- Hauteur du 1^{er} étage : 3.74m.
- Hauteur du 2^{ème} étage : 3.74m.
- Hauteur du 3^{ème} étage : 3.74m.

➤ **RDC :**

Le local	La superficie (m ²)	Le nombre	La superficie totale (m ²)
LT	5.22	2	10.44
Halle d'accueil	471.86	1	471.86
Loge de gardien	21.12	1	21.12
Agent de sécurité	21.12	1	21.12
WC (femmes)	5.10	1	5.10
WC (hommes)	5.10	1	5.10

Tableau I. 9 : les surfaces des locaux de bloc B3, RDC

➤ **Etage 1 :**

Le local	La superficie (m ²)	Le nombre	La superficie totale (m ²)
LT1	6.99	1	6.99
LT2	7.00	1	7.00
Bureaux pour personnels	15.60	3	46.8
Bureaux pour responsables	20.00	5	100.00
Salle de réunion	52.60	1	52.60
Vide sur hall	39.47	1	39.47
cafeteria	20.10	1	20.10
Salle de commission	38.87	1	38.87
WC	5.10	2	10.2
WC	5.10	1	5.10
Salon d'honneur	90.09	1	90.09

Tableau I. 10 : les surfaces des locaux de bloc B3, étage 1

➤ **Etage 2 :**

Le local	La superficie (m ²)	Le nombre	La superficie totale (m ²)
Archive et divers	9.33	1	9.33
Bureau pour enseignants	15.60	10	156.00
Bureau pour enseignants	18.28	1	18.28
Bureau pour enseignants	18.27	1	18.27
Bureau pour enseignants	15.19	4	60.76
Bureau pour enseignants	17.59	1	17.59
Bureau pour enseignants	15.70	1	15.70
Espace internet pour enseignant	70.01	1	70.01
Cafeteria pour enseignants	50.00	1	50.00
WC (femmes)	5.10	1	5.10
WC (hommes)	5.10	1	5.10

Tableau I. 11 : les surfaces des locaux de bloc B3, étage 2

➤ **Etage 3 :**

	La superficie (m ²)	Le nombre	La superficie totale (m ²)
Archive et divers	8.01	2	16.02
Bureaux pour enseignants	15.60	9	31.2
Bureau pour enseignants	18.28	1	18.28
Bureau pour enseignants	18.27	1	18.27
WC (femmes)	5.01	1	5.01
WC (hommes)	5.01	1	5.01

Tableau I. 12 : les surfaces des locaux de bloc B3, étage 3

☞ Le quatrième bloc B4 c'est la salle de conférence de (R+1), la hauteur totale de ce bloc est de 12.51m ; elle est subdivisée comme suit :

- Hauteur du rez-de-chaussée : 3.74m.
- Hauteur du 1^{er} étage : 8.77m.
- La Superficie de la salle de conférence est estimée a : $515.82m^2$.

I.4/ données géotechniques :

- ▲ C'est les résultats d'une étude "in situ" et en laboratoire pour définir l'ensemble des caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques des terrains en place.
- ▲ Son but est de donner les éléments nécessaires pour les études et les travaux de fondations.

I.4.1/. Reconnaissance du site :

- ▲ La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type de l'ouvrage correspondant, ainsi que la proposition des fondations envisagées pour les appuis, et de choisir un bon emplacement dont le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage.
- ▲ Suite à la demande de DLEP de Tlemcen, concernant l'étude de sol du terrain sur lequel sera édifiés les 1000 places classes préparatoire 2^{ème} tranche sis à chetouane willaya de Tlemcen, la société EMSEG a entrepris une campagne d'investigation caractérisée par la réalisation de 35 essais au pénétromètre dynamique, huit sondages carottés et des essais au laboratoire.
- ▲ Lors de la réalisation de cette tranche, l'organisme de contrôle a remarqué que le terrain voisin présente des caractéristiques différents de sol, pour cette raison la DEP –Tlemcen a demandé une étude complémentaire du sol pour édifier le projet de 500 lits d'hébergement 1^{ère} tranche (classes préparatoires aux grandes écoles).
- ▲ Notre étude géotechnique a été faite avec deux rapports du sol pour avoir par la suite l'effet de la variation des caractéristiques de sol sur le système de fondation.
Les deux rapports géotechniques sont représentés dans le tableau ci-dessous :

	Rapport 1	Rapport 2
Le projet	1000 places pédagogiques (classes préparatoires à grandes écoles) -2 ^{ème} tranche -	500 lits d'hébergement -1 ^{ère} tranche -
La date de réalisation	Mai 2013	Septembre 2014
Le client	DEP -Tlemcen	DEP -Tlemcen
Les essais réalisés	-35 Essais de pénétration dynamique le 11/10/2012 -08 sondages carottés le 08/03/2013 -essais au laboratoire	- 08 sondages carottés de 17- 07-2014 à 16-08-2014 -essais au laboratoire

Tableau I. 13 : Informations générale des rapports géotechniques

I.4.2/Résultats de la reconnaissance :

- ▲ Chaque rapport géotechnique compte des résultats des essais, les logs de sondage carotté, des essais au pénétromètre dynamique, le plan d'implantation des essais in situ et les essais au laboratoire, les résultats tirés après ces essais sont les suivantes :

I.4.2.1/Sondages carottés :

◆ **Rapport 1 :**

Le sondage	La profondeur	La Nature de sol
1	0,00-0,80 m	Argile altéré brunâtre
	0,80-8,00 m	Argile marneux verdâtre oxydée à concrétion blanchâtre et marmorisée par endroit très consistante
2	0,00-0,50 m	Argile altéré brunâtre
	0,50-2,30 m	Argile brunâtre à verdâtre oxydée et à concrétion blanchâtre par fois marmorisée
3	0,00-0,80 m	Argile altéré brunâtre
	0,80-8,00 m	Argile marneux verdâtre oxydée à concrétion blanchâtre et marmorisée par endroit très consistante

4	0,00-0,80 m	Argile altéré brunâtre
	0,80-8,00 m	Argile marneux verdâtre oxydée à concrétion blanchâtre et marmorisée par endroit très consistance
5	0,00-0,80 m	Argile altéré brunâtre
	0,80-8,00 m	Argile marneux verdâtre oxydée à concrétion blanchâtre et marmorisée par endroit très consistance
6	0,00-0,80 m	Argile altéré brunâtre
	0,80-8,00 m	Argile marneux verdâtre oxydée à concrétion blanchâtre et marmorisée par endroit très consistance
7	0,00-0,80 m	Argile altéré brunâtre
	0,80-8,00 m	Argile marneux verdâtre oxydée à concrétion blanchâtre et marmorisée par endroit très consistance
8	0,00-0,80 m	Argile altéré brunâtre
	0,80-8,00 m	Argile marneux verdâtre oxydée à concrétion blanchâtre et marmorisée par endroit très consistance

Tableau I. 14 : Les sondages carottés - rapporte 1-

♦ **Rapport 2 :**

Le sondage	La profondeur	La Nature de sol
1	1,30-1,80	Calcaire
	1,10-1,60	
	1,40-2,70	
2	2,00-2,30	Calcaire
3	2,60-2,80	Calcaire
	5,30-5,80	
4	5,30-5,90	Calcaire
5	1,00-2,00	sable
	4,50-4,80	Calcaire
6	2,00-3,00	sable
	5,70-6,00	Calcaire

7	5,80-6,00	Calcaire
8	3,00-4,00	Calcaire
	6,50-7,00	

Tableau I. 15 : Les sondages carottés - rapporte 2-

I.4.2.2/Essai de pénétration dynamique :

• **Rapport 1 :**

-Trente – cinq essais de pénétration dynamique ont été réalisés sur le site du projet à l’aide d’un pénétromètre dynamique lourd de type Geotool et ont été répartis sur toute la surface du site, afin de déterminer la résistance dynamique de pointe Rp en bars.

-Les essais au pénétromètre dynamique réalisés in situ révèlent dans l’ensemble que le sol atteste une moyenne résistance au battage.

• **Rapport 2 :**

-Vu la nature géologique des sols rencontrées, aucun essai de pénétration dynamique a été programmée.

I.4.2.2/Les essais au laboratoire :

• **Rapport 1 :**

◆ Plusieurs essais sont effectués au niveau de laboratoire :

essais physiques	Essais d’identification	Essais mécanique
-Densité sèche et humide. -Teneur en eau. - degré de saturation.	-Analyse granulométrique et sedimentométrique. -Limite d’Atterberg.	-Essais de cisaillement à la boite (UU) -Essais œnométrique.

Tableau I. 16 : Les essais réalisés au laboratoire -rapporte 1-

◆ Les résultats des essais au laboratoire sont comme suit :

• Des densités sont faibles à moyennes
• L’analyse granulométrique classe notre sol parmi les sols fins (Plus de 50 % passant le tamis à 80 μ)
• La plasticité est élevée Ip : 29,97 % -32,25 % (d’après Atterberg)
• Le sol du site est compact Ic > 1.00 (d’après Atterberg)

<ul style="list-style-type: none"> Le potentiel de gonflement est élevé $50 < Wl < 70$ (D'après Snetchen et al ,1977)
<ul style="list-style-type: none"> Les caractéristiques de cisaillement cohésion entre 0,99bars et 1,91 bars angles de frottement entre 14,45 et 23,14
<ul style="list-style-type: none"> Etat moyennement compressible et gonflant $(0,1254 < Cc < 0,1551 \text{ et } 4,16\% < Cg < 6,52\%)$ (D'après Sanglérat)
<ul style="list-style-type: none"> La pression de gonflement : 1,40 bar (essais œdométrique)
<ul style="list-style-type: none"> Le sol est faiblement agressif, peu calcaire.

Tableau I. 17 : Les résultats des essais réalisés au laboratoire -rapporte 1-

- **Rapport 2 :**
- ◆ Des échantillons de sable et de calcaire sous forme de carottes ont été prélevés, sur lesquels des essais phtisiques d'identification et mécaniques (résistance à la compression ont été programmés.
- ◆ Les résultats des essais sont donnés dans le tableau suivant :

Sable	Calcaire
Equivalent sable ES : Entre 18-60 %	Résistance à la compression simple sont très bonnes : R_c entre 250-795 bars
Le pourcentage de $CaCo_3$: entre 37-70%	
Le pourcentage d'argile : entre 1-2 %	
Le pourcentage de limon : entre 6-18 %	

Tableau I. 18 : Les résultats des essais réalisés au laboratoire -rapporte 2-

I.4.3/ Choix de système des fondations :

- Le choix du type de fondations dépend de la contrainte admissible du sol et de la charge totale du bâtiment qu'on aura à transmettre à ces dernières. Dans une plus large mesure, il faudra tenir compte des résultats des sondages effectués, qui fournissent, dans les détails, les différentes caractéristiques du sol destiné à supporter l'ouvrage.
- D'après les résultats obtenus par les essais réalisés et vu l'envergure des projets, l'ensemble des solutions recommandées pour le système de transmission des charges de la structure au sol sont les suivantes :

Le rapport géotechnique	Le type de sol	Le type de fondation	La contrainte admissible
1	Argiles et des marnes argileuses	Semelles filantes entrecroisées ancrées à 2.00 m	1,50bar
2	Calcaires	Semelles isolées	2,20bar

Tableau I. 19 : Recommandations des deux rapports

I.5/le système constructif adopté :

I.5.1/ Ossature de l'ouvrage :

-la stabilité des blocs est assurée par des portiques auto stables (poteaux, poutres), et des voiles parasismiques.

I.5.2/planchers :

- ◆ D'après les plans architecturaux, les portées de l'ouvrage ne sont pas identiques, avec des longueurs différentes, comme type de planchers on a :
 - Poutrelles coulées sur place avec corps creux d'épaisseur 16cm et dalle de compression de 5cm.
 - Poutrelles coulées sur place avec corps creux d'épaisseur 20cm et dalle de compression de 5cm.
 - Pour certaines zones, on a opté des dalles pleines à cause de leurs formes Irrégulières.

I.5.3/ Escalier :

- ◆ On a un seul type d'escaliers pour tous les blocs de l'ouvrage :
 - Escaliers droits à trois volées et à deux paliers intermédiaires.

I.5.4/Maçonnerie :

◆ **Les murs extérieurs :**

- Réalisé en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) ; Séparées par un vide de 5 cm.

◆ **Les murs intérieurs :**

- Réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.5.5/revêtement :

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

I.5.6/Acrotères :

- ◆ La terrasse de chaque bloc étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

I.6/ caractéristiques des matériaux de construction :

- Le béton et l'acier seront choisis conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) qui est en vigueur de l'Algérie.

I.6.1/le béton :

• La masse volumique		$M_v = 2.50 \text{ t / m}^3$
• La Résistance caractéristique à la compression à (j) jours.		$F_{cj} = 25 \text{ MPa}$
• Résistance à la traction F_{tj}		$F_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$ $F_{t28} = 2,10 \text{ Mpa}$
• Déformation longitudinale	Le module de déformation instantané (durée d'application des charges < 24 heures)	$E_{ij} = 11000 \times F_{cj}^{1/3}$ $E_{ij} = 32\,164,195 \text{ MPa}$
	Le module de déformation différée (Longue durée d'application)	$E_{vj} = 3700 \times F_{cj}^{1/3}$ $E_{vj} = 10\,818,87 \text{ MPa}$
• déformation transversale	traduit par le coefficient de poisson ν $\nu = \text{déformation transversale} / \text{déformation longitudinale}$	$\nu = 0,20 \dots \text{ E.L.S}$ $\nu = 0 \dots \dots \text{ E.L.U}$ (CBA 93)
• La contrainte de compression du béton à l' E.L.U		<ul style="list-style-type: none"> • $\leq \xi_{bc} \leq 2\%_o :$ $\sigma_{bc} = 0.25 \times F_{bc} \times 10^3 \times \zeta_{bc} \times (4 - 10^3 \times \zeta_{bc})$ • $2\%_o \leq \zeta_{bc} \leq 3.5\%_o :$

	$F_{bc} = 0,85.Fc28 / \theta \cdot \gamma b$ $\gamma b = 1,50 ;$ Cas générale . $\gamma b = 1,15 ;$ Dans le cas de combinaisons accidentelles $\theta = 1$ (durée > 24h) $\theta = 0,9$ (entre 1 -24h) $\theta = 0,85 < 1h$
<ul style="list-style-type: none"> La contrainte de compression du béton à l' E.L.S 	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.Fc 28$

Tableau I. 20 : les caractéristiques de béton

I.6.2/L'acier :

<ul style="list-style-type: none"> Le module d'élasticité longitudinal 	$E_s = 200\ 000\text{MPa}$.
<ul style="list-style-type: none"> Les types d'aciers utilisés 	<ul style="list-style-type: none"> les armatures transversales : Fe E 24= 235 Mpa Les armatures longitudinales : Fe TE 40 = 400Mpa Les Treillis soudés
<ul style="list-style-type: none"> Les contraintes de calcul σ_s 	$\zeta_s \leq \zeta_{se} \quad \sigma_s = E_s \cdot \zeta_s$ $\zeta_{se} \leq \zeta_s \leq 10\ ‰ \quad \sigma_s = F_e / \gamma_s$ $\gamma_s = 1,15$ (Cas générale) . $\gamma_s = 1$ (Cas accidentelle) .
<ul style="list-style-type: none"> Les contraintes admissibles * $\bar{\sigma}_t$ 	<ul style="list-style-type: none"> Fissuration peut préjudiciable : $\bar{\sigma}_t = f_e / \gamma_s$ Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_t = \min(2/3 f_e , 110 \sqrt{\eta \cdot f_t 28})$ Fissuration très Préjudiciable : $\bar{\sigma}_t = \min(1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_t 28})$ $\eta = 1$... R.L (ronds lisses). $\eta = 1,6$... H.A (haute adhérence).
<ul style="list-style-type: none"> Contrainte ultime de cisaillement $\tau_u = V_u / b \times d < \bar{\tau}_u$ 	<ul style="list-style-type: none"> $\alpha = 90^\circ$: $\bar{\tau}_u = \min(0,2f_{c28} / \gamma_b ; 5\ \text{MPa})$ (F.P.P) $\bar{\tau}_u = \min(0,15f_{c28} / \gamma_b ; 4\ \text{MPa})$ (F.P ou F.T.P) $\alpha = 45^\circ$: $\bar{\tau}_u = \min(0,27f_{c28} / \gamma_b ; 7\ \text{MPa})$

Tableau I. 21 : les caractéristiques de l'acier

II.1/ pré dimensionnement des éléments résistants

II.1.1/Introduction :

- Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les Poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le Point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations verticales (dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations), ou bien horizontales (généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques).
- Il faut également noter que la conception doit dans la mesure du possible, respecter les plans architecturaux.
- Les dimensions des éléments structuraux doivent satisfaire les conditions imposées par règlement RPA 99 :

Les éléments	Les conditions de RPA 99 (zone 1)
Les poteaux	<ul style="list-style-type: none">▪ $\text{Min}(a,b) \geq 25\text{cm} \dots (1.1)$▪ $\text{Min}(a,b) \geq \frac{h_e}{20} \dots (1.2)$▪ $\frac{1}{4} \leq a/b \leq 4 \dots (1.3)$
Les poutres	<ul style="list-style-type: none">▪ $b \geq 20\text{cm} \dots (1.4)$▪ $h \geq 30\text{cm} \dots (1.5)$▪ $h/b \leq 4 \dots (1.6)$
Les voiles	<ul style="list-style-type: none">▪ $L \geq 4a \dots (1.7)$

Tableau II. 1 : les conditions de RPA 99 EN Zone I

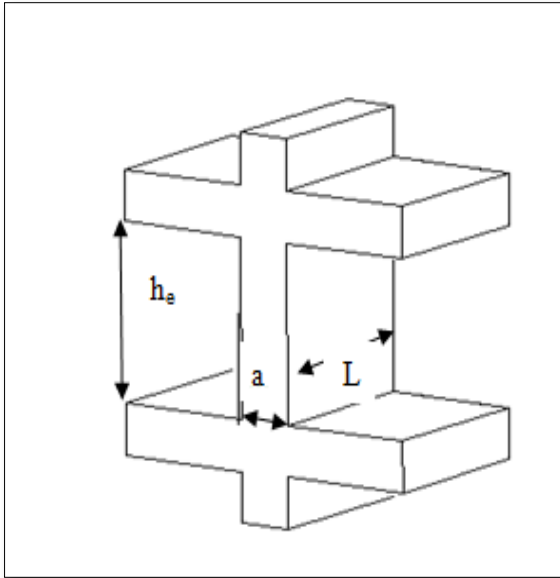


Figure II. 2 : Coffrage des poteaux et des poutres

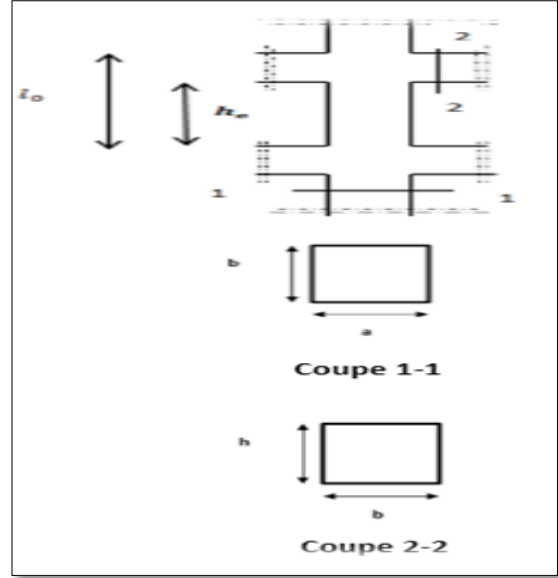


Figure II. 1 : Coupe de voile en

II.1.2/Pré dimensionnement des poutres :

II.1.2.1/définitions :

- D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux en béton armé, coulés sur place, Elles se raccordent continûment aux poteaux, ou d'autres poutres, dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

-Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculés.

II.1.2.2/ pré dimensionnement :

-D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

➤ La hauteur h : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

➤ La largeur b : $0,4 h \leq b \leq 0,8h$

Avec :

- L: distance entre axe de poteaux et on prend la plus grande portée
- h : hauteur de la poutre.

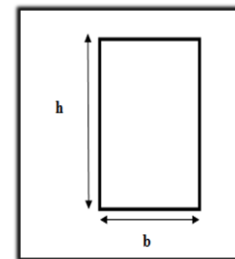


Figure II. 31 : les dimensions de la section de la poutre

II.1.2.2.1/ les poutres principales :

Les blocs	Les poutres principales	Les dimensions (bxh) [cm]
B1.1, B2.1	PP1	30x45
B1.2, B2.2	PP2	30X50
B1.3, B2, 3	PP3	30x45
B3	PP4	40X75
B4	PP5	40X60
	PP6	40X140

Tableau II. 2 : les dimensions des poutres principales

II.1.2.2.2/ les poutres secondaires :

Les blocs	Les poutres secondaires	Les dimensions (bxh) [cm]
B1.1, B2.1	PS1	30x40
B1.2, B2.2	PS2	30X40
B1.3, B2, 3	PS3	30x40
B3	PS4	40X45
B4	PS5	40X45

Tableau II. 3 : les dimensions des poutres principales

II.1.2.3/Vérification des conditions d'après le R.P.A99 :

Les blocs	Le type de poutre	b (cm)	h (cm)	h/b	b \geq 25cm	h \geq 30cm	h/b < 4
B1.1	Poutre principale	30	45	1,5	C.V	C.V	C.V
	Poutre secondaire	30	40	1,33	C.V	C.V	C.V
B1.2	Poutre principale	30	50	1,67	C.V	C.V	C.V
	Poutre secondaire	30	40	1,33	C.V	C.V	C.V
B1.3	Poutre principale	30	50	1,67	C.V	C.V	C.V
	Poutre secondaire	30	40	1,33	C.V	C.V	C.V
B2.1	Poutre principale	30	45	1,5	C.V	C.V	C.V
	Poutre secondaire	30	40	1,33	C.V	C.V	C.V
B2.2	Poutre principale	30	50	1,67	C.V	C.V	C.V
	Poutre secondaire	30	40	1,33	C.V	C.V	C.V
B2.3	Poutre principale	30	50	1,67	C.V	C.V	C.V
	Poutre secondaire	30	40	1,33	C.V	C.V	C.V
B3	Poutre principale	40	75	1,67	C.V	C.V	C.V
	Poutre secondaire	30	40	1,33	C.V	C.V	C.V
B4	Poutre principale	40	60	1,5	C.V	C.V	C.V
		40	140	3,5	C.V	C.V	C.V
	Poutre secondaire	40	45	1,13	C.V	C.V	C.V

Tableau II. 4 : vérifications des conditions de l'RPA

II.1.3/Pré dimensionnement des poteaux :

- Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité qui doit satisfaire les conditions imposées par le RPA99/V2003 et le BAEL99 ((1.1), (1.2), (1.3)).

II.1.3.1/Pré-dimensionnement de section du Poteau le plus sollicité :

II.1.3.1.1/ Bloc 1, Bloc 2 :

* **B1.1 ; B2.1:**

- Poteaux de rez-de-chaussée :
- Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité S1 :

$$S=A \times B$$

$$S1=3.025 \times 4,725 \\ =14,293$$

$$S1=14,293 \text{ m}^2$$

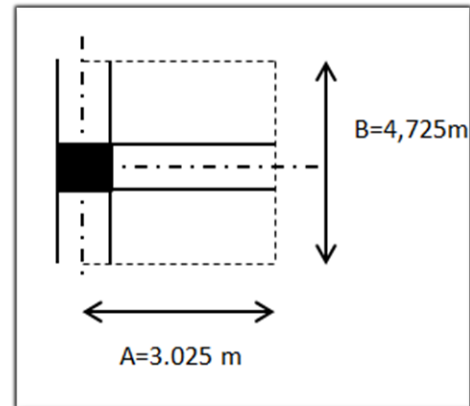


Figure II. 4 : section de poteau le plus sollicité de bloc B 1.1 et B2.1

- calcul l'effort normal ultime N_u :

$$N_u = Q \times S1 \times n$$

-Q : la charge moyenne de plancher.

On suppose une charge moyenne de 10 kn/m^2

Donc $Q = 10 \text{ kn/m}^2$.

- S1 : surface supporté par le poteau le plus sollicité.

-n : nombre d'étage. $\longrightarrow n=3$

$$N_u = 10 \times 14,293 \times 3 \\ =428,79$$

$$N_u = 428,79 \text{ kn}$$

- Calcul la section réduit B_r :

Selon BAEL 91la section réduit est calculé par la formule suivante :

$$B_r \geq \frac{K \times \beta \times N_u}{\theta \times \frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{A}{B_r} f_e}$$

- $K=1$: facteur correcteur, les charges étant appliquées après 90jours.

- β =coefficient de correction dépend de l'élanement de poteau λ

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \longrightarrow \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

D'où $\beta = 1,2$

- $\theta = 1$: facteur de durée d'application des charges.

- $f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \\ \gamma_b = 1,5 \text{ (coefficient de sécurité de béton)} \end{array} \right.$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

- $F_e = \frac{400}{1,15}$ (1.15 : coefficient de sécurité d'acier)

- $\frac{A}{B_r} = 1/100$ (Pourcentage des armatures).

$$B_r \geq \frac{1,2 \times 428,79 \times 10^{-3}}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{1 \times 400}{1001,15}} \quad \longrightarrow \quad B_r \geq 0,02752$$

-On prend une section de (30× 45) cm

- Tableaux récapitulatif des dimensions choisis pour les autres niveaux de bloc B1.1 et B2.1 :

Niveau	A (cm)	B (cm)	S (m ²)	n	Q (kg/m ²)	β	N_u (kn)	$B_r \geq$	Section choisi (cm)
Rez-de-chaussée	302,50	472,50	14,93	3	10	1,20	428,79	0,0275	(30× 45)
Etage 1	302,50	472,50	14,93	2	10	1,20	285,86	0,0184	(30× 45)
Etage 2	302,50	472,50	14,93	1	10	1,20	142,93	0,0038	(30× 45)

Tableau II. 5 : les dimensions choisis pour les autres niveaux de bloc B1.1 et B2.1

* Tableaux récapitulatif des dimensions choisis pour les blocs B1.2 et B2.2, B1.3 ; B2.3 :

Les blocs	Niveau	A (cm)	B (cm)	S (m^2)	n	Q (kg/m^2)	β	N_U (kn)	$B_r \geq$	Section choisi (cm)
B1.2 ; B2.2	RDC	515	550	28,32	3	10	1,20	849,60	0,055	(40× 40)
	Etage 1	515	550	28,32	2	10	1,20	566,40	0,036	(40 ×40)
	Etage 2	515	550	28,32	1	10	1,20	238,20	0,018	(40 ×40)
B1.3 ; B2.3	RDC	257,50	550	14,16	3	10	1,20	424,87	0,027	(30× 45)
	Etage 1	257,50	550	14,16	2	10	1,20	283,20	0,018	(30 ×45)
	Etage 2	257,50	550	14,16	1	10	1,20	141,60	0,009	(30 ×45)

Tableau II. 6 : les dimensions des poteaux des blocs B1.2, B2.2 et B1.3 B2.3

II.1.3.1.2/Bloc 3 (l'administration) :

Niveau	A (cm)	B (cm)	S (m^2)	n	Q (kg/m^2)	β	N_u (kn)	$B_r \geq$	Section choisi (cm)
Rez-de-chaussée	855,70	855,70	73,22	4	10	1,20	2928,89	0,188	(50× 50)
Etage 1	855,70	855,70	73,22	3	10	1,20	2196,60	0,141	(50 ×50)
Etage 2	855,70	855,70	73,22	2	10	1,20	1464,40	0,093	(50 ×50)
Etage 3	855,70	855,70	73,22	1	10	1,20	732 ,20	0,047	(50× 50)

Tableau II. 7 : les dimensions des poteaux choisis pour le bloc B3

II.1.3.1.3/Bloc 4 (la salle de conférence) :

Niveau	A (cm)	B (cm)	S (m^2)	n	Q (kg/m^2)	β	N_u (kn)	$B_r \geq$	Section choisi (cm)
Rez-de-chaussée	627,50	627,50	39,376	2	10	1,20	787,51	0,0505	(40× 50)
Etage 1	257,50	550	14,16	2	10	1,20	283,20	0,0180	(50 ×140)

Tableau II. 8 les dimensions des poteaux choisir le bloc B4

II.1.3.2/ vérification des conditions du RPA 99 (version 2003) :

Blocs	a (cm)	b (cm)	h_e (m)	$\frac{h_e}{20}$	$\frac{a}{b}$	Min (a, b) ≥		$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$
						25 cm	$\frac{h_e}{20}$	
B1.1	30	45	3,53	0,18	0,67	CV	CV	CV
B1.2	40	40	3,53	0,18	1,00	CV	CV	CV
B1.3	30	45	3,53	0,18	0,67	CV	CV	CV
B2.1	30	45	3,53	0,18	0,67	CV	CV	CV
B2.2	40	40	3,53	0,18	1,00	CV	CV	CV
B2.3	30	45	3,53	0,18	0,67	CV	CV	CV
B3	50	50	3,53	0,18	1	CV	CV	CV
B4 (rez-de-chaussée)	40	50	3,53	0,18	0,80	CV	CV	CV
B4 (étage 1)	50	140	5,04	0,25	0,36	CV	CV	CV

Tableau II. 9 : vérification des conditions du RPA 99

II.1.3.3/vérification du poteau au flambement :

II.1.3.3.1/ : vérification des poteaux des blocs B1.1 B2.1 :

* **B1.1 ; B2.1 :**

- Calcul le moment d'inertie I_X , I_Y :

$$\begin{cases} I_X = \frac{ab^3}{12} = \frac{0,3 \times 0,45^3}{12} = 227812,50 \text{ cm}^4. \\ I_Y = \frac{ba^3}{12} = \frac{0,45 \times 0,3^3}{12} = 101250 \text{ cm}^4. \end{cases}$$

- Le rayon de giration i_X , i_Y :

$$\begin{cases} i_X = \sqrt{\frac{I_X}{a \times b}} = \sqrt{\frac{227812,50}{1350}} = 14,438 \text{ cm} \\ i_Y = \sqrt{\frac{I_Y}{a \times b}} = \sqrt{\frac{101250}{1350}} = 8,660 \text{ cm} \end{cases}$$

- La longueur de flambement L_f : $L_f = 0,7 \times L_0$

Dans notre cas : $L_0 = 3,74$ m (la hauteur sur le plafond).

$$L_f = 0,7 \times 3,74 = 2,618 \text{ m}$$

- L'élanement mécanique λ : $\lambda = \frac{L_f}{i}$

$$\begin{cases} \lambda_X = \frac{L_f}{i_X} = \frac{2,618}{0,1444} = 18,13 \\ \lambda_Y = \frac{L_f}{i_Y} = \frac{2,618}{0,0866} = 30,23 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \lambda_X < 50 & \text{Condition vérifié.} \\ \lambda_Y < 50 & \text{Condition vérifié.} \end{cases}$$

- B1.2 ; B2.2 :
- Calcul le moment d'inertie I_X, I_Y :

$$I_X = I_Y = \frac{ab^3}{12} = \frac{0,4 \times 0,40^3}{12} = 160000 \text{ cm}^4.$$

- Le rayon de giration i_X, i_Y :

$$i_X = i_Y = \sqrt{\frac{I}{a \times b}} = \sqrt{\frac{160000}{1600}} = 10 \text{ cm}$$

La longueur de flambement L_f : $L_f = 0,7 \times L_0$

Dans notre cas : $L_0 = 3,74$ m (la hauteur sur le plafond).

$$L_f = 0,7 \times 3,74 = 2,618 \text{ m}$$

- L'élanement mécanique λ :

$$\lambda_X = \lambda_Y = \frac{L_f}{i} = \frac{2,618}{0,1} = 26,18$$

$$\lambda_X \text{ et } \lambda_Y < 50 \quad \text{Condition vérifié.}$$

II.1.3.3.2 : vérification des poteaux des blocs B1.3, B2.3 ; B3 ; B4 :

-les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Les blocs	a (m)	b (m)	I_X (m ⁴)	I_Y (m ⁴)	i_X (m)	i_Y (m)	L_0 (m)	L_f (m)	λ_X	λ_Y	Vérification
B1.2 ; B2.2	0,40	0,40	0,0021	0,002	0,11	0,11	3,74	2,618	19,71	19,71	C.V
B1.3 ; B2.3	0,30	0,45	0,0023	0,001	0,17	0,09	3,74	2,618	15,40	29,08	C.V
B3	0,50	0,50	0,0052	0,005	0,14	0,14	3,74	2,618	18,70	18,70	C.V
B4	0,40	0,50	0,0042	0,003	0,15	0,11	3,74	2,618	14,45	19,71	C.V
	0,50	1,40	0,114	0,015	0,16	0,15	5,24	3,668	22,93	24,53	C.V

Tableau II. 10 : vérification des poteaux des blocs B1.3, B2.3 ; B3 ; B4 au flambement

II.1.4/pré dimensionnement des voiles :

- -Les voiles sont des éléments principaux porteurs ayant deux dimensions importantes par rapport aux autres, Participent au contreventement de la construction (vent, séisme et Assurent une isolation acoustique entre deux locaux.
- D'après el RPA 99/V2003, La condition suivante doit être vérifiée :

$$L \geq 4a$$

Avec a : est l'épaisseur du voile.

-Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

II.1.4.1/ Bloc 1, Bloc 2, Bloc 3 :

$$h_e = 3,74 - 0,21$$

$$= 3,53 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \longrightarrow a \geq \frac{3,53}{20} \longrightarrow a \geq 17,65$$

en prend :

$a = 20 \text{ cm}$

II.1.4.2/Bloc 4 (la salle de conférence) :

$$h_e = 3,74 - 0,20$$

$$= 3,54 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \longrightarrow a \geq \frac{3,54}{20} \longrightarrow a \geq 17,70$$

On prend :

$a = 20 \text{ cm}$

$$L_{min} = 180 \text{ cm} \geq 80 \text{ cm} \quad \text{condition vérifié}$$

II.1.5/Pré dimensionnement des planchers :

- Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principale est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.
- Dans notre structure on a deux types de plancher.

II.1.5.1/Plancher en corps creux :

- L'épaisseur du plancher h_t est déterminée à partir de la plus grande partie des poutrelles, On va utiliser la formule suivant pour le pré dimensionnement afin de limiter la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

Avec L : la portée maximal d'une poutrelle.

- Les dimensions des plancher de chaque bloc sont représentés dans le tableau suivant :

Les blocs	L _{MAX} (cm)	$h_t \geq$ (cm)	Le choix
B1.1, B2.1	455	20,22	21 cm (16+5)
B1.2, B1.3, B2.3, B2.2	475	21,11	25 cm (20+5)
B3	455	20,25	21 cm (16+5)

Tableau II. 11 : Les dimensions des plancher de chaque bloc

II.1.4.2/dalle pleine :

▲ **Bloc 3 :**

On a adopté une dalle pleine d'épaisseur 15 cm pour le vide sur halle.

▲ **Bloc 4 :**

- Pour un panneau rectangulaire de largeur l_x et de longueur l_y ; le sens de portée est défini par le rapport :

$$\alpha = l_x / l_y$$

- Si ce rapport $\alpha < 0,4$ alors le panneau porte uniquement dans le sens de la petite portée (largeur l_x) ; sinon il porte dans les deux sens.
- dans ce cas on a :

$$l_x = l_y = 705 \text{ cm} \longrightarrow \alpha = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

$0,4 \leq \alpha = 1 \leq 1 \longrightarrow$ Dalle portante dans les deux sens.

-Donc l'épaisseur de plancher est calculer comme suit :

$$h \geq \frac{l_x}{40} \longrightarrow h \geq \frac{705}{40}$$

$$\longrightarrow h \geq 17,63$$

En prend

$h = 20 \text{ cm}$

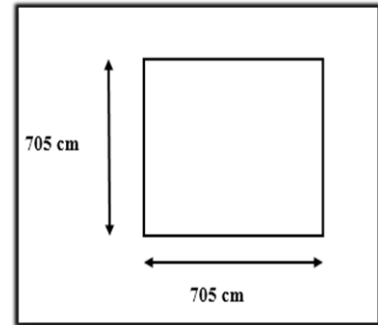


Figure II. 5 : les dimensions de la dalle pleine

II.1.4.3/Les Poutrelles :

- Les poutrelles sont des éléments qui constituent la structure porteuse du plancher reposent à leurs extrémités sur des murs porteurs ou des poutres en béton armé.
- La hauteur de la poutrelle est la même que celle du plancher.
- On a 2 types des poutrelles dans notre ouvrage :

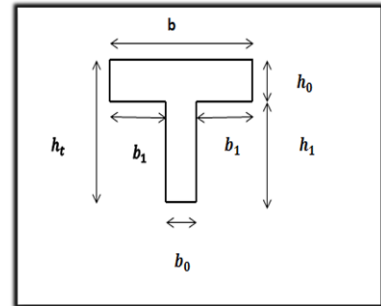


Figure II. 6 : les dimensions de la poutrelle

	b	b₀	h₀	b₁	h₁	h_t
Type 1	65 cm	12 cm.	5 cm.	26,50	16 cm	21cm
Type 2	65 cm	12 cm	5 cm	26,50	20 cm	25 cm

Tableau II. 12 : les types des poutrelles

II.2/La descente des charges :

II.2.1/Introduction :

- La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations.
- On utilisant le document technique réglementaire charge et surcharge, et le règlement BAEL91 modifié 99.

II.2.2/La descente de charge des plancher :

II.2.2.1 /Plancher terrasse (non accessible) :

II.2.2.1.1/ Charges permanentes (G) :

-Elles résultent du poids propre des éléments porteurs ou non porteurs.

* **B1.1, B2.1** :

N°	Désignations	Ep (cm)	Poids volumique (KN/ m ³)	Poids surfacique (KN/ m ²)
1	Protection en gravillon	6	17	1,02
2	Etanchéité multicouche	2	/	0,12
3	Forme de pente	10	22	2,2
4	Isolation thermique (polystyrène)	4	5	0,2
5	Plancher corps creux	16+5	/	3,00
6	Enduit ciment	1	20	0,20
7	Enduit en plâtre	1	10	0,10
				6,84 KN/ m ²

Tableau II. 13 : La descente des charges des blocs B1.1 et B2.1

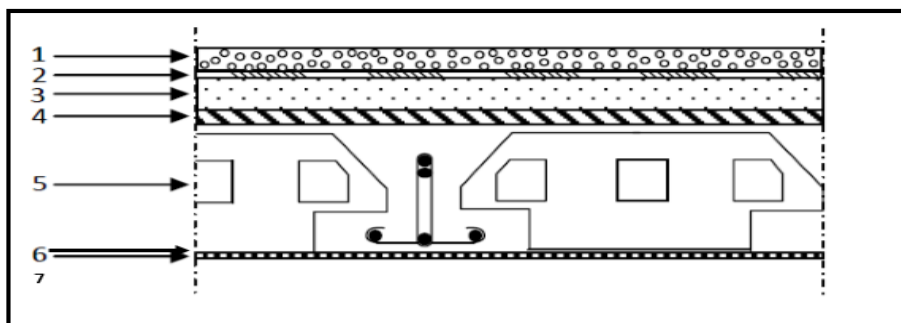


Figure II. 2 : les éléments de plancher terrasse a corps creux

* **B1.2 ; B1.3 ; B2.2 ; B2.3 :**

N°	Désignations	Ep (cm)	Poids volumique (KN/ m ³)	Poids surfacique (KN/ m ²)
1	Protection en gravillon	6	17	1,02
2	Etanchéité multicouche	2	/	0,12
3	Forme de pente	10	22	2,2
4	Isolation thermique (polystyrène)	4	5	0,2
5	Plancher corps creux	20+5	/	3,35
6	Enduit ciment	1	20	0,20
7	Enduit en plâtre	1	10	0,10
				7,19 KN/ m ²

Tableau II. 14 : La descente des charges des blocs B1.2, B2.2, B1.3, B2.3

* **Bloc 3 :**

N°	Désignations	Ep (cm)	Poids volumique (KN/ m ³)	Poids surfacique (KN/ m ²)
1	Protection en gravillon	6	17	1,02
2	Etanchéité multicouche	2	/	0,12
3	Forme de pente	10	22	2,2
4	Isolation thermique (polystyrène)	4	5	0,2
5	Plancher corps creux	16+5	/	3,00
6	Enduit ciment	1	20	0,20
7	Enduit en plâtre	1	10	0,10
				6,84 KN/ m ²

Tableau II. 15 : La descente des charges de bloc B3

* **Bloc 4 :**

- **Dalle pleine :**

N°	Désignations	Ep (cm)	Poids volumique (KN/ m ³)	Poids surfacique (KN/ m ²)
1	Protection gravillon	6	17	1,02
2	Etanchéité multicouche	2	/	0,12
3	Forme de pente	10	22	2,2
4	Isolation thermique	4	5	0,2
5	Dalle pleine (20 cm)	20	25	5
6	Enduit en plâtre	2	10	0,20
				8,74 KN/ m ²

Tableau II. 16 : la descente des charges de bloc B4

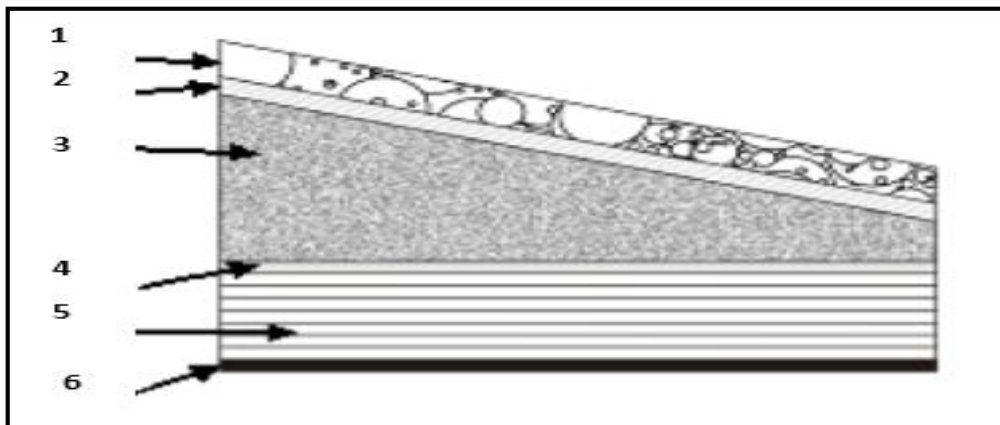


Figure II. 3 : les éléments de plancher terrasse des dalles pleines

II.2.2.1.2/ Charges d'exploitations (Q) :

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

II.2.2.2/Plancher étage courant et RDC :

II.2.2.2.1/ Charges permanentes (G) :

* B1.1, B2.1 :

N°	Désignations	Ep (cm)	Poids volumique (KN/ m ³)	Poids surfacique (KN/ m ²)
1	carrelage	2	17	0,44
2	Mortier de pose	2	/	0,40
3	Sable fin	2	22	0,36
4	Plancher corps creux	16+5	/	3,00
5	Enduit de plâtre	2	10	0,20
6	cloison	10	/	0,90
				5,30 (KN/ m ²)

Tableau II. 17 : La descente des charges des blocs B1.1 et B2.1

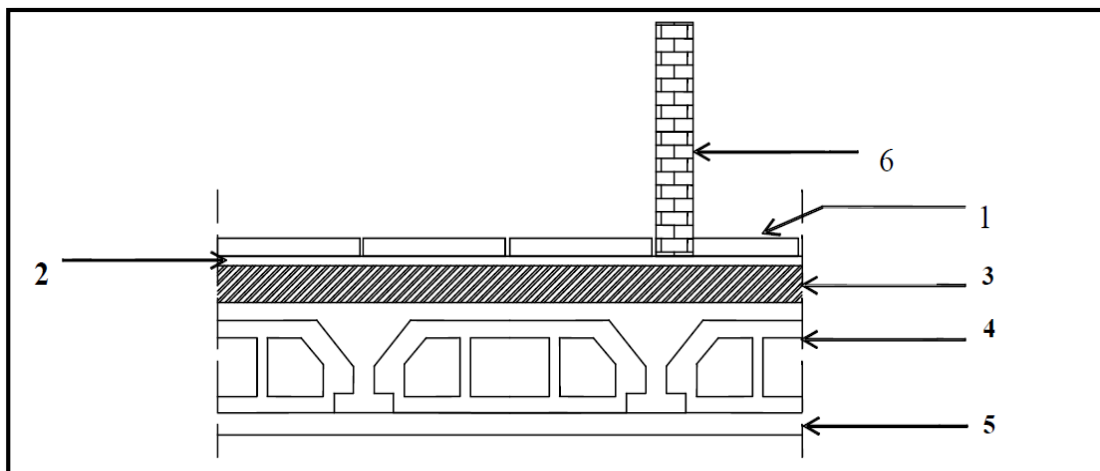


Figure II. 4 : les éléments de plancher étage a corps creux

* **B1.2 ; B1.3 ; B2.2 ; B2.3 :**

N°	Désignations	Ep (cm)	Poids volumique (KN/ m ³)	Poids surfacique (KN/ m ²)
1	carrelage	2	17	0 ,44
2	Mortier de pose	2	/	0,40
3	Sable fin	2	22	0,36
4	Plancher corps creux	20+5	/	3,35
5	Enduit de plâtre	2	10	0,20
6	cloison	10	/	0 ,90
				5,65 (KN/ m ²)

Tableau II. 18 : La descente des charges des blocs B1.2, B2.2, B1.3, B2.3

* **Bloc B3 :**

N°	Désignations	Ep (cm)	Poids volumique (KN/ m ³)	Poids surfacique (KN/ m ²)
1	carrelage	2	17	0 ,44
2	Mortier de pose	2	/	0,40
3	Sable fin	2	22	0,36
4	Plancher corps creux	16+5	/	3 ,00
5	Enduit de plâtre	2	10	0,20
6	cloison	10	/	0 ,90
				5,30 (KN/ m ²)

Tableau II. 19 : la descente des charges de bloc B3

* **bloc 4 :**

N°	Désignations	Ep (cm)	Poids volumique (KN/ m ³)	Poids surfacique (KN/ m ²)
1	Carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Dalle pleine	20	25	5
5	Enduit en ciment	2	22	0,44
6	Cloisons intérieures	10	10	1
				7,64 (KN/ m²)

Tableau II. 20 : la descente des charges de bloc B4

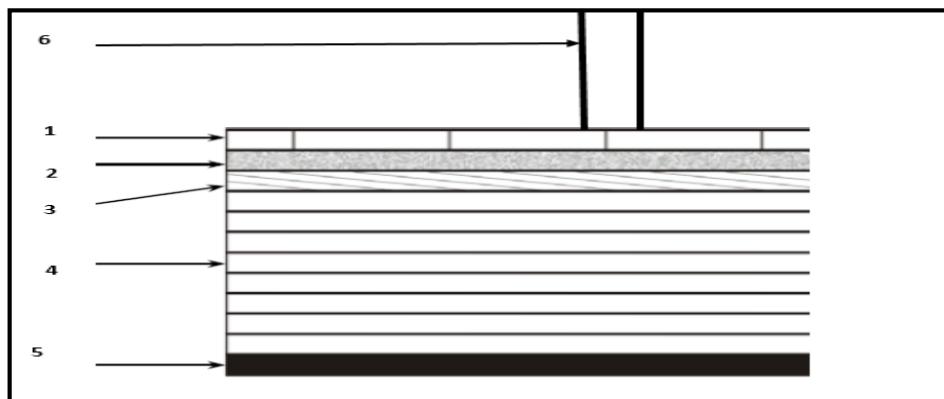


Figure II. 5 : les éléments de plancher étage des dalles pleines

II.2.2.2.2/ Charges d'exploitations (Q) :

- ◆ Elles résultent de l'utilisation et de l'exploitation de l'ouvrage, Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble.
- ◆ Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR.C2.2 (charges et surcharges).

BLOCS	Niveaux	Nature de local	La charge Q (KN /m ²)
B1.1, B2.1	RDC, les étages courants.	sanitaire	2,5
		Escalier	4
B1.2	RDC	Laboratoire	2,5
	Etage 1	Salle, bureau	2,5
	Etage 2	salle	2,5
B1.3	RDC, Etage 1, Etage 2	escalier	4
		bureau	2,5
B2.2	RDC, Etage 1, Etage 2	Salles TD	2,5
B2.3	RDC	chaufferie	2,50
		escalier	4
	Etage 1	escalier	4
		archive	2,50
	Etage 2	escalier	4
		bureau	2,50
B 3	RDC	Local technique	2,5
		WC	2,50
		Halle d'attend	2,50
	Etage 1	Local technique	2,5
		bureaux	2,50
		Salle de réunion	4
		Sanitaire	2,50
		Cafétéria	2,50
		Salle de commission	2,50
	Etage2	archive	6
		bureaux	2,5
		Halle	2,5
		sanitaire	2,5
	Etage 3	archive	6
		Bureaux	2,50
sanitaire		2,50	
halle		2,50	
B 4	Etage 1	Salle de conférence	4

Tableau II. 21 : les charges d'exploitations des locaux

II.2.3/ la descente des charges de la maçonnerie :

II.2.3.1/Mur extérieur (double parois) :

Charge permanente (G) :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/ m ³)	Charge (Kn/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	20	0.4
2	Briques creuses	0.10	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuses	0.15	13	1.3
5	Enduit en plâtre	0.015	14	0.21

Tableau II. 22 : les charges permanentes des murs double parois

Donc :

$$G=2.81\text{Kn/m}$$

II.2.3.2/ Mur intérieur (Simple parois) :

Charge permanente (G) :

N°	Désignations	Ep (cm)	Poids volumique (KN/ m ³)	Poids surfacique (KN/ m ²)
1	Enduit en plâtre	0.015	14	0.21
2	Briques creuses	0.10	9	0.9
3	Enduit en plâtre	0.015	14	0.21

Tableau II. 23 : les charges permanentes des murs simple parois

Donc :

$$G=1.32\text{Kn/m}$$

II.2.4/Evaluation des charges et surcharges pour l'escalier :

-On à deux types d'escaliers chaque escalier comporte 3 volées.

-Les volées 1 et 3 sont symétriques, donc ils ont la même descente des charge :

II.2.4.1/La descente des charges des paliers :

* Les charges permanentes G :

* Type1 et 3 :

Désignation	Epaisseur (m)	Le poids (Kn/ ml)	Le poids (Kn/ ml)
Poids propre	0,12	$0,12*25*1,85$ ml	5.55 KN/ml
carrelage	0,02	$0,02*20*1.85*1$ ml	0,74KN/ ml
Mortier de pose	0,02	$0,02*22*1.85*1$ ml	0,814KN/ml
Sable fin de pose	0,02	$0,02*17*1.85*1$ ml	0,629 KN/ml
Enduit de ciment	0,02	$0,02*1,8*22*1$ ml	0,79KN/ml
			$G_{total}=8.547$ KN/ml

Tableau II. 24 : les charges permanentes de palier types 1,3

* Type 2 :

Désignation	épaisseur	Le poids (Kn/ ml)	Le poids (Kn/ ml)
Poids propre	0,12	$0,12*25**1,60$ ml	4,8KN/ml
carrelage	0,02	$0,02*20*1.60*1$ ml	0,64 KN/ ml
Mortier de pose	0,02	$0,02*22*1.60*1$ ml	0,704 KN/ml
Sable fin de pose	0,02	$0,02*17*1.60*1$ ml	0,544KN/ml
Enduit de ciment	0,02	$0,02*1,60*22*1$ ml	0,70KN/ml
			$G_{total}=7,217$ KN/ml

Tableau II. 25 : les charges permanant de palier type 2

❖ les Charges d'exploitation Q :

* type 1, 3 :

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2 = 2.5 * 1.85 = 4,625 \text{ KN/ ml.}$$

* type 2 :

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2 = 4 * 1,60 = 6,4 \text{ KN/ ml.}$$

II.2.4.2/La descente des charges des pailles :

❖ Les charges permanentes G :

* Type1 et 3 :

Désignation	Epaisseur (m)	Le poids (Kn/ ml)	Le poids (Kn/ ml)
Poids propre	0,12	$0,12*25*1,85*1/\cos\alpha_1$	6,61KN/ml
poids de la marche	0,17	$0,17/2*1,85*25*1\text{ml}$	3,93 KN/ml
Sable de pose	0,02	$0,02*17*1,85*1\text{ml}$	0,629 KN/ ml
Mortier de pose horizontal	0,02	$0,02*22*1,85*1\text{ml}$	0,814KN/ml
Mortier de pose vertical	0,02	$0,02*22*1,85*1\text{ml}$	0,814KN/ml
Carrelage horizontal	0,02	$0,02*20*1,85*1\text{ml}$	0,74KN/ ml
Carrelage vertical	0,02	$0,02*20*1,85*1\text{ml}$	0,74KN/ml
Enduit de ciment	0,02	$0,02*22*1,85*1/\cos\alpha_1$	0,969KN/ml
			G=15,25KN/ml

Tableau IV. 26 : les charges permanent de paille -type 1, 3

* Type 2 :

Désignation	Epaisseur(m)	Le poids (Kn/ ml)	Le poids (Kn/ ml)
Poids propre	0,10	$0,12*25*1,60*1/\cos\alpha_2$	5,80KN/ml
poids de la marche	0,17	$0,17/2*1,60*25*1\text{ml}$	3,4 KN/ml
Sable de pose	0,02	$0,02*17*1,60*1\text{ml}$	0,54KN/ ml
Mortier de pose horizontal	0,02	$0,02*22*1,60*1\text{ml}$	0,704KN/ml
Mortier de pose vertical	0,02	$0,02*22*1,60*1\text{ml}$	0,704KN/ml
Carrelage horizontal	0,02	$0,02*20*1,60*1\text{ml}$	0,64KN/ ml
Carrelage vertical	0,02	$0,02*20*1,60*1\text{ml}$	0,64KN/ml
Enduit de ciment	0,02	$0,02*22*1,60*1/\cos\alpha_2$	0,851KN/ml
			G=13,33KN/ml

Tableau IV. 27 : les charges permanent de paille –type 2

❖ **les Charges d'exploitation Q :**

* **type 1, 3 :**

$$Q=4\text{KN}/\text{m}^2=2.5*1.85=4.625 \text{ KN/ ml.}$$

* **type 2 :**

$$Q=4\text{KN}/\text{m}^2=4*1.60=6,4 \text{ KN/ ml.}$$

III.1/Introduction :

- Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.
- Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux comme L'acrotère les escaliers et des planchers.
- On a utilisé dans les calculs le logiciel sap2000 comme une moyenne Pour la détermination des sollicitations.

III.2/ Etude de l'Acrotère :

- L'acrotère est sollicité à la flexion composée sous l'action verticale de son poids propre G et l'action horizontale due à la charge d'exploitation Q, il est calculé comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

III.2.1/Evaluation des charges :

III.2.1.1/ Poids propre de l'acrotère :

$$W_p = G = 25 \times S$$

- W_p : poids propre considéré comme un effort de compression.
- S : la surface de l'acrotère.

$$G = [(0,6 \times 0,1) + (0,03 \times 0,1) + \frac{1}{2} (0,07 \times 0,1)] \times$$

$$250,1] \times 25$$

$G = 1,6625 \text{ kn/ml}$

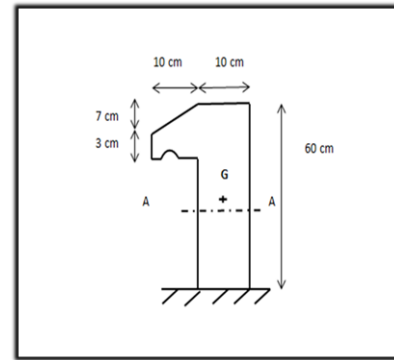


Figure II. 1 : les dimensions de l'acrotère

III.2.1.1/ Charge d'exploitation :

-Le RPA exige et impose l'application de la force horizontale F_p pour le calcul des éléments de la structure secondaire.

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

- D'après de RPA 99 v.2003 :
- A : coefficient d'accélération des zones : $A=0,12$.
- C_p : facteur de force horizontale : $C_p=0,8$.

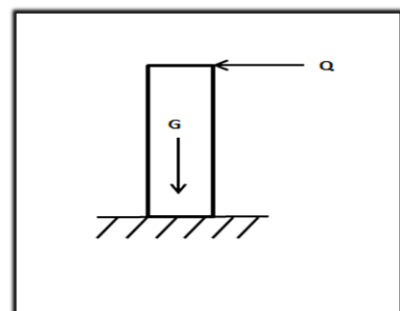


Figure II. 2 les charges appliquées sur l'acrotère

Donc $F_p = 4 \times 0,12 \times 0,8 \times 1,6625 = 0,6384 \text{ kn/ml}$

III.2.2/ Calcul des sollicitations :

- L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher. Le calcul se fait par rapport à une bande de 1 ml.

➤ ELU :

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

$$M_u = 1,5 \times (Q \times L)$$

$$M_u = 0,575 \text{ Kn.m}$$

$$N_u = 1,35 G$$

$$N_u = 2,244 \text{ KN}$$

➤ ELS :

$$M_s = M_G + M_Q$$

$$\text{avec } M_G = 0$$

$$M_s = (Q \times L)$$

$$M_s = 0,381 \text{ Kn.m}$$

$$N_s = G$$

$$N_s = 1,663 \text{ KN}$$

III.2.3/calcul de l'excentricité :

- C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité de la section considéré :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,575}{2,244} = 0,256 \text{ m} \quad , \quad \frac{h}{6} = \frac{0,10}{6} = 0,017 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad e > \frac{h}{6}$$

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

III.2.4/Détermination du ferrailage :

ELU :

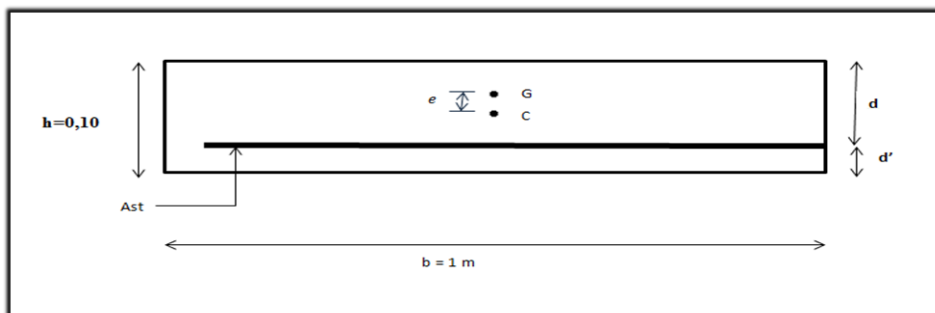


Figure III. 3 : la section de calcul de l'acrotère

- **d** : la distance séparant la fibre la plus comprimé et les armatures inferieures.
- **d'** : la distance entre l'armature inferieur et la fibre la plus tendue.

- e_a : La distance entre c et les armateurs.

$$\begin{cases} d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,1 = 0,09 \text{ m.} \\ d' = h - d = 0,6 - 0,09 = 0,51 \text{ m.} \end{cases}$$

∩ Le moment de flexion fictif M_a :

$$M_a = N_u \times e_a$$

$$e_a = e + \left(\frac{h}{2} - d'\right) = 0,256 + (0,05 - 0,01)$$

$$\text{Donc : } M_a = 2,244 \times 0,234 = 0,664 \text{ Kn.m}$$

$$e_a = 0,296 \text{ m}$$

$$M_a = 6,64 \cdot 10^{-4} \text{ MN.m}$$

∩ Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{6,641 \cdot 10^{-4}}{1 \times 0,09^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 5,786 \cdot 10^{-3} < \mu_R = 0,392$$

➡ La section est simplement armée, donc il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures comprimées c'est-à-dire $A_{sc} = 0$.

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_a}{Z} - N_u \right]$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha)$$

$$\text{On a : } \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 7,254 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Donc } Z = 0,09 (1 - 0,4 \times 7,254 \cdot 10^{-3}) = 0,0897 \text{ m}$$

$$Z = 0,0897 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{1}{348} \left[\frac{6,64 \cdot 10^{-4}}{0,0897} - 2,244 \cdot 10^{-3} \right]$$

$$A_{st} = 0,15 \text{ cm}^2$$

➡ Faible section -Donc A_{st} est pris selon la formule de non fragilité.

∩ Condition de non fragilité :

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

$$A_{st} \min \geq 1,086$$

-Donc le ferrailage choisi est :

$$A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (4T8)}$$

L'espace :

$$e \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) \longrightarrow e \leq 20 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}$$

∞ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Donc on adopte : } A_r = 1,51 \text{ cm}^2 \text{ (3T8)}$$

ELS :

∞ Vérification des contraintes :

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

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} & ; \sigma_{st} = n \left(\frac{M_{se}}{I} \right) (d - x) \\ \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} & ; \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ Mpa} \end{cases}$$

◆ Remarque :

∞ L'acrotère peut être alternativement émergé ou noyée en eau de pluie donc la fissuration préjudiciable. (Article B2.4 BAEL99)

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,381}{1,663} = 0,23 \text{ m} \quad \boxed{e = 0,23 \text{ m}}$$

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

$$e_1 = \frac{e_1 - q}{p} \longrightarrow e_1 = \sqrt[3]{-pe_1 - q}$$

$$P = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \left(\frac{6n \times A_{st}}{b}\right) \times \left(e - \frac{h}{2} + d\right) \quad \boxed{P = -0,0923 \text{ m}^2}$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \left(\frac{6n \times A_{st}}{b}\right) \times \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2 \quad \boxed{q = 0,01034 \text{ m}^3}$$

∞ Calcule e_1 par la Méthode des itérations successives :

$$e_1 = \sqrt[3]{-pe_1 - q}$$

$$e_1 = 0,205 \text{ m}$$

$$X = \frac{0,10}{2} + 0,205 - 0,23$$

$$X = 0,025 \text{ m}$$

∞ Le moment d'inertie :

$$S = \frac{bx^2}{2} - n \times Ast(d-x)$$

$$S = 1,165 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

∞ vérifications des contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{S} = \frac{1,663 \cdot 10^{-3} \times 0,025}{1,165 \cdot 10^{-4}} = 0,357 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st} = n - \frac{N_s(d-d')}{S} = 15 - \frac{1,663 \cdot 10^{-3}(0,09-0,01)}{1,165 \cdot 10^{-4}} = 13,858 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min(2 / 3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) = \min(266,66 \text{ Mpa} ; 201,63 \text{ Mpa}) = 201,63 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

→ La section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

❖ Vérification au cisaillement :

$$\overline{\tau}_u = \min(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}) = \min(2,5 ; 4 \text{ Mpa})$$

$$\overline{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bxd} \quad \text{avec} \quad T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 0,638 = 0,957 \text{ kn}$$

$$\tau = \frac{0,957}{1 \times 0,09} = 10,633 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 10,633 \text{ Mpa}$$

$$\tau \leq \overline{\tau}_u \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

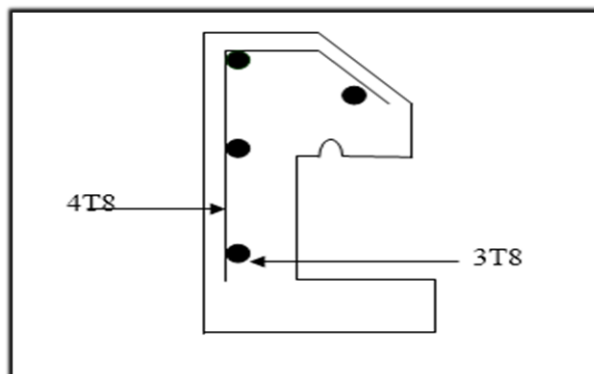


Figure III. 4 : Ferrailage de l'acrotère

III.3/ étude des escaliers :

- Un escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre. L'escalier est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

III.3.1/Etude de l'escalier type 1 :

III.3.1.1/Dimensionnement :

III.3.1.1.1/ calcul les marches et les contres marches :

- Pour dimensionner des marches 'g' et contre marche 'h', on utilise généralement la formule de BLONDEL :

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

Sachant que :

∞ h : la hauteur verticale entre deux marches « contre marche ».

∞ G : la distance horizontale entre deux contre marche « giron ».

Avec : $14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$.

$28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm}$.

On prend: $h=17 \text{ cm}$ $G=30 \text{ cm}$

➤ Le nombre de marche m :

$$m = \frac{H}{17} \quad \text{Avec} \quad h : \text{ hauteur libé d'étage}$$

$$\text{Donc } m = \frac{H}{17} = \frac{3.74}{17} = 22$$

➤ Le nombre de contre marche N :

$$N = m - 1 \Rightarrow N = 22 - 1 = 21 \text{ marches.}$$

- Les salles des cours étudiées dans ce projet sont réalisées par deux types d'escalier qui ont une forme géométrique similaire mais les distances sont variables.

Les volées	m	N
<p>Volée 1</p>	7	8
<p>Volée 2</p>	5	6
<p>Volée 3</p>	7	8

Tableau III. 1 : les marches et les contres marches des volées

III.3.1.1.2/ Calcul de la longueur de la ligne de foulée :

L : La longueur de la ligne de la foulée.

$$L_1 = (n_1 - 1) \times g \Rightarrow L_1 = (8 - 1) \times 0.30 \Rightarrow L = 2.10\text{m.}$$

$$L_2 = (n_2 - 1) \times g \Rightarrow L_1 = (6 - 1) \times 0.30 \Rightarrow L = 1.50\text{m.}$$

$$L_3 = (n_3 - 1) \times g \Rightarrow L_3 = (8 - 1) \times 0.30 \Rightarrow L = 2.10\text{m}$$

III.3.1.1.3/Calcul de l'inclinaison de la pailleasse :

Volée 1 :

$$\alpha_1 = \arctg \frac{1.36}{2.10} = 32.92^\circ.$$

Volée 2 :

$$\alpha_2 = \arctg \frac{1.02}{1.5} = 34.21^\circ.$$

volée3 :

$$\alpha_3 = \arctg \frac{1.36}{2.10} = 32.92^\circ.$$

III.3.1.1.4/Epaisseur du palier intermédiaire e :

$L/20 \leq e \leq L/15$ avec L : : la longueur de la ligne de foulée.

Type 1 :

$$2.10/20 \leq e_1 \leq 2.10/15 \quad 0.105 \leq e_1 \leq 0.14 \text{ m.}$$

Type 2 :

$$1.5/20 \leq e_2 \leq 1.5/15 \quad 0.075 \leq e_2 \leq 0.10 \text{ m.}$$

En prend

e=12 cm

III.3.1.1.5/Epaisseur de la paillasse :

Type 1 :

$$L/20 \leq e_2 \leq L/15 \quad 10,5 \leq e_2 \leq 14$$

Type 2 :

$$L/20 \leq e_2 \leq L/15 \quad 11,25 \leq e_2 \leq 15$$

En prend

e=12 cm

III.3.1.2/calcul des sollicitations :

III.3.1.2.1/combinaisons des charges :

➤ **Volée 1,3 :**

	Combinaison d'action	Paillasse (KN/ ml)	Palier intermédiaire (KN / ml)
E.L.U	1.35 G + 1.50 Q	31,68	22,63
E.L.S	G + Q	22,65	15,947

Tableau III. 2 : les combinaisons d'action -volées 1, 3

➤ Volée 2

	Combinaison d'action	Paillasse (KN/ml)	Palier intermédiaire (KN/ml)
E.L.U	1.35 G + 1.50 Q	19,34	27,59
E.L.S	G + Q	13,61	19,73

Tableau III. 3 : les combinaisons d'action -volées

III.3.1.2.2 détermination des efforts internes :

➤ volées 1, 3 :

❖ ELU :

▪ Les réactions d'appuis :

$$\sum M / A = 0 \Leftrightarrow - R_B \times 4,95 + 180,43 + 124,74 + 7,70 = 0 \Rightarrow R_B = 63,20 \text{ KN.}$$

$$\sum M / B = 0 \Leftrightarrow - R_A \times 4,95 + 84,714 + 204,57 + 46,39 = 0 \Rightarrow R_A = 67,81 \text{ KN}$$

Vérification

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow 63,20 + 67,81 - (22,63 \times 0,825) - (31,68 \times 2,10) - (22,63 \times 2,025) = 0$$

⇒ $\sum F_v = 0$ condition vérifiée.

▪ Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants :

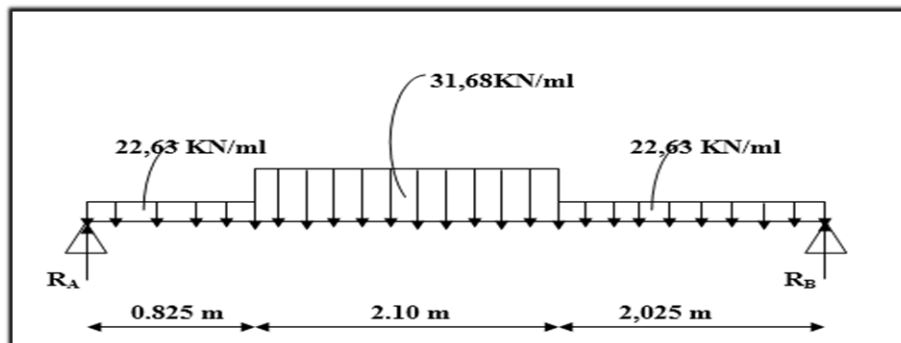


Figure III. 5 : les charges appliquées sur les volées 1,3

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 0,825 \text{ m}$

$$M(x) = R_A \times x - q_u \times x^2 / 2$$

$$M(x) = 67,81 \times x - 11,315 \times x^2 / 2$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ Kn.m ;} \\ M(0,825) = 48,24 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = 0 \Leftrightarrow 67,81 - 22,63 \times x = 0 \Rightarrow x = 3,00 \text{ m}$$

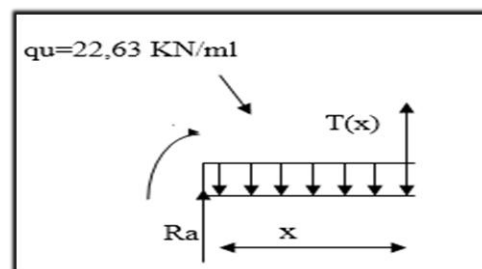


Figure III. 6 : section 1-1

$$= 3.06 \text{ m} \Rightarrow x \notin \{0 ; 0.825\}$$

$$T(x) = R_A - qu \times x = 67,81 - 22,63x$$

$$\begin{cases} T(0) = 67,81 \text{ KN} ; \\ T(0.75) = 49,140 \text{ KN}. \end{cases}$$

- Section 2-2: $0.825 \leq x \leq 2.925 \text{ m}$

$$M(x) = R_B \times x - 22,63 \times 0,825 \times ((0,825/2)$$

$$+ (x-0,825)) - 31,68(x-0,825) \times ((x-0.825)/2$$

$$= 67,81 \times x - 18,67 \times 0.75(x-0,4125) - 15,$$

$$84(x-0.75)^2$$

$$M(x) = -15,84x^2 + 75,27x - 3,0787$$

$$\begin{cases} M(0.825) = 48,23 \text{ Kn.m} ; \\ M(2.925) = 81,56 \text{ Kn.m}. \end{cases}$$

$$M'(x) = 0 \Leftrightarrow 75,27 - 31,68x = 0$$

$$x = 2.37 \text{ m} \Rightarrow M(2.376) = 86,340 \text{ KN}$$

$$T(x) = 67,81 - 22,63 \times 0.825 - (31,68 \times (x-0.825))$$

$$T(x) = 75,27 - 31,68x.$$

$$\begin{cases} T(0,825) = 49,14 \text{ KN} ; \\ T(2.925) = -17,38 \text{ KN}. \end{cases}$$

- Section 3-3 : $0 \leq x \leq 2,025 \text{ m}$

$$M(x) = R_B \times x - qu \times x^2 / 2 = 63,20x - 11,31x^2$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN} ; \\ M(2,025) = 81,60 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$M'(x) = 0 \Leftrightarrow 63,20 - 22,62x = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.78 \text{ m} \Rightarrow x \notin (0 ; 2,025)$$

$$T(x) = -R_B + qu \times x = -63,20 + 22,62x$$

$$\begin{cases} T(0) = -63,20 ; \\ T(1.95) = -17,39 \text{ KN}. \end{cases}$$

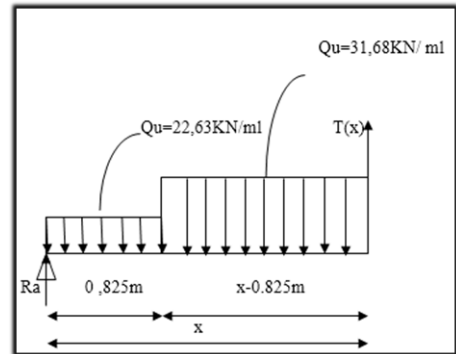


Figure III. 7 : section 2-2

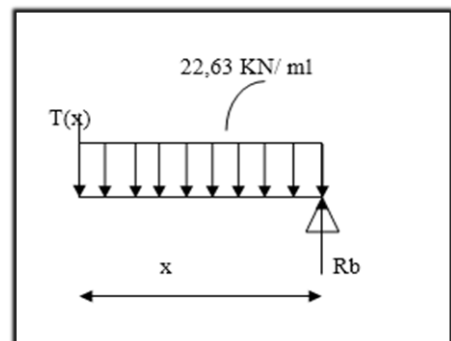


Figure III. 8 : section 3-3

-Diagramme de $M(x)$ et $T(x)$ pour l'escalier type 01 A ELU :

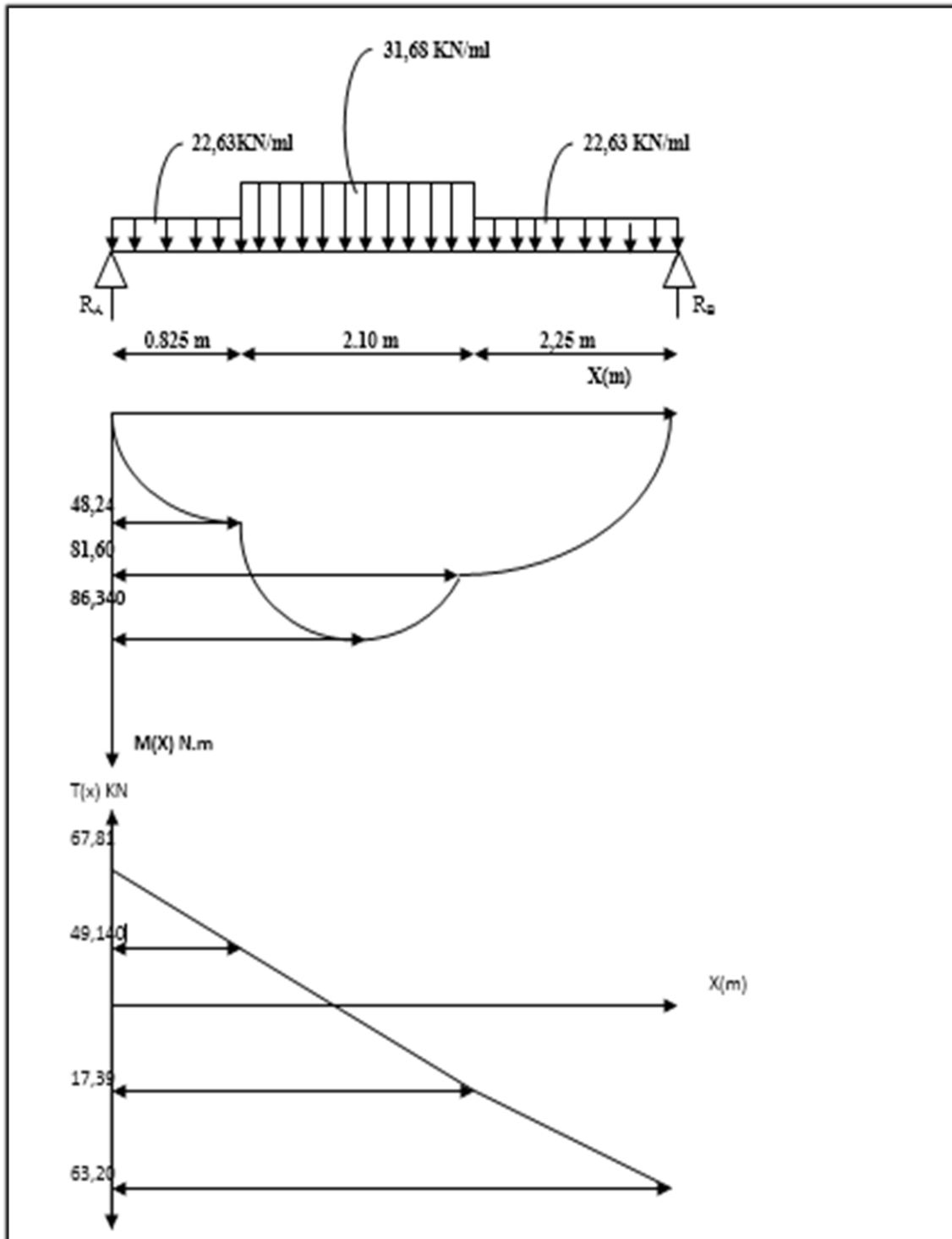


Figure III. 9 : les efforts internes des volées 1 ; 3 a ELU

❖ ELS :

-Par la même méthode de calcul des efforts internes à l'état limite ultime (ELU) on a effectué les calculs à l'ELS :

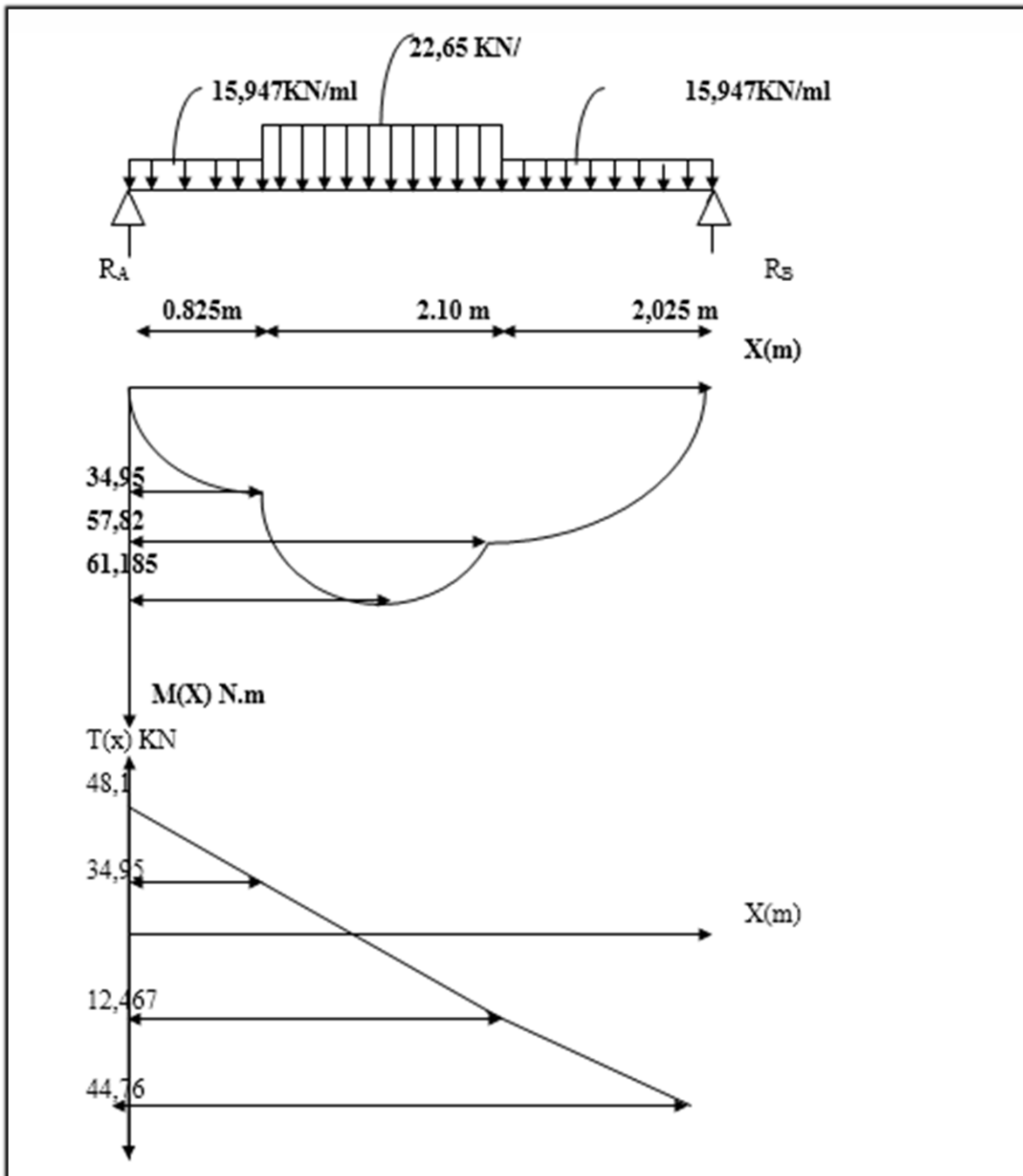


Figure III. 10 : les efforts internes des volées 1 .3 à ELS

➤ Volée 2 :

-les calculs des efforts internes sont représentés dans le tableau suivant :

solllicitations	les combinaisons	
	ELU	ELS
M(Kn.m)	59,52	44,09
T(KN)	35,42	26,24

Tableau III. 4 : les solllicitations de volée 2

III.3.1.3/Détermination du ferrailage :

➤ Volée 1 ,3 :

❖ l'E.L.U. :

▪ En travée :

$$M_u = 0.85 \text{ Max} = 0.85 (86,34 \times 10^{-3})$$

$$\Rightarrow M_u = 0,073 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

◆ Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times 14.17} \Rightarrow \mu = 0.073 /$$

$$1.85 \times (0.108)^2 \times 14.17$$

$\mu_u = 0,24 < 0,392 \Rightarrow$ Pivot A, Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

◆ Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu u}) \Rightarrow \alpha = 0.34$$

◆ Bras de levier :

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow z = 0.108 (1 - 0.4 (0,34)) \Rightarrow Z = 0,09 \text{ m}$$

◆ Section théorique d'armature (Ast) :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_{st} \times z} = [0,073 / 347.82 \times 0.09] \Rightarrow A_{st} = 23,31 \text{ cm}^2$$

◆ Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0.23 b \times d \times f_{tj} / f_e = 0.23 * 1,85 * 0.108 * 2.10 / 400$$

$$\Rightarrow A_{st} \geq 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{min}$$

Donc en prend $A_{st} = 16T14 = 24,64 \text{ cm}^2$.

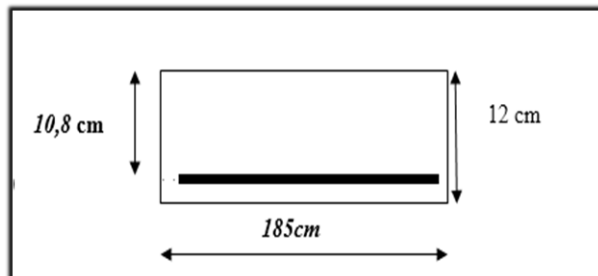


Figure III. 11 : la section de calcul des volées 1 ,3

◆ Armature de répartition :

$$A_r = 24,64/4 = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_r = 8T10 = 6,28 \text{ cm}^2$$

▪ **En appuis :**

$$M_{uA} = 0.5 M_{u \max} = 0.5 (86,34 * 10^{-03}) \Rightarrow M_{uA} = 0.043 \text{ MN.m}$$

▪ Moment ultime réduit

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times 14.17} = 0.043 / 1.8 \times (0.108)^2 \times 14.17$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0.14 < 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

▪ **Position relative de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.35$$

▪ Bras de levier :

$$z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.108 (1 - 0.4(0.35)) \Rightarrow z = 0.09 \text{ m.}$$

▪ Section théorique d'armature (A_{st}):

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_{st} * z} = [0.043 / 347.82 * 0,09]$$

$$\Rightarrow A_{st} = 13,736 \text{ cm}^2$$

Donc en prend : $A_{st} = 10T14 / \text{ml} = 15,39 \text{ cm}^2$

▪ Armature de répartition :

$$A_r = 15,39/4 = 3,847 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_r = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

▪ Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_c} = 0.23 * 1,85 * 0.108 * \frac{2.10}{400}$$

$$\Rightarrow A_{st} \geq 2,4 \text{ cm}^2 \quad \text{c. v}$$

❖ Vérification à l'E.L.S.:

▪ Le type d'escalier se situe dans un local couvert donc ; il est soumis à des fissurations peut nuisibles et par conséquent en ne vérifie que la contrainte dans la section du béton.

▪ Le type d'acier utiliser : Fe E 400, le béton : Ft 28 = 25 MPa.

- Dans ces conditions la vérification des contraintes se simplifiée et devient comme Suit :

$$\alpha \leq (\gamma - 1 / 2) + (F_c 28 / 100) \quad \text{Avec : } \gamma = M_u / M_{ser}$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{86,34}{61,185} = 1,41$$

$$\gamma = 1,41$$

$$\alpha_t = 0.265 \leq (1,41 - 1/2) + (25 / 100)$$

$$\Rightarrow \alpha_t = 0.34 \leq \alpha = 0.445$$

-Puisque l'équation indiquée ci-dessus est vérifiée, il n'est pas nécessaire de vérifiée la contrainte du béton en travée.

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \cdot d} = 67,81 \cdot 10^{-3} / 1,85 \cdot 0,108 \Rightarrow \tau_u = 0.34 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 f_c 28 / \gamma b ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \text{Fissuration non préjudiciable .}$$

$$\Rightarrow 0.2 f_c 28 / \gamma b = 0.2 \cdot 25 / 1.50 = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa .}$$

$$\text{Donc ; } \bar{\tau}_u = 3,33 > \tau_u = 0,34 \Rightarrow \text{C. V}$$

❖ **Vérfications des Armatures longitudinales :**

$$A_{st} = 15,39 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{V_u}{f_e / \gamma_s} = \frac{67,81 \cdot 10^{-3}}{400 / 1,15} = 1,94 \text{ cm}^2 < A_{st} \dots \text{C.V}$$

❖ **Vérification de compression du béton :**

$$T_u = 67,81 \cdot 10^{-3} \text{ Mn, } a = 0,9 \text{ d} = 0,0972 \text{ m}$$

$$0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,0972 \times 1,85 = 1,198 \text{ Mn.}$$

$$V_u = 67,81 \cdot 10^{-3} < 1,198 \dots \text{C.V}$$

➤ **volée 2 :**

sollcitations	les combinaisons		Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal
	ELU	ELS	En travée	En appui	7T10=5.50 cm2
M(Kn.m)	59,52	44,09	6T14=9,24	14T14=21,56	
T(KN)	35,42	26,24	cm2	cm2	

Tableau III. 5 : le ferraila de volée 2

III.3.1.4/Poutre palière :

III.3.1.4.1/Pré dimensionnement :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 600/15 \leq h \leq 600/10$$

$$\Rightarrow 40 \leq h \leq 60$$

On prend $h = 45\text{cm}$

❖ Vérification :

-D'après le R.P.A99version2003 :

$$b \geq 20\text{cm} \quad \Rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots \text{C.V}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow 45\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots \text{C.V}$$

$$h/b < 4 \quad \Rightarrow 1,5 < 4 \dots \text{C.V}$$

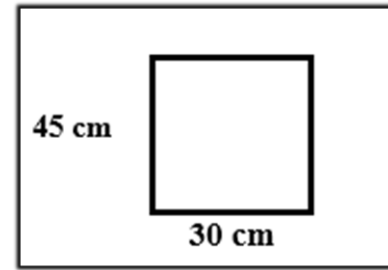


Figure III. 12 : les dimensions de la poutre palière

III.3.1.4.2/Calcul de la charge permanent G :

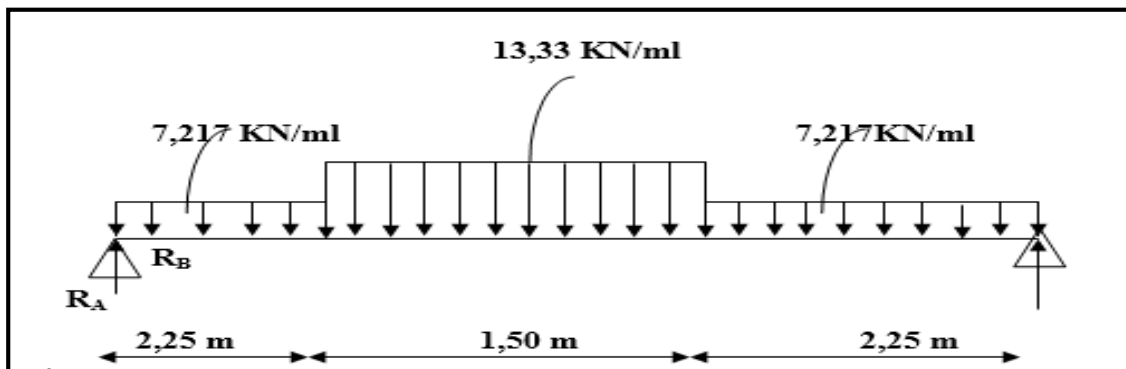


Figure III. 13 : les charges permanent appliquées sur la poutre palière

❖ La partie A :

- Le poids propre $= 25 * 0,3 * 0,45 = 3,37 \text{KN/ml}$.
- La charge de mur double parois $= 2,81(1,02 + 1,36) = 6,68 \text{KN/ml}$.
- La charge d'escalier $((15,25/2) + 7,217) = 14,41 \text{KN/ml}$.

$$G_1 = 3,37 + 6,68 + 14,41 = 24,89.$$

Les parties	Poids propre (kn/ml)	Charge de mur DP (kn/ml)	Charge d'escalier (Kn/ml)	La charge totale (Kn/ml)
B	4,08	4,68	13,33	17,41
C	3,37	3,82	14,84	22,03

Tableau III. 6 : les charges des parties B et C de la poutre palière

IV.3.3.5.3/Charge d'exploitation (Q) :

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

❖ Réaction d'escalier :

pour 1ml on a : $Tu \text{ max} = Rb / (L/2) = 35,42 / (6/2) = 11,80 \text{ KN/ ml}$

III.3.1.4.3/Combinaison d'action :

❖ E.L.U : $Qu = 1.35G + Tu \text{ max}$

$Qu1 = 1,35 * (24,89) + 11,8 = 45,40 \text{ KN/ml.}$

$Qu2 = 1,35 * (17,41) + 11,8 = 35,30 \text{ KN/ml.}$

$Qu3 = 1,35 * (22,03) + 11,8 = 41,54 \text{ KN/ml.}$

❖ E.L.S : $Qs = G + Ts \text{ max}$

$Qs1 = 24,89 + 8,75 = 33,63 \text{ KN/ml.}$

$Qs2 = 17,41 + 8,75 = 26,16 \text{ KN/ml.}$ $Qs3 = 22,03 + 8,75 = 30,78 \text{ KN/ml.}$

III.3.1.4.4/Les efforts internes :

	ELU	ELS
M(Kn.m)	178.83	132,50
T(KN)	127.00	94,09

Tableau III. 7 : les efforts internes de la poutre palière

III.3.1.4.5/Détermination de ferrailage :

Ast calculé		Ferrailage choisie		Ar calculé		Ferrailage choisie	
Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
6,19 cm ²	12,48 cm ²	6T12 = 6,79 cm ²	9T14=13,85 cm ²	1,697cm ²	3,46 cm ²	2T12 = 2,26cm ²	3T14= 4,62 cm ²

Tableau III. 8 : le ferrailage de la poutre palière

III.3.2/Etude d'escalier type 2 :

Les charges appliquées sur chaque palier sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Les types	Epaisseur de palier	Epaisseur de paillasse	G palier	G paillasse	La charge d'exploitation
Type 1	15cm	15cm	8,832	15,61	6,9
Type 2	14 cm	12 cm	9,21	14,83	7,2
Type 3	15 cm	15cm	8,832	15,61	6,9

Tableau III. 9 : le chargement des volées d'escalier 2

III.3.2.1/Dimensionnement et chargement :

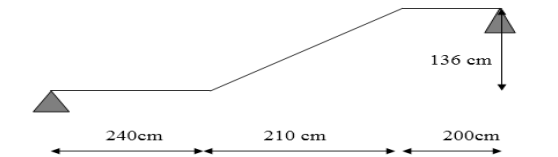
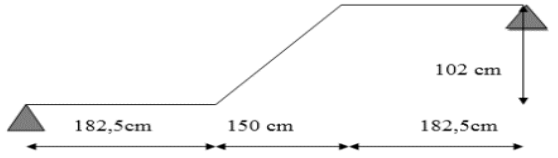
Les volées	m	N
volée 1 ; 3 	7	8
volée 2 	5	6

Tableau III. 10 : les marche et le les contres marches

III.3.2.2/détermination des efforts internes et calcul de ferrailage :

sollicitations	les combinaisons		Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal
	ELU	ELS	En travée	En appui	
M(Kn.m)	143,61	102,33	16T16=32,16	7T14=21,56	6T14=9,24 cm2
T(KN)	82,59	58,68	cm2	cm2	

Tableau III. 11 : le ferrailage d'escalier 2

III.3.2.3/Poutre palière :

III.3.2.3.1/Les efforts internes et les moments fléchissant :

sollicitations	ELU	ELS
M(Kn.m)	191,38	139,42
T(KN)	153,67	111,88

Tableau III. 12 : les sollicitations de la poutre palière

III.3.2.3.2/Détermination de ferrailage :

Ast calculé (cm ²)		Ferrailage choisie (cm ²)		Ar calculé (cm ²)		Ferrailage choisie (cm ²)	
Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
6,91 cm ²	13,33	7T12	9T14=13,6	1,98	3,46	2T12 = 2,26	3T14= 4,62

Tableau III. 23 : le ferrailage de la poutre palière d'escalier 2

III.4/Etude des Planchers à corps creux :

III.4.1/Introduction :

- Les planchers sont des aires planes de la structure capables de reprendre les Charges verticales, assurant la double fonction : Celle de la résistance et Celle d'isolation thermique et acoustique.
- On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage, donc Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

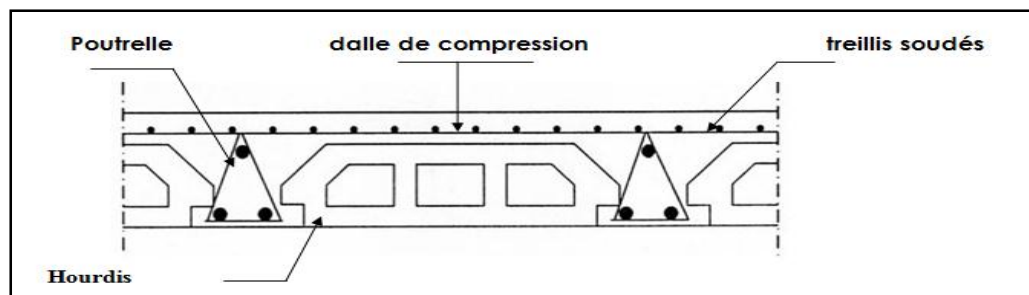


Figure III. 14 : plancher à corps creux

III.4.2/ Etude des poutrelles :

III.4.2.1/ les types des poutrelles :

➤ -Bloc B1.1 ; B2.1 (16+5) :

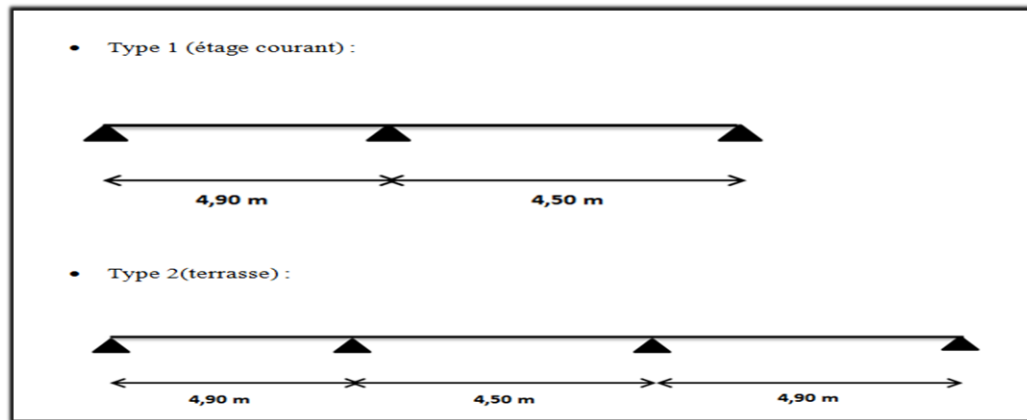


Figure III. 15 : les types des poutrelles des blocs B1.1 ; B2.1

➤ Bloc B1.2 (20+5) :

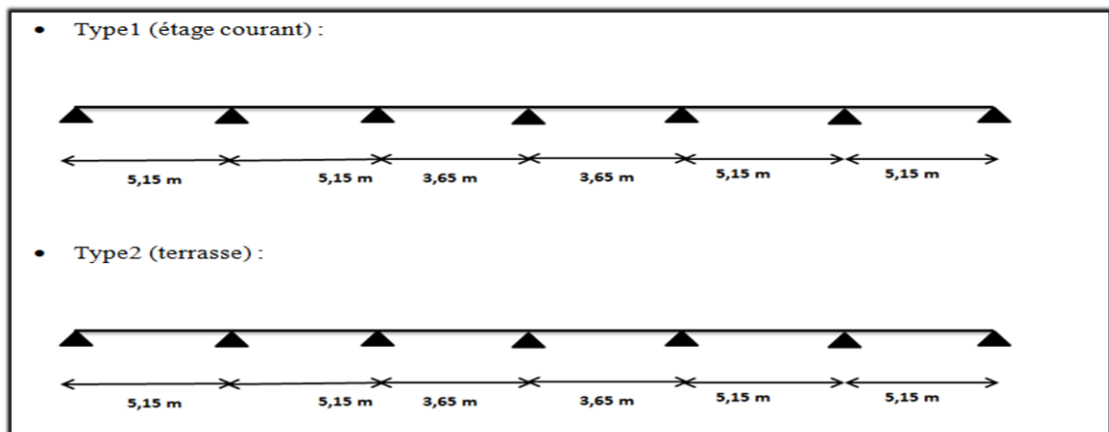


Figure III. 16 : les types des poutrelles de bloc B12

➤ Bloc B1.3 ; B2.3 (20+5) :

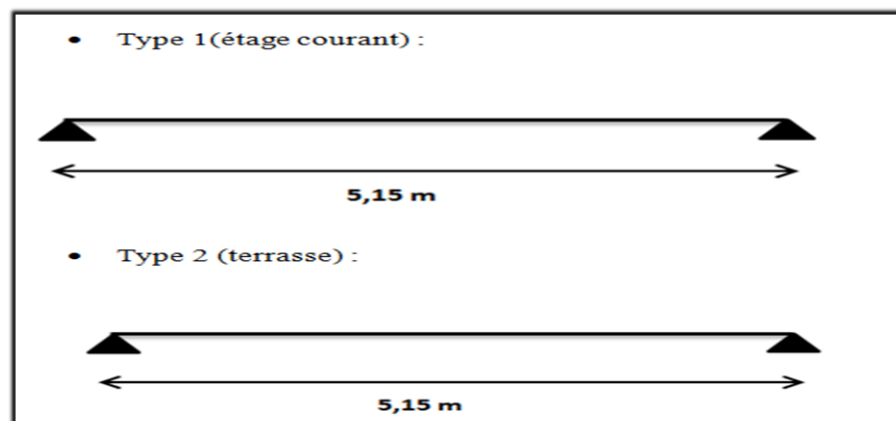


Figure III. 17 : les types des poutrelles
des blocs B1.3 ; B2.3

➤ **Bloc 2.2 (20+5) :**

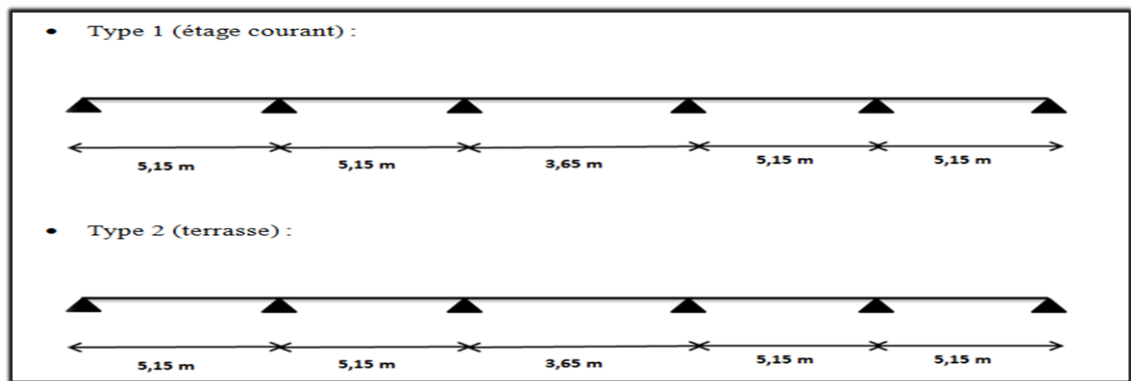


Figure III. 18 : les types des poutrelles de bloc B2.2

➤ **Bloc B3 (16+5) :**

▪ **Type 1 :**

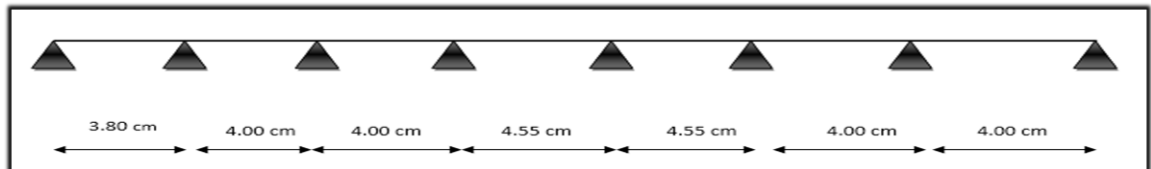


Figure III. 19 : poutrelle type 1 de bloc B3

▪ **Type 2**

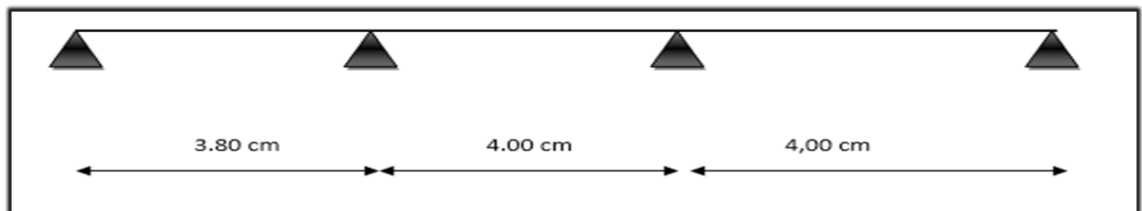


Figure III. 20 : poutrelle type 2 de bloc B3

▪ **Type 3 :**

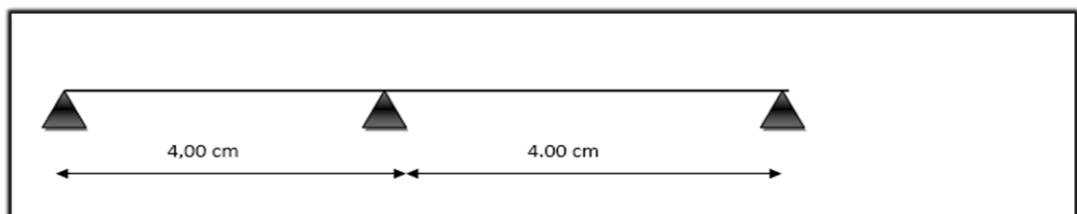


Figure III. 21 : poutrelle type 3 de bloc B3

▪ **Type 4 :**

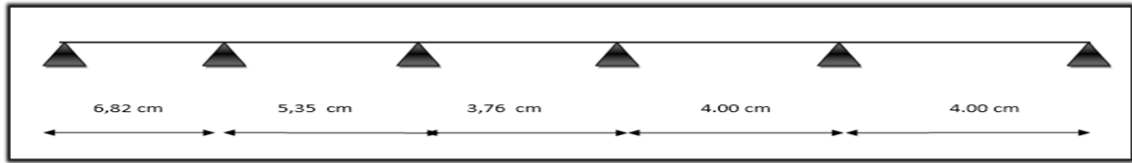


Figure III. 22 : poutrelle type 4 de bloc B3

▪ **Type 5 :**

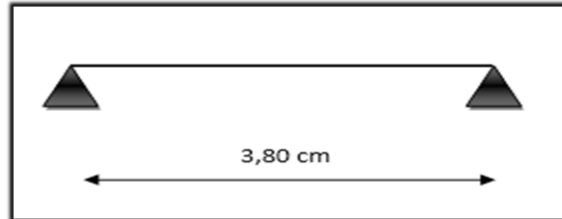


Figure III. 23: poutrelle type 5 de bloc B3

III.4.2.2/Méthode de calcul :

- D'après le règlement **B.A.E.L 91** pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :
 - Méthode forfaitaire.
 - Méthode de Caquot.
 - Méthode des trois moments.
- Nous avons plusieurs types de poutrelles, on va déterminer les efforts internes par la méthode des trois moments pour un seul type, et les autres sont calculés directement par le logiciel de calcul SAP2000.

III.4.2.3/Les charges appliquées sur les poutrelles :

Blocs	niveaux	G (KN/m ²)	Q (kn/m ²)	b (m)	Combinaison d'action (kn/m)	
					ELU (1,35G+1,5Q) × b	ELS (G+Q) × b
B1.1 ; B2.1	Etage, RDC	5,30	2,5	0,65	7,09	5,07
			4		8,55	6,05
	terrasse	6,13	1	0,65	6,35	4,63

B1.2 ; B1.3	Etage, RDC	5,65	2,5	0,65	7,40	5,30
			4		10,96	6,27
B2.2 ; B2.3	terrasse	6,48	1	0,65	6,66	4,86
B3	Etage, RDC	5,65	2,5	0,65	7,40	5,30
			4		10,96	6,27
			6		10,81	7,57
	terrasse	6,13	1	0,65	6,35	4,63

Tableau III. 34 : les charges appliqués sur les poutrelles

III.4.2.4/Détermination des efforts internes :

➤ Bloc 1.1 ; Bloc 2.1 :

• Type 1 (étage courant, RDC) :

▪ ELU :

$r = 3$ (nombre d'appuis)

$d = r - 2$ (une fois hyperstatique)

- L'équation des trois moments au nœud i s'écrit :

$$l_{i-1} \times M_{i-1} + 2M_i \times (l_{i-1} + l_i) + l_i \times M_{i+1} + 6A_i = 0$$

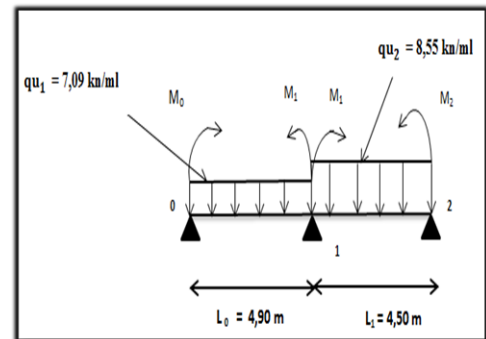


Figure III. 24 : le chargement de la poutrelle d'étage des blocs B1.1 ; B2.1 à ELU

Avec :

$$A_i = R_{ig} + R_{id}$$

R_{ig} : réaction d'appui on i de la poutre ($i-1, i$) due au diagramme des moments fléchissant considéré comme chargement sur la poutre ($i-1, i$).

R_{id} : réaction d'appui on i de la poutre ($i, i+1$) due au diagramme des moments fléchissant considéré comme chargement sur la poutre ($i, i+1$).

-Au nœud (1) :

$$4,90 \times M_0 + 2M_1 \times (4,90 + 4,50) + 4,50 \times M_2 + 6A_1 = 0$$

$$M_0 = M_2 = 0$$

$$\Rightarrow 18,80M_1 + 6A_1 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

❖ Calcul de M_1 et A_1 :

Travée 0-1 :

$$\sum M_F / 0 = 0$$

$$\Rightarrow -R_{1g} \times l + \frac{2}{3} \times l \times \frac{q_{u1} \times l^2}{8} \times \frac{l}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_{1g} = \frac{1}{24} \times q_u \times l^3 = \frac{1}{24} \times 7,09 \times (4,90)^3$$

$$\Rightarrow R_{1g} = 34,76 \text{ KN}$$

Travée 1-2 :

$$\sum M_F / 2 = 0$$

$$\Rightarrow R_{1d} \times l - \frac{2}{3} \times l \times \frac{q_{u2} \times l^2}{8} \times \frac{l}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_{1d} = \frac{1}{24} \times q_{u2} \times l^3 = \frac{1}{24} \times 8,55 \times (4,50)^3$$

$$\Rightarrow R_{1d} = 32,46 \text{ KN}$$

On a :

$$A_1 = R_{1g} + R_{1d} \Rightarrow A_1 = 34,76 + 32,46$$

$$\Rightarrow A_1 = 67,22$$

$$A_1 = 67,22 \text{ kn}$$

$$(1) \Leftrightarrow 18,80M_1 + 6A_1 = 0 \Rightarrow M_1 = \frac{-6A_1}{18,80}$$

$$\Rightarrow M_1 = -21,45 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -21,45 \text{ Kn.m .m}$$

❖ Calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant :

Travée 0-1 :

$$\sum M_F / 1 = 0$$

$$\Rightarrow R_0 \times l - q_{u1} \times \frac{l^2}{2} - M_1 = 0$$

$$\Rightarrow R_0 \times 4,90 - 7,09 \times \frac{(4,90)^2}{2} - (-21,45) = 0$$

$$\Rightarrow R_0 = 12,99 \text{ KN}$$

▪ Section 1-1 : $0 \leq X \leq 4,90 \text{ m}$:

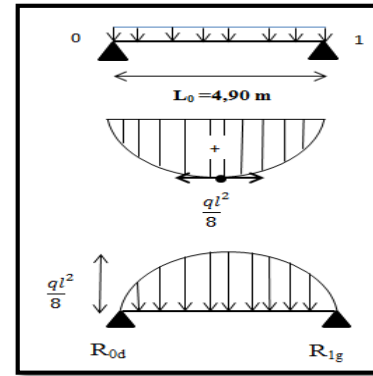


Figure II. 25 : travée 0-1

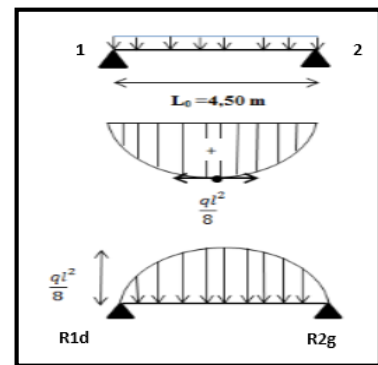


Figure III. 26 : travée 1-2

$$M_{(x)} = R_0 \times x - q_{u1} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_{(x)} = 12,99 \times x - 7,09 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_{(0)} = 0 \text{ KN.m} \\ M_{(4,90)} = -21,46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M'_{(x)} = R_0 - q_{u1} \times x = 0$$

$$\Rightarrow M'_{(x)} = 12,99 - 7,09 \times x$$

$$\Rightarrow x = \frac{12,99}{7,09} = 1,83 \text{ m} \in [0, 4,90]$$

$$M_{\max} = M_{(1,83)} \Rightarrow M_{\max} = 12,99 \times (1,83) - 7,09 \times \frac{(1,83)^2}{2}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 11,89 \text{ KN.m}$$

$$T_{(x)} = R_0 - q_{u1} \times x$$

$$T_{(x)} = 12,99 - 7,09 \times x$$

$$\begin{cases} T_{(0)} = 12,99 \text{ KN} \\ T_{(4,90)} = -21,75 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 1-2 :

$$\sum M_F / 1 = 0$$

$$\Rightarrow -R_2 \times l - q_{u2} \times \frac{l^2}{2} + M_1 = 0$$

$$\Rightarrow -R_2 \times 4,50 + 8,55 \times \frac{(4,50)^2}{2} + (-21,45) = 0$$

$$\Rightarrow R_2 = 14,47 \text{ KN}$$

▪ Section 2-2 : $0 \leq X \leq 4,50 \text{ m}$:

$$M_{(x)} = R_2 \times x - q_{u2} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_{(x)} = 14,47 \times x - 8,55 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_{(0)} = 0 \text{ KN.m} \\ M_{(4,50)} = -21,46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M'_{(x)} = R_2 - q_{u2} \times x = 0$$

$$\Rightarrow M'_{(x)} = 14,47 - 8,55 \times x = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{14,47}{8,55} = 1,69 \text{ m} \in [0, 4,50]$$

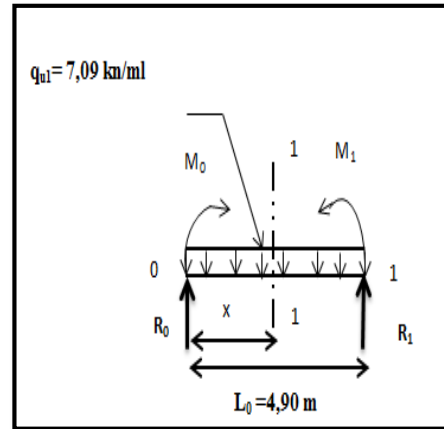


Figure III. 27 : section 1-1 à ELU

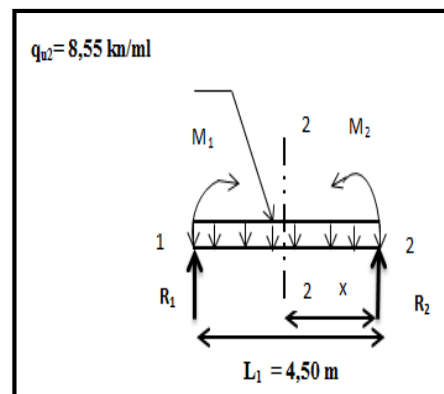


Figure III. 28 : section 2-2 à ELS

$$M_{\max} = M_{(1,69)} \Rightarrow M_{\max} = 14,74 \times (1,69) - 8,55 \times \frac{(1,69)^2}{2}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 12,70 \text{ KN.m}$$

$$T_{(x)} = -R_2 + q_{u2} \times x$$

$$T_{(x)} = -14,74 + 8,55 \times x$$

$$\begin{cases} T_{(0)} = -14,74 & \text{KN} \\ T_{(4,50)} = 23,73 & \text{KN.m} \end{cases}$$

▪ ELS :

-Au nœud (1) :

$$4,90 \times M_0 + 2M_1 \times (4,90 + 4,50) + 4,50 \times M_2 + 6A_1 = 0$$

$$M_0 = M_2 = 0$$

$$\Rightarrow 18,80M_1 + 6A_1 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Calcul de M₁ et A₁ :

Travée 0-1 :

$$\sum M_F / 0 = 0$$

$$\Rightarrow R_{1g} = \frac{1}{24} \times q_s \times l^3 = \frac{1}{24} \times 5,07 \times (4,90)^3$$

$$\Rightarrow R_{1g} = 24,85 \text{ KN}$$

Travée 1-2 :

$$\sum M_F / 2 = 0$$

$$\Rightarrow R_{1d} \times l - \frac{2}{3} \times l \times \frac{q_{s2} \times l^2}{8} \times \frac{l}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_{1d} = \frac{1}{24} \times q_s \times l^3 = \frac{1}{24} \times 6,05 \times (4,50)^3$$

$$\Rightarrow R_{1d} = 22,97 \text{ KN}$$

On a :

$$A_1 = 24,85 + 22,97 \Rightarrow A_1 = 47,82$$

$$A_1 = 47,82 \text{ kn}$$

$$(1) \Leftrightarrow 18,80M_1 + 6A_1 = 0 \Rightarrow M_1 = \frac{-6A_1}{18,80} \Rightarrow M_1 = -15,26 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -15,26 \text{ Kn.m .m}$$

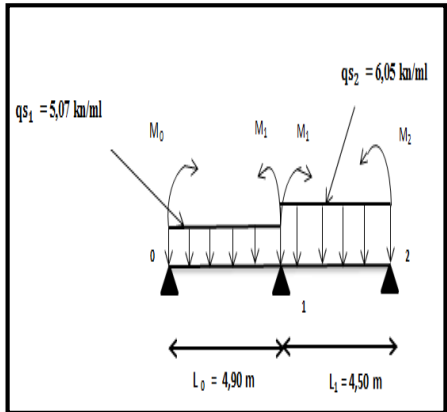


Figure III. 29 : la Poutrelle d'étage des blocs B1.1 ; B2.1à ELS

❖ Calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant :

Travée 0-1 :

$$\sum M_F / 1 = 0$$

$$\Rightarrow R_0 \times 4,90 - 5,07 \times \frac{(4,90)^2}{2} - (-15,26) = 0$$

$$\Rightarrow R_0 = 9,31 \text{ KN}$$

▪ Section 1-1 : $0 \leq X \leq 4,90 \text{ m}$:

$$M_{(x)} = 9,31 \times x - 5,07 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_{(0)} = 0 \text{ KN.m} \\ M_{(4,90)} = -15,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M'_{(x)} = 9,31 - 5,07 \times x = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{9,31}{5,07} = 1,84 \text{ m} \in [0, 4,90]$$

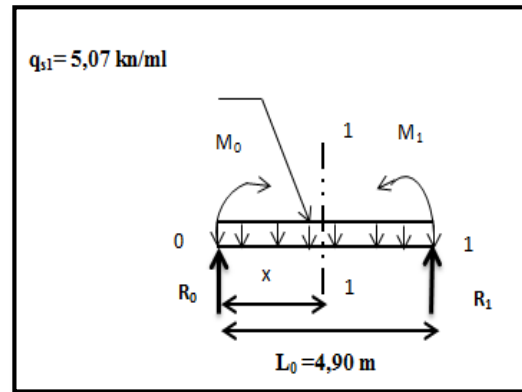


Figure III. 30 : section 1-1 à ELS

$$M_{\max} = M_{(1,84)} \Rightarrow M_{\max} = 9,31 \times (1,84) - 5,07 \times \frac{(1,84)^2}{2}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 8,55 \text{ KN.m}$$

$$T_{(x)} = R_0 - q_s \times x$$

$$T_{(x)} = 9,31 - 5,07 \times x$$

$$\begin{cases} T_{(0)} = 9,31 \text{ KN} \\ T_{(4,90)} = -15,53 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 1-2 :

$$\sum M_F / 1 = 0$$

$$\Rightarrow -R_2 \times l - q_s \times \frac{l^2}{2} + M_1 = 0$$

$$\Rightarrow -R_2 \times 4,50 + 6,05 \times \frac{(4,50)^2}{2} + (-15,26) = 0$$

$$\Rightarrow R_2 = 10,22 \text{ KN}$$

Section 2-2 : $0 \leq X \leq 4,50 \text{ m}$:

$$M_{(x)} = R_2 \times x - q_{s2} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_{(x)} = 10,22 \times x - 6,05 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_{(0)} = 0 \text{ KN.m} \\ M_{(4,50)} = -15,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M'_{(x)} = R_2 - q_{s2} \times x = 0$$

$$\Rightarrow M'_{(x)} = 10,22 - 6,05 \times x$$

$$\Rightarrow x = \frac{10,22}{6,05} = 1,69 \text{ m} \in [0, 4,50]$$

$$M_{\max} = M_{(1,69)} \Rightarrow M_{\max} = 10,22 \times (1,69) - 6,05 \times \frac{(1,69)^2}{2}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 8,63 \text{ KN.m}$$

$$T_{(x)} = -R_2 + q_{s2} \times x$$

$$T_{(x)} = -10,22 + 6,05 \times x$$

$$\begin{cases} T_{(0)} = -10,22 \text{ KN} \\ T_{(4,50)} = 17,01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

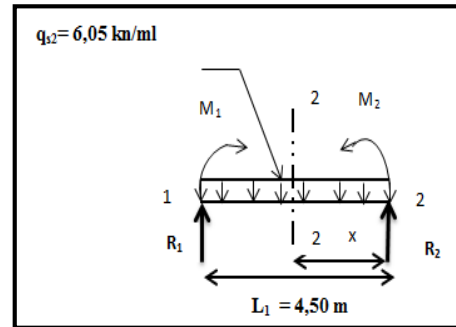


Figure III. 31 : section 1-2 à ELS

❖ Les Diagramme de moment fléchissant et d'effort tranchant :

▪ ELU :

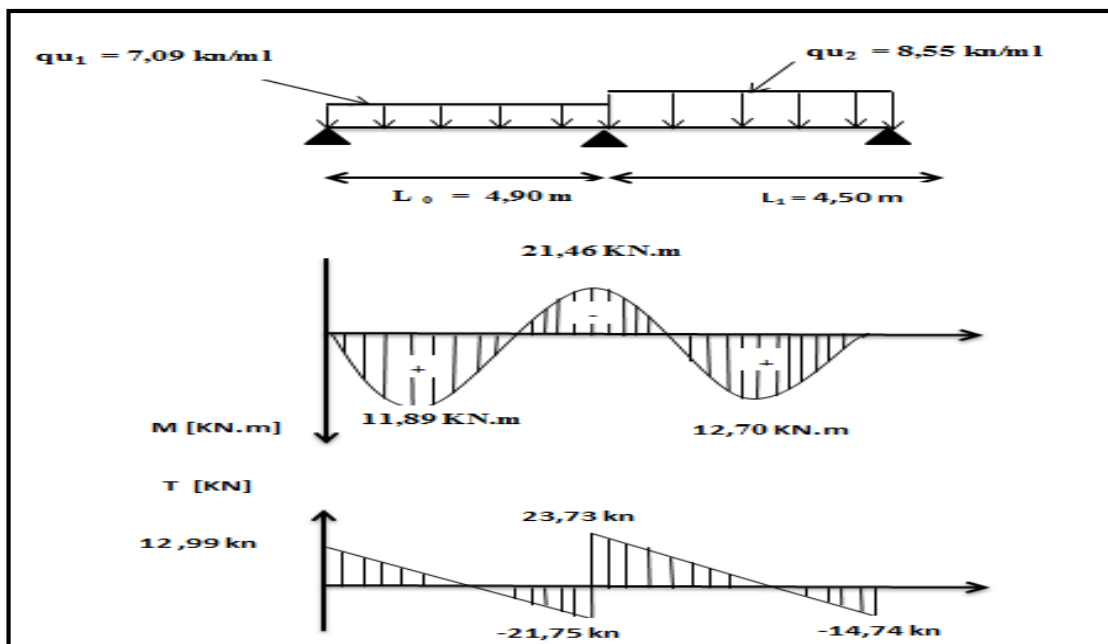


Figure III. 32 : Diagramme des moments fléchissant et d'efforts tranchant à ELU

▪ ELS

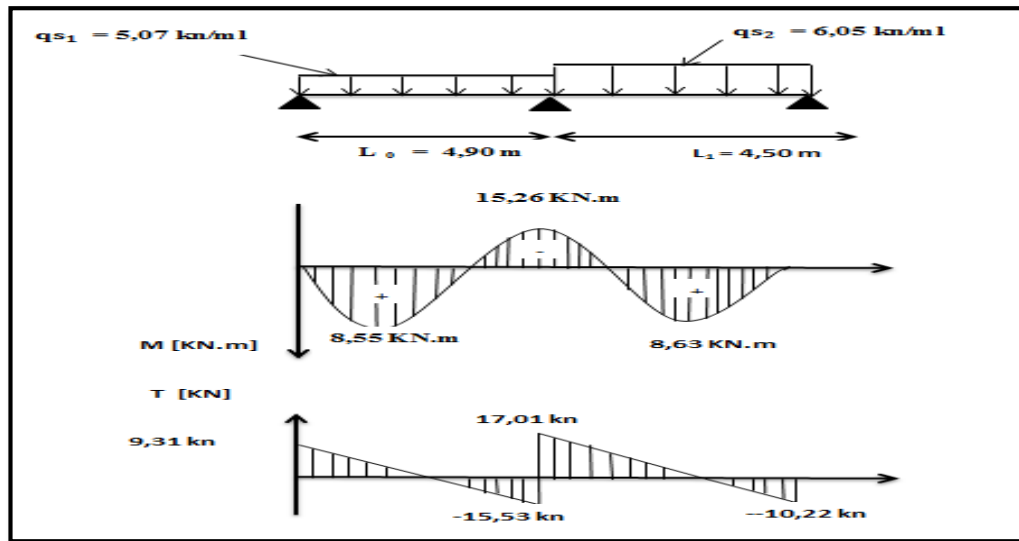


Figure III. 33 : Diagramme des moments fléchissant et d'efforts tranchant à ELS

❖ **Récapitulation des résultats :**

➤ **bloc 1**

type	ELU			ELS		
	$M_{travée}$	M_{appui}	T_{max}	$M_{travé}$	M_{appui}	T_{max}
Type2 terrasse (B1.1, B2.1)	17,32	19,52	25,35	12,69	14,30	18,57
Type1 étage(B1.2)	18,70	27,06	29,20	13,49	19,52	21,06
Type2 étage (B1.2)	26,95	33,16	39,17	18,99	23,59	27,71
Type terrasse(B1.2)	18,48	26,74	28,86	13,54	19,60	21,15
Type étage (B1.3, B2.3)	30,57	0	23,94	22,05	0	17,27
Type terrasse (B1.3, B2.3)	30,22	0	23,67	22,15	0	17,34

Tableau III. 15 : les moments fléchissant et les efforts tranchant de bloc 1

➤ **Bloc 2 :**

type	ELU			ELS		
	$M_{travée}$	M_{appui}	T_{max}	$M_{travé}$	M_{appui}	T_{max}
Type1 blocB2.3 (Q=6)	41,79	0	32,73	29,53	0	23,13
Type2.2. étage	18,59	27,36	29,26	13,41	19,74	21,10
Type2.2.2 terrasse	18,37	27,04	28,92	13,46	19,82	21,19

Tableau III. 16 : les moments fléchissant et les efforts

➤

type	ELU			ELS		
	Mtravée	Mappui	Tmax	Mtravé	Mappui	Tmax
Type1	9,51	13,89	17,80	6,82	9,95	12,77
Type2	9,56	12,17	18,11	6,85	8,72	12,36
Type3	9,96	17,61	22,07	7,17	12,68	15,90
Type4	9,50	11,90	17,40	6,40	7,80	11,70
Type5	15,94	0	16,78	11,48	0	12,09

Tableau III. 17 : les moments fléchissant et les efforts tranchant de bloc 3

III.4.2.5/Détermination de ferrailage :

bloc	poutrelle	Armatures longitudinales cm^2				At
		Ast calculé		Ast choisie		
		En travée	En Appui	En travée	En appui	
Bloc B1.1 B2.1	Type1(etage)	1,97 cm^2	3,37 cm^2	2.26 cm^2 =2T12	4,02 cm^2 =2T16	Ø6
	Type2(terrasse)	2,7 cm^2	3,07 cm^2	3.08 cm^2 =2T14	3.08 cm^2 =2T14	
Bloc B1.2	Type1	2,43 cm^2	3,56 cm^2	3.08 cm^2 =2T14	2T16=4,02 cm^2	
	Type2	3,54 cm^2	4,39 cm^2	4,02 cm^2 =2T16	2T20 cm^2 =2T20	
	Type terrasse	2,40 cm^2	3,49 cm^2	3.08 cm^2 =2T14	2T16=4,02 cm^2	
BlocB1.3 B2.1	Type1(etage)	3.99 cm^2	0	4,02 cm^2 =2T16	0	
	Type2(terrasse)	3.92 cm^2	0	4,02 cm^2 =2T16	0	
Bloc B2.2	Type1(etage)	2,38 cm^2	3.60 cm^2	3.08 cm^2 =2T14	4,02 cm^2 =2T16	
	Type2(terrasse)	2.20 cm^2	3.48 cm^2	3.08 cm^2 =2T14	4,02 cm^2 =2T16	
BlocB3	Type1	1,75 cm^2	2,58 cm^2	2.26 cm^2 =2T12	3.08 cm^2 =2T14	
	Type2	1,76 cm^2	2,25 cm^2	2.26 cm^2 =2T12	3.08 cm^2 =2T14	
	Type3	1,83 cm^2	3,3 cm^2	2.26 cm^2 =2T12	4,02 cm^2 =2T16	
	Type4	3.02 cm^2	4.20 cm^2	3,08 cm^2 =2T14	4,62 cm^2 =3T14	
	Type5	2,97 cm^2	0	3.08 cm^2 =2T14	0	

Tableau III. 18 : récapitulation de ferrailage des poutrelles des blocs

III.5/Etude des dalles pleines :

III.5.1/Introduction :

- Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).
- dans notre projet on a adopté des dalles pleines rectangulaires reposant sur des appuis continus.
- la dalle pleine est calculée comme étant une console encastrée dans la poutre, Le calcul se fera pour une hauteur h et d'une bande de 1.00 m de largeur on a choisi la méthode B.A.E.L comme méthode de calcul.

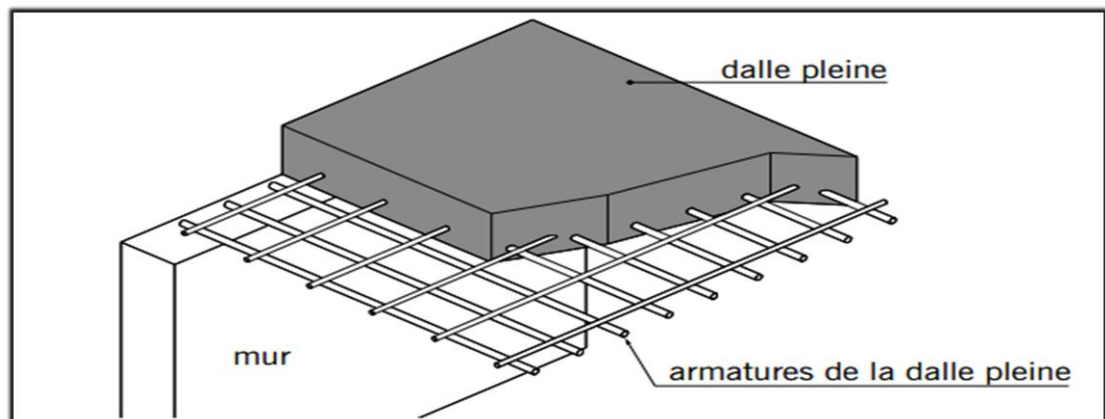


Figure III. 34 : dalle pleine

III.5.2/Les types des dalles pleines :

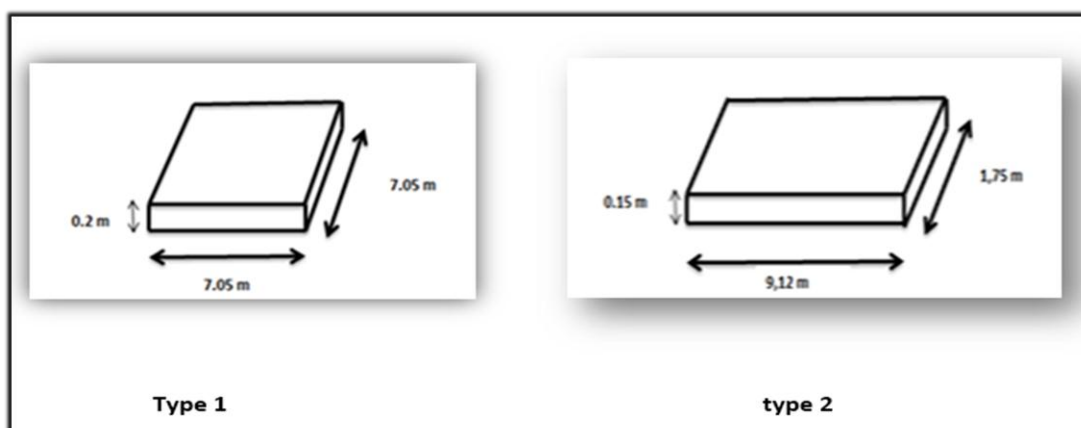


Figure III. 35 : les types des dalles pleines

III.5.3/Etude des dalles pleines type 1 :

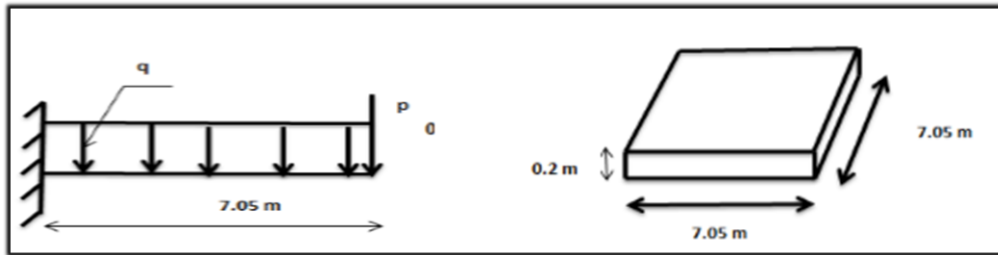


Figure III. 36 : la dalle plein type 1

III.5.3.1/La descente des charges :

Niveaux	La charge permanente G (kn/m ²)	La charge d'exploitation Q (kn/m ²)
Etage	7,64	4
Terrasse	8,74	1

Tableau III. 19 : le chargement de la dalle plein type 1

III.5.3.2/ dalles pleines au niveau d'étage courant :

III.5.3.2.1/ évaluation des charges :

Charge permanente : $G = 7.64 \times 1 \text{ ml} = 7.64 \text{ kn/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 4 \times 1 \text{ ml} = 4 \text{ kn/ml}$

III.5.3.2.2/ les combinaisons d'action :

	q (kn/ml)	P (kn)
ELU	$1,35G + 1,5Q = 16,31$	$1,35 G = 10,31$
ELS	$G + Q = 11,64$	$1 \times G = 7,64$

Tableau III. 20 : les combinaisons d'action

III.5.3.2.3/ détermination des sollicitations :

-Pour le panneau de la dalle rectangulaire, on calcule le rapport des portées mesurées entre nus d'appuis α :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \text{ avec } l_x \leq l_y$$

-Dans notre cas on a :

$$L_x = l_y = 7.05 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \alpha = 1$$

$0,4 \leq \alpha \leq 1$ \longrightarrow La dalle porte dans les deux sens.

♦ D'après le règlement BAEL 91, les moments de flexion maximum ont pour valeur :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times P \times l_x^2 & (\text{sens } l_x) \\ M_y = \mu_y \times P \times l_y^2 & (\text{sens } l_y) \end{cases}$$

♦ Les valeurs des coefficients μ_x μ_y , sont répertoriées dans un tableau et sont en fonction du rapport α et du coefficient de poisson du béton ν .

L'état limite ultime ELU : $\nu = 0$

L'état limite de service ELS : $\nu = 0.2$

-pour $\alpha = 1$:

	ELU	ELS
μ_x	0.0368	0.0441
μ_y	1	1

Tableau III. 21: les valeurs des coefficients μ_x ; μ_y

▪ **ELU :**

$$M_x = 0,0368 \times 10,31 \times 7,05^2$$

$$M_x = M_y = 18,865 \text{ Kn.m}$$

▪ **ELS :**

$$M_x = 0,0441 \times 7,64 \times 7,05^2$$

$$M_x = M_y = 16,74 \text{ Kn.m}$$

♦ Les valeurs des moments à prendre en compte en travée et sur appuis sont obtenues à partir de M_x et de M_y .

∞ Les règles de calcul sont les suivantes :

* Moments en travée :

♦ Pour les panneaux de rive :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y \end{cases}$$

♦ Pour les panneaux intermédiaires :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_x \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y \end{cases}$$

* Moments en appuis :

♦ Pour les panneaux de rive :

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.30 \times M_x \\ M_{ay} = 0.30 \times M_y \end{cases}$$

♦ Pour les panneaux intermédiaires :

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.50 \times M_x \\ M_{ay} = 0.50 \times M_y \end{cases}$$

▪ **ELU :**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 18,865$$

$$M_{tx} = M_{tx} = 14,149 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0,50 \times M_x = 0,50 \times 18,865$$

$$M_{ax} = M_{ax} = 9,433 \text{ KN.m}$$

▪ **ELS :**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 16,74$$

$$M_{tx} = M_{tx} = 12,555 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0,50 \times M_x = 0,50 \times 16,74$$

$$M_{ax} = M_{ax} = 8,370 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification des conditions de BAEL (BAEL, Art A-8-2-32) :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25 M_x$$

• **ELU :**

$$M_t = 14,15 \text{ kn.m} ; \quad M_x = 18,87 \text{ kn.m} ; \quad M_d = M_g = 9,43 \text{ kn.m}$$

$$14,15 + \frac{9,43 + 9,43}{2} = 23,58 \geq 1,25 M_x = 23,59 \rightarrow \text{condition non vérifier}$$

-On augmente le M_t : $M_t = 0,80 M_x$

• **ELS :**

$$M_t = 14,15 \text{ kn.m} \quad ; \quad M_x = 18,87 \text{ kn.m} ; \quad M_d = M_g = 9,43 \text{ kn.m}$$

	M_t	M_x	M_d	M_g	$M_t + \frac{M_g + M_d}{2}$	$1,25 M_x$	vérifications
ELU	15,09	18,87	9,43	9,43	24,52	23,59	C.V
ELS	12,56	16,74	8,37	8,37	20,93	20,93	C.V

Tableau III. 42 : vérification des conditions de B.A.E.L

III.5.3.2.4/ Détermination de ferrailage :

-Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de section (b x h) On adoptera le même ferrailage suivant les deux directions lx et L

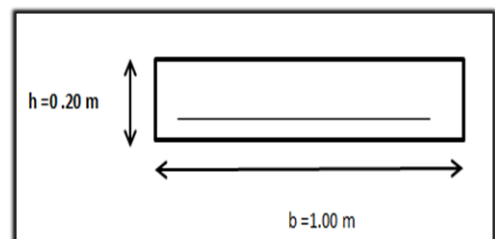


Figure III. 37 : la section de calcul de la dalle

III.5.3.2.4.1/ détermination des armatures à ELU :

▪ En travée :

1. Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{14,15 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_u = 0,0308$$

$\mu_u = 0,0308 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ Section a simple armature.
les armatures de compression ne sont pas nécessaire

2. Section d'armature :

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,0391 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,178m \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{14,15 \times 10^{-3}}{0,178 \times 347,83} \Rightarrow A_{st \text{ (travée)}} = 2,29 \text{ cm}^2$$

▪ En appuis :

1. Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{Ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{9,433 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_u = 0,0205$$

$\mu_u = 0,0205 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ Section à simple armature.
les armatures de compression ne sont pas nécessaire

2. Section d'armature :

$$A_{st} = \frac{M_{Ua}}{z \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,0259 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,178m \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{9,433 \times 10^{-3}}{0,178 \times 347,83} \Rightarrow A_{st \text{ (appui)}} = 1,52 \text{ cm}^2$$

III.5.3.2.4.2/ Vérification à ELU :

❖ **Condition de non fragilité (BAEL91, Art A-4-2-1) :**

• En travée :

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

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

→ Condition vérifier $A_{st (travée)} > 2,17 \text{ cm}^2$

Donc le ferrailage choisi est :

$$A_{st (travée)} = 8T14 = 12,32 \text{ cm}^2$$

• En appuis :

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

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

→ Condition non vérifier $A_{st (travée)} < 2,17 \text{ cm}^2$

Donc le ferrailage choisi est :

$$A_{st (appui)} = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement des armatures : (BAEL91, Art.A-4-5-33).**

- L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement repartit doit être égal à la :

$$S_t \leq \min(25\text{cm} ; 2h) \quad S_t \leq \min(25\text{cm} ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t (\min) = 25 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL91, Art A-5-2-2):**

- Aucun armature d'effort tranchant n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

- ◆ la pièce concernée est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur.
- ◆ $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$.

$$\text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} \\ \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \\ V_u = q_u \cdot l + p \end{array} \right.$$

$$V_u = q_u \cdot l + p = 16,31 \times 7,05 + 10,31 = 125,296 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{125,296}{1 \times 0,18} = 0,696 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,167 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

-Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.3.2.4.3/ Vérification à ELS :

❖ Etat limite de compression du béton et d'ouverture des fissures : (BAEL, Art A-4-5-2) ; (BAEL, Art A-4-5-3) :

• En travée :

1. Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} + \underbrace{nAsc(x - d')}_{=0} - nAst(d - x) = 0$$

$$\frac{100 \times x^2}{2} - 15 \times 12,32 (18 - x) = 0 \quad \longrightarrow \quad 50x^2 + 184,8x - 3991,68 = 0$$

$$\Delta = (184,8)^2 + 4(50)(3991,68)$$

$$= 832487,04$$

$$\sqrt{\Delta} = 912,407 \quad \longrightarrow \quad x = \frac{-184,8 + 912,407}{2(50)} = 7,276$$

$$x = 0,0728 \text{ m}$$

2. Calcul du moment d'inertie :

$$I = I_{bc} + nI_{sc} + nI_{st}$$

$$= \frac{bx^3}{3} + \underbrace{nAsc(n - d')}_{=0} + nAst(d - x)^2$$

$$= \frac{1}{3}(0,0728)^3 + 15(12,32 \times 10^{-4})(0,18 - 0,0728)^2$$

$$I = 3,4097 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

3. Calcul des contraintes dans le béton et l'acier :

Béton : $\sigma_{bc} = \frac{Msx}{I} = \frac{12,56 \times 0,0728 \cdot 10^{-3}}{3,4097 \times 10^{-4}} = 2,682 \text{ Mpa}$

$$\sigma_{bc} = 2,628 \text{ Mpa}$$

Acier : $\sigma_{st} = n \left(\frac{Mse}{I} \right) (d - x) = 15 \left(\frac{12,56 \times 10^{-3}}{3,4097 \cdot 10^{-4}} \right) (0,18 - 0,0728) = 59,23 \text{ Mpa}$

$$\sigma_{st} = 59,23 \text{ Mpa}$$

4. calcul des contraintes admissibles dans le béton et l'acier :

Béton :

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

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

Acier :

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min}(266,67, 201,63)$$

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

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

5. vérifications :

$$\sigma_{bc} = 2,628 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 59,232 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

En appuis :

1. Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - nAst(d - x) = 0$$

$$\frac{100 \times x^2}{2} - 15 \times 3,08 (18 - x) = 0 \quad \longrightarrow \quad 50x^2 + 46,2x - 831,6 = 0$$

$$\Delta = 168454,44 \quad \longrightarrow \quad x = \frac{-46,2 + 410,432}{2(50)} = 3,642$$

$$x = 0,03642 \text{ m}$$

2. Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nAst(d - x)^2$$

$$= \frac{1}{3} (0,03642)^3 + 15(3,08 \times 10^{-4})(0,18 - 0,03642)^2$$

$$I = 1,1134 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

3. Calcul des contraintes dans le béton et l'acier :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{Ms \cdot x}{I} = \frac{8,370 \times 0,0364 \cdot 10^{-3}}{1,1134 \times 10^{-4}} = 2,736 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,736 \text{ Mpa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = n \left(\frac{Mse}{I} \right) (d - x) = 15 \left(\frac{8,370 \times 10^{-3}}{1,1134 \cdot 10^{-4}} \right) (0,18 - 0,0364) = 161,93$$

Mpa

$$\sigma_{st} = 161,93 \text{ Mpa}$$

4. calcule des contraintes admissibles dans le béton et l'acier :

Béton :

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

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

Acier :

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min}(266,67, 201,63)$$

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

$$\overline{\sigma}_{st}$$

5. vérifications :

$$\sigma_{bc} = 3,521 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 167,752 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

❖ **Vérification de la flèche (BAEL, Art B-6-5-1):**

-La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_T}{10M_0} \\ \frac{As}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \end{array} \right.$$

$$M_T = 12,56 \text{ KN.m} ; M_0 = 16,74 \text{ KN.m} ; A_s = 12,32 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$h = 0,20 \text{ m} ; l = 7,05 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0,18$$

$$\frac{0,20}{7,05} \geq \frac{12,56}{10 \times 16,74} \quad \longrightarrow \quad 0,0284 \geq 0,075 \quad \text{Condition non vérifié}$$

$$\frac{12,32 \cdot 10^{-4}}{1 \times 0,18} \leq \frac{4,2}{400} \quad \longrightarrow \quad 0,0068 \leq 0,0105 \quad \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{0,20}{7,05} \geq \frac{1}{16} \quad \longrightarrow \quad 0,0284 \geq 0,0625 \quad \text{condition non vérifié}$$

-La 1^{ère} et la 3^{ème} condition ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

➤ Calcul de la flèche (BAEL, Art B-6-5-2) :

$$\text{-La valeur de la flèche est : } f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c c_{28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,866 \text{ Mpa}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda \times \mu)} \dots 1$$

I_0 : moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 + A_s \left(\frac{h}{2} - C \right)^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{100 \times 20^3}{12} + 15 \left[12,32 \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2 \right]$$

$$I_0 = 7,849 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\lambda = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{avec } \rho : \text{ le rapport des aciers tendus à celui de section utile de la nervure (\% des armatures)}$$

$$b_0 = b$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{12,32}{100 \times 18} = 0,00684$$

$$\rho = 0,00684$$

$$\text{Donc } \lambda = \frac{0,02 \times 2,10}{0,00684(5)} = 1,228$$

$$\lambda = 1,228$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right)$$

σ_s : La contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\sigma_s = 59,23 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00684 \times 59,23 + 2,1} ; 0 \right) \quad \mu = \max (0,0122 ; 0) \quad \mu = 0,0122$$

$$1 \longrightarrow I_{fv} = \frac{1,1 \times 7,849}{1 + (3,35 \times 0,0122)} = 8,295 \text{ m}^4$$

$$I_{fv} = 8,295 \text{ m}^4$$

$$f = \frac{12,56 \cdot 10^{-3} \times 7,05^2}{10 \times 10818,866 \times 8,295} = 9,956 \cdot 10^{-7}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f = 9,956 \cdot 10^{-7} \text{ m} \\ \bar{f} = \frac{7,05}{500} = 0,00141 \text{ m} \end{array} \right. \longrightarrow f < \bar{f} \text{ Condition vérifié}$$

III.5.3.3/dalles pleines au niveau de terrasse :

Lx (m)	Ly (m)	q (kn/ml)	P (kn)	μ_x	μ_y	Ast (travée) (cm ²)	Ast (appui) (cm ²)	St (cm)
7,05	7,05	13,30	11,80	0,0368	0,0441	13,32=8T14	3,08=2T14	25

Tableau III. 23 : le ferrailage de la dalle plein –terrasse

III.5.4/Etude des dalles pleines type2 :

-Les calcul des dalles de ce type sont résumés dans le tableau suivant :

lx	Ly	G (kn /m ²)	Q (kn /m ²)	q (kn/ml)	P (kn)	Ast(x) (travée)	Ast(y) (travée)	Ast(x) (appui)	Ast(y) (appui)
7,12	9,12	7,49	1	11,61	10,11	12,31	5,88	7,83	3,84

Tableau III. 24 : le ferrailage de la dalle plein type 2

IV.1/Introduction :

- Lors d'un projet de construction, le risque sismique doit être pris en compte, Pour cela les normes de construction indiquent les dispositions à prendre pour que la structure soit « conçue et construite de manière à résister aux actions sismiques, sans effondrement local ou général, conservant ainsi son intégrité structurale et une capacité portante résiduelle après l'événement sismique [2]
- Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.
- Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.
- Ce implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2/Objectif :

- L'objectif de cette étude est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de vibration et puisque l'analyse dynamique est souvent complexe on fait un appel à la modélisation qui permette de simplifier le problème pour pouvoir l'analyser.
- dans cette étude, on va effectuer une variation de catégorie de site dans le spectre de réponse pour voir l'effet de ce dernier sur la réponse de la structure.

IV.3/Choix de la méthode de calcul :

- Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul sont proposées, Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peuvent être mené suivant trois méthodes :
 - œ Méthode statique équivalente.
 - œ Méthode d'analyse modale spectrale.
 - œ Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
- D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique I groupes d'usage 01B.

- Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul des structures (SAP2000).

IV.4/La modélisation :

- Notre structure est régulière en plan donc d'après l'article 4.3.2.b du RPA 99V2 003, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres de masses maître de la structure (notion de diaphragme), en utilisant un spectre de réponse et en choisissant le site 4 .
- Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux, etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis SAP 2000 est utilisé.

IV.4.1/ L'organigramme de la modélisation :

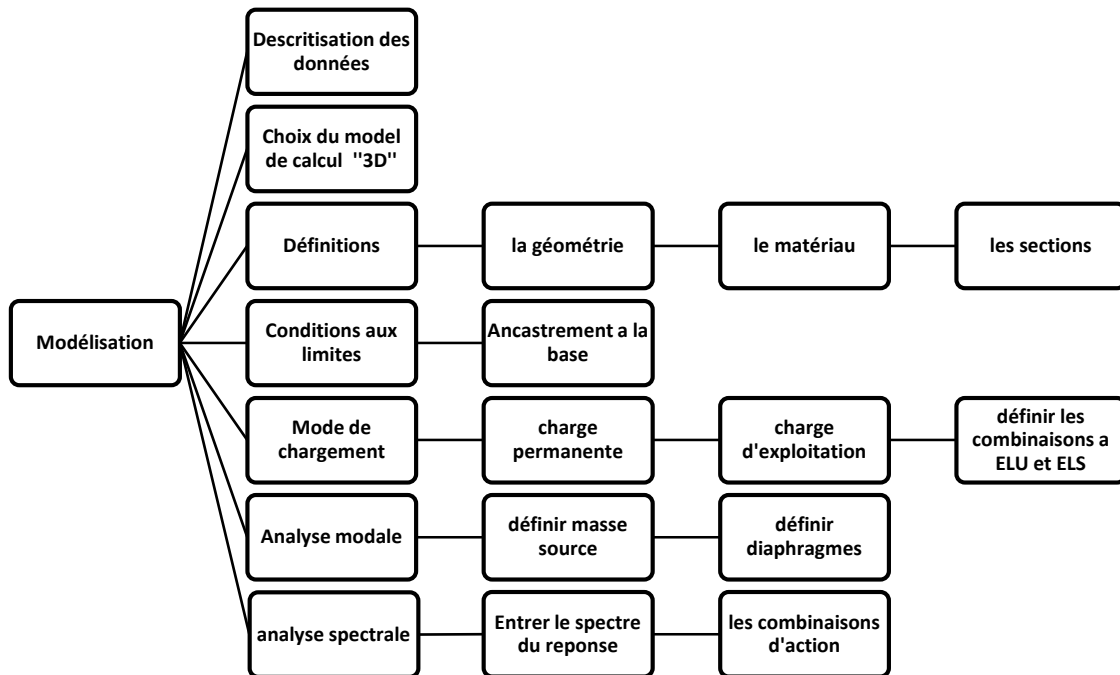


Figure IV. 1 :L'organigramme de la modélisation

IV.5/L'analyse modale :

- Nous avons effectuée L'analyse modale sur les cinq blocs pour déterminé les modes de vibration de bloc sans l'addition des voiles, les résultats sont représentés par le tableau suivant :

LES BLOCS	Les modes	LES Période (s)	% cumulées masses modales suivant x	% cumulées masses modales suivant y	Période empe-riquer+30% (s)	obser-vation
B1.1	1	0,685522	0,0002	0,84402	0,398	C.N.V
	2	0,630901	0,5733	0,84435	0,398	C.N.V
	3	0,42671	0,79286	0,84435	0,398	C.N.V
B1.2	1	0,70549	0,85538	5,794E-09	0,398	C.N.V
	2	0,59075	0,85538	0,8279	0,398	C.N.V
	3	0,582241	0,8554	0,85047	0,398	C.N.V
B1.3	1	0,713726	0,61808	0,00004946	0,398	C.N.V
	2	0,590915	0,61813	0,85162	0,398	C.N.V
	3	0,445489	0,78869	0,85163	0,398	C.N.V
B2.1	1	0,714516	0,61803	0,00004967	0,398	C.V
	2	0,59146	0,61809	0,85076	0,398	C.V
	3	0,44569	0,7875	0,85077	0,398	C.V
B2.2	1	0,749075	0,85833	0	0,398	C.N.V
	2	0,69257	0,85833	0,86843	0,398	C.N.V
	3	0,656818	0,85833	0,86843	0,398	C.N.V
B2.3	1	0,685735	0,00017	0,84498	0,398	C.N.V
	2	0,630902	0,57425	0,84526	0,398	C.N.V
	3	0,428445	0,79267	0,84526	0,398	C.N.V
B3	1	0,7077	0,5167	0,2093	0,4944	C.N.V
	2	0,695	0,7581	0,8043	0,4944	C.N.V
	3	0,5990	0,8346	0,8386	0,4944	C.N.V
B4	1	0,439	0	0,926	0,331	C.N.V
	2	0,265	0,152	0,927	0,331	C.V
	3	0,256	0,845	0,927	0,331	C.V

Tableau IV. 1 : les résultats d'analyse modale

Commentaires :

- D'après les résultats obtenus, on remarque que la période trouvée numériquement ne vérifier plus la condition de RPA, on cherche de trouver la solution optimal en ajoutant des voiles d'épaisseur et de longueur variables jusqu' à la condition soit vérifiée.

IV.5.1/ les dispositions des voiles :

❖ **Bloc1.1 :**

➤ **Disposition 1 :**

- Au premier lieu on a ajouté 2 voiles symétriquement de longueur 1.40 m et avec un épaisseur de 0,2 cm suivant l'axe Y :

LES BLOCS	Les modes	Les Périodes (s)	% cumulées masses modales suivant x	% cumulées masses modales suivant y	Période empirique+30% (s)	observation
B1.1	1	0,5911	0,68784	0,00062	0,398	CNV
	2	0,393872	0,71064	0,5195	0,398	CV
	3	0,386858	0,79351	0,72439	0,398	CV

Tableau IV. 2 : variante 1, bloc B1.1

Commentaires :

- Les conditions sont encore non vérifiées, on ajoute des voiles de même épaisseur avec une longueur de 1.50 suivant l'axe x.

➤ **Disposition 2 :**

LES BLOCS	Les modes	LES Période (s)	% cumulées masses modales suivant x	% cumulées masses modales suivant y	Période empirique +30% (s)	observation
B1.1	1	0,396986	0,01036	0,7152	0,398	CV
	2	0,285269	0,74322	0,72568	0,398	CV
	3	0,213604	0,76878	0,72595	0,398	Cv

Tableau IV. 3 : variante 2, bloc B1.1

Commentaires :

- Les conditions sont vérifiées.

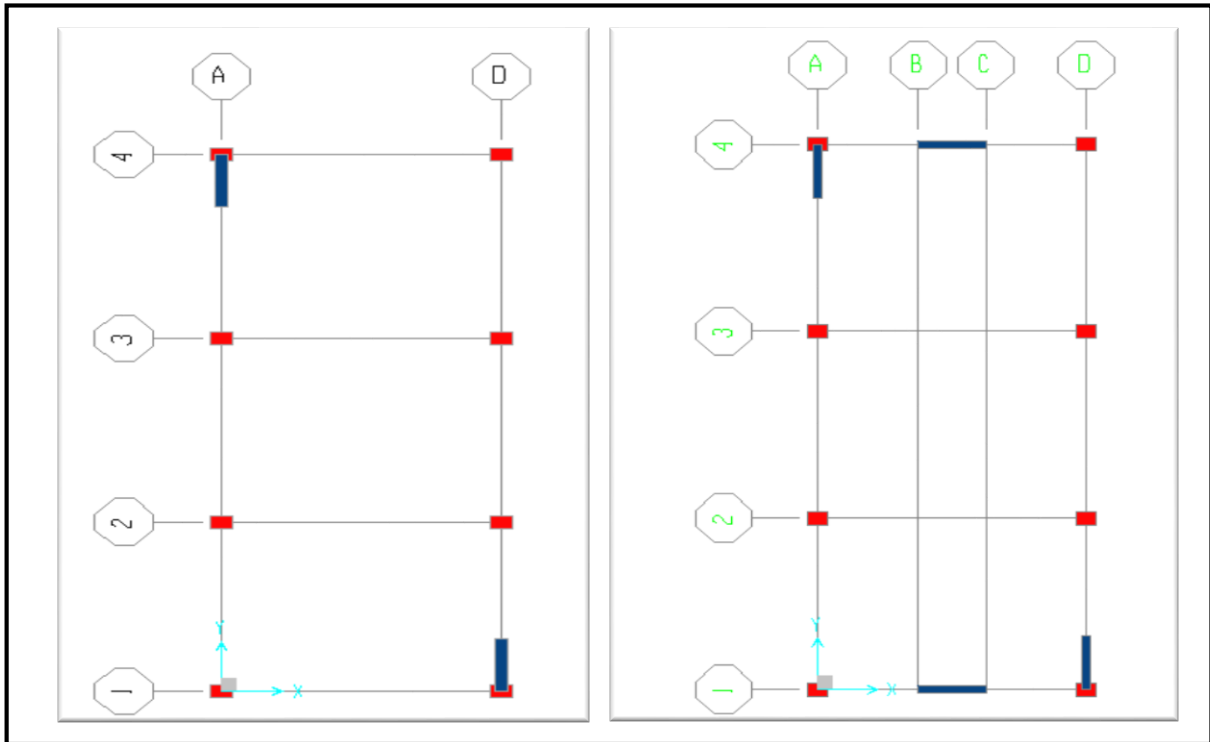


Figure IV. 2 : les variantes de bloc B1.1

❖ **Bloc1.2 :**

➤ **Disposition 1 :**

-On a ajouté 2 voiles d'épaisseur 0.2 m et de longueur 2.10 m suivant l'axe y :

LES BLOCS	Les modes	Les Pé-riode (s)	% cumulées masses modales suivant x	% cumulées masses modales suivant y	Période empirique +30% (s)	observa-tion
B1.2	1	0,70628	0,85387	0,000001287	0,398	C.N.V
	2	0,526609	0,85387	0,61289	0,398	C.N.V
	3	0,398765	0,85389	0,81594	0,398	C.V

Tableau IV. 4 : variante 1 de bloc B1.2

Commentaires :

- Les conditions ne sont pas vérifiées, On ajoute deux voiles de même épaisseur et de même longueur :

➤ **Disposition 2 :**

LES BLOCS	Les modes	Les Période (s)	% cumulées masses modales suivant x	% cumulées masses modales suivant y	Période empirique +30% (s)	observation
B1.2	1	0,70611	0,8522	0,000001892	0,398	CNV
	2	0,390402	0,85221	0,73697	0,398	CV
	3	0,320511	0,85221	0,77429	0,398	CV

Tableau IV. 5 : variante 2 de bloc B1.2

Commentaires :

- Les conditions sont encore non vérifiées on ajoute deux voiles symétriques à l'axe x d'épaisseur 0.2 m et de longueur 1.40m.

➤ **Disposition 3 :**

LES BLOCS	Les modes	Les Période (s)	% cumulées masses modales suivant x	% cumulées masses modales suivant y	Période empirique +30% (s)	observation
B1.2	1	0,543589	0,7938	0,000004181	0,398	C.N.V
	2	0,390826	0,79381	0,73881	0,398	C.V
	3	0,319635	0,79381	0,77432	0,398	C.V

Tableau IV. 6 : variante 3 de bloc B1.2

Commentaires :

- Les conditions sont non vérifiées, on ajoute cette fois Deux voiles d'épaisseur 0.2 m l'un est de longueur 1.75 et l'autre de longueur 1.80 :

➤ **Disposition 4 :**

LES BLOCS	Les modes	Les Période (s)	% cumulées masses modales suivant x	% cumulées masses modales suivant y	Période empirique +30% (s)	observation
B1.2	1	0,448048	0,76781	0,00032	0,398	C.N.V
	2	0,391368	0,76815	0,7404	0,398	C.N.V
	3	0,319347	0,76815	0,77431	0,398	C.N.V

Tableau IV. 7 : variante 4 de bloc B 1.2

Commentaires :

-Les conditions ne sont pas vérifiées, on ajoute Deux voiles d'épaisseur 0.2 m et de longueur 1.8 et 1.75 m :

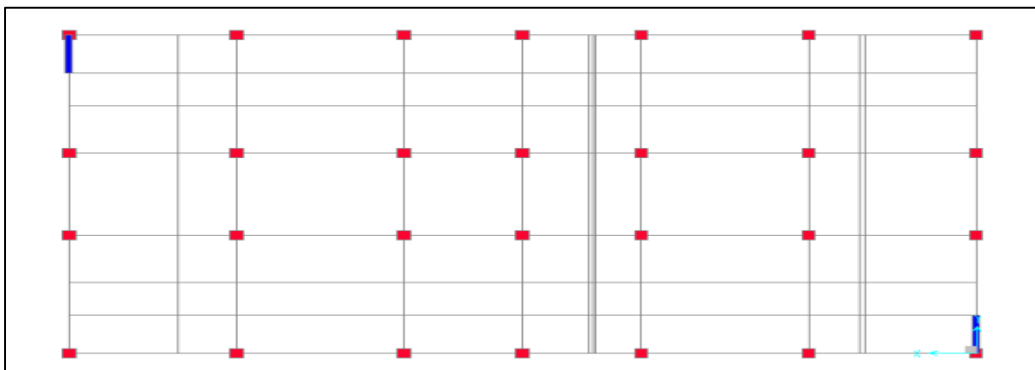
➤ **Disposition 5 :**

LES BLOCS	Les modes	Les Période (s)	% cumulées masses modales suivant x	% cumulées masses modales suivant y	Période empirique +30% (s)	observation
B1.2	1	0,393752	0,74775	0,00958	0,398	CV
	2	0,391911	0,75751	0,7419	0,398	CV
	3	0,319057	0,75751	0,7743	0,398	CV

Tableau IV. 8 : variante 5 de bloc B1.2

Commentaires :

- Les conditions sont vérifiées.



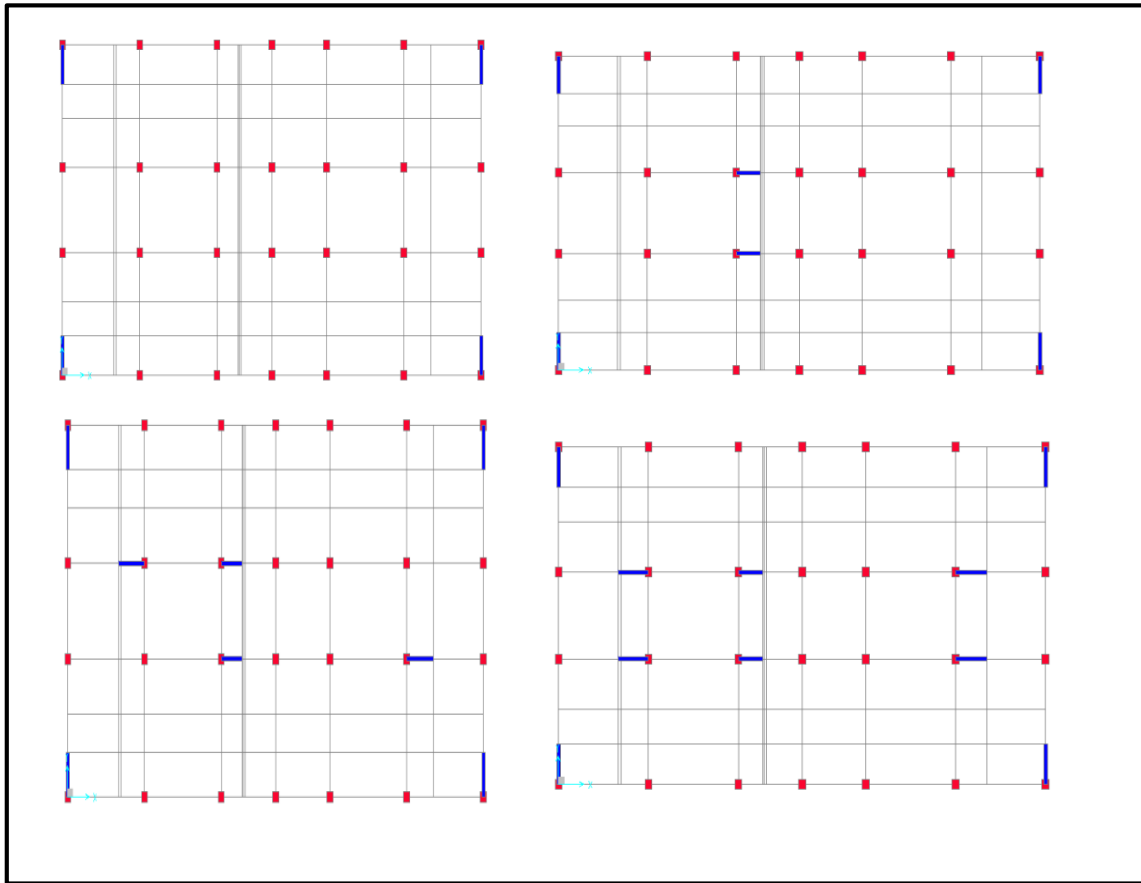


Figure IV. 3 : les variantes de bloc B1.2

❖ **Bloc1.3 :**

➤ **Disposition 1 :**

-La première disposition est faite avec deux voiles d'épaisseur 0.2 et de longueur 1.70 suivant y :

LES BLOCS	Les modes	Les Période (s)	% cumulées masses modales suivant x	% cumulées masses modales suivant y	Période empirique +30% (s)	observation
B1.3	1	0,666821	0,69939	0,00025	0,398	CNV
	2	0,404987	0,78724	0,00229	0,398	CNV
	3	0,332523	0,78832	0,72418	0,398	CV

Tableau IV. 9: variante1 de bloc B1.3

Commentaires :

- Les conditions sont non vérifiées on essaye d'ajouter deux voiles d'épaisseur 0.2 m et de longueur 0,90 m suivant x :

➤ **Disposition2 :**

LES BLOCS	Les modes	Les Période (s)	% cumulées masses modales suivant x	% cumulées masses modales suivant y	Période empirique +30% (s)	observation
B1.3	1	0,383446	0,70286	0,05156	0,398	CV
	2	0,33047	0,7541	0,72271	0,398	CV
	3	0,256561	0,7899	0,72504	0,398	CV

Tableau IV. 10: variante 2 de bloc B1.3

Commentaires :

- Les conditions sont vérifiées.

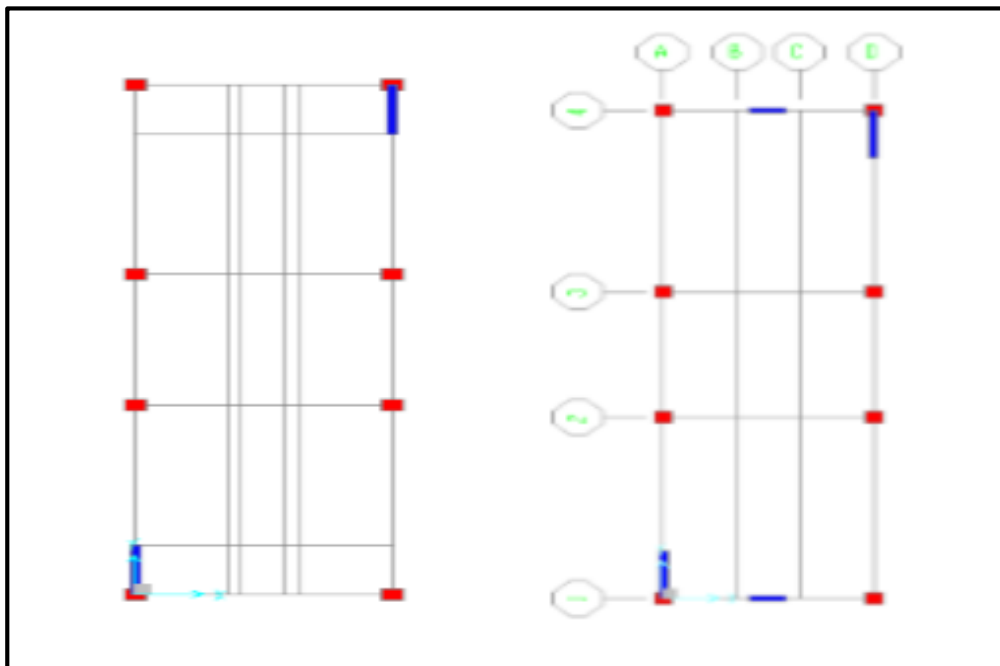


Figure IV. 4 : les variantes de bloc B1.3

❖ **Bloc2.1 :**

➤ **Disposition 1 :**

On a ajouté Deux voiles d'épaisseur 0.2m et de longueur 1,40 suivant y :

LES BLOCS	Les modes	Les Période (s)	% cumulées masses modales suivant x	% cumulées masses modales suivant y	Période empirique +30% (s)	observation
B2.1	1	0,676516	0,68051	0,00011	0,398	C.N.V
	2	0,416341	0,78588	0,00873	0,398	C.N.V
	3	0,373799	0,78812	0,73228	0,398	C.V

Commentaires : *Tableau IV. 2 : variante 1 de bloc B2.1*

La condition reste non vérifiée, on ajoute Deux voiles d'épaisseur 0.2 m et de longueur de 0,9m suivant x :

➤ **Disposition 2 :**

LES BLOCS	Les modes	Les Période (s)	% cumulées masses modales suivant x	% cumulées masses modales suivant y	Période empirique +30% (s)	observation
B2.1	1	0,39006	0,43813	0,30642	0,398	CV
	2	0,366147	0,74855	0,73207	0,398	CV
	3	0,261359	0,78846	0,73296	0,398	CV

Tableau IV. 32 : variante 2 de bloc B2.1

Commentaires :

- Les conditions sont vérifiées.

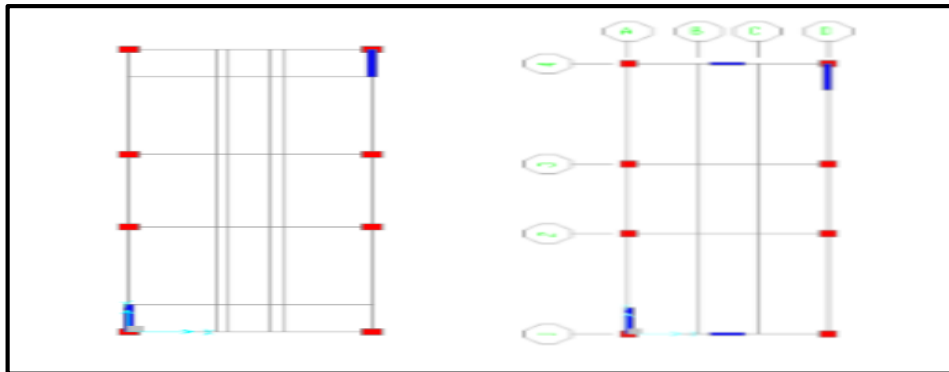


Figure IV. 5 : les variantes de bloc B2.1

❖ **Bloc2.2 :**

➤ **Disposition 1 :**

On ajoute deux voiles d'épaisseur 0.2 m et de longueur 2 m suivant y :

LES BLOCS	Les modes	Les Période (s)	% cumulées masses modales suivant x	% cumulées masses modales suivant y	Période empirique+30% (s)	observation
B2.2	1	0,747886	0,85593	0,00003839	0,398	C.N.V
	2	0,471019	0,85598	0,76588	0,398	C.N.V
	3	0,407444	0,85598	0,76588	0,398	C.N.V

Tableau IV. 43 : variante 1 de bloc B2.2

Commentaire :

La condition est non vérifiée, on ajoute -2 voiles d'épaisseur 0.2 m et de longueur 2 m suivant y :

➤ **Disposition 2 :**

LES BLOCS	Les modes	LES Pé-riode (s)	% cumulées masses modales suivant x	% cumulées masses mo- dales suivant y	Période empirique +30% (s)	observation
B2.2	1	0,746746	0,85376	4,07E-20	0,398	C.N.V
	2	0,394	0,85376	0,74924	0,398	C.V
	3	0,332706	0,85376	0,74924	0,398	C.V

Tableau IV. 5 : variante 2 de bloc B2.2

Commentaires :

La condition reste non vérifiées, on ajoute deux voiles d'épaisseur 0.2 m et de longueur 2 ,10m suivant x :

➤ **Disposition 3 :**

LES BLOCS	Les modes	Les Période (s)	% cumulées masses modales suivant x	% cumulées masses modales suivant y	Période empirique +30% (s)	observation
B2.2	1	0,469221	0,76239	0,00022	0,398	C.N.V
	2	0,394274	0,76264	0,74946	0,398	C.V
	3	0,331038	0,76264	0,74946	0,398	C.V

Tableau IV. 65 : variante 3 de bloc B2.2

Commentaires :

La condition est non vérifiée, on ajoute deux voiles d'épaisseur 0.2 m et de longueur 2,10m suivant x :

➤ **Disposition 4 :**

LES BLOCS	Les modes	Les Période (s)	% cumulées masses modales suivant x	% cumulées masses modales suivant y	Période empirique +30% (s)	observation
B2.2	1	0,394513	0	0,74972	0,398	CV
	2	0,381671	0,74893	0,74972	0,398	CV
	3	0,329416	0,74893	0,74972	0,398	CV

Tableau IV. 76 : variante 4 de bloc B2.2

Commentaires :

- Les conditions sont vérifiées.

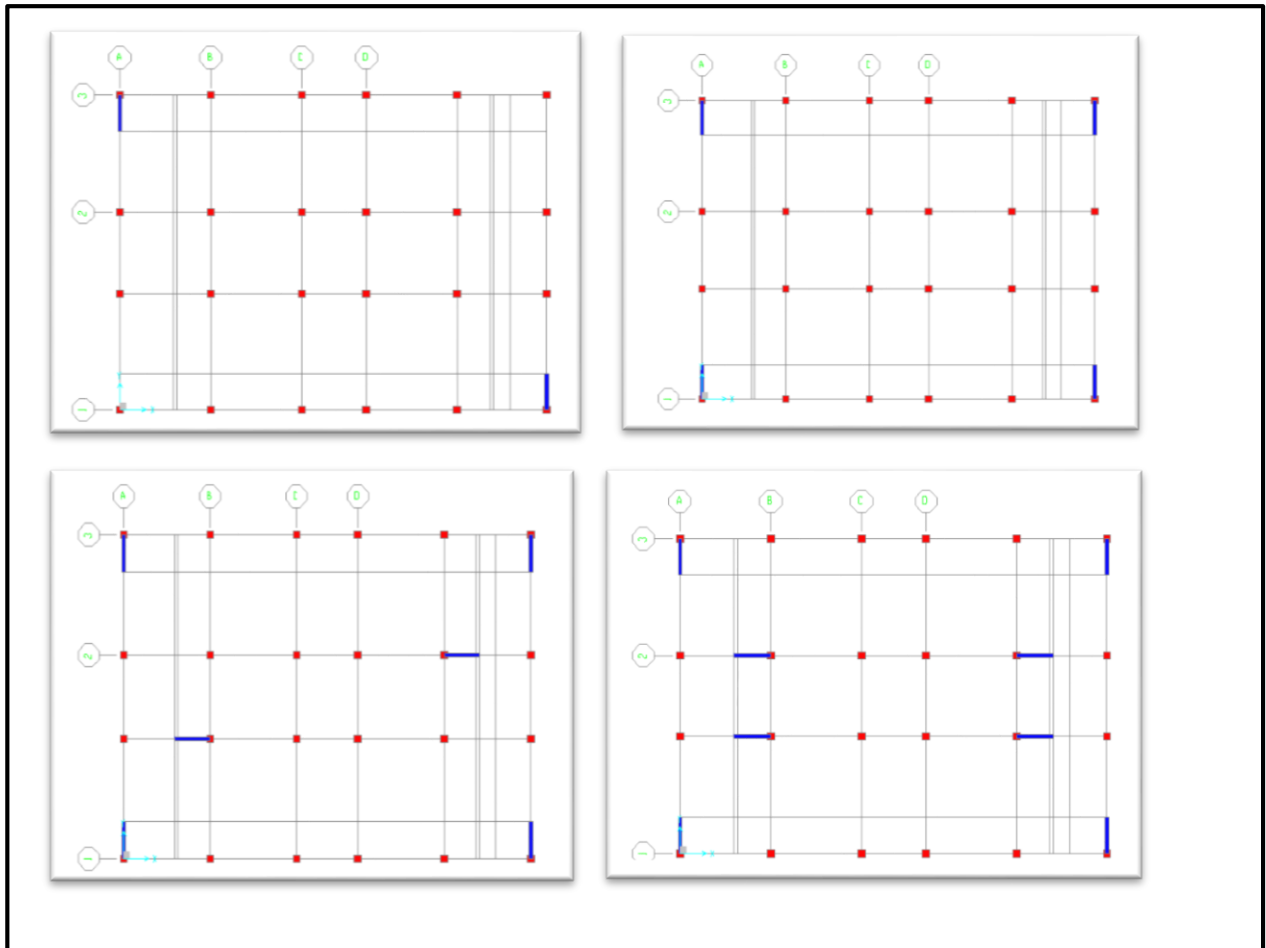


Figure IV. 6 : les variantes de bloc B2.2

❖ **Bloc2.3 :**

➤ **Disposition 1 :**

On a ajoutée deux voiles d'épaisseur 0.2 m et de longueur 1.40 suivant y :

LES BLOCS	Les modes	Les Pé-riode (s)	% cumulées masses modales suivant x	% cumulées masses mo-dales suivant y	Période empi-ririque +30% (s)	observation
B2.3	1	0,7469	0,8536	0	0,398	CNV
	2	0,3940	0,8536	0,7491	0,398	C.V
	3	0,3329	0,8536	0,7491	0,398	C.V

Tableau IV. 87 : variante 1 de bloc B2.3

Commentaires :

- Les conditions sont non vérifiées, on ajoute encore une fois 2 voiles d'épaisseur 0.2 m et de longueur 1.40 suivant x :

➤ **Disposition 2 :**

LES BLOCS	Les modes	Les Périodes (s)	% cumulées masses modales suivant x	% cumulées masses modales suivant y	Période empirique +30% (s)	observation
B2.3	1	0,3945	0,005	33,019	0,398	CV
	2	0,3821	33,001	33,025	0,398	CV
	3	0,3297	33,002	33,0251	0,398	CV

Tableau IV. 98 : variante 2 de bloc B3

Commentaires :

Les conditions sont vérifiées.

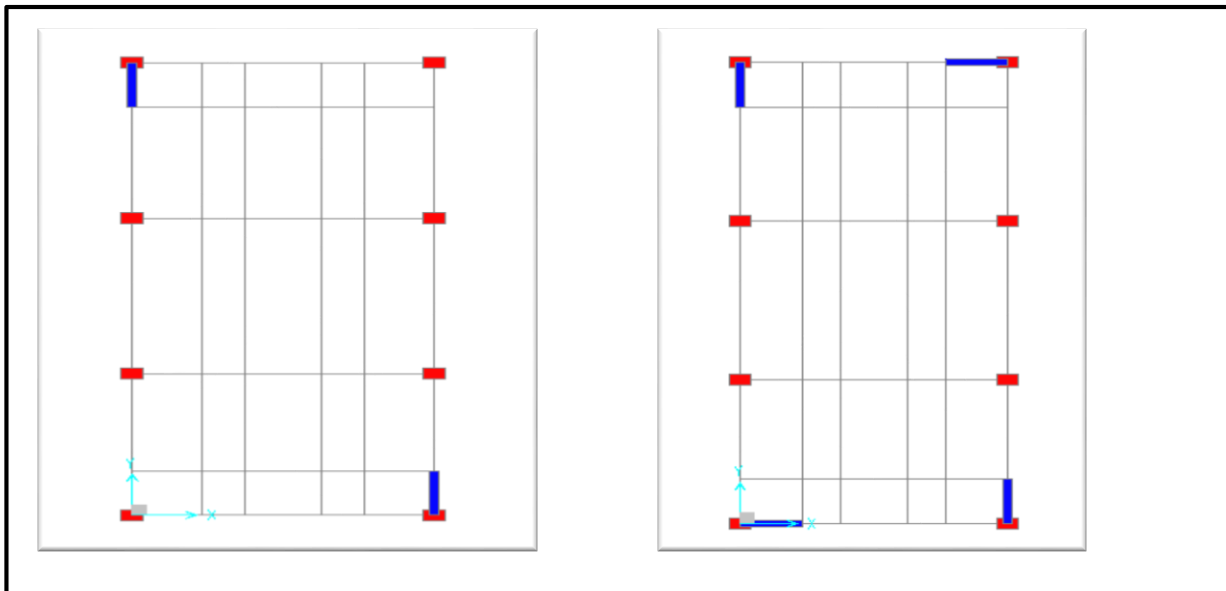


Figure IV. 7 : les variantes de bloc B2.3

❖ **Bloc 3 :**

➤ **Disposition 1 :**

- Nous avons ajouté deux voiles d'épaisseur 0.2 m et de longueur 0.35 et 1.90 m suivant y et deux voiles d'épaisseur 1.4 et 2 m suivant x :

LES BLOCS	Les modes	Les Pé-riode (s)	% cumulées masses modales suivant x	% cumulées masses modales suivant y	Période empirique +30% (s)	observation
B2.3	1	0,5724	0,3524	0,4173	0,4944	CNV
	2	0,5362	0,7636	0,7301	0,4944	CNV
	3	0,3948	0,7715	0,7665	0,4944	CV

Tableau IV. 19: variante 1 de bloc B3

Commentaires :

- Les conditions ne sont pas vérifiées, on ajoute -Deux voile d'épaisseur 0.2 m et de longueur 1,2 et 1.2 m suivant x et deux voiles d'épaisseur 1.5 et 1,90m suivant y :

➤ **Disposition 2 :**

LES BLOCS	Les modes	Les Pé-riode (s)	% cumulées masses modales suivant x	% cumulées masses modales suivant y	Période empirique +30% (s)	observation
B2.3	1	0,4963	0,6176	0,1135	0,4944	C.N.V
	2	0,4897	0,718	0,7470	0,4944	C.V
	3	0,3534	0,7462	0,750	0,4944	C.V

Tableau IV. 100 : variante 2 de bloc B3

Commentaires :

- Les conditions ne sont plus vérifiées, on ajoute Deux voiles d'épaisseur 0.2 m et de longueur 1,25 et 1,38 m suivant x :

➤ **Disposition 3 :**

LES BLOCS	Les modes	LES Période (s)	% cumulées masses modales suivant x	% cumulées masses modales suivant y	Période empirique +30% (s)	observation
B3	1	0,4930	0,00017	0,7478	0,4944	CV
	2	0,4582	0,7192	0,7478	0,4944	CV
	3	0,3503	0,7515	0,7515	0,4944	CV

Tableau IV. 111 : variante 2 de bloc 3

Commentaires :

- Les conditions sont vérifiées.

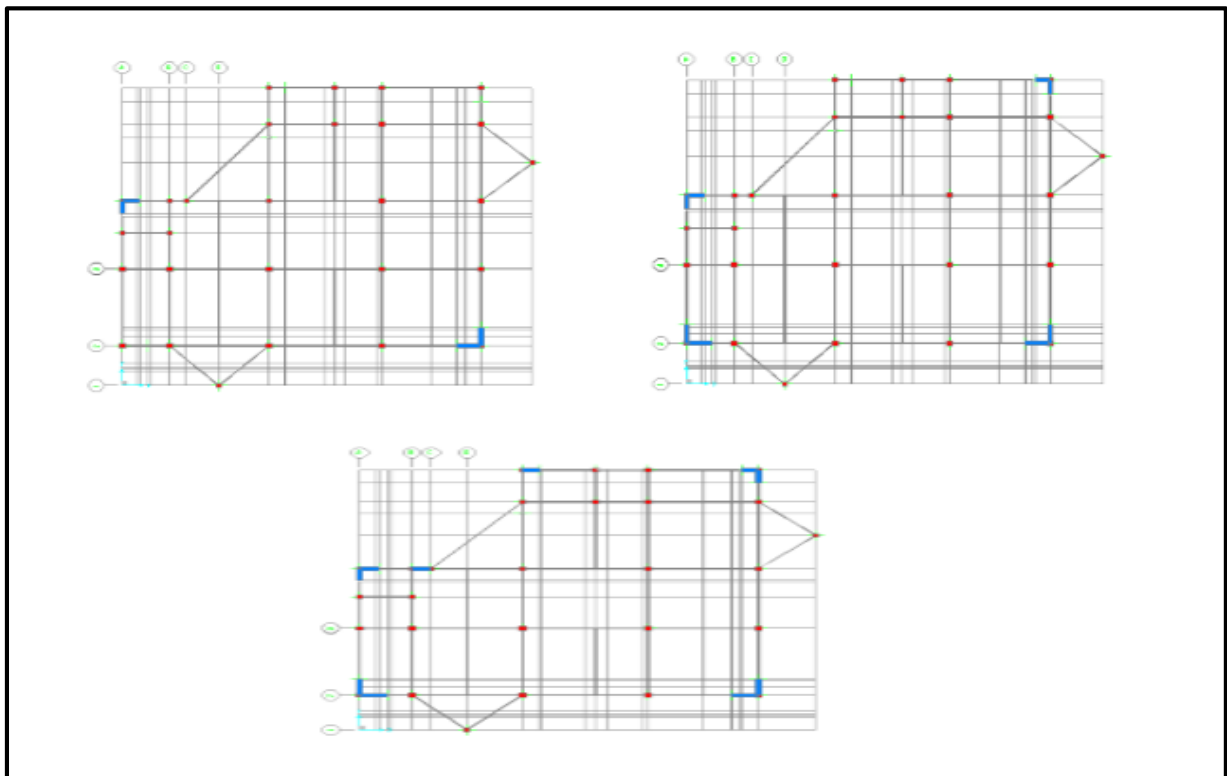


Figure IV. 8 : les variantes de bloc 3

❖ **Bloc 4**

➤ **Disposition 1 :**

LES BLOCS	Les modes	Les Période (s)	% cumulées masses modales suivant x	% cumulées masses modales suivant y	Période Empirique e+30% (s)	observation
B4	1	0,369303	0,03294	0,83537	0,331	CNV
	2	0,256496	0,51783	0,84166	0,331	CV
	3	0,240298	0,84051	0,85622	0,331	CV

Tableau IV. 22 : variante 1 de bloc 4

Commentaires :

Les conditions sont non vérifiées.

➤ **Disposition 2 :**

LES BLOCS	Les modes	Les Période (s)	% cumulées masses modales suivant x	% cumulées masses modales suivant y	Période Empirique +30% (s)	observation
B4	1	0,318857	0,000001363	0,81957	0,331	CV
	2	0,231286	0,82425	0,81958	0,331	CV
	3	0,220286	0,82785	0,81958	0,331	CV

Tableau IV. 23 : variante 2 de bloc B4

Commentaires :

Conditions sont vérifiées.

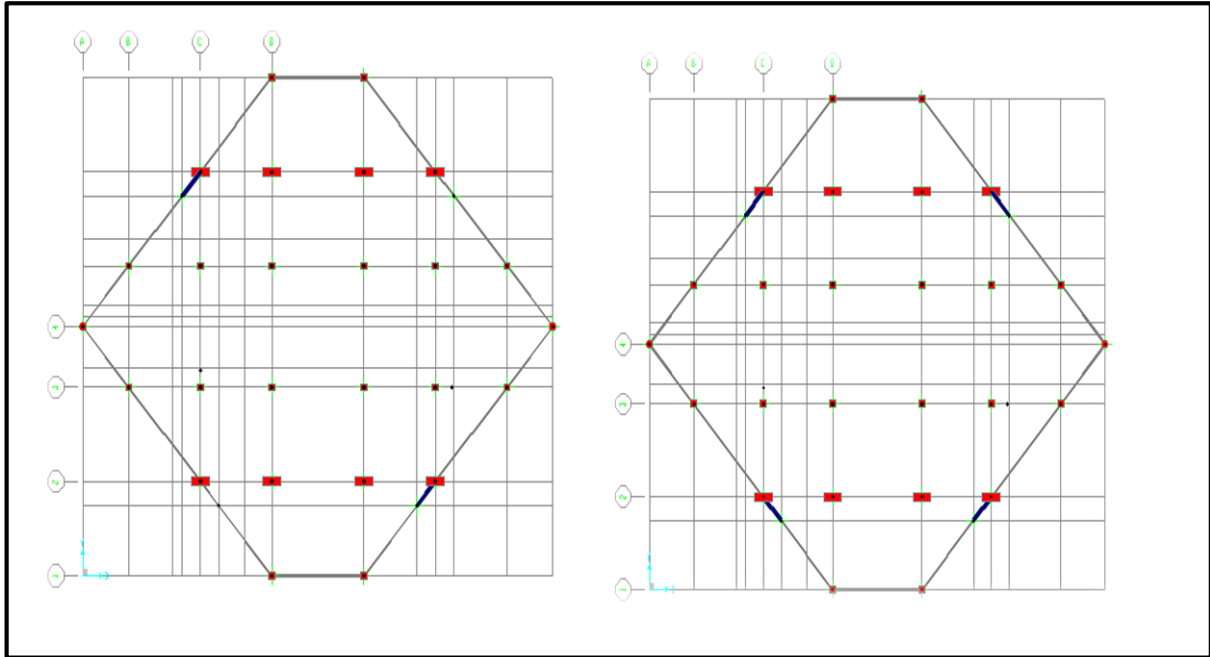


Figure IV. 9 : les variantes de bloc B4

Les conditions sont vérifiées pour tous les blocs, on peut passer à l'analyse spectrale

IV.6 Analyse spectral :

IV.6.1/ Principe :

- Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.6.2/ Détermination des paramètres du spectre de réponse :

➤ Coefficient d'accélération A :

- D'après la classification sismique de RPA 99 version 2003, la wilaya de TLEMCEM est implantée dans la zone (I) Groupe (2).
- Alors d'après les deux critères précédents on obtient :

$$A=0.105 \dots \text{Tableau (4-1) RPA99/v2003.}$$

➤ Coefficient de comportement global de la structure R :

- R est en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003.
- Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à :

R=5...tableau (4.3) R.P.A99/v2003

➤ **Facteur de qualité Q :**

Les blocs	Q
Bloc 1, Bloc 2	1,20
Bloc 3	1,30
Bloc 4	1,15

Tableau IV. 124 : le facteur de qualité des blocs

➤ **Facteur de correction d'amortissement "η" :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \dots \quad \text{Formule (4.3) : RPA 99/v2003}$$

-Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, de type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7 \%$ pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} \Rightarrow \eta = 0,8819.$$

➤ **Période T1 et T2 du site considérée S4 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15 \text{ s} \quad \dots \quad \text{Tableau (4-6) RPA99/v2003} \\ T_2 = 0.70\text{s} \end{array} \right.$$

IV.6.3/ le spectre de réponse du calcul :

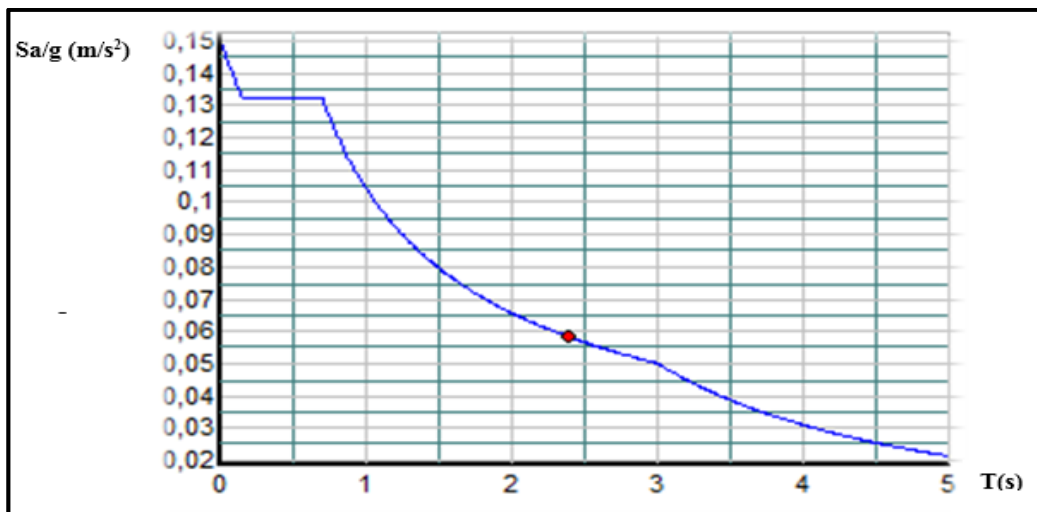


Figure IV. 10 : le spectre de réponse de calcul

- L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA99,) :

$$(S_a / g) = \begin{cases} 1,25A [1+ (T/T_1) (2,5\eta (Q/R)-1)] & \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) (T_2/T)^{2/3} & \dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A) (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{3/5} (Q/R) & \dots T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure

S_a / g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m /s²

IV.6.4/ les combinaisons d'action :

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU = 1.35 * G + 1.5Q \\ ELS = G + Q \\ G + Q \mp 1.2 * E \\ G + Q \mp E \\ 0.8 * G \mp E \end{array} \right.$$

IV.6.5/ Nombre de modes à considérer :

- Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
 - ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
 - les deux premières modes doit vérifier la translation selon les deux axe orthogonale (x, y), et la torsion pour le troisième mode.

IV.6.6/poids total de la structure :

- Selon le RPA il faut prendre la totalité des charges permanente avec une fraction β des charges d'exploitation d'après le tableau (4.5 RPA99v2003 .p44).

$W = \sum_{i=1}^n w_i$ avec n : le nombre des niveaux

$w_i = w_{gi} + \beta * w_{qi}$

W : poids total de la structure.

Avec $\beta = 0.20$

- Pour le calcul de la masse des différents niveaux de la structure, on a le tableau suivant qui est donnée par le logiciel SAP2000.

❖ **Les blocs B1 .B2 :**

Z(m)	Le Poids W (KN)					
	Bloc1.1	Bloc1.3	Bloc2.1	Bloc2.3	Bloc1.2	Bloc2.2
3 ,74	121,038	124,44	108,65	115,32	546,35	468,125
4,48	118,093	121,90	104,32	112,37	551,54	468,125
11,22	99,80	106,91	88,72	97,50	484,43	422,74
Le poids Total (kn)	338,93	350,25	301,69	325,19	1582,29	1358,99

Tableau IV. 135 : le poids total des blocs B1, B2

❖ **Les blocs B3 ; B4 :**

Bloc 3		Bloc 4	
Z(m)	Le poids (KN)	Z(m)	Le poids (KN)
3,74	661,71	4,38	1706,209
4,48	566,3786	8,77	1019,883
11,22	569,208	WT=2726.092 KN	
14,96	394,503		
WT=2191,79 KN.			

Tableau IV. 26 : le poids totale des blocs B3 ; B4

IV.6.7 /Calcul de la force sismique :

- D'après le RPA 99 /V2003 ,la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.
- Si $V_t < 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 V_{st}/V_t$.

Avec :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \cdot W$$

➤ **Les vérifications sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :**

	B1.1	B1.2	B1.3	B2.1	B2.2	B2.3	B3	B4
V dynamique (kn)	303,83	1510,4	325,93	323,78	1261,84	300,83	2380,95	3037.60
V statique (kn)	30,77	143,21	31,70	57,09	102,5	29,43	214,92	236,46
Le nombre de Mode considéré	7	11	8	8	8	9	7	11
V_{dyn} >0.8 V_{xst}	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV

Tableau IV. 27 : vérification de la force sismique

IV.6.8/Vérification des déplacements suivant RPA :

- Selon le RPA99V2003, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

bloc	niveau	LE Sens de E	X (m)	Y (m)	Hauteur d'étage (m)	Déplacement Suivant RPA	vérification
Bloc B1.1	RDC	Ex	0,0023	0,0004	3,74	0,0086	CV
		Ey	0,0009	0,0001		0,00315	CV
	Etage 1	Ex	0,0002	0,001		0,0038	CV
		Ey	0,0005	0,0034		0,0012	CV
	Etage 2	Ex	0,00354	0,0019		0,011	CV
		Ey	0,00763	0,0058		0,026	CV
Bloc B1.2	RDC	Ex	0.0011	0,0000 048	3,74	0,0038	CV
		Ey	0,0003	0,0016		0,00105	CV
	Etage 1	Ex	0,0034	0,0000 14		0,0021	CV
		Ey	0,0006	0,0042		0,0021	CV
	Etage 2	Ex	0,0057	0,0000 23		0,019	CV
		Ey	0,001	0,0068		0,021	CV
Bloc B1.3	RDC	Ex	0,0016	0,0003	3,74	0,0056	CV
		Ey	0,0004	0,0007		0,0024	CV
	Etage 1	Ex	0,004	0,001		0,015	CV
		Ey	0,001	0,0022		0,0077	CV
	Etage 2	Ex	0,0063	0,0016		0,0022	CV
		Ey	0,0016	0,0031		0,0056	CV
Bloc B2.1	Rdc	Ex	0,0016	0,0004	3,74	0,0056	CV
		Ey	0,0005	0,001		0,0035	CV
	Etage1	Ex	0,0044	0,0011		0,0154	CV
		Ey	0,0013	0,003		0,010	CV
	Etage 2	Ex	0,0063	0,0018		0,022	CV
		Ey	0,0019	0,005		0,017	CV

Tableau IV. 148 : vérification des déplacements des blocs B1.1 ; B1.2,B1.3 ,B2.1

bloc	niveau	LE Sens de E	X (m)	Y (m)	Hauteur d'étage (m)	Déplacement Suivant RPA	vérification		
Bloc B2.2	Rdc	Ex	0,001	0	3,74	0,0035	CV		
		Ey	0	0,001		0,0038	CV		
	Etage1	Ex	0,0031	0		0,0108	CV		
		Ey	0	0,0031		0,0108	CV		
	Etage 2	Ex	0,0054	0		0,0189	CV		
		Ey	0	0,0057		0,0189	CV		
Bloc B3	RDC	Ex	0,0013	0,0004	3,74	0,004	CV		
		Ey	0,00004	0,0017		0,005	CV		
	Etage1	Ex	0,0037	0,0009		0,0129	CV		
		Ey	0,0001	0,0046		0,0161	CV		
	Etage 2	Ex	0,0064	0,0015		0,0224	CV		
		Ey	0,0002	0,0076		0,0266	CV		
	Etage 3	Ex	0,008	0,002		0,03	CV		
		Ey	0,0003	0,101		0,035	CV		
	Bloc B4	RDC	Ex	0,019		0,0002	5,03	0,066	CV
			Ey	0,0001		0,0047		0,016	CV
Etage1		Ex	0,0026	0,0004	0,009	CV			
		Ey	0,0002	0,0074	0,0259	CV			

Tableau IV. 29 : vérifications des déplacements des blocs B2.2, B3, B4

IV.6.9/Influence du sol sur le spectre de réponse :

- La forme du spectre de réponse est très sensible à la nature du sol, par exemple pour une même secousse sismique les spectres seront différents selon qu'ils correspondent à un affleurement rocheux ou à un autre dépôt du sol.
- Dans cette partie on va étudier l'effet de la variation de site sur l'accélération spectrale de chaque bloc.
- Les résultats sont représentés dans les figures suivantes :
- **Les blocs B1 ; B2 :**

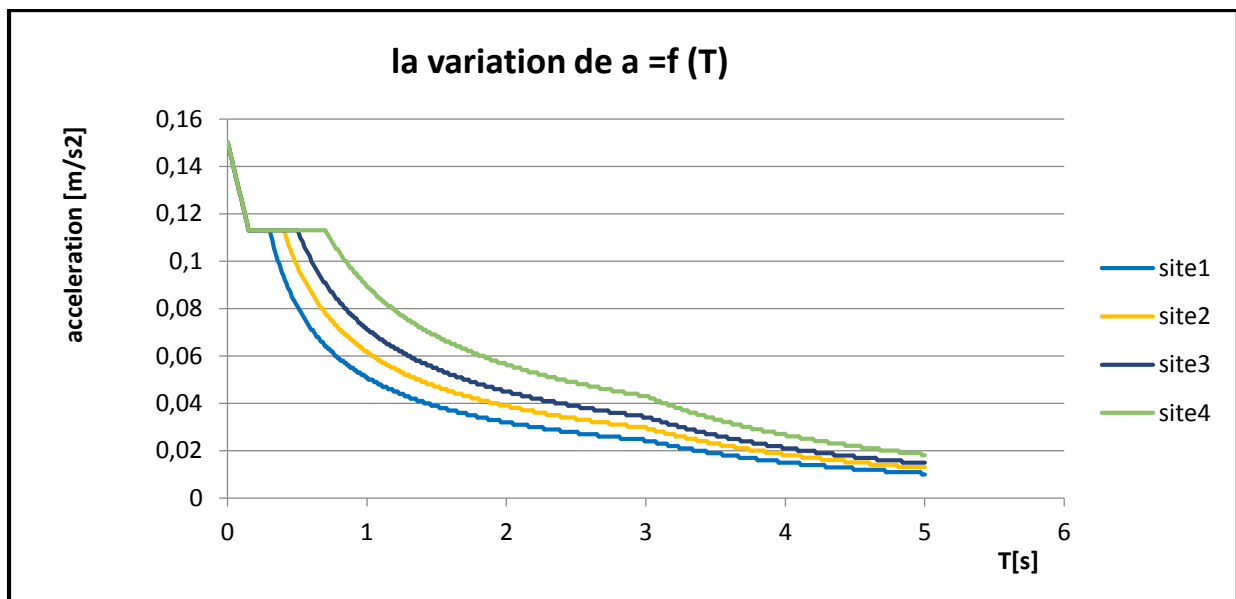


Figure IV. 11 : le spectre de reponse des blocs B1 ; B2 dans les quatre sites

- **Le Bloc 3 :**

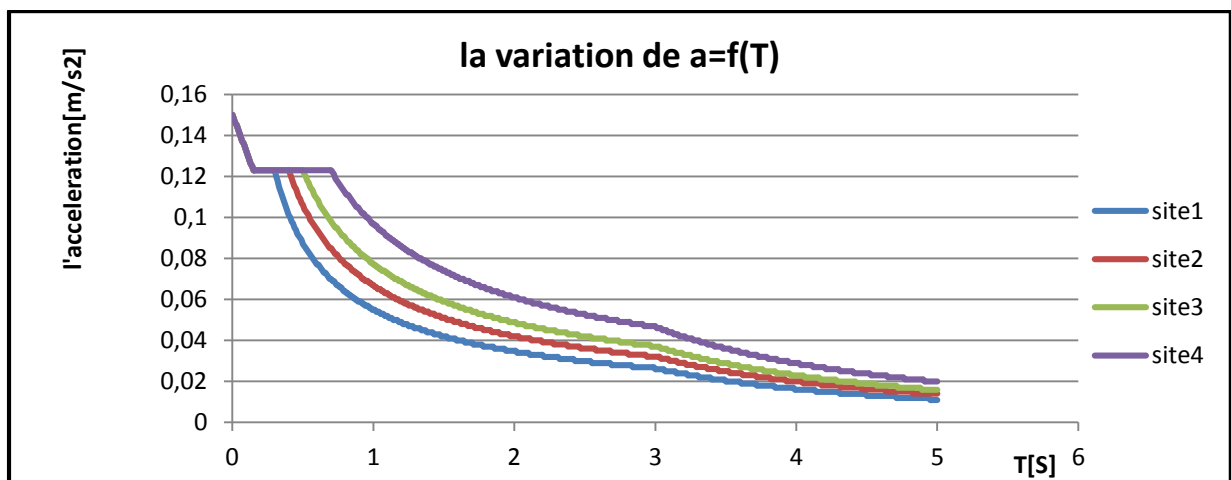


Figure IV. 12 : le spectre de reponse de bloc B3 dans les quatre sites

▪ **Bloc 4 :**

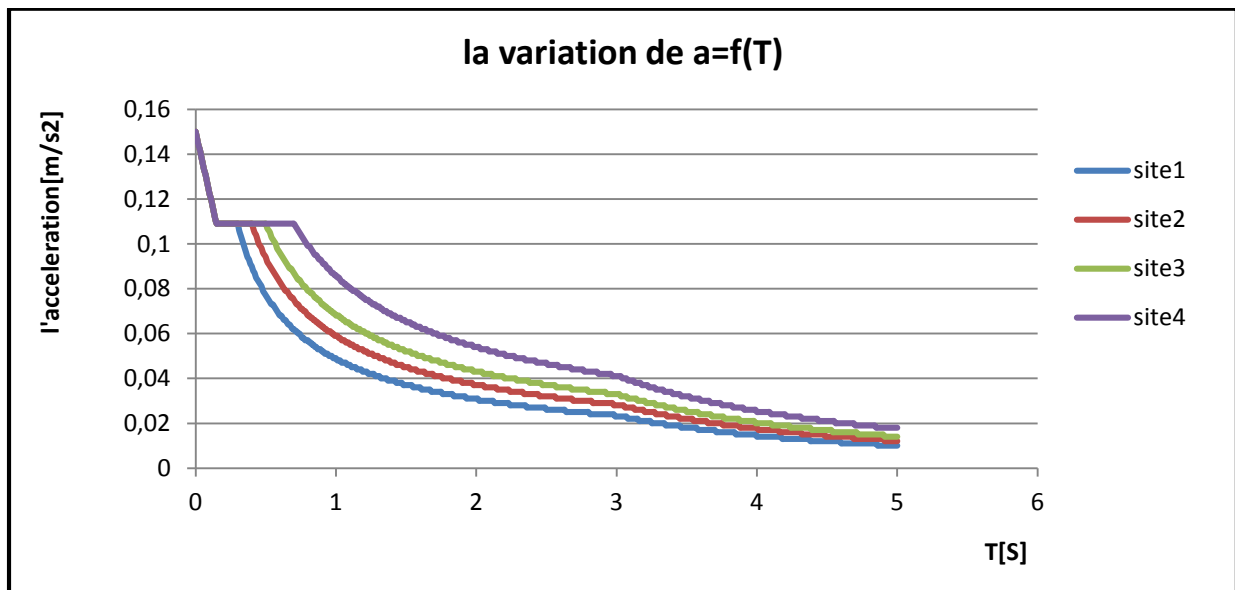


Figure IV. 13 : le spectre de reponse de bloc B4 dans les quatre sites

- Les figures : IV. 14 ; IV. 12 ; IV. 13, montrent que l'accélération spectrale est identique entre 0 et 0.3s pour les Cas de site S1, S2, S3 et S4 dans les quatre blocs 1,2,3 et 4 par contre au-delà de 0,3 s les spectres de réponse ne comportent pas la même branche inclinée ,si on prend par exemple une valeur de $T=1s$ de bloc 1 on trouve des accélérations différent suivant les quatre sites :

Site 1 : 0,05 m/s^2
 Site 2 : 0,06 m/s^2
 Site 3 : 0,07 m/s^2
 Site 4 : 0,09 m/s^2

- En conséquence, lorsqu'il s'agit de choisir un spectre de réponse pour un site donnée, il est important de connaitre la nature du sol de fondation.

IV.6.11/ L'effet de la variation site sur les Déplacements :

-Dans cette partie, on a étudié l'influence de la variation de site Sur le déplacement des nœuds, on a pris comme un exemple un joint de plancher de terrasse pour les blocs B1.1, B1.2, B1.3et B4, et on a noté les résultats pour chaque nœud, ces résultats sont représentées par les histogrammes suivants :

❖ **Bloc B1.1 :**

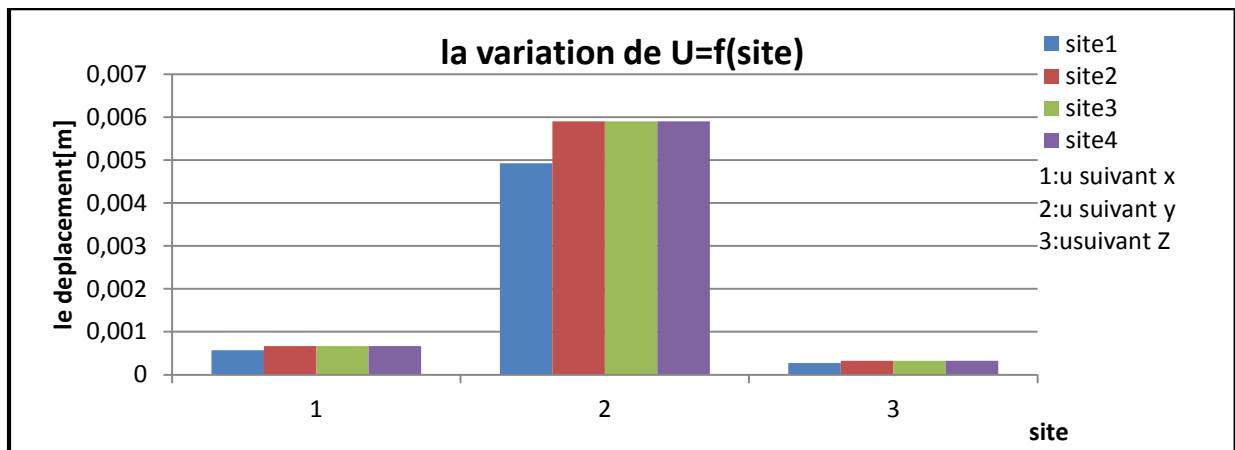


Figure IV.14 : la variation des déplacements dans les quatre sites –bloc B1.1-

• **Commentaires :**

-L'histogramme présente la variation de déplacement d'un nœud au niveau de la terrasse fonction de catégorie de site, on remarque une légère différence pour le site 1, et les autres sites les résultats sont identiques.

❖ **BlocB1.2 :**

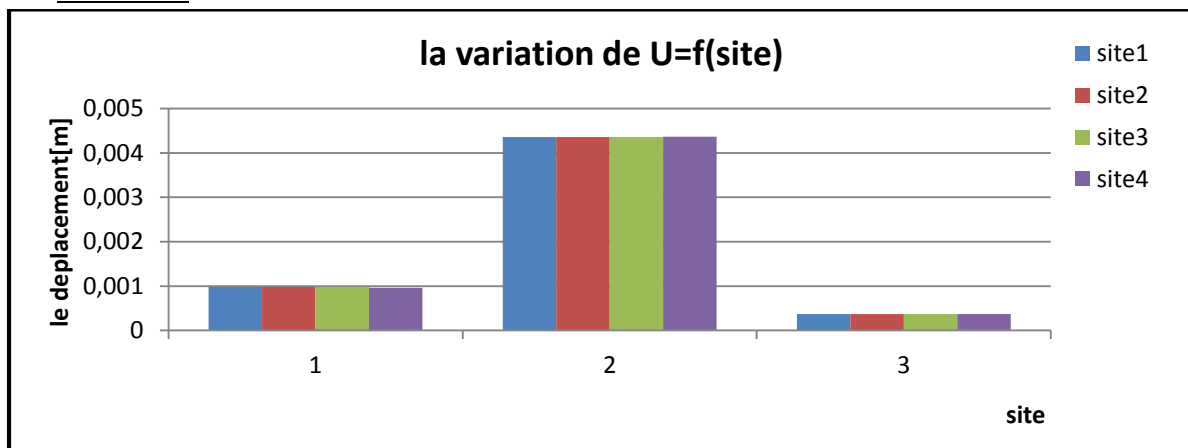


Figure IV. 15 : la variation des déplacements dans les quatre sites –bloc B1.2-

• **Commentaires :**

L'histogramme présent la variation d'un joint au niveau du plancher terrasse bloc 1.2, en fonction de catégorie de site, On constate que les résultats sont identiques pour les quatre sites.

❖ **Bloc B1.3 :**

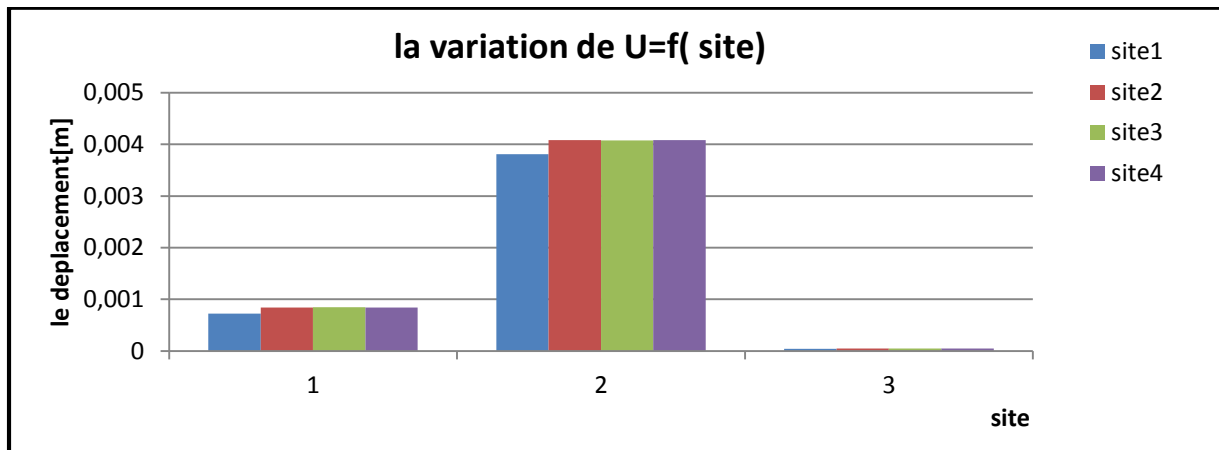


Figure IV. 16 : la variation des déplacements dans les quatre sites –bloc B1.3-

• **Commentaires :**

-L’histogramme présente la variation de déplacement d’un nœud au niveau de la terrasse du bloc B1.3 en fonction de catégorie de site, on remarque une légère différence pour le site 1 (site rocheux) et les autres sites, les résultats sont identiques.

❖ **Bloc B4 :**

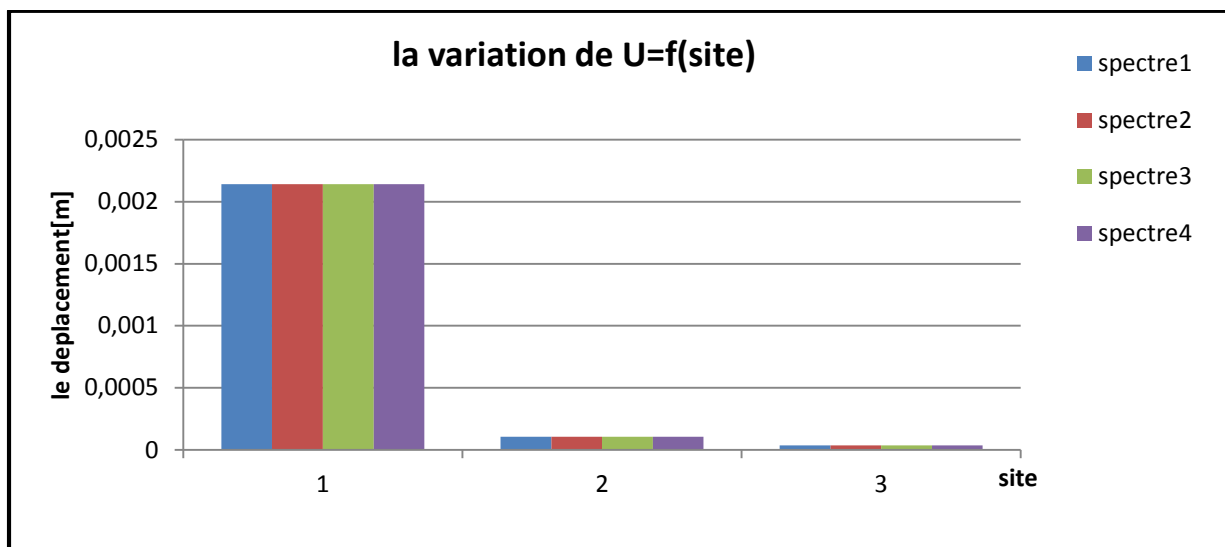


Figure IV. 17: la variation des déplacements dans les quatre sites –bloc B4-

• **Commentaires :**

-L’histogramme présente la variation d’un joint au niveau du plancher terrasse bloc 1.2, en fonction de catégorie de site, On constate que les résultats sont identiques pour les quatre sites.

IV.6.12/ L'effet de la variation site sur l'effort tranchant à la base :

❖ Bloc B1.1 :

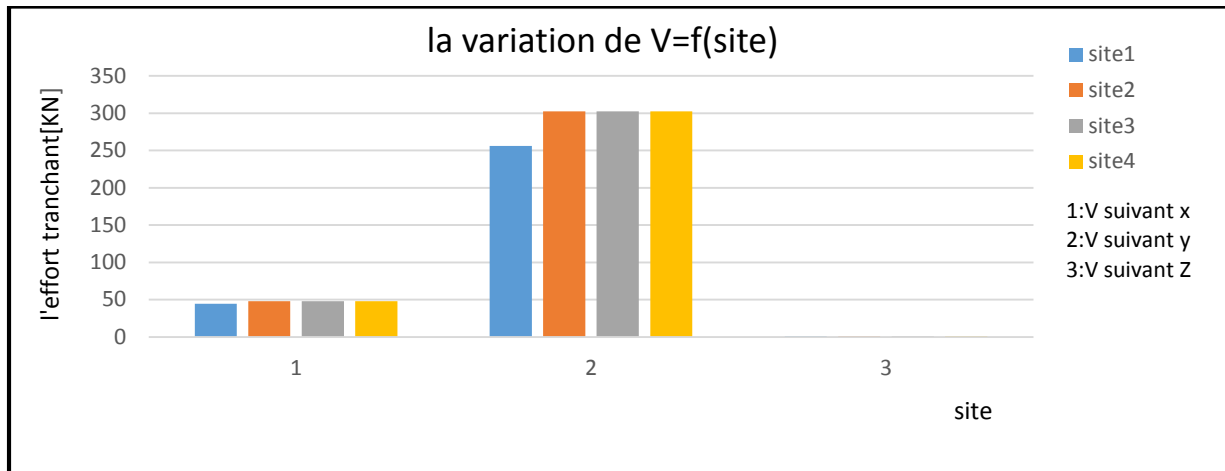


Figure IV. 18: la variation de l'effort tranchante dans les quatre sites –bloc B1.1-

• Commentaires :

-Les graphes suivants représentent la variation de l'effort tranchant à la base d'un joint en fonction de catégorie de site, on remarque qu'il y a une légère variation pour le site 1 (site rocheux), l'effort tranchant diminue, et pour les autres sites les résultats sont identiques.

❖ Bloc B1.2 :

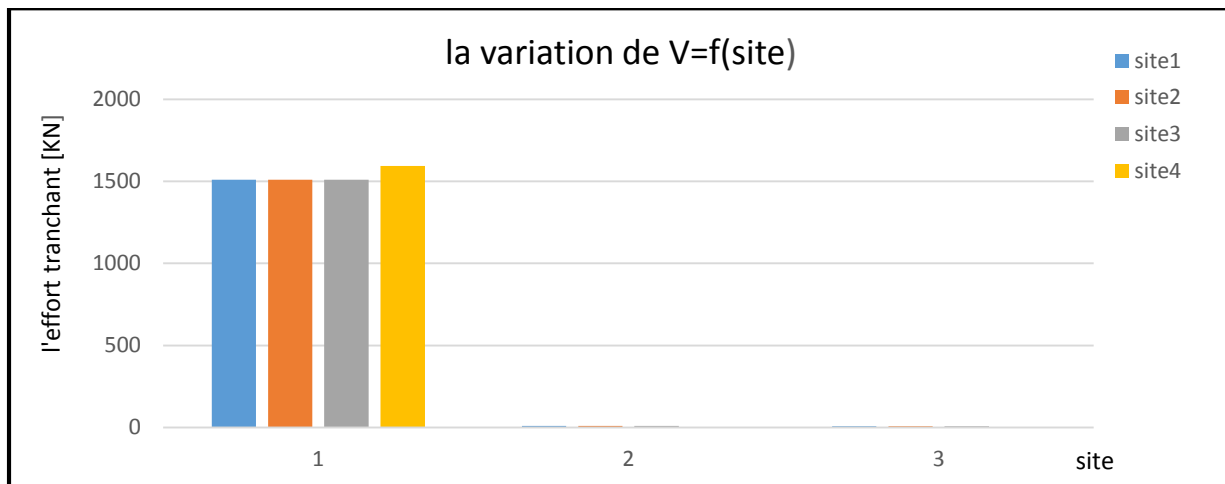


Figure IV. 19: la variation de l'effort tranchante dans les quatre sites –bloc B1.2-

• Commentaires :

-Les graphes suivants représentent la variation de l'effort tranchant à la base d'un joint en fonction de catégorie de site au niveau de bloc B1.2, on remarque que les résultats sont les mêmes pour les quatre catégories de site.

❖ **Bloc 1.3 :**

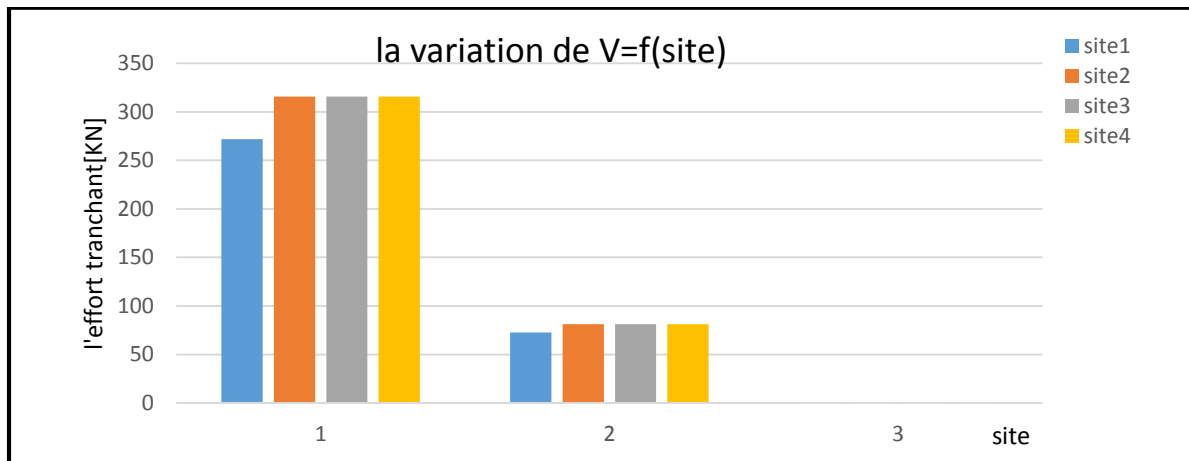


Figure IV. 20: la variation de l'effort tranchante dans les quatre sites –bloc B1.3-

• **Commentaires :**

-Les graphes suivants représentent la variation de l'effort tranchant à la base d'un joint en fonction de catégorie de site, on remarque qu'il y a une légère variation pour le site 1 (site rocheux), l'effort tranchant diminue, et pour les autres sites les résultats sont identiques

❖ **BLOC4 :**

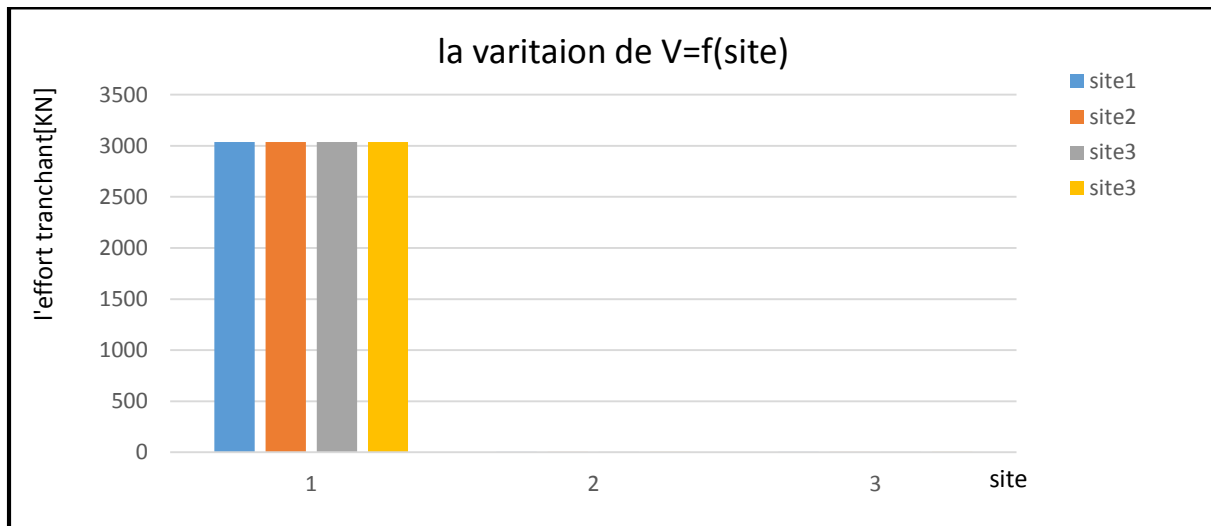


Figure IV. 21: la variation de l'effort tranchante dans les quatre sites –bloc B4-

• **Commentaires :**

-Les graphes suivants représentent la variation de l'effort tranchant à la base d'un joint en fonction de catégorie de site au niveau de bloc B1.2, on remarque que les résultats sont les mêmes pour les quatre catégories de site.

IV.7/Conclusion :

-Après tout le calcul qu'on a fait dans ce chapitre qui se concentre l'étude de la variation des accélérations spectrales, déplacements et efforts tranchants en fonction des quatre site de l'RPA(rocheux; ferme; meuble; très meuble), on donne les résultats suivantes :

- œ L'accélération spectrale évaluée dans chaque bloc est constante entre 0 et 0,3 second quel que soit la catégorie de site d'implantation, et notablement diminué au-delà de 0,30 s de site 1 à 4.
- œ Une légère déférence pour les déplacements et les efforts tranchants de la structure à partir de site 1, et pour les sites 2,3 et 4 l'effet de site est nul dans la majorité des bocs.

V.1/Introduction :

- ◆ Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).
- ◆ Dans ce chapitre, on va étudier l'influence de la variation des caractéristiques de sol sur la réponse des éléments résistants, pour cela l'étude sera menée pour les éléments les plus sollicités de la structure en fonction des quatre sites classés dans le RPA99/version 2003.

V.2/ l'effet de site sur les poteaux :

- ◆ Un poteau est un élément porteur, vertical travaillant en compression et qui transmet les charges au sol de fondation. Il peut être soumis à une compression centrée soit à la flexion composée.
- ◆ Dans la présent étude, on a choisi le poteau le plus sollicité de chaque bloc, et généraliser le ferrailage trouvé pour les autres poteaux suivant les quatre sites.

V.2.1/combinaisons de calcul :

- ◆ Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G+1,5Q\dots(ELU) \\ G+Q\dots(ELS) \end{array} \right.$$

- ◆ Combinaisons accidentelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8G+E \dots (ELA) \\ G+Q+1,2Ex \dots(ELA) \end{array} \right.$$

V.2.2/ Les sollicitations des poteaux :

- ◆ Les poteaux étudiés :

Blocs B1.1 ; B2.1	Bloc b1.2	Blocs B1.3 ; B2.3	B2.2	B3	B4
P1.1	P1.2	P1.3	P2.2	P3	P4

Tableau V. 1 : les poteaux étudiés

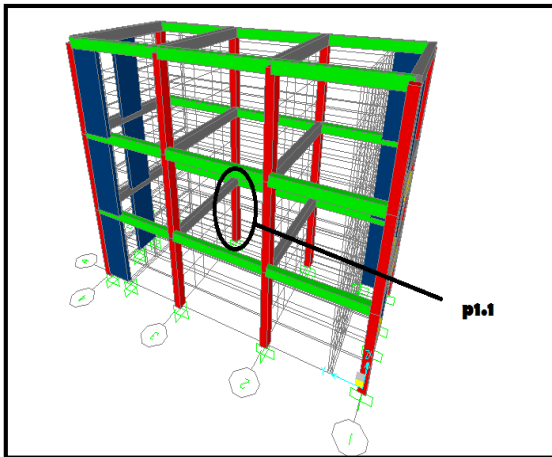


Figure V. 3 : l'emplacement de poteau P1.1

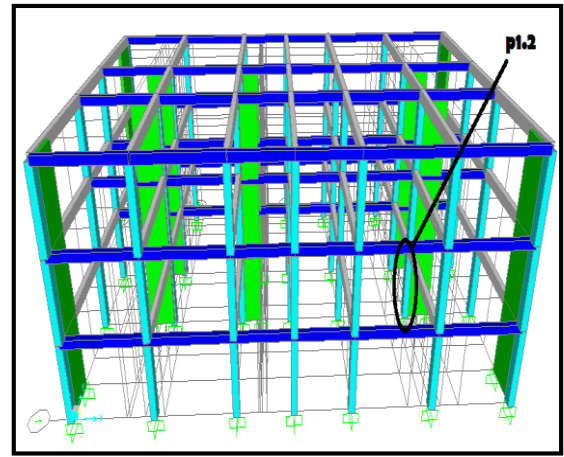


Figure V. 2 : l'emplacement de poteau P1.2

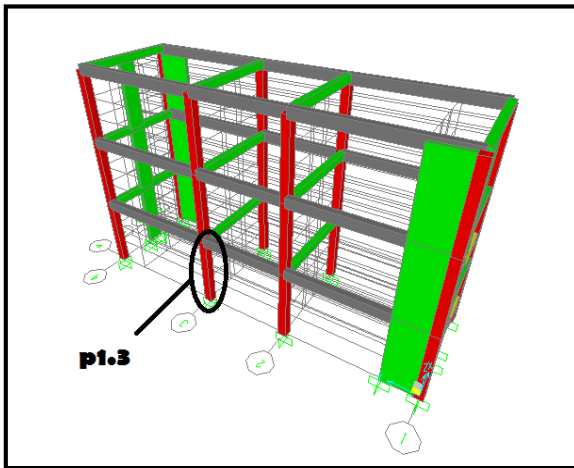


Figure V. 5 : l'emplacement de poteau P1.3

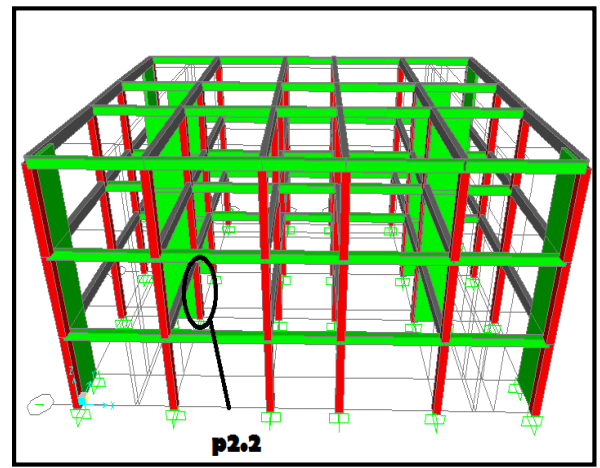


Figure V. 1 : l'emplacement de poteau P2.2

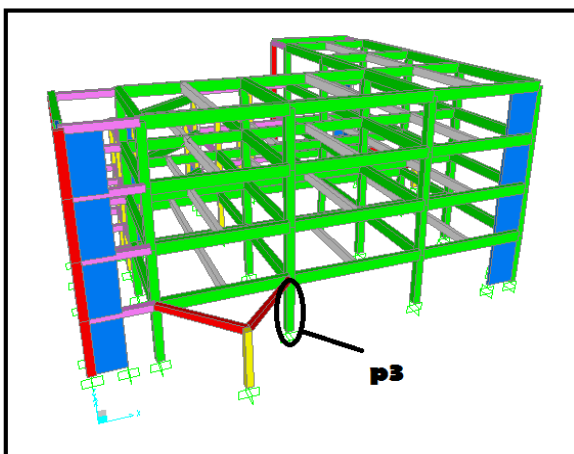


Figure V. 6 : l'emplacement de poteau P3

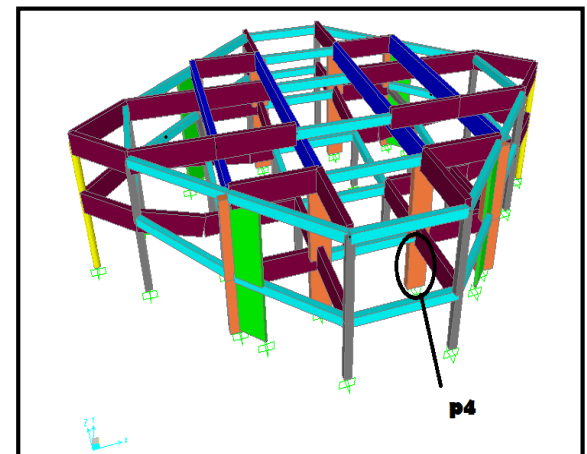


Figure V. 4 : l'emplacement de poteau 4

V.2.2.1/ La variation de l'effort normal N en fonction de la hauteur de poteau dans les quatre sites de l'RPA :

-Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Les Poteaux	Les hauteurs (m)	Les efforts normaux N (kn) (G+Q+1,20Ex)			
		Site 1	Site 2	Site 3	Site 4
P1.1	0	-975,727	-975,795	-975,795	-975,795
	1,87	-961,001	-961,069	-961,069	-961,069
	3,74	-946,275	-946,343	-946,343	-946,343
P1.2	0	-916,394	-1019,813	-1019,813	-1019,813
	1,87	-907,044	-1010,463	-1010,463	-1010,463
	3,74	-897,694	-1001,113	-1001,113	-1001,113
P1.3	0	-640,431	-644,749	-644,749	-644,749
	1,87	-632,951	-637,269	-637,269	-637,269
	3,74	-625,471	-629,789	-629,789	-629,789
P2.2	0	-792,136	-877,8	-877,8	-877,8
	1,87	-784,656	-870,32	-870,32	-870,32
	3,74	-777,176	-862,84	-862,84	-862,84
P3	0	-1909,06	-1914,112	-1916,57	-1916,57
	1,87	-1897,373	-1902,424	-1904,883	-1904,883
	3,74	-1885,685	-1890,737	-1893,195	-1893,195
P4	0	-2602,212	-2602,212	-2602,212	-2602,212
	1,87	-2569,487	-2569,487	-2569,487	-2569,487
	3,74	-2536,762	-2536,762	-2536,762	-2536,762

Tableau V. 2 : la variation des efforts normaux dans les quatre sites

◆ Représentation des résultats sous formes des graphes :

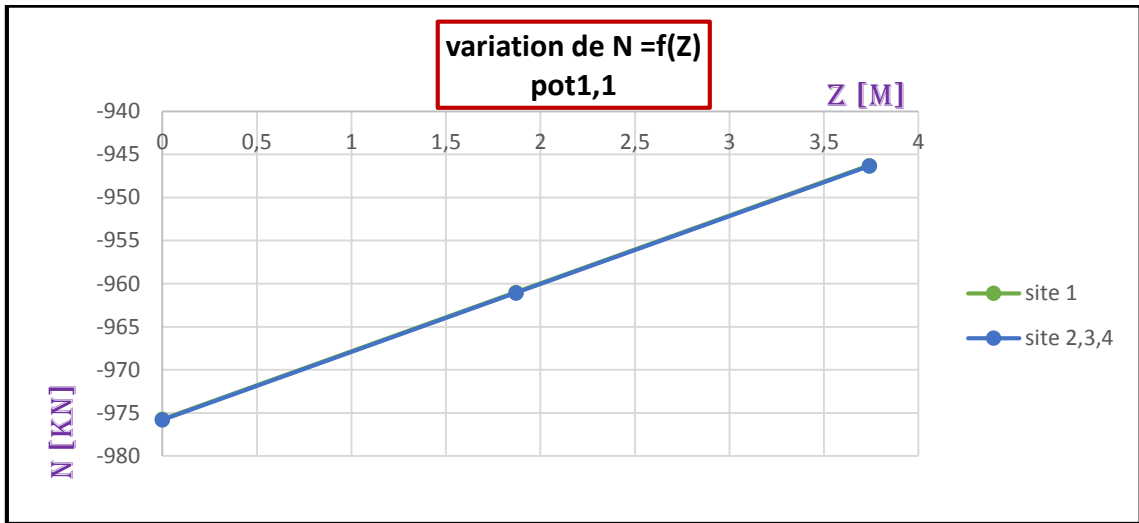


Figure V. 7 : la variation de $N=f(Z)$ –poteau P1.1

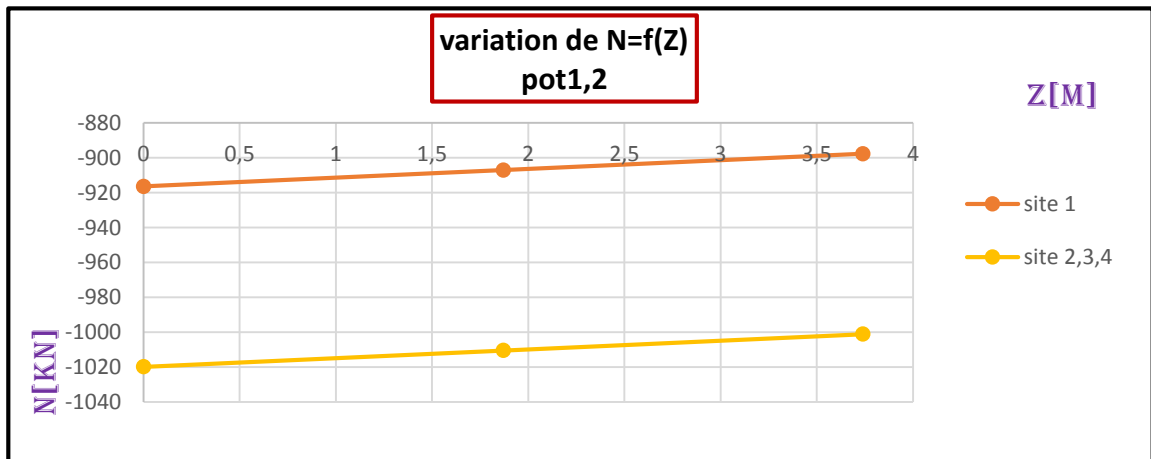


Figure V. 8 : la variation de $N=f(Z)$ –poteau P1.2

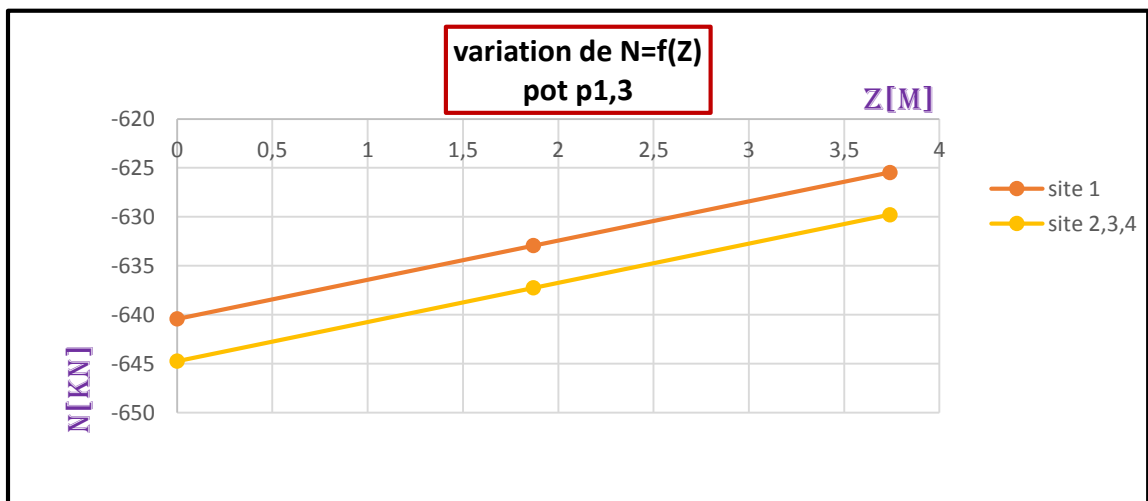


Figure V. 9 : la variation de $N=f(Z)$ –poteau P1.3

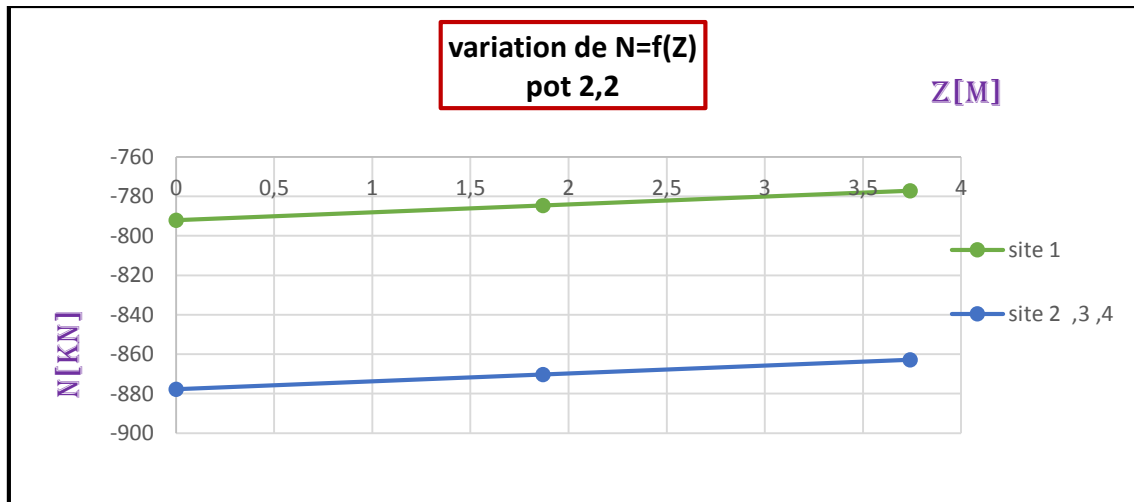


Figure V. 10 : la variation de $N=f(Z)$ –poteau P2.2

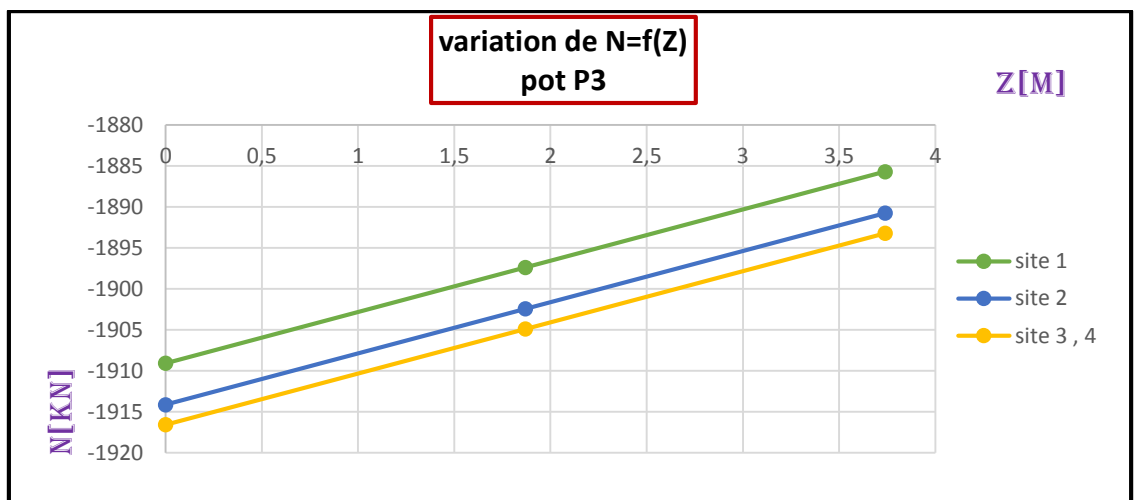


Figure V. 11 : la variation de $N=f(Z)$ –poteau P3

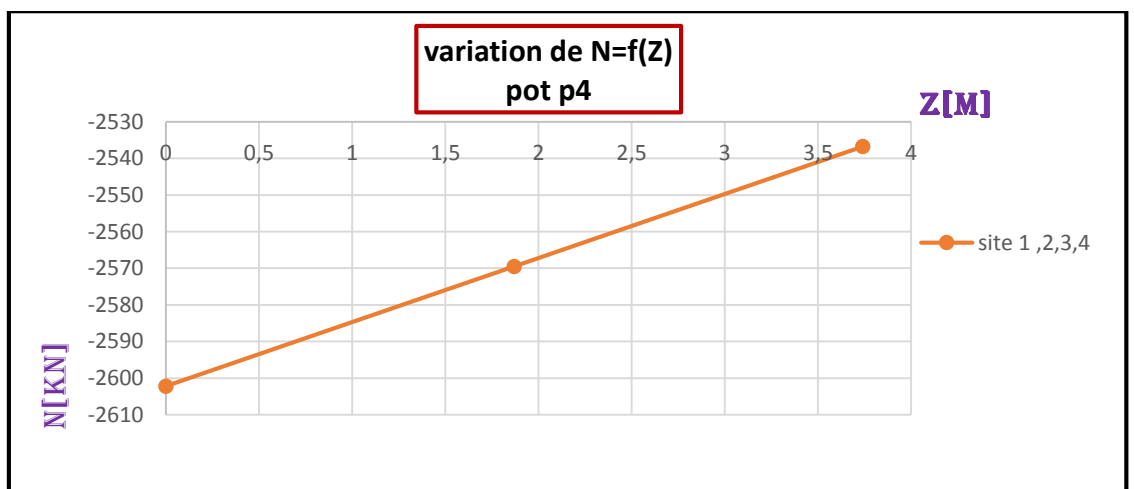


Figure V. 12 : la variation de $N=f(Z)$ –poteau P4

◆ **Interprétation des résultats :**

- l'ensemble des figures 7, 8, 9, 10, 11 et 12 ; représente une comparaison des résultats de la variation des efforts normaux pour les différents sites (site 1, site 2, site 3, site 4).

Figure.V7 : aucune variation d'effort normal N entre les trois sites 2, 3 et 4 ; mais on remarque une petite augmentation de 0,07 kn d'effort normal lorsque on a passé d'un site rocheux (site 1) à un site ferme (site 2)

Figure.V8 : on remarque une différence de 100 kn d'effort normal entre les sites 1 et 2 en parallèle l'effort normal reste constant dans sites 2, 3 et 4.

Figure.V9 : on remarque une légère différence de 5 kn d'effort normal entre les sites 1 et 2 en parallèle l'effort normal reste toujours constant dans sites 2, 3 et 4.

Figure.V10 : on remarque une différence de 90 kn d'effort normal entre les sites 1 et 2 en parallèle l'effort normal reste constant dans sites 2, 3 et 4.

Figure.V11 : on remarque une légère augmentation de 5 kn d'effort normal entre les sites 1 et 2, ainsi que entre les sites 2 et 3, en parallèle aucune variation entre les sites 3 et 4.

Figure.V12 : dans ce poteau l'effort normal reste constant dans les quatre sites 1, 2, 3 et 4.

V.2.2.2/ La variation des moments fléchissant en fonction de la hauteur de poteau dans les quatre sites de l'RPA :

-Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Les Poteaux	Les hauteurs (m)	Les moments fléchissant M (kn.m) (G+Q+Ex)			
		Site 1	Site 2	Site 3	Site 4
P1.1	0	14,7261	14,7145	14,7145	14,7145
	1,87	-24,4233	-24,4277	-24,4277	-24,4277
	3,74	-75,5326	-75,5356	-75,5356	-75,5356
P1.2	0	-16,4589	-19,6724	-19,6724	-19,6724
	1,87	-12,7466	-15,0887	-15,0887	-15,0887
	3,74	-9,1702	-10,6188	-10,6188	-10,6188

Tableau V. 3 : la variation de moment fléchissant dans les quatre sites –poteaux

P1.1, P1.2

Les Poteaux	Les hauteurs (m)	Les moments fléchissant M (kn.m) (G+Q+1,2Ex)			
		Site 1	Site 2	Site 3	Site 4
P1.3	0	-25,9301	30,0498	30,0498	30,0498
	1,87	-7,3718	8,7522	8,7522	8,7522
	3,74	-5,8211	7,1548	7,1548	7,1548
P2.2	0	-13,1564	-15,2247	-15,2247	-15,2247
	1,87	-8,52	-10,0036	-10,0036	-10,0036
	3,74	-4,0915	-4,9606	-4,9606	-4,9606
P3	0	-60,7562	-72,0987	-78,0639	-78,0639
	1,87	-6,2395	-8,0496	-9,0001	-9,0001
	3,74	-25,7145	-33,4284	-37,4893	-37,4893
P4	0	-834,7635	-834,7635	-834,7635	-834,7635
	1,87	-242,9428	-242,9428	-242,9428	-242,9428
	3,74	-411,6411	-411,6411	-411,6411	-411,6411

Tableau V. 4 : la variation de moment fléchissant dans les quatre sites –poteaux P1.3 ; P2.2 ; P3 ; P4

- ◆ Représentation des résultats sous formes des graphes :
- ◆ Représentation des résultats sous formes des graphes :

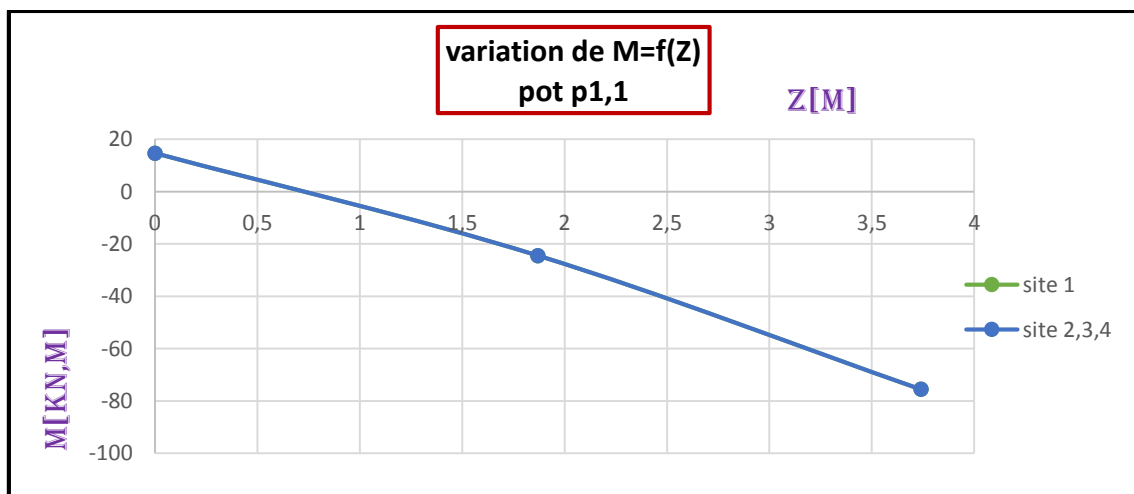


Figure V. 13 : La variation de $M=f(Z)$ –poteau P1.1-

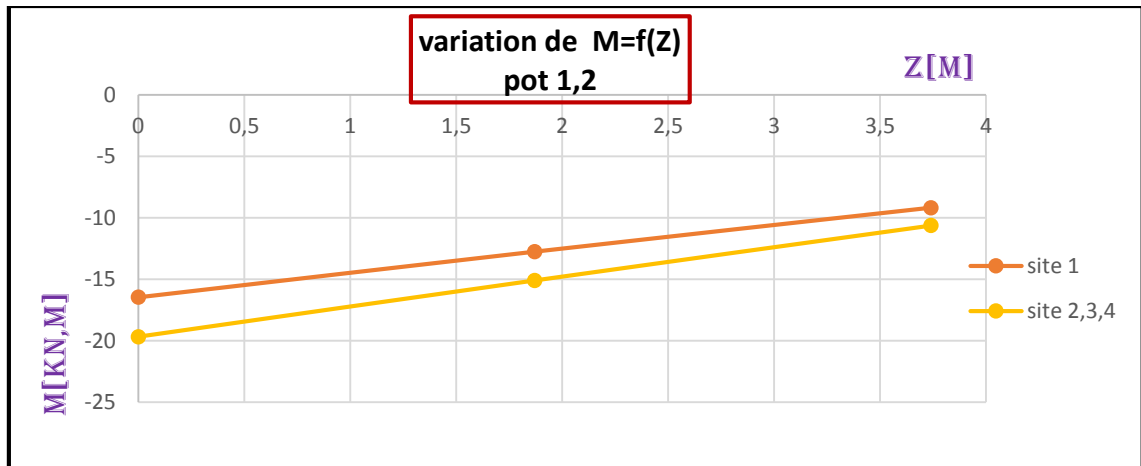


Figure V. 14: La variation de $M=f(Z)$ –poteau -P1.2-

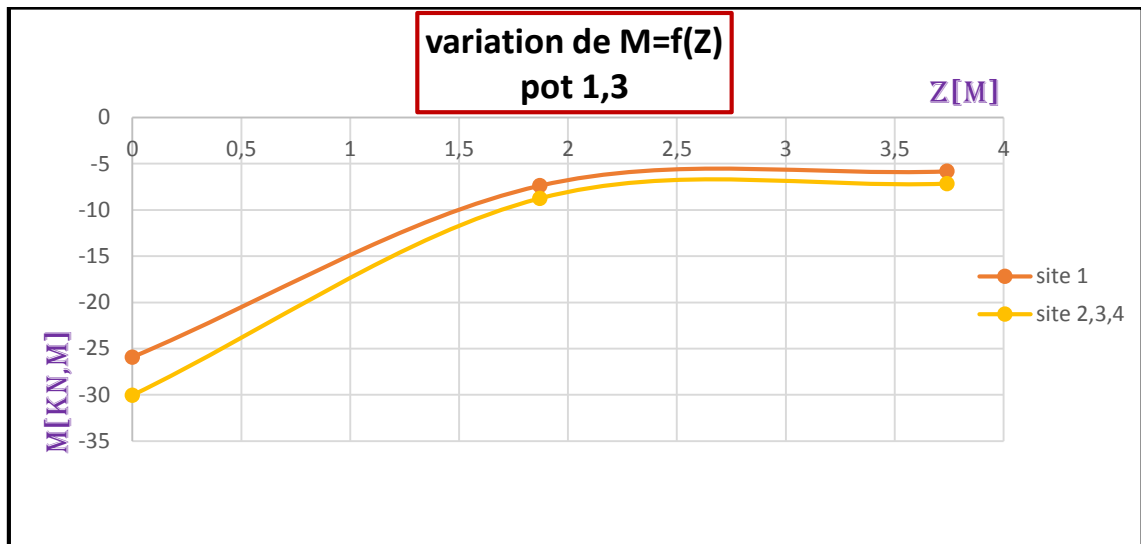


Figure V. 15: La variation de $M=f(Z)$ –poteau -P1.3-

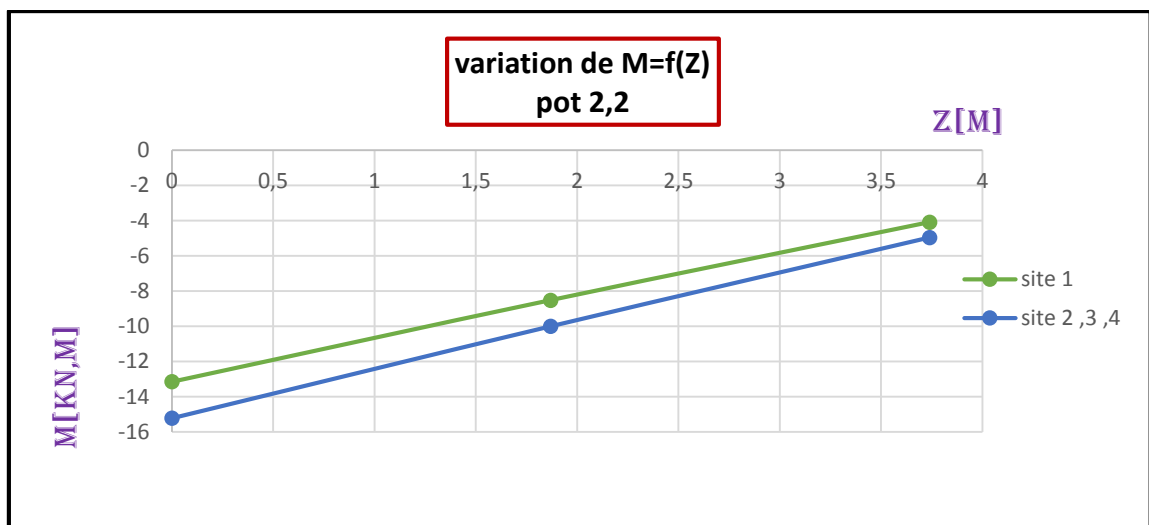


Figure V. 16 La variation de $M=f(Z)$ –poteau -P2.2-

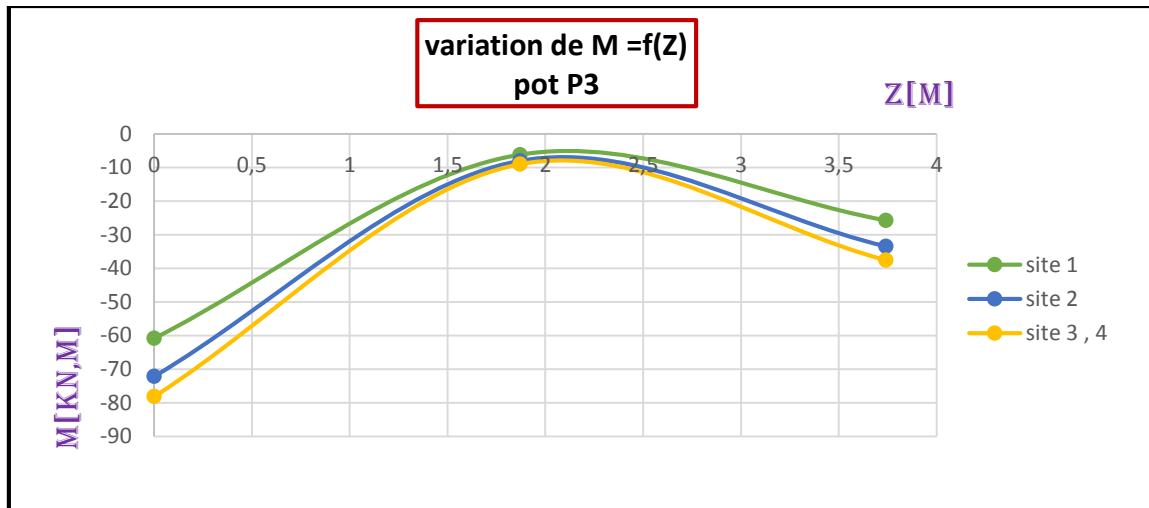


Figure V. 17 : la variation de $M=f(Z)$ –poteau –P3-

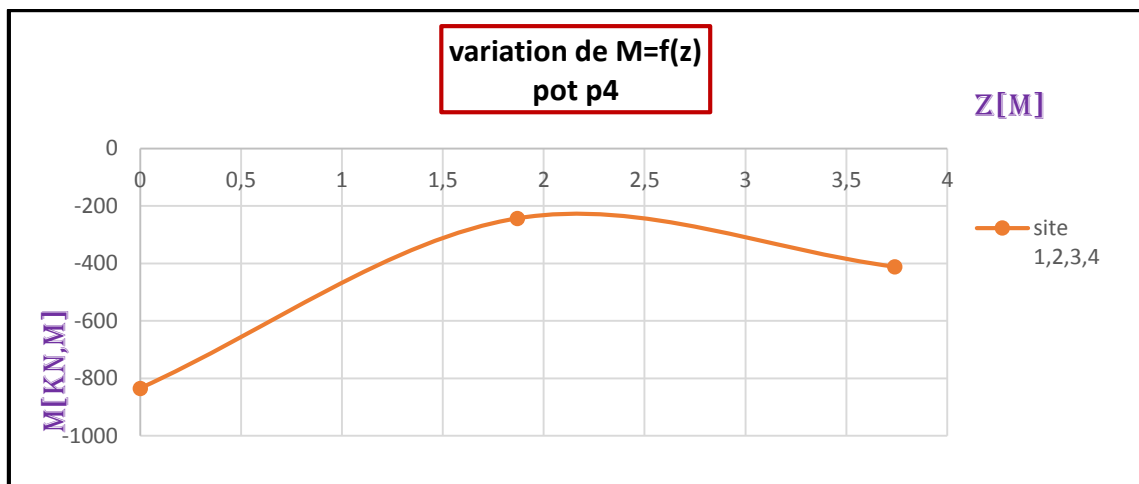


Figure V. 18: La variation de $M=f(Z)$ –poteau –P4-

♦ Interprétation des résultats :

- Les figures 13, 14, 15, 16, 17,18 représentent une comparaison des résultats de la variation des moments fléchissant pour les quatre sites (site 1, site 2, site 3, site 4).

Figure V.13 : une variation de moment M entre les trois sites 2 ,3 et 4 ; sauf une petite augmentation de 0,01 kn lorsque on a passé d'un site rocheux site ferme.

Figure V.14 : on remarque une légère différence de 5 kn.m de moment fléchissant à $z=0m$ entre les sites 1 et 2 ; cette différence diminue en fonction de la hauteur de poteau, en parallèle le moment reste constant dans sites 2 ,3 et 4,

Figure V.15 : on remarque une diminution de moment fléchissant de 30 à 25 kn.m a z= 0m et de 9 à 7 kn.m a z= 1,70m de site 1 à 2, en parallèle reste constant dans sites 2 ,3 et 4.

Figure V.16 : on remarque une légère différence de 2 kn.m de moment fléchissant entre les sites 1 et 2 en parallèle le moment reste constant dans les sites 2 ,3 et 4.

Figure V.17. : on remarque une légère augmentation de moment par 10kn.m à z=0m entre les sites 1 et 2, le même entre les sites 2 et 3, cette différence est diminué jusqu'à 1kn à z=1,87 en parallèle aucune variation de moment M entre les sites 3 et 4.

Figure V.18 : le moment fléchissant reste constant dans les quatre catégories des sites.

V.2.2.3/ résultats finales :

- ◆ D'après les résultats obtenues ci-dessus, concerne l'étude de la variation des sollicitations des poteaux les plus sollicités de chaque bloc sur les quatre sites de l'RPA, on a remarqué une petite différence sur les efforts normaux, et les moments fléchissant, qui varié d'un bloc a un autre suivant les charges appliquées et les dimensions des poteaux.
- ◆ On générale on peut conclut qu'il n'y'a pas une grande influence sur les sollicitations des poteaux, lors de la variation des caractéristiques de sol.
- ◆ .par conséquent le ferrailage des poteaux reste le même, dans tous les catégories des sites dans le cas où les sollicitations sont invariables.
- ◆ Dans ce qui suit, on va calcule le ferrailage des poteaux P1.1 ; P1.2 ; P1.3 ; P2.2 ; P3 et P4, dans les cas où on a constaté une différence

V.2.3/ le ferrailage :

V.2.3.1/ Vérification spécifique sous sollicitations normales (RPA, page63,7-4-3-1) :

- ◆ Le calcul de ferrailage doit être mené d'une vérification prescrite par le RPA 99V2003, dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.
- ◆ L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} N_d : \text{L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton} \\ B_c : \text{L'aire (la section brute obtenue après calcul sismique) de cette dernière.} \\ F_{c28} : \text{La résistance caractéristique du béton à 28 jours.} \end{array} \right.$

- ◆ Les vérifications de la condition précédant sur le poteau le plus sollicité de chaque bloc est donnée par le tableau suivant :

Les blocs	Les poteaux	Bc (cm ²)	Nd (Mn)	V	Vérification
B1.1 ; B2.1	P1.1	(0,30× 0,45)	975,80	0,28	C.V
B1.2	P1.2	(0,40× 0,40)	1019,81	0,25	C.V
B1.3 ; B2.3	P1.3	(0,30× 0,45)	644,75	0,19	C.V
B2.2	P2.2	(0,40× 0,40)	877,80	0,19	C.V
B3	P3	(0,50× 0,50)	1912,61	0,30	C.V
B4	P4	(0,50× 1,40)	2602,122	0,15	C.V

Tableau V. 5 : Vérification spécifique sous sollicitations normales

V.2.3.2/Vérification spécifique sous sollicitations tangentes (RPA, page63, 7-4-3-2) :

- ◆ La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

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

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_d=0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d=0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{array} \right. \quad \text{avec} \quad \lambda_g = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

∞ l_f : Longueur de flambement du poteau

∞ a et b : dimensions de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 2,618 \text{ m ... (pour } l_0=3,74)$$

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 3,668 \text{ m ... (pour } l_0=5,24)$$

Poteaux	a (m)	L _f (m)	λ _g	ρ _d	T (kn)	τ _u (Mpa)	τ̄ _u (Mpa)	Vérification
P1.1	0,30	2,618	8,73	0,075	20,91	0,0130	1,875	C.V
P1.2	0,40	2,618	8,73	0,075	9,91	0,0073	1,875	C.V
P1.3	0,30	2,618	8,63	0,075	11,41	0,0075	1,875	C.V
P2.2	0,40	2,618	8,73	0,075	9,50	0,0070	1,875	C.V
P3	0,50	2,618	8,73	0,075	19,70	0,012	1,875	C.V
P4	1,40	3,668	2,62	0,04	11,15	0,0017	1	C.V

Tableau V. 6 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

V.2.3.3/Recommandation de l’RPA :

- Les blocs qu’on a étudiés sont implantés dans la zone I, donc D’après le RPA 99 v 2003 (article 7.4.2) :
- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0.7 %.
- 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 40 Φ.
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

V.2.3.4/calcul de ferrailage longitudinale :

V.2.3.4.1/ Exemple de calcul :

- On va prendre un seul type de poteau (P1.1), et on fait les calculs en flexion composée suivant la combinaison G+Q+1,2Ex.

- Calcul d’excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{14,68}{975,80} = 0,015\text{m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,015 + 0,225 - 0,045$$

$$e_a = 0,195 \text{ m}$$

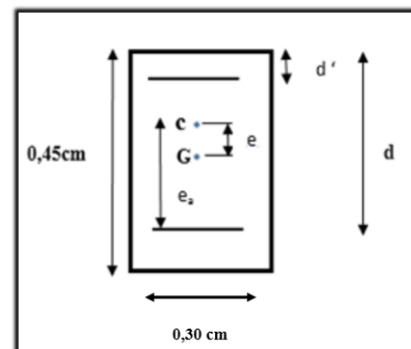


Figure V. 19 : la section du calcul

➤ Le moment fictive M_a :

$$M_a = N \times e_a$$

$$= 975,80 \times 0,195 = 242,695$$

$$M_a = 190,281 \text{ kn.m}$$

➤ Le domaine de fonctionnement :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \times (d - d') - M_a = 0,16 \dots (1) \\ (0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}) \times b \times d^2 \times f_{bc} = 0,28 \dots (2) \\ (0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}) \times b \times h^2 \times f_{bc} = 0,24 \dots (3) \end{array} \right.$$

$N_u(d - d') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}\right) b d^2 f_{bc} \implies$ section partiellement comprimée avec armatures inférieures tendues (zone 2).

➤ Moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} \implies \mu = 0,015 \implies \mu < \mu_R = 0,392$$

La section est simplement armée, donc il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures comprimées c'est-à-dire $A_{sc} = 0$.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,038$$

Donc $Z = d(1 - 0,4\alpha)$

$$= 0,40 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (Cas accidentel).}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_a}{Z} - N \right] = \frac{1}{400} \left[\frac{0,04768}{0,40} - 0,976 \right] \implies A_{st} = -0,0021 \text{ m}^2$$

• Donc la section peut résister sans ferrailage, on prend le cas le plus défavorable pour ferrailer les poteaux.

• Suivant le RPA :

* Le pourcentage minimal sera :

$$A_{st \text{ min}} = 0,7 \% (b \times h) = 0,7 \% (0,30 \times 0,45) \implies A_{st \text{ min}} = 9,45 \text{ cm}^2$$

* Le pourcentage maximal sera :

4% en zone courante $\implies A_{\text{max}} = 54 \text{ cm}^2$

6% en zone de recouvrement $\implies A_{\text{max}} = 81 \text{ cm}^2$

Donc on adopte un ferrailage de: 8T14 = 12,32 cm²

- Pour les quatre sites, Le ferrailage des autres poteaux sera calculé à l'aide d'outil informatique SOCOTEC et on compare avec le minimum et le maximum du RPA :

Les poteaux	La section (cm)	Les sites	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courant	A _{max} cm ² Zone de recouvrement	A _{calculé} (m ²)	Le choix
P1.1	(0,30×0,45)	Site1	9,45	54	81	-0,0021	8T14=12,32
		Site2, 3,4	9,45	54	81	-0,0021	8T14=12,32
P1.2	(0,40×0,40)	Site 1	11,20	64	96	-0,012	8T14=12,32
		Site2, 3,4	11,20	64	96	-0,013	8T14=12,32
P1.3	(0,30×0,45)	Site 1	9,45	54	81	-0,007	8T14=12,32
		Site2, 3,4	9,45	54	81	-0,007	8T14=12,32
P2.2	(0,40×0,40)	Site 1	11,20	64	96	-0,010	8T14=12,32
		Site2, 3,4	11,20	64	96	-0,011	8T14=12,32
P3	(0,50×0,50)	Site 1	17,50	100	150	-0,023	6T16+4T14=18,22
		Site2	17,50	100	150	-0,023	6T16+4T14=18,22
		Site3, 4	17,50	100	150	-0,022	6T16+4T14=18,22
P4	(1,40×0,50)	Site1, 2, 3,4	49	80	120	-0,020	16T20+8T12=59,31

Tableau V. 7 : le ferrailage longitudinal des poteaux

V.2.3.5/calcul de ferrailage transversal :

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_c}$$

h : hauteur total de la section brute.

Fe : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

pa : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$$\begin{cases} \rho_a=2.5 & \text{Si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5. \\ \rho_a=3.75 & \text{Si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5. \end{cases}$$

-Le RPA nous donne deux espacements dans la zone nodale s_{t1} et un espacement dans la zone courante s_{t2} :

- Dans la zone nodale :

$$s_{t1} \leq \min(10\varnothing, 15\text{cm})$$

\varnothing_{\min} : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- Dans la zone courante :

$$s_{t2} \leq 15\varnothing_1 \text{ cm}$$

➤ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I)...RPA99 V2003 (7-4-2)

◆ Avec : Φ le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

➤ La Longueur des zones nodales :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right) \dots \text{RPA99 V2003 (7-4-2)}$$

b_1, h_2 : les dimensions de poteau.

h_e : la hauteur libre d'étage.

Bloc	h'
B1.1 ; B2.1 ; B3	60 cm
B1.2 ; B1.3 ; B2.3 ; B2.2	60 cm
B4	84

Tableau V. 8 : la longueur des zones nodales

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Les poteaux	h (cm)	Lr (cm)	V (Kn)	λ_g	ρ_a	S_{t1} (cm)	S_{t2} (cm)	A_t (cm ²)	Le choix
P1.1	45	56	20,91	8,73	2,5	10	15	0,44	4Ø8=2
P1.2	40	56	9,91	8,73	2,5	10	15	0,23	4Ø8=2
P1.3	45	56	11,41	8,63	2,5	10	15	0,24	4Ø8=2
P2.2	40	56	9,50	8,73	2,5	10	15	0,22	4 Ø8=4
P3	50	64	19,70	8,73	2,5	10	15	0,34	6Ø8 =3
P4	140	80	11,15	2,62	3,75	10	15	0,11	8Ø8 = 4

Tableau V. 9 : le ferrailage transversal des poteaux

V.3/ l'effet de site sur Les poutres :

- Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.
- Dans cette partie on a pris une poutre principale et autre secondaire dans les blocs B1 B3 et B4 afin d'étudier l'influence de la variation des sites

Le calcul des poutres se fait en flexion simple en considérant les combinaisons d'actions suivantes :

V.3.1/comбинаisons de calcul :

- Les combinaisons fondamentales « 1^{ère} genre » BAEL 91 :
 $1,35 G + 1,5Q$ (ELU)
- Les combinaisons accidentelles « 2^{ème} genre » RPA 99V2003 :
 $G + Q \pm E$ $0,8 G \pm E$.
- Pour les combinaisons fondamentale et accidentelle, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison ELS.

V.3.2/ Les sollicitations des poutres :

- ◆ Les poutres étudiées :

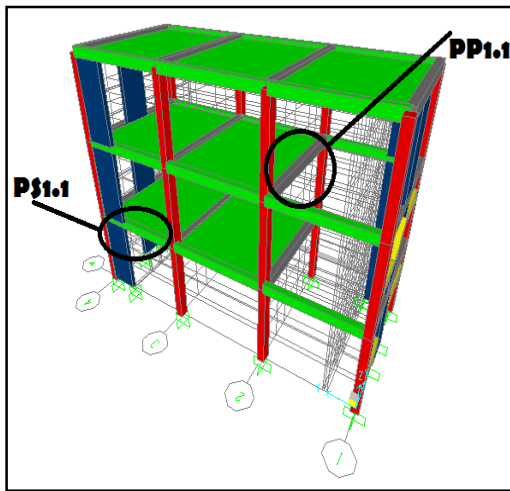


Figure V. 20 : l'emplacement des poutres PP1.1 ; PS1.1

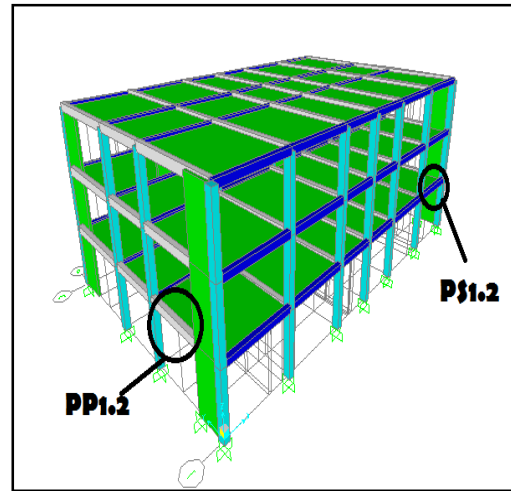


Figure V. 21 : l'emplacement des poutres PP1.2 ; PS1.2

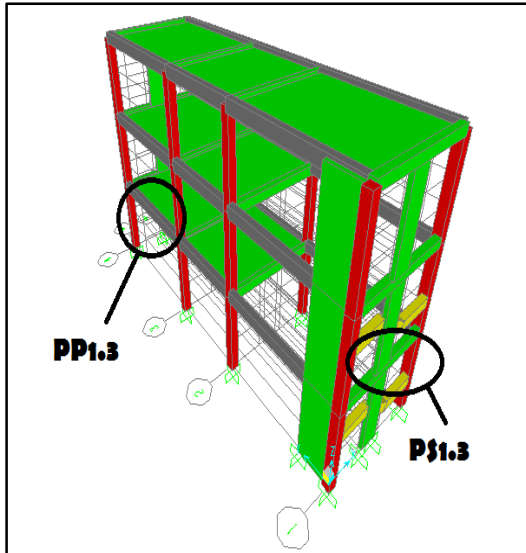


Figure V. 22 : l'emplacement des poutres PP1.3 ; PS1.3

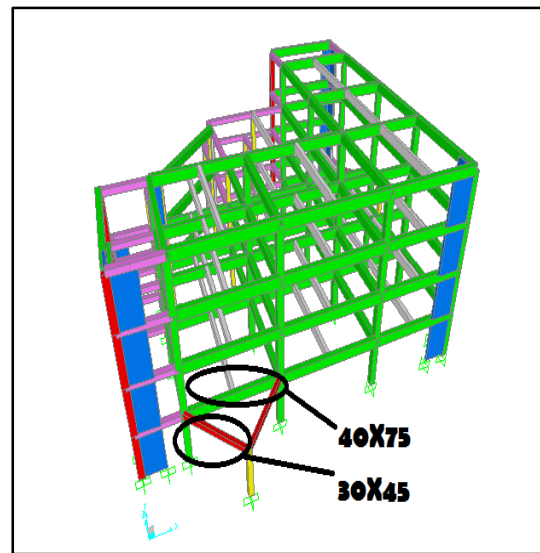


Figure V. 23 : l'emplacement des poutres de bloc B3

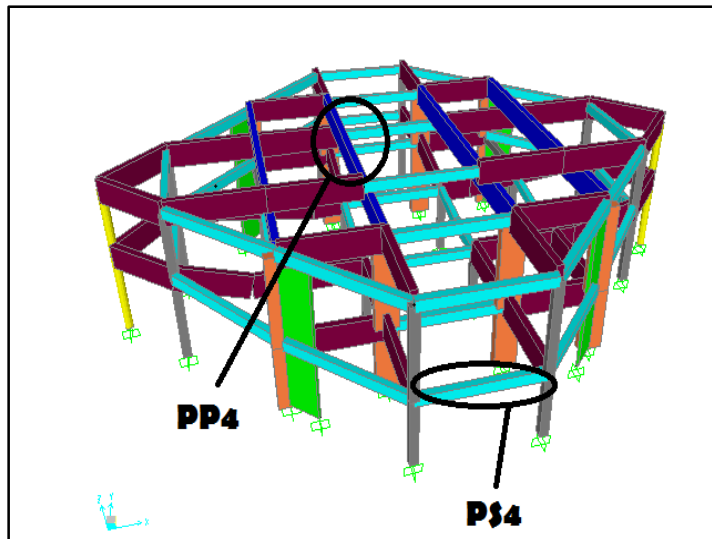


Figure V. 24 : l'emplacement de Bloc B4

V.3.2.1/ La variation de moment fléchissant M en fonction de la longueur de la poutre dans les quatre sites

-Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

- **Bloc B1.1 :**
- **La Poutre principal PP1.1 :**

	Site 1	Site2	Site3	Site4
L[m]	M [KN-m]	M [KN-m]	M [KN-m]	M [KN-m]
0	-158,6562	-158,64	-158,64	-158,64
0,5	-62,848	-62,83	-62,83	-62,83
1	15,1987	15,2074	15,2074	15,2074
1,5	75,4839	75,4904	75,4904	75,4904
2	118,0076	118,012	118,012	118,012
2,5	142,768	142,772	142,772	142,772
3	149,813	149,813	149,813	149,813
3,5	142,5179	142,520	142,520	142,520
4	117,4633	117,468	117,468	117,468
4,5	74,6473	74,6541	74,6541	74,6541
5	14,069	14,0787	14,0787	14,0787
5,5	-64,269	-64,258	-64,258	-64,258
6	-160,369	-160,36	-160,36	-160,36

Tableau V. 10 : la variation de moment dans les quatre sites –PP1.1-

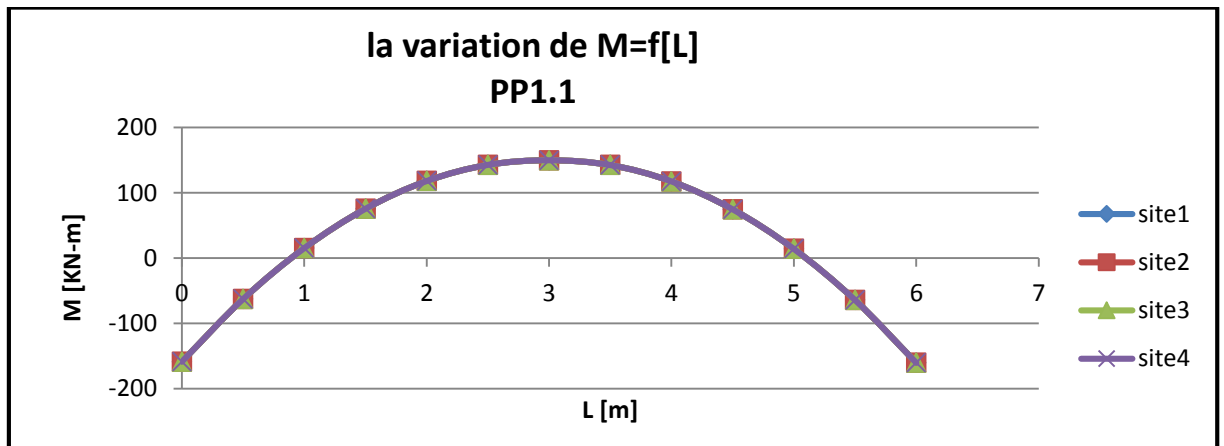


Figure V. 25 : La variation de M=f(l) –PP1.1

- **Interprétation des résultats :**

-La courbe illustrée par la figure représente la variation de moment en fonction de la longueur d'une poutre principal située au niveau du bloc b1.1 pour les quarts sites étudiés, on remarque une légère différence de 0.013 KN pour le site 1 (site rocheux).

➤ **La Poutre secondaire PS1.1 :**

	Site 1	Site2	Site3	Site4
L [m]	M [KN-m]	M [KN-m]	M [KN-m]	M [KN-m]
0	-39,3918	-39,0909	-39,0909	-39,0909
0,49	-13,9619	-13,7182	-13,7182	-13,7182
0,98	5,5231	5,7098	5,7098	5,7098
1,47	19,0634	19,193	19,193	19,193
1,96	26,6593	26,7317	26,7317	26,7317
2,45	28,3138	28,3291	28,3291	28,3291
2,94	24,6493	24,6909	24,6909	24,6909
3,43	15,4319	15,5307	15,5307	15,5307
3,92	0,2713	0,4272	0,4272	0,4272
4,41	-20,8339	-20,6208	-20,6208	-20,6208
4,9	47,8838	-47,6136	-47,6136	-47,6136

Tableau V. 11: la variation de moment dans les quatre sites –PS1.1-

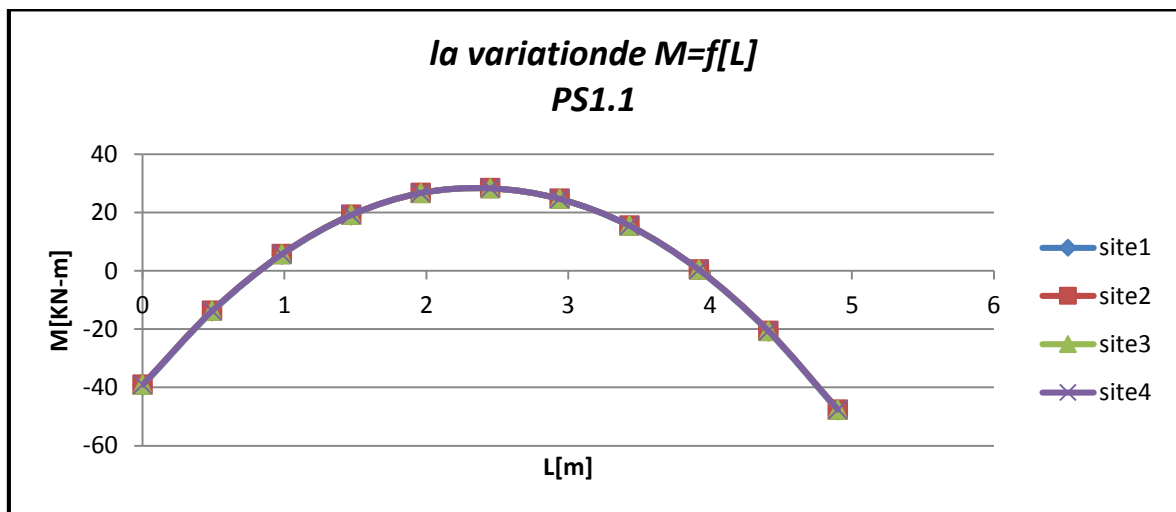


Figure V. 26 : La variation de $M=f(l)$ –PS1.1

• **Interprétation des résultats :**

-Cette figure représente la variation de moment en fonction de la longueur d'une poutre secondaire située au niveau de bloc B1.1, pour les quatre sites étudiés.

-On remarque que le site 1 a une légère différence de 0.3 Kn.m par rapport aux autres trois sites, cette différence est presque négligeable.

❖ **Bloc1.2 :**

➤ **La Poutre principal PP1.2 :**

	Site 1	Site2	Site3	Site4
L[m]	M [KN-m]	M [KN-m]	M [KN-m]	M [KN-m]
0	168,7323	168,7323	168,7323	-168,6045
0,5	-89,0086	-89,0086	-89,0086	-88,9311
1	-22,9687	-22,9687	-22,9687	-22,9055
1,5	29,3875	29,3875	29,3875	29,4963
2	68,0599	68,0599	68,0599	68,0944
2,5	93,0486	93,0486	93,0486	93,0687
3	104,3536	104,3536	104,3536	104,3594
3,5	102,722	102,722	102,722	102,7168
4	88,0984	88,0984	88,0984	88,0845
4,5	59,7911	59,7911	59,7911	59,7685
5	17,8	17,8	17,8	17,7688
5,5	-37,8748	-37,8748	-37,8748	-37,9147
6	-107,233	-107,2334	-107,233	-107,2816
6,5	-109,275	-109,2757	-109,275	-109,3329

Tableau V. 12 : la variation de moment dans les quatre sites –PP1.2-

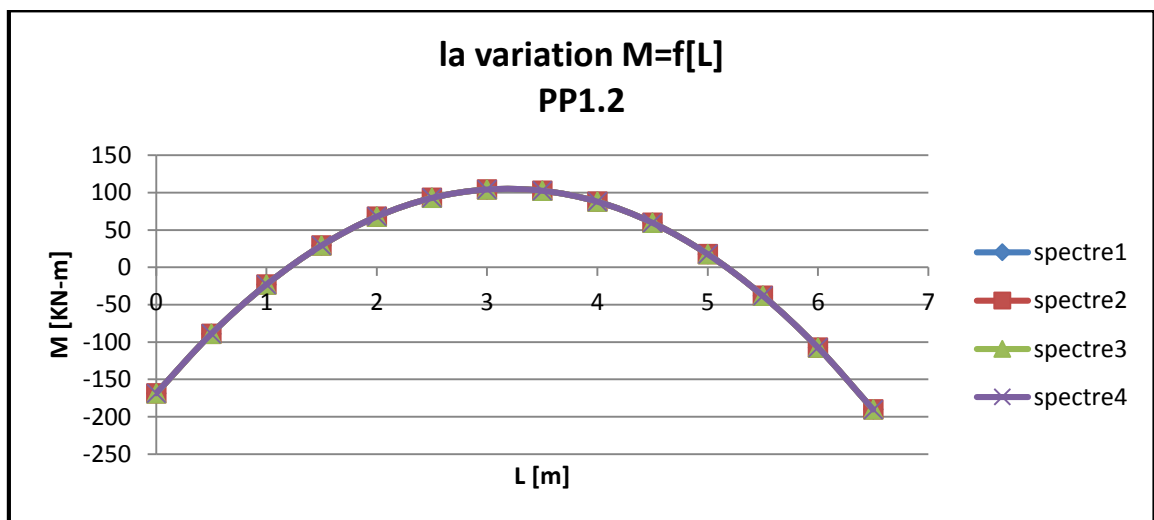


Figure V. 27 : La variation de $M=f(l)$ –PP1.2

• **Interprétation des résultats :**

-La figure représente la variation de moment en fonction de la longueur d'une poutre principale pour les quatre catégories de site , on remarque qu' il y a une légère différence

dans les résultats des moments pour le site très meuble, mais elle est négligeable devant les autres catégories de site.

➤ **La Poutre secondaire PS1.2:**

	Site 1	Site2	Site3	Site4
L [m]	M [KN-m]	M [KN-m]	M [KN-m]	M [KN-m]
0	-5,7496	-5,7496	-5,7496	-5,7477
0,46818	3,6924	3,6924	3,6924	3,6964
0,93636	10,4821	10,4821	10,4821	10,4882
1,40455	14,6195	14,6195	14,6195	14,6278
1,87273	16,1049	16,1049	16,1049	16,1152
2,34091	14,939	14,939	14,939	14,9504
2,80909	17,1099	17,1099	17,1099	17,0847
3,27727	18,79	18,79	18,79	18,7494
3,74545	17,818	17,818	17,818	17,7619
4,21364	14,1938	14,1938	14,1938	14,1221
4,68182	7,9175	7,9175	7,9175	7,8301
5,15	-1,0111	-1,0111	-1,0111	-11,114

Tableau V. 13 : la variation de moment dans les quatre sites –PS1.2-

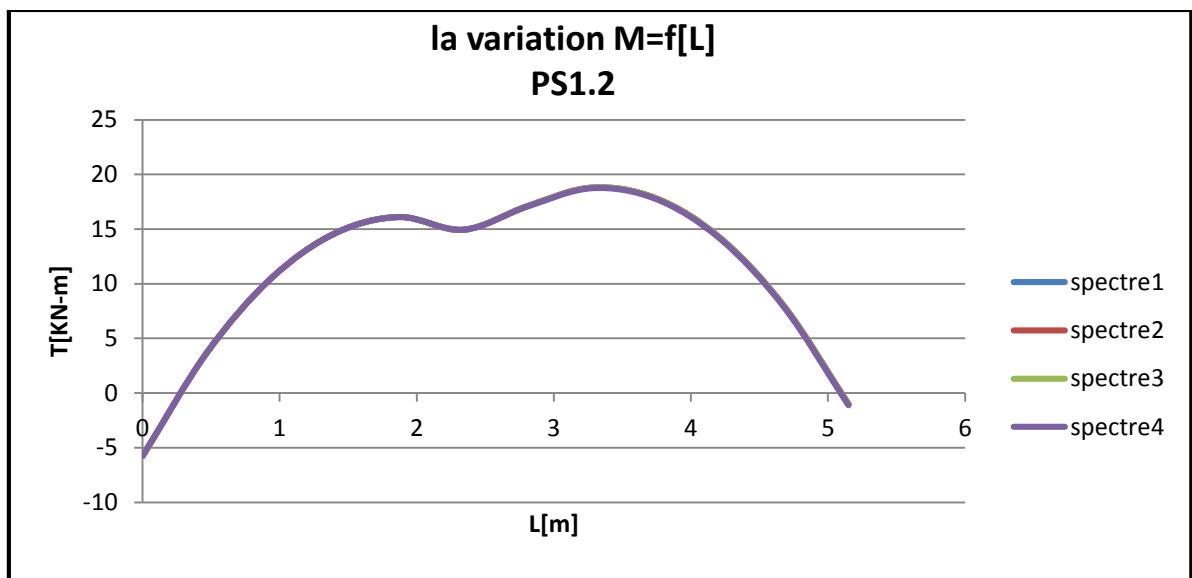


Figure V. 28 : La variation de $M=f(l)$ –PS1.2

• **Interprétation des résultats :**

-Ce graphe représente la variation de moment en fonction de la longueur d'une poutre secondaire, on remarque une petite différence dans les résultats obtenus pour le site 4.

❖ **Bloc 1.3 :**

➤ **La Poutre principal PP1.3 :**

	Site 1	Site2	Site3	Site4
L [m]	M [Kn.m]	M [Kn.m]	M [Kn.m]	M [Kn.m]
0	-113,50	-112,315	-112,30	-112,30
0,5	-61,826	-60,8322	-60,817	-60,8172
1	-18,608	-17,8082	-17,796	-17,7956
1,5	16,1525	16,7568	16,767	16,767
2	42,4535	42,8629	42,8706	42,8706
2,5	60,2958	60,5102	60,5155	60,5155
3	69,6923	69,7113	69,714	69,714
3,5	72,7285	72,9038	72,9067	72,9067
4	67,5083	67,8786	67,8845	67,8845
4,5	53,8295	54,3948	54,4038	54,4038
5	31,6918	32,452	32,4641	32,4641
5,5	1,0951	2,0502	2,0655	2,0655
6	-37,961	-36,8106	-36,792	-36,7922
6,5	-85,475	-84,1304	-84,108	-84,108

Tableau V. 14 : la variation de moment dans les quatre sites –PS1.2-

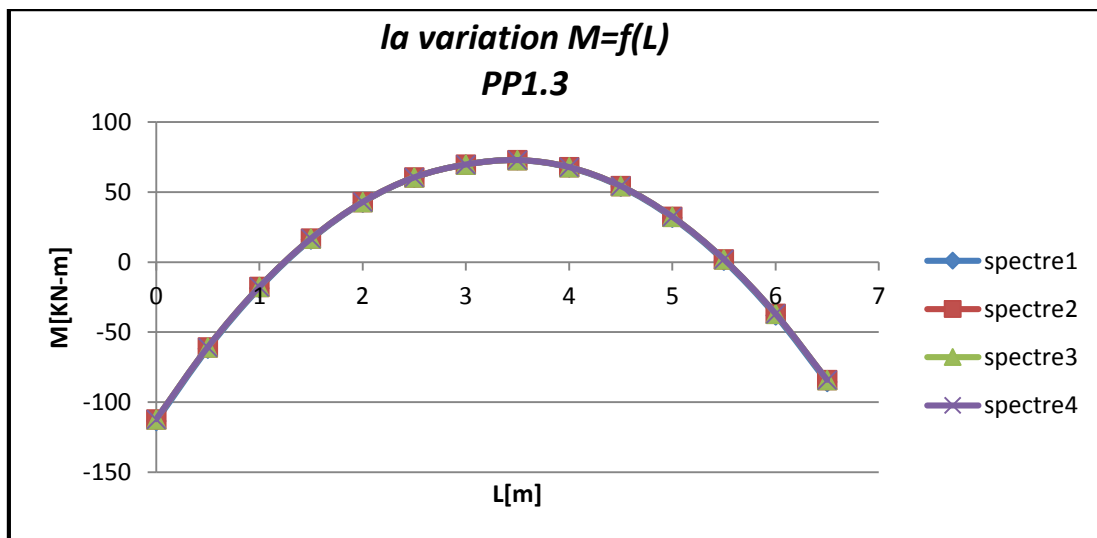


Figure V. 29 : La variation de $M=f(l)$ –PP1.3-

• **Interprétation des résultats :**

-Ce graphe représente une variation de moment en fonction de la longueur de la poutre étudiée, cette variation est très légère, pas une grande différence dans les valeurs

➤ La Poutre secondaire PS1.3 :

	Site 1	Site2	Site3	Site4
L [m]	M [Kn.m]	M [Kn.m]	M [Kn.m]	M [Kn.m]
0	-11,471	-8,3127	-8,3514	-8,3514
0,46818	3,9086	6,4924	6,4605	6,4605
0,93636	14,1125	16,1224	16,0973	16,0973
1,40455	19,1412	20,5772	20,5589	20,5589
1,87273	19,0182	19,8802	19,8688	19,8688
2,34091	16,4159	16,704	16,6994	16,6994
2,80909	16,5252	16,8111	16,8088	16,8088
3,27727	19,3757	20,2355	20,2267	20,2267
3,74545	19,7469	21,1806	21,1654	21,1654
4,21364	14,9663	16,9741	16,9523	16,9523
4,68182	5,0106	7,5923	7,564	7,564
5,15	-10,120	-6,9646	6,9994	6,9994

Tableau V. 15 : la variation de moment dans les quatre sites –PS1.3-

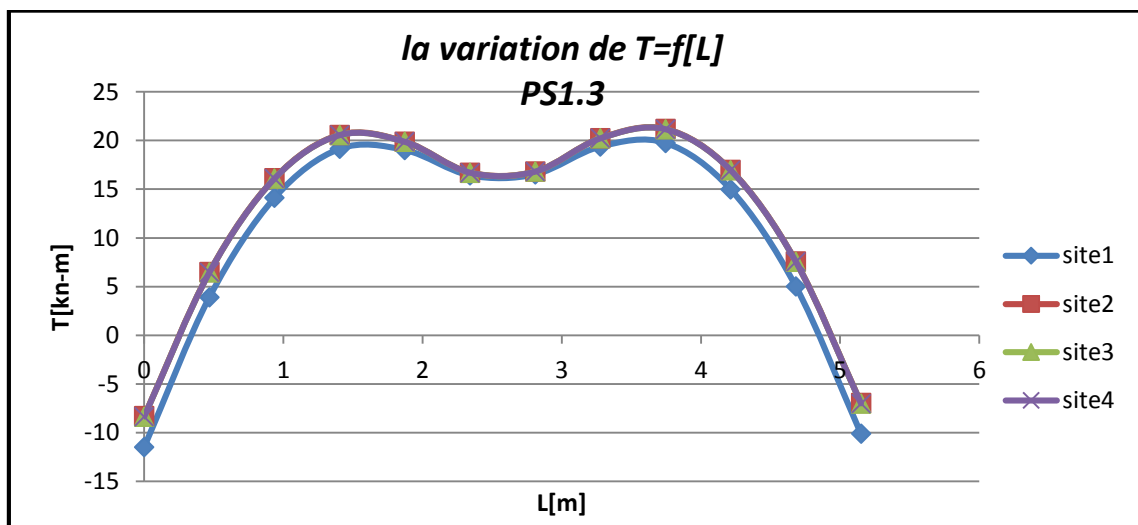


Figure V. 30 : variation de $M=f(l)$ –PP1.3-

• Interprétation des résultats :

-La courbe illustrée par la figure représente la variation de moment en fonction de la longueur de la poutre étudiée, on constate qu'il y a une petite différence dans les valeurs obtenues pour le site « 1 » mais cette différence est très petite.

❖ **Bloc 3 :**

➤ **La poutre 40x75 :**

	Site 1	Site2	Site3	Site4
L[m]	M [Kn.m]	M [Kn.m]	M [Kn.m]	M [Kn.m]
0	-199,8004	-186,7164	-179,7675	-179,7675
0,5	-123,1563	-111,5578	-105,398	-105,398
1	-48,3788	-38,2672	-32,8973	-32,8973
1,5	24,5364	33,1589	37,7381	37,7381
2	95,5974	102,7271	106,5142	106,5142
2,5	164,7876	170,4127	173,4021	173,4021
3	232,1724	236,2809	238,4679	238,4679
3,5	297,8639	300,4259	301,7981	301,7981
4	363,6235	364,5487	365,0636	365,0636
4,5	279,7869	280,263	280,5316	280,5316
5	203,6935	206,1313	207,4307	207,4307
5,5	126,7646	131,048	133,3237	133,3237
6	48,1082	54,2118	57,4537	57,4537
6,5	-32,3764	-24,4608	-20,2561	-20,2561
7	-114,7153	-104,9914	-99,8253	-99,8253
7,5	-198,9183	-187,388	-181,2613	-181,2613
8	-284,9894	-271,6542	-264,5675	-264,5675

Tableau V. 16 : la variation de moment dans les quatre sites –poutre40x75-

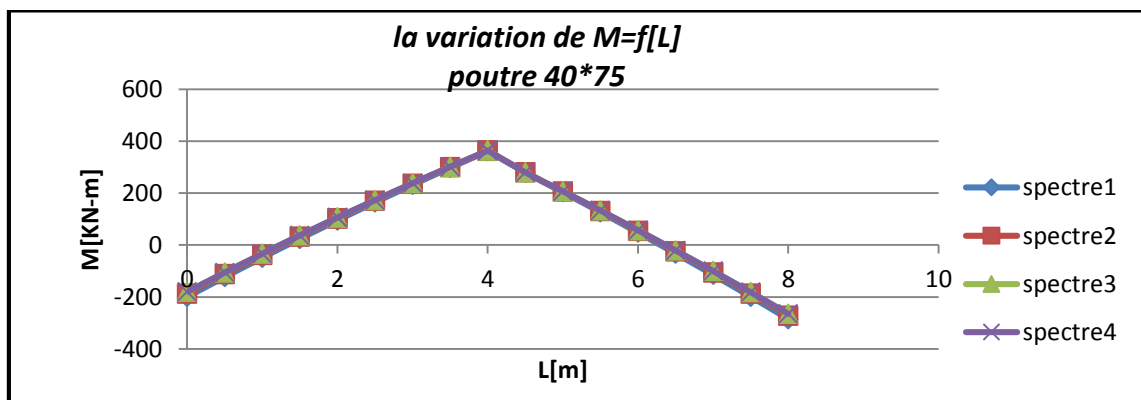


Figure V. 31 : variation de M=f(l) –poutre 40x75

• **Interprétation des résultats :**

-La courbe représenté ci-dessus donne la variation de moment en fonction de la longueur de la poutre étudiée, les valeurs de l'effort tranchant trouvés sont identiques pour le site 3 et 4, et la différence se manifeste pour les deux autres catégories des sites mais cette différence est très légères.

➤ **La Poutre 30X40 :**

	Site 1	Site2	Site3	Site4
L [m]	M [Kn.m]	M [Kn.m]	M [Kn.m]	M [Kn.m]
0	3,747	5,5438	6,51	6,51
0,48032	5,2063	6,7033	7,5082	7,5082
1,9213	4,9129	5,5104	5,8313	5,8313
2,40162	3,2586	3,5562	3,7157	3,7157
2,88195	0,904	0,9045	0,9047	0,9047
3,8426	-0,716	-0,1148	0,2094	0,2094
4,80325	-5,379	-4,1781	-3,5313	-3,5313
5,7639	-13,1563	-11,3558	-10,3863	-10,3863

Tableau V. 17 : la variation de moment dans les quatre sites –poutre40x75-

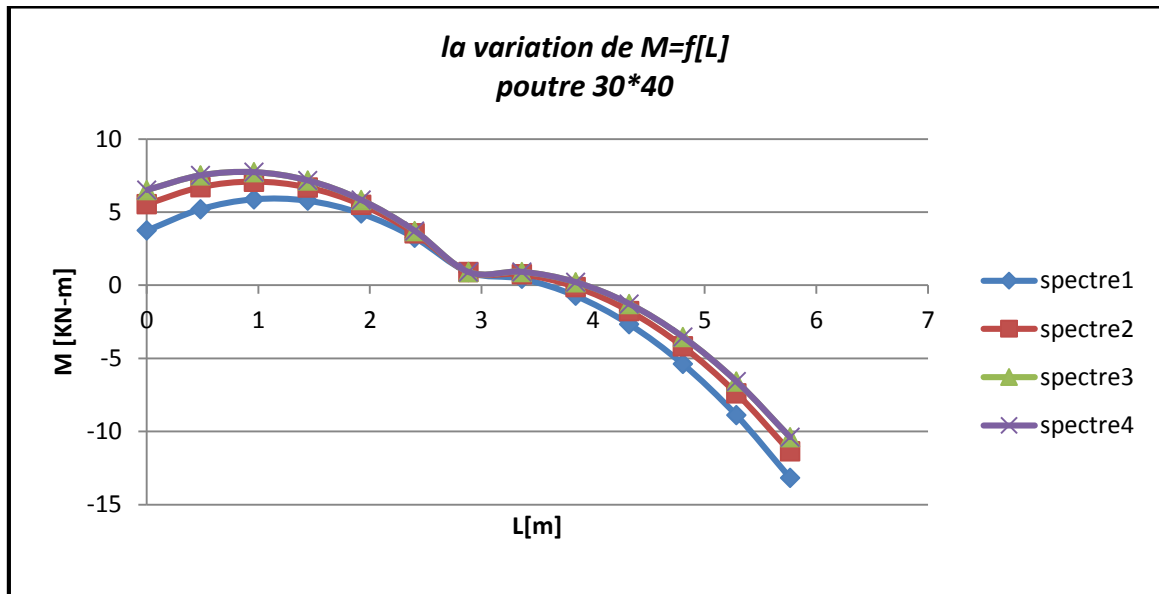


Figure V. 32 : la variation de M=f(L) –poutre 30X40-

• **Interprétation des résultats :**

-La figure représente la variation de moment en fonction de la longueur de la poutre étudiée pour les quatre catégories de sol, les valeurs obtenus sont identiques pour le site 3 et 4, La différence est dans le site1et 2 mais cette différence est très petite

❖ **Bloc B4 :**

➤ **La Poutre principal 40x140 :**

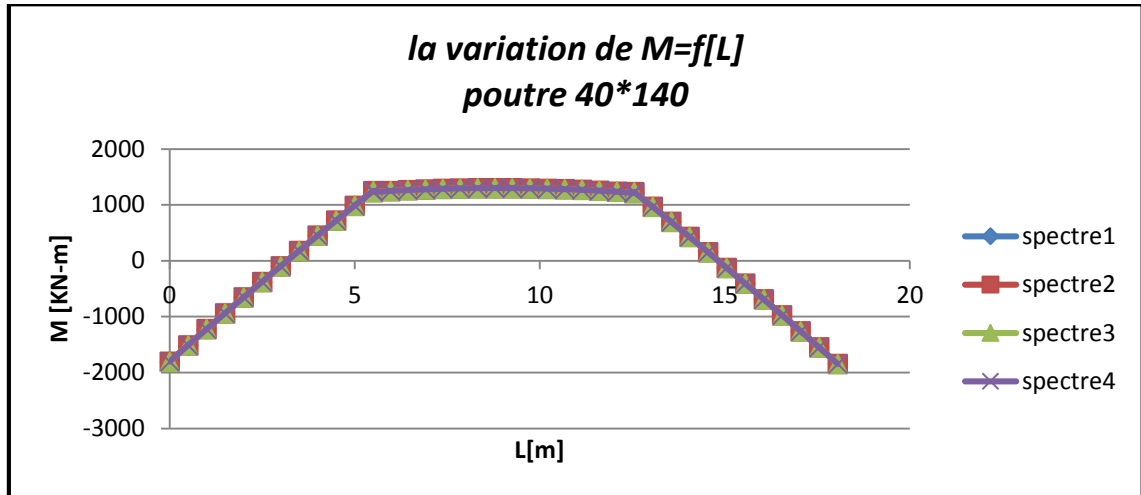


Figure V. 33 : la variation de $M=f(L)$ –poutre 40X140-

• **Interprétation des résultats :**

-La courbe illustrée par la figureV.33 montre la variation de moment en fonction de la longueur de la poutre étudiée, on remarque que il y a pas une différence dans les résultats obtenus, ils ont identiques pour les quatre sites.

➤ **La Poutre secondaire 40X60 :**

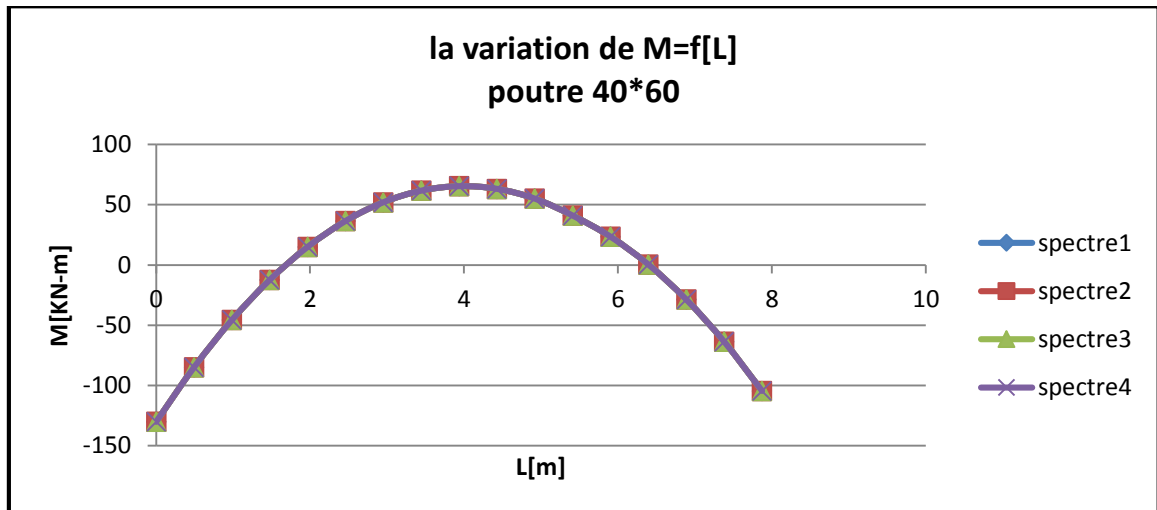


Figure V. 34 : la variation de $M=f(L)$ –poutre 40X60

• **Interprétation des résultats :**

-La figure représente la variation de moment en fonction de la longueur de la poutre, les résultats obtenues montrent qu'il y pas d'une différence dans les valeurs du moment pour les quatre catégories de site.

✱ **Résultats finales :**

-D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure qu'il n'y a pas une grande influence sur les sollicitations des poutres, lors de la variation des caractéristiques de sol par rapport les différents types du sol, donc le ferrailage reste constante dans les 4 catégories des sites.

V.3.2.2/ calcul le ferrailage

V.3.2.2.1/Recommandation de l'RPA :

- D'après le RPA99 version 2003, le ferrailage des poutres doit respecter les recommandations suivantes :
 - Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
 - Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
 - La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40 ϕ en zone I et II
 - 50 ϕ en zone III

V.3.2.2.2/ ferrailage des poutres principales :

- On va prendre comme un exemple de calcul : « Poutre principale situé au plancher du terrasse de bloc B1.1 :

❖ **Les armatures longitudinales :**

Section [cm ²]	ELU		ELS		G+Q+Ex		0.8G+Ex	
	Mt [Kn.m]	Ma [Kn.m]	Mst [Kn.m]	Msa [Kn.m]	Mt [Kn.m]	Ma [Kn.m]	Mt [Kn.m]	Ma [Kn.m]
(30*45)	213,45	243,38	149,79	170,79	149,81	160,35	59,45	59,93

Tableau V. 18 : les sollicitations de la poutre étudié

∞ **Ferrailage en travée :**

➤ **ELU :**

$M_t = 213,45 \cdot 10^{-3} \text{ kn.m}$

$d = 0,9 \cdot 45 \Rightarrow d = 40,5 \text{ cm}$

$\mu_u = M_t / b d^2 \cdot F_{bc} = 213,45 \cdot 10^{-3} / 0,30 \cdot 0,405^2 \cdot 14,17$

$\mu_u = 0,30 \langle \mu_r = 0,392 \Rightarrow A_{sc} = 0$

$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,47$

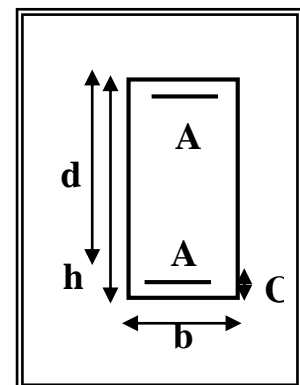


Figure V. 35 : la section du calcul

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.32 \text{ m}$$

$$A_{st} = M_t / (z * \sigma_{st}) \Rightarrow A_{st} = 19,17 \text{ cm}^2$$

On adoptera : $A_{st} = 14T14 = 21,56 \text{ cm}^2$

∞ **Condition de non fragilité:**

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq \max (1,35 \text{ cm}^2; 1,27 \text{ cm}^2)$$

Donc : $21,56 \text{ cm}^2 > 1,25 \text{ cm}^2$ Condition vérifier

∞ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{21,56}{4} = 5,39 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_r = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

➤ **ELS :**

$$M_{ser} = 149,79 \text{ KN.m} = 0,149 \text{ Kn.m}$$

∞ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A'(x - c') - \eta A(d - x) = 0$$

$$b = 30 \text{ cm}; \eta = 15; A' = 0; A = 21,56 \text{ cm}^2$$

$$15x^2 - 15 \times 21,56 (40,5 - x) = 0$$

$$15x^2 + 323,4x - 13097,7 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 943,63 \quad \Rightarrow \quad x = 22,21 \text{ cm.}$$

∞ **Inertie :**

$$I_G = \frac{bx^3}{3} + \eta A'(x - c')^2 - \eta A(d - x)^2 = \frac{30 \times 22,21^3}{3} + 15 \times 21,56 (40,5 - 22,21)^2$$

$$I_G = 272522,7 \text{ cm}^4$$

∞ **Calcul des contraintes :**

-Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} X = \frac{149,79 \times 22,21 \times 10^3}{272522,7} \Rightarrow \sigma_{bc} = 12,20 \text{ Mpa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 12,20 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \dots C.V$$

-Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser} \times (d - x)}{I_G} = 152,52 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s = 347,82$$

$$\sigma_{st} = 152,52 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 347,82 \text{ MPa.} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

∞ **Ferrailage en appuis :**

➤ **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{243,38 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,405)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,35$$

$$\mu_u = 0,35 < 0,392$$

⇒ Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires : Asc = 0

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,36}) = 0,56$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,405 \times (1 - 0,4 \times 0,56) \Rightarrow Z = 0,31$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{243,38 \times 10^{-3}}{0,31 \times \left(\frac{400}{1,15}\right)} = 0,2257 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 22,57 \text{ cm}^2.$$

Ferrailage choisi est de :

16T14 = 24,64 cm ²

∞ **Armatures minimales :**

A_{min} = 0,5% (b×h) sur tout la section

$$A_{min} = 0,05 \times 30 \times 45 = 67,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ travée} + A_{st} \text{ appuis} = 21,56 + 24,64 = 46,2 \text{ cm}^2 > 6,75 \dots\dots\dots\text{C.V}$$

∞ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{30 \times 45}{1000}; 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq \max (1,35 \text{ cm}^2; 1,27 \text{ cm}^2)$$

Donc : 24,64 cm² > 1,35 cm².....C.V

∞ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{24,64}{4} = 6,16 \text{ cm}^2$$

Donc en prend

A _r = 6T12 = 6,79 cm ²
--

➤ **ELS :**

$$M_{ser} = 170,79 \text{ KN.m} = 0,170 \text{ KN.m}$$

∞ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A'(x - c') - \eta A(d - x) = 0$$

$$b = 30 \text{ cm}; \quad \eta = 15; \quad A' = 0; \quad A = 24,64 \text{ cm}^2$$

$$15x^2 - 15 \times 24,64 (40,5 - x) = 0 \quad \Rightarrow \quad 15x^2 + 369,6x - 14968,8 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1017,21$$

$$x = 21,58 \text{ cm}$$

∞ **Inertie :**

$$I_G = \frac{bx^3}{3} + \eta A'(x - c') - \eta A(d - x)^2$$

$$I_G = \frac{30x^3}{3} - \eta A(d - x)^2 = \frac{30 \times 21,5^3}{3} + 15 \times 24,64(40,5 - 21,58)^2$$

$$I_G = 283050,30 \text{ cm}^4$$

∞ **Calcul des contraintes :**

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} x = \frac{21,58 \times 170,79 \times 10^3}{283050,30} \Rightarrow \sigma_{bc} = 13,02 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 13,02 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad \text{C.V}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser} \times (d - x)}{I_G} = 171,24 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s = 347,82 = 171,24 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 347,82 \text{ Mpa.} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

∞ **Calcul de l'espacement :**

-Selon le RPA99 V2003 page 66 on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Dans la zone nodale : } S \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_1 ; 30\right) \text{ cm.} \\ \text{Dans la zone courante : } S' < \frac{h}{2} \end{array} \right.$$

ϕ_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre

Considérée.

$$S \leq \text{Min}\left(\frac{45}{4} ; 12 \times 1,4 ; 30\right) \text{ cm} \Rightarrow S \leq \text{Min}(22,5 ; 16,8 ; 30) \text{ cm.} \quad \boxed{S = 10 \text{ cm}}$$

$$S' < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} \quad \boxed{S' = 15 \text{ cm}}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{216,90 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,405} \Rightarrow \tau_u = 1,78 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \overline{\tau}_u = \text{Min}\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,78 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Détermination des armatures transversales :**

D'après le « BAEL 91, modifié 99, page 196 » on a la condition suivante :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_1 \right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{45}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,4 \right) \quad \phi_t \leq 1,28 \text{ cm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

♦ **Vérification de la flèche :**

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

$$L = 6,00 \text{ m} \Rightarrow f_{\text{admissible}} = 0.011 \text{ m}$$

Calcul de f :

$$\bullet \quad I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 * A_{st} * \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0.30 \cdot 0.45^3}{12} + 15 * 21,56 * 10^{-4} * \left(\frac{0.45}{2} - 0.05 \right)^2$$

$$I_0 = 3,26 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{\phi * (2 + 3 * \frac{0.3}{0.3})} \quad \text{Avec} \quad \phi = \frac{A_{st}}{b_0 * d} = \frac{21,56 * 10^{-4}}{0.30 * 0.405} \Rightarrow \phi = 0.017$$

$$\text{Donc} \quad \lambda_i = 1,18$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * 2,1}{4 * 0.017 * \sigma_x + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.85$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu} \quad I_{fi} = 1.80 * 10^{-3} \cdot \text{m}^4$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{\text{ser}}}{E_i * I_{fi}} = 0,0025 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Donc} \quad f = \frac{6^2}{10} * \frac{1}{\gamma} \Rightarrow f = 0.009 \text{ m} < f_{\text{admissible}} = 0.01 \text{ m C.V}$$

* **Récapitulations de ferrailage des poutres :**

bloc	Section	Ast calculé		Ast choisie		Min RP A	A _T	espacement (cm)	
		Travée	appui	travée	appui			Zone courante	Zone nodale
B1.1	PP (30*45)	9,08	,13,80	6T14=9,24	9T14= 13,85	6,75	Ø=8 mm	15	10
B2.1	PS (30*40)	2,97	5,37	3T12+3T12= 8,01	3T14+3T 12=6,88	6		15	10
B1.2	PP (30*50)	12,17	21,91	3T16+6T14= 15,25	9T16+3T 14=22,72	7,5		15	10
B2.2	PS (30*40)	1,23	2,39	3T14=4,62	3T14=4,6 2	6		15	10

Tableau V. 19 : tableau récapitulatif de ferrailage des poutres des blocs B1.1, B2.1, B1.2, B2.2

bloc	Section	Ast calculé		Ast choisie		Min RP A	A _r	espacement (cm)	
		Travée	appui	travée	appui			Zone courante	Zone nodale
B1.3 B2.3	PP (50*30)	6,72	11,9	6T12+3T16= 12,82	3T16+6 T14=15, 27	7,5	Ø=8 mm	15	10
	PS (30*40)	9,08	,13,80	6T14=9,24	9T14= 13,85	6		15	10
B3	(40*75)	12,04	22,37	6T16=12,06	3(3T16) +3T14= 22,71	15		15	10
	(30*45)	0,186	2,16	3T16=6,03	3T16=6, 03	6,75		15	10
	(40*45)	2,75	4,42	3T16+3T16= 12,06	3T16+3 T16=12, 06	9		15	10
B4	(40*60)	4,42	11,19	2(3T14)=9,2 4	3T16+6 T14=15, 24	12		15	10
	(40*140)	36,09	52,98	3*(4T20)=37 ,71	4(4T20) +3T14) =54,9	28		15	10
	(40*45)	6,95	11,62	3T14+3T14= 9,24	(6T14+ 3T16)= 15,27	9		15	10

Tableau V. 20 : tableau récapitulatif de ferrailage des poutres des blocs B1.3 ; B2.3 ; B3 ; B4

V.3/ l'effet de site sur Les voiles :

V.3.1/les sollicitations :

- Pour étudier l'influence de la variation de site sur les sollicitations pour les voiles, On a pris comme un exemple le voile le plus sollicité dans les blocs B1.1, B1,2 et B3, les résultats obtenus pour chaque site sont représentés par les tableaux et les graphes suivants :

❖ **Bloc B1.1 :**

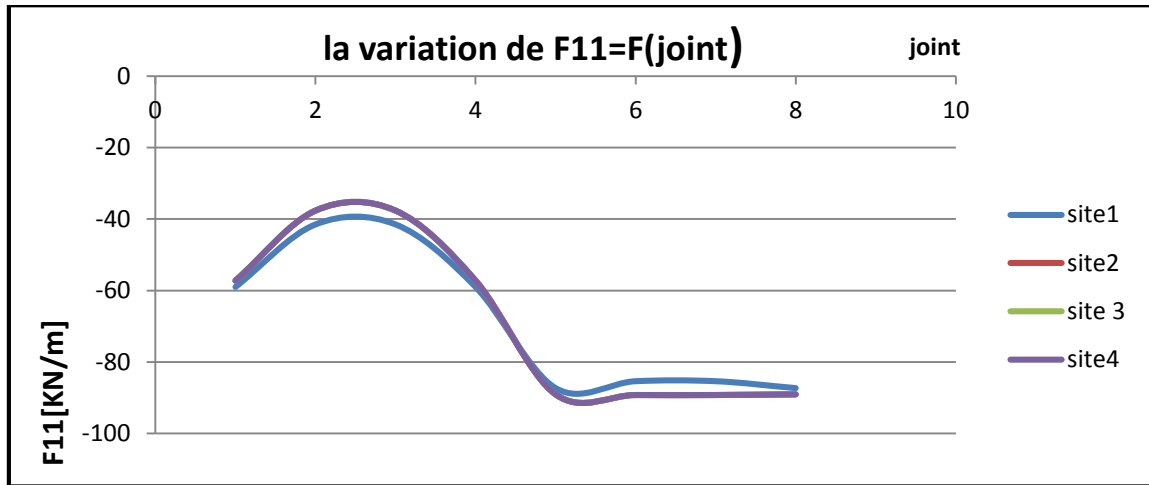


Figure V. 36 : la variation de l'effort F_{11} dans les joints de voile –bloc B1.1-

• **Commentaires :**

-ce graphe représente la variation de la force 1.1 en fonction de joint de area en variant les catégories des sites, on remarque qu'il y a une légère différence pour le site1 (site rocheux), et des mêmes résultats sont obtenus pour les autres sites.

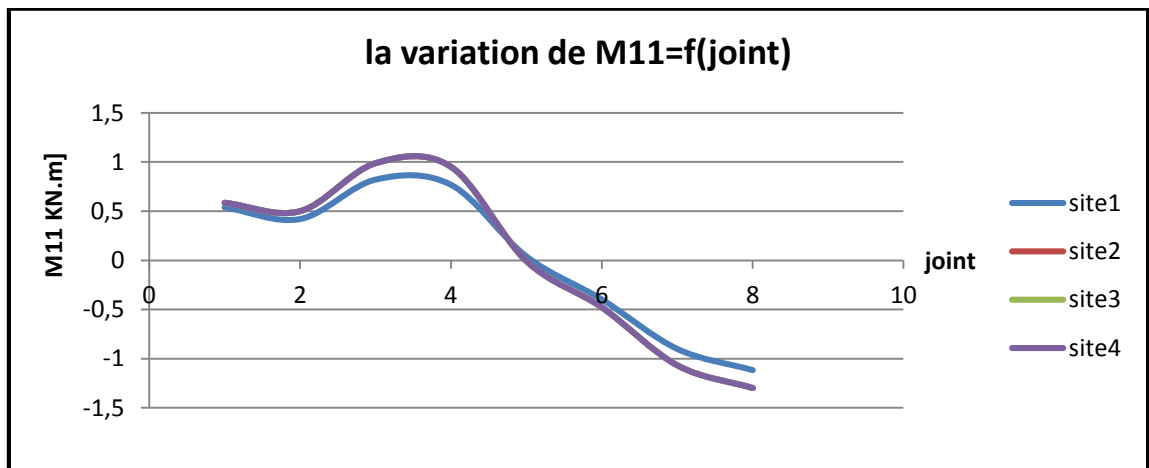


Figure V. 37 : la variation de moment M_{11} dans les joints de voile –bloc B1.1-

• **Commentaire :**

-Le graphe représenté ci-dessus donne la variation de moment (M_{11}) en fonction de joint area

Pour chaque site, on constate qu'il y a une petite différence pour le site 1 et les autres sites les résultats sont identiques.

❖ **Bloc B1.2 :**

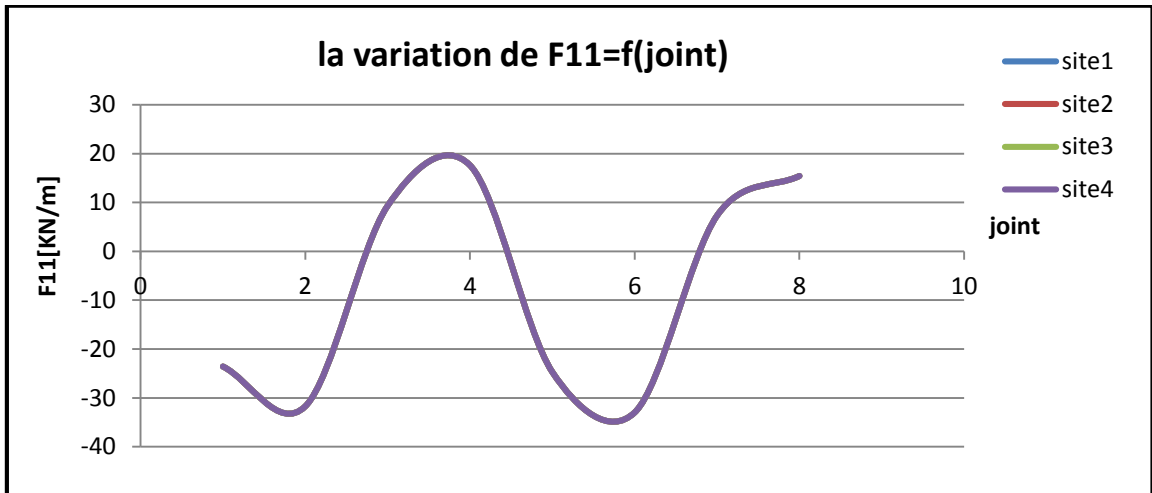


Figure V. 38 : la variation de l'effort F11 dans les joints de voile –bloc B1.2-

• **Commentaires :**

-On remarque que les résultats sont identiques pour les quatre catégories de site.

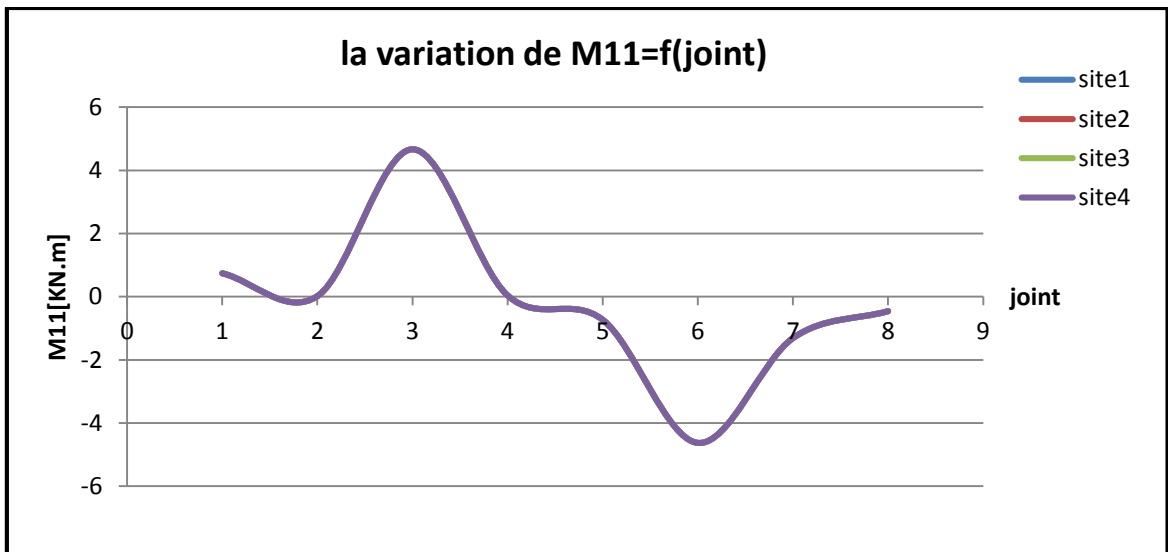


Figure V. 39 : la variation de moment M11 dans les joints de voile –bloc B1.2-

• **Commentaires :**

- aucune différence dans les quatre sites, donc il n'y a pas d'influence de la variation des sites sur les moments M11.

Bloc 3 :

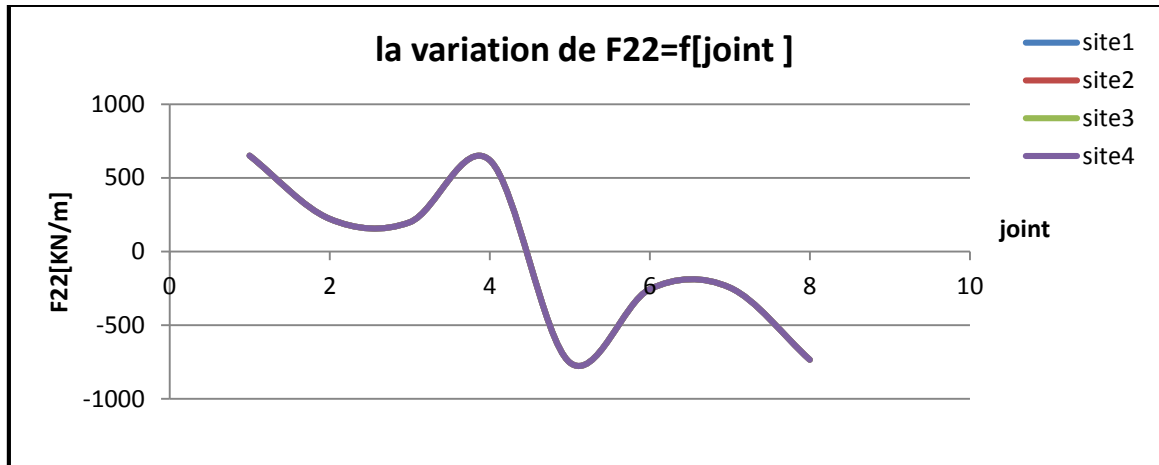


Figure V. 40 : la variation de moment M_{11} dans les joints de voile –bloc B3-

• **Commentaires :**

-on remarque qu'il y a pas de variation, les résultats sont identiques pour les quatre sites.

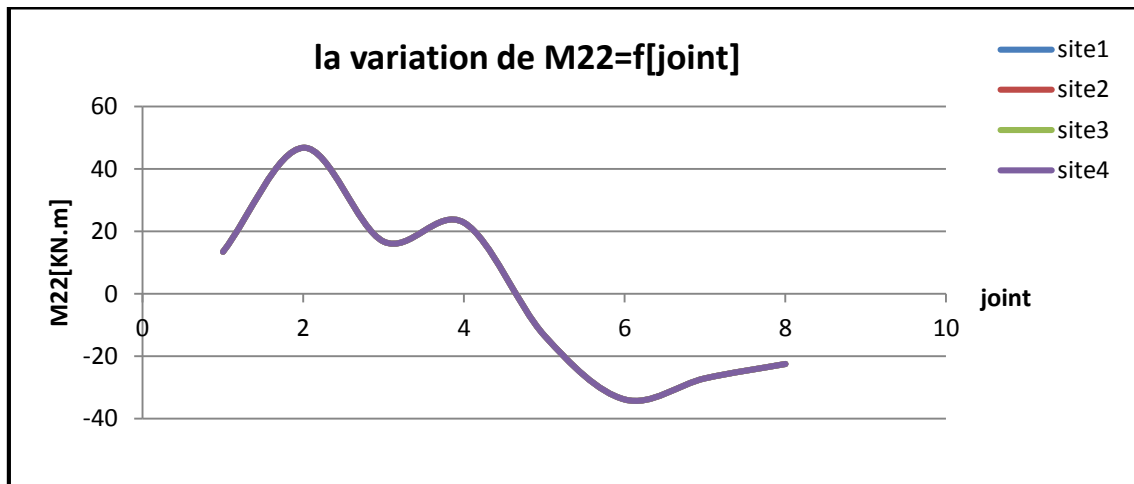


Figure V. 41 : la variation de moment M_{11} dans les joints de voile –bloc B3-

• **Commentaires :**

-Les graphes représentent la variation de moment M_{22} en fonction pour Les quatre catégories de site, on remarque que les résultats sont les mêmes pour les quatre sites, il y a pas d'influence de la variation de sites sur les moments.

V.3.2/ le ferrailage :

- ◆ Puisque on a trouvé une légère différence dans les sollicitations pour certains voiles et autre voiles qui n'ont pas subis une variation, les résultats restent identiques pour les quatre catégories de site.

- ◆ le calcul de ferrailage se fait par la min de RPA, on conclut qu'il y a pas une différence dans le ferrailage, il reste le même pour les quatre sites.
- ◆ le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

∞ **Calcul des voiles :**

- ◆ Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, a la flexion composée sous un effort normal de compression « F » et un moment de flexion « M », sous les combinaisons de calcul suivantes :

Combinaisons fondamentales :

$$\text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \quad \text{ELS : } G + Q$$

Combinaisons accidentelles :

$$G + Q \pm 1,2E \quad 0.8G \pm E$$

❖ **Vérification des contraintes tangentielle :**

-Le calcul de ferrailage se fait en flexion composée d'une bande de section (0,20x1ml)

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 0.2 * 25 = 5 \text{ Mpa} \quad \text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0.d}$$

On vérifie avec l'effort tranchant maximum calculé avec l'ELU et l'ELA.

b_0 : Epaisseur de voile

Avec $b_0=0.20$ D=0.9 H=0.9 m

❖ **Les sollicitations de calcul :**

- ❖ Le tableau suivant présente les sollicitations trouvées par logiciel sap 2000 :

Bloc	Vmax(KN/ml)	τ_u (MPa)	τ_u (MPa)	observation
Bloc 1.1	1,35	0,0075	5	CV
Bloc1.2	1,35	0,0075	5	CV
Bloc 1.3	0,73	0,0045	5	CV
Bloc2.1	1,42	0,078	5	CV
Bloc2.2	4,49	0,025	5	CV
Bloc 2.3	4,59	0,026	5	CV
Bloc3	4,33	0,024	5	CV
Bloc 4	8,34	0,046	5	CV

Tableau V. 21 : vérifications des contraintes tangentielles

Les blocs	combinaisons	F11 (KN)	M11 (KN. m)	F22 (KN)	M22 (KN. m)
Bloc1.1	ELU	105,82	529,12	0,264	1,,32
	ELS	74,26	371,32	0,18	0,9286
	ELA $G + Q$ $\pm 1,2Ex$	156,76	783,79	0,35	1,77
	ELA $G + Q$ $\pm 1,2Ey$	89,72	448,62	1,40	7,0247
Bloc1.2	ELU	69,93	349,67	0,0089	0,0445
	ELS	50,74	253,69	0,0071	0,0353
	ELA $G + Q$ $\pm 1,2Ex$	53,8	268,99	1,34	6,72
	ELA $G + Q$ $\pm 1,2Ey$	267,1	1335,5	1,43	0,42
Bloc1.3	ELU	66,69	333,4	0,15	0,75
	ELS	48,76	243,8	0,109	0,54
	ELA $G + Q$ $\pm 1,2Ex$	101,43	507,16	1,47	7,38
	ELA $G + Q$ $\pm 1,2Ey$	135,33	676,67	0,43	2,16
Bloc2.1	ELU	72,12	360,6	0,18	0,94
	ELS	52,52	262,62	0,136	0,68
	ELA $G + Q$ $\pm 1,2Ex$	97,4	487,02	1,30	6.5
	ELA $G + Q$ $\pm 1,2Ey$	146,91	734,55	0,45	2,28

Tableau V. 22 : les sollicitations de calcul –B1, B2.1

Les blocs	combinaisons	F11 (KN)	M11 (KN.m)	F22 (KN)	M22 (KN.m)
Bloc2.2	ELU	99,08	495,39	1,11	5,59
	ELS	71,93	359,65	0,80	4,02
	ELA G + Q ± 1, 2Ex	313,28	1566,42	0,04	0,21
	ELA G + Q ± 1, 2Ey	73,47	367,37	2,50	12,74
Bloc2.3	ELU	64,83	324,16	0,105	0,527
	ELS	47,8	239	0,07	0,389
	ELA G + Q ± 1, 2Ex	184,25	921,24	0,19	0,99
	ELA G + Q ± 1, 2Ey	68,64	343,2	1,17	5,87
Bloc 3	ELU	62,82	314,1	0,1305	0,652
	ELS	45,89	229,47	0,09	0,47
	ELA G + Q ± 1, 2Ex	183,36	916,78	0,293	1,468
	ELA G + Q ± 1, 2Ey	174,83	874,15	1,7	8,5
Bloc 4	ELU	132,99	443,3	0,218	0,726
	ELS	97,57	325,24	0,161	0,534
	ELA G + Q ± 1, 2Ex	34,65	115,5	1,71	5,71
	ELA G + Q ± 1, 2Ey	17,36	57,87	3,84	12,81

Tableau V. 233 : les sollicitations de calcul B2.2, B2.3, B3, B4

-Le calcul de ferrailage est fait par le logiciel « SOCOTEC », d'une bande de section de (0,20x 1ml).

-Les valeurs retrouvées sont très petites ; pour cette raison on va ferrailer avec le minimum du RPA dans les deux sens :

D'après le RPA 99 version 2003 on a :

Ferrailage vertical :

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : 5T12 de section 5,65 cm²/ml

Ferrailage horizontal :

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : 5T12 de section 5,65 cm²/ml

Espacement :

Espacement vertical et horizontale : $s \leq \min(1,5e ; 30)$

On prend : $s = 20 \text{ cm}$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

-D'après le BAEL 91 modifié 99, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12mm

-Les armatures transversales sont à prévoir a raison d'une densité de 4/m² au moins.

On prend donc : $4\phi 6/m^2 = 1,13 \text{ cm}^2$

V.4/Conclusion :

-L'ensemble des résultats obtenus ci-dessus montre que l'effet de la variation de site sur les sollicitations des éléments résistant tel que les poteaux les poutres, et les voiles est très petit, cette petite déférence et dépend des dimensions de l'élément des charges appliquées, ou parfois des autre paramètres qui varie d'un bloc a un autre.

VI.1/Introduction :

- Les fondations sont des ouvrages de transition entre les éléments porteurs d'une ossature et le sol, qui ont pour rôle de transmettre les charges provenant de la superstructure au sol dans les meilleures conditions et sans le moindre risque d'instabilité sur le sol et sur le type de fondation qu'il faut.
- Le type de fondation ne sera toutefois pas le même en fonction du sol sur lequel la construction est envisagée, ce qui implique que les fondations doivent être adaptées à la nature du sol qu'il peut être rocheux ou sableux ou argileux ou de toute autre composition.
- Dans ce chapitre on va effectuer dans un premier temps une étude des fondations en fonction des résultats obtenus dans le rapport géotechnique de terrain concerné, ensuite on a supposé que notre projet est implanté dans un autre site (tranche 1), qui est pas plus loin de site de l'ouvrage mais caractérisé par un autre rapport de sol (rapport de sol 2), pour avoir s'il y a une variation de système de fondation lors de la variation des caractéristiques de sol.

VI.2/Classification des sites :

- Selon les règles RPA99 les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés des sols qui les constituent :

Les sites	Les Caractéristiques
Site 1 (site rocheux)	Roche ou autre formation géologique
Site2 (site ferme)	Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile
Site3 (site meuble)	Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide
Site4 (site très meuble)	Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle

Tableau VI. 1 : Classification des sites selon le RPA.

VI.3/Recommandations des deux rapports de sol :

- Les résultats des deux rapports sont représentés par le tableau ci-dessous :

	Rapport 1	Rapport 2
L'assis	Argiles et marnes argileuses	Calcaires
Le Systeme de fondation	Semelles filantes entrecroisées	Semelles isolées
La contrainte admissible	1,50bar	2,20bar

Tableau VI. 2 : Les résultats des deux rapports géotechniques du sol.

VI.4/Calcule des semelles filantes entrecroisées :

VI.4.1/ les Combinaisons d'action :

▲ Les fondations sont dimensionnés selon les combinaisons suivent :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = 1,35 G + 1,5Q \\ \text{ELS} = G + Q \end{array} \right.$$

VI.4.2/calculs des semelles filantes sous plusieurs poteaux :

▲ on prend comme un exemple de calcul une semelle filante sous sept poteaux.

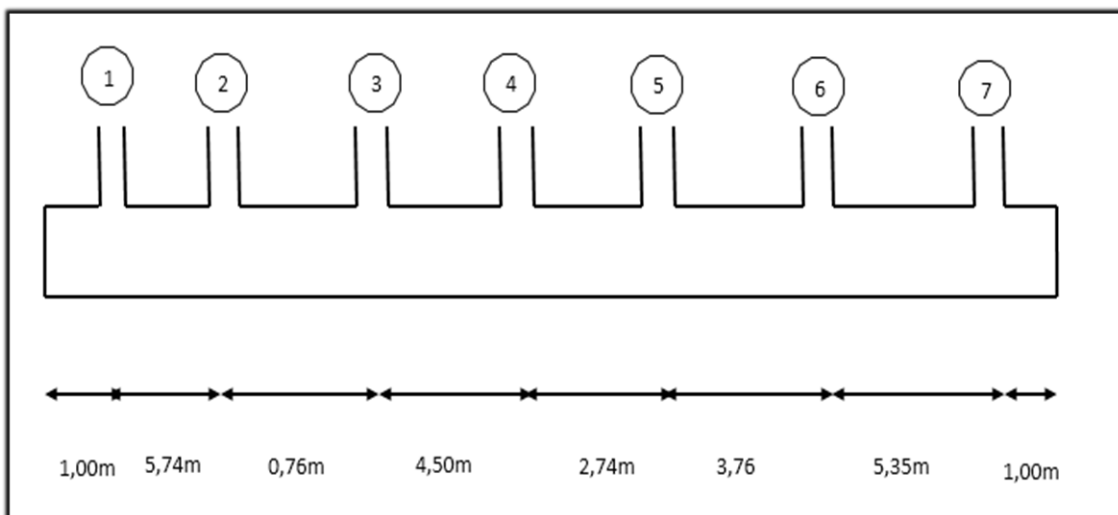


Figure VI. 1 : Schéma d'une semelle filante

Les poteaux	ELU		ELS	
	M _U (kn.m)	N _U (kn)	M _s (kn.m)	N _s (kn)
1	7,082	294,285	5,218	215,648
2	6,287	635,214	4,546	464,686
3	4,961	416,109	3,622	304,583
4	2,281	412,477	1,647	300,533
5	7,102	482,737	5,156	351,706
6	13,304	539,293	9,647	388,677
7	1,974	243,06	1,469	178,189

Tableau VI. 3 : Les sollicitations des poteaux en ELU et ELS.

VI.4.3/ Pré dimensionnement :

- ▲ Le calcul va nous permettre de connaître les dimensions de la fondation en largeur, longueur et hauteur, puis de déterminer les armatures à positionner dans cette fondation.
- ▲ Le pré-dimensionnement des semelles se fait toujours à ELS.

VI.4.3.1/Calcul de la force résultante R :

$$R = \sum N_i = 215,64 + 464,686 + 304,583 + 300,533 + 351,706 + 388,677 + 178,189 = 188,022 \text{ kn}$$

VI.4.3.2/Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{L}{2} - x \quad \text{avec} \quad x = \sum \frac{N_i \times x_i + M_i}{R}$$

$$e = \frac{(215,648 \times 12,425 + 464,686 \times 11,425 + 304,533 \times 4,925 + 300,533 \times 0,425 - 178,189 \times 12,425 - 388,677 \times 11,425 - 351,706 \times 7,665) + 31,31}{1884,022} = 0,15$$

Donc $e = 0,15 \text{ m} < \frac{L}{6} \Rightarrow$ la répartition des contraintes est linéaire.

VI.4.3.3 calcul la largeur de la semelle B :

$$B \geq \left(1 + 3 \frac{e}{l}\right) \times \left(\frac{R}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}\right)$$

$$B \geq \left(1 + 3 \frac{0,15}{24,85}\right) \times \left(\frac{1884,022 \cdot 10^{-3}}{24,85 \times 0,15}\right)$$

$$B \geq 0,51$$

En prend

$$B=1,80 \text{ m}$$

VI.4.3.4/ calcul la hauteur de la semelle h :

$$d \geq \frac{B-b}{4} \longrightarrow d \geq \frac{1,8-0,6}{4} = 0,3$$

En prend $d=0,35$

$$h=d+5$$



$$h=0,40 \text{ m}$$

VI.4.4/calcul des efforts internes :

- ▲ On va calculer les efforts internes par l'outil informatique SOCOTEC, en utilisant le programme PELEAS qui permet le calcul de poutre de longueur finie reposant sur des appuis élastiques continus.
- ▲ Le calcul se fait par les étapes suivant :

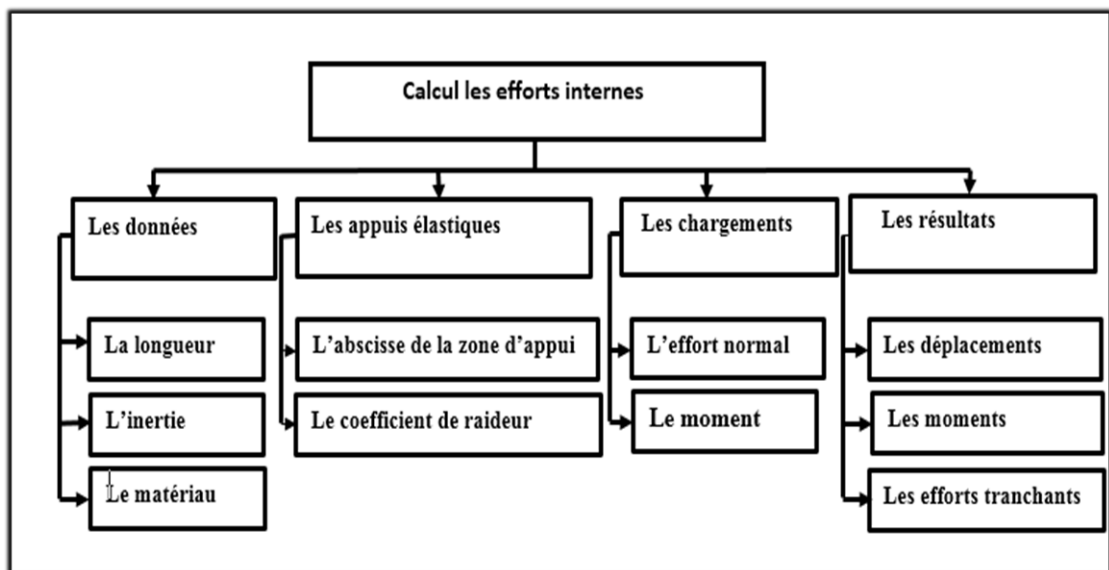


Figure VI. 2 : les étapes de calcul.

- ▲ Après avoir introduit les données dans le logiciel SOCOTEC on a trouvé les résultats ci-dessous :

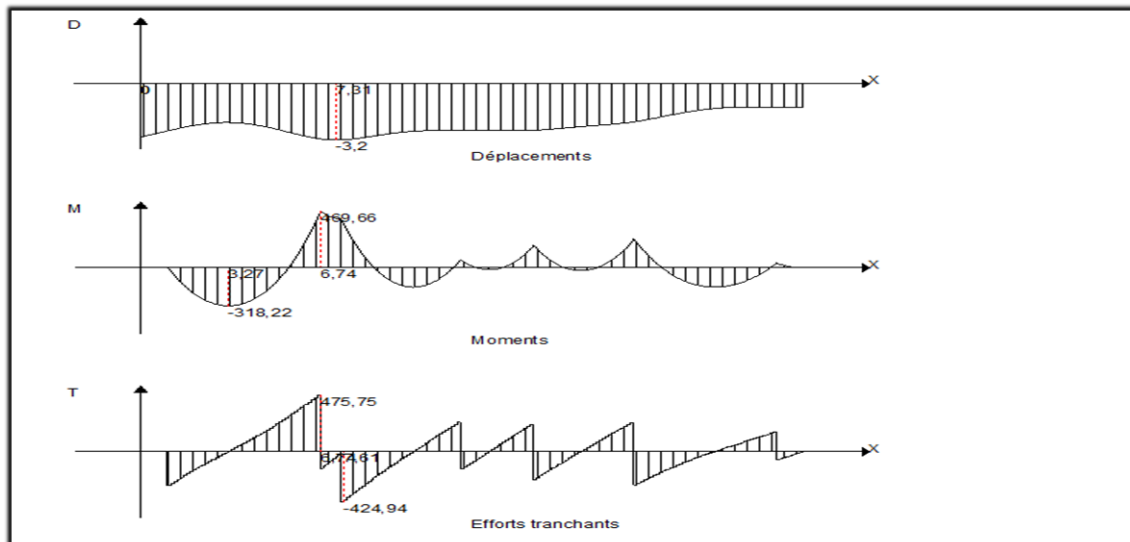


Figure VI. 3 : Les sollicitations et les déplacements de la semelle.

VI. 4.5/Calcul du ferrailage :

$$\begin{cases} \sigma_M = \frac{R}{B.L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \\ \sigma_m = \frac{R}{B.L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) \end{cases} \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} = 0,11 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{sol}} = 0,15 \text{ Mpa} \quad \text{c.v}$$

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour une section en T renversé :

$$B=1,80 \text{ m} ; b_0=0,60 \text{ m} ; h_0=0,40 \text{ m}$$

$$h=0,80 \text{ m} ; d=0,9 \times h = 0,72 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} ;$$

$$\sigma_{st} = 347,83 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,10 \text{ Mpa}$$

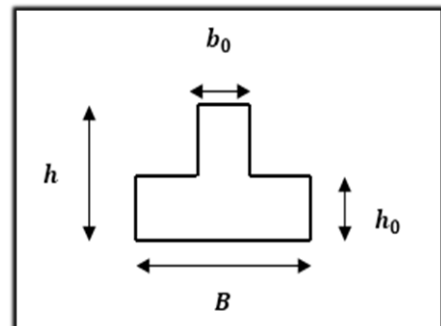


Figure VI. 4 : Section en T.

ELU :

▪ En travée :

$$M_{ut} = 318,22 \text{ KN.m}$$

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 1,8 \times 0,40 \times 14,17 \times \left(0,72 - \frac{0,4}{2}\right) = 5,30 \text{ MN.m}$$

$M_t = 5,30 \text{ MN.m} > M_{ut} = 0,318 \text{ MN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table

\Rightarrow la section en T calculé comme une section rectangulaire ($b \times h$).

1. Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{318,22 \times 10^{-3}}{1,80 \times (0,72)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,024$$

$$\mu_u = 0,024 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{Section a simple armature.}$$

2. Section d'armature :

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,030 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,71m \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{318,22 \times 10^{-3}}{0,71 \times 347,83} \Rightarrow A_{st \text{ travéet}} = 12,70 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 0,6 \times 0,72 \times \frac{2,1}{400} = 5,22 \text{ cm}^2$$

(Condition vérifié $A_{st \text{ travée}} > 5,22 \text{ cm}^2$)

Donc le ferrailage choisi est :

$$A_{st \text{ travée}} = 2(6T12) = 13,58$$

▪ En appui :

$$M_{ua} = 469,66 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 5,305 \text{ MN.m} > M_{ua} = 0,470 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table}$$

\Rightarrow la section en T calculé comme une section rectangulaire (b x h).

1. Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{469,66 \times 10^{-3}}{1,8 \times (0,72)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,036$$

$$\mu_u = 0,036 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{Section a simple armature.}$$

2. Section d'armature :

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,045 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,59m \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{469,66 \times 10^{-3}}{0,59 \times 347,83} \Rightarrow A_{st \text{ appui}} = 22,89 \text{ cm}^2$$

◆ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 1,80 \times 0,72 \times \frac{2,1}{400} = 15,65 \text{ cm}^2$$

(Condition vérifié $A_{st \text{ appui}} > 5,22 \text{ cm}^2$)

Donc le ferrailage choisi est :

$$A_{st \text{ appui}} = 2(6T14) + 6 T 12 = 25,27 \text{ cm}^2$$

◆ **Les armateurs de répartitions :**

-En appui :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{25,27}{4} = 6,31 \text{ cm}^2$$

On choisit : 6T12 = 6,79 cm²

-En travée :

On prend 2T12 = 2,26 cm²

➤ Els :

▲ La fissuration est peu nuisible et Le type d'acier utilisé est Fe E400 donc la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

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

▪ En travée :

$$M_u = 318,22 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 259,99 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{318,22}{259,99}$$

$$\Rightarrow \gamma = 1,22$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,22 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,36 < 0,435 \quad \text{C.V}$$

▪ En appuis :

$$M_u = 469,66 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 350,72 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{469,66}{350,72}$$

$$\Rightarrow \gamma = 1,34$$

$$\alpha_{appui} \leq \frac{1,34 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{appui} = 0,42 < 0,435 \quad \text{C.V}$$

-Puisque la condition indiquée ci-dessus est vérifiée, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton en travée et en appui.

♦ **Vérification au cisaillement :**

-D'après le BAEL 91 on a :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} \quad \Rightarrow \tau_u = \frac{475,75 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,72}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1,10 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) \quad \text{Fissuration peut nuisible } (\gamma_b = 1,5 \text{ cas générale})$$

$$\overline{\tau_u} = 3,33 \text{ Mpa}$$

Donc on a :

$$\tau_u = 1,10 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ Mpa} \dots \text{ C.V}$$

♦ **Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{\min}, \frac{b}{10}\right) \quad \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{80}{35}, 1,2, \frac{180}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(2,29 ; 1,2 ; 18)$$

En prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

♦ **Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

• Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_{\min}, 30 \text{ cm}\right) \quad \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{80}{4}, 12 \times 1,6, 30\right)$$

En prendre $s_t = 15 \text{ cm}$

• Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \Rightarrow S_t \leq \frac{80}{2}$$

En prend $s_t = 20 \text{ cm}$

♦ **Vérification des contraintes :**

- On doit vérifier que : $\sigma_{ELS} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma_{sol}} = 0,15 \text{ Mpa} \\ \sigma_{ELS} = K * Z_{\max} \end{array} \right.$$

-Avec K : Coefficient de BALLASTE estimé à 2 $\sigma_{sol} \rightarrow k=30000 \text{ kn/m}^3$

Z_{max} : Déplacement maximum obtenu par le logiciel SOCOTEC

$$Z_{max} = 3,2 \text{ mm}$$

$$\sigma_{ELS} = 30000 * 0,0032 = 96 \text{ kn/m}^2 = 0,96 \text{ bar} < 1,5 \text{ bar} \dots \text{C.V}$$

Les blocs	Les semelles	R	L	e	B	h ₀	h	σ_{moy}	$\overline{\sigma_{sol}}$	$\sigma_{moy} \leq \overline{\sigma_{sol}}$
Bloc 1,2	Sf1	10605	17,5	0,10	1,2	0,40	0,85	0,070	0,15	c.v
	Sf2	1800,9	27,9	0,41	1,2	0,40	0,85	0,056	0,15	c.v
	Sf3	609,68	14,3	0,35	1,2	0,40	0,85	0,038	0,15	c.v
	Sf4	365,24	6	0	1,2	0,40	0,85	0,05	0,15	c.v
	Sfj1	1728,46	17,5	0,1	1,8	0,40	0,85	0,055	0,15	c.v
	Sfj2	2218,83	17,5	0	1,8	0,40	0,85	0,070	0,15	c.v
	SF6	384,902	5,15	0	1,2	0,40	0,85	0,062	0,15	cv

Tableau VI. 4 : Les dimensions des semelles BlocB1 ,2.

Les blocs	Les semelles	R	L	e	B	h ₀	h	σ_{moy}	$\overline{\sigma_{sol}}$	$\sigma_{moy} \leq \overline{\sigma_{sol}}$
Bloc 3	Sf1	2759,10	29,92	4,30	1,60	0,40	0,80	0,08	0,15	c.v
	Sf2	666,87	6,75	2,48	1,60	0,40	0,80	0,12	0,15	c.v
	Sfj3	678,47	10,50	0,26	1,80	0,40	0,80	0,04	0,15	c.v
	Sf4	3165,81	29,42	6,20	1,80	0,40	0,80	0,10	0,15	c.v
	Sf5	2165,99	16,13	0,23	1,60	0,40	0,80	0,10	0,15	c.v
Bloc 4	Sf1	3137,02	20,05	1,39	1,40	0,40	0,80	0,13	0,15	c.v
	Sf2	3302,60	30,05	0,04	1,40	0,40	0,80	0,09	0,15	c.v
	Sf3	1758,46	21,05	0,59	1,40	0,40	0,80	0,06	0,15	c.v
	Sf4	3302,60	30,05	0,04	1,40	0,40	0,80	0,08	0,15	c.v
	Sf5	1241,79	22,55	0,65	1,60	0,40	0,80	0,03	0,15	c.v
	Sf6	459,09	8,05	0,03	1,40	0,40	0,80	0,04	0,15	c.v

Tableau VI. 5 : les dimensions des semelles filantes B3, 4.

VI.4.6/Récapitulation de ferrailage des semelles filantes :

Les blocs	Les semelles	Mu		Ast (calculé)				Ast (choisit)				T	τ_U	$\bar{\tau}_U$	Vérification
		Ma	Mt	Appui	Travée	Ar appui	Ar travée	Appui	Travée	Ar appui	Ar travée				
Bloc 1 Bloc 2	Sf1	531,64	636,75	19,61	23,62	4,97	6,20	3T16+6T14+3 T14=19,88	3T20+5T 14=24,83	6T10= 4,71	2T20= 6,28	539,72	1,763	3,33	C.V
	Sf2	208,89	409,33	7,50	15,01	3,46	3,86	2(3T14)=13,8 5	3T20+3T 16=15,45	6T10= 4,71	2T16= 4,02	373,22	1,12	3,33	C.V
	Sf3	131,58	165,54	10,43	6,40	3,39	2,31	2(3T12)+6T1 2=13,57	2(3T20)= 9,24	6T10= 4,71	2T14= 3,08	164,81	0,71	3,33	C.V
	Sf4	0	315,62	0	11,52	3,15	3,265	3T12+6T14=1 2,63	2(3T16)= 13,06	6T10= 4,71	2T16= 4,02	250,32	0,81	3,33	C.V
	Sf6	5,05	288,92	0	9,39	3,45	2,66	3T14+6T14=1 3,8	3T16+3T 14= 10,65	6T10= 4,71	2T14= 3,08	208,5	0,68	3,33	C.V
	Sfj1	344,59	421,46	3,69	16,62	4,57	4,62	2(6T12)+6T1 0=18,29	2(6T14)= 18,48	6T10= 4,71	2T20= 6,28	387,64	1,26	3,33	C.V
	Sfj2	475,58	764,16	17,36	28,53	7,635	4,62	6T16+2(6T14)=30,54	2(6T14)= 18,48	6T14= 9,24	2T20= 6,28	691,24	2,25	3,33	C.V

Tableau VI. 6 : Ferrailage des semelles filantes bloc B3,B4

Les blocs	Les semelles	Mu		Ast (calculé)				Ast (choisit)				T	τ_U	$\bar{\tau}_U$	Vérification
		Ma	Mt	appui	travée	Ar appui	Ar travée	appui	travée	Ar appui	Ar travée				
Bloc 3	Sf1	745,43	482,73	29,49	18,88	7,39	6,28	4T16+10T1 4+4T14=29, 59	2(4T20)=2 5,14	6T14= 9,24	2T20=6, 28	384, 31	1,07	3,33	C.V
	Sf2	245,32	635,13	9,50	25	8,04	6,28	10T14+3T1 2=18,78	3(3T20)=2 8,26	6T14= 9,24	2T20=6, 28	609,5 7	2,12	3,33	C.V
	Sfj3	170,60	496,15	6,58	19,37	4,62	5,32	2(6T14)=18, 48	6T14+6T2 0=21,30	6T10= 4,71	2T20=6, 28	198,5 9	0,55	3,33	C.V
	Sf4	882,36	958,46	34,97	38,10	9,77	10,30	10T14+4T1 4+3(4T12)= 35.11	4T20+4T1 6+3(4T14)	6T16= 12,06	2(2T20) =12,56	459,6	1,28	3,33	C.V
	Sf5	783,96	642,19	31,07	25,29	8,93	7,16	4T16+10T1 4+2(4T14)= 35,75	4T20+2(4 T16)=28,6 5	6T14= 9,24	2(2T16) =8,04	459,4 7	1,28	3,33	C.V

Bloc4	Sf1	992,06	1083	39,95	43,82	9,86	11,43	4T20+ 6T20+4T16 =39,46	2(4T20)+4 T10 =45,75	6T16= 12,06	2(2T20) =12,56	1077	2,99	3,3	C.V
	Sf2	375,14	816,91	14,64	32,59	3,95	8,295	2(4T16)=16, 08	4T20+6T1 6+4T16=3 2,67	6T10= 4,71	2(2T20) =12,56	767,0 5	2,13	3,3	C.V
	Sf3	209,10	821,58	8,09	32,79	4,02	8,295	2(4T16)=16, 08	4T16+6T1 4+2(4T16) =33,36	6T10= 4,71	2(2T20) =12,56	719,8	0,66	3,3	C.V
	Sf4	348,39	900,46	13,53	36,08	3,85	9,19	4T16+4T16 =16,08	2(4T16)+(4T20)+6T 14= 37,89	6T10= 4,71	2(2T20) =12,56	770,8 6	0,71	3,3	C.V
	Sf5	561,44	281,42	22,03	10,91	5,86	3,08	4T14+6T14 +4T16=23,4 4	2(4T14)=1 2,32	6T14= 9,24	2T14=3, 08	634,4 5	1,25	3,3	C.V
	Sf6	14,91	405,65	0,57	15,97	1,54	4,02	4T16+6T14 =17,28	2(4T16)=1 6,08	6T10= 4,71	2T16=4, 02	310,7 9	0,86	3,3	C.V

Tableau VI. 6 : Ferrailage des semelles filantes bloc B3,B4

VI.5/Calcul de semelles isolées :

VI.5.1/étude les semelles des blocs B1, B2 :

	ELU		ELS	
	Mu (KN.m)	Nu (KN)	Ms (KN.m)	Ns (KN)
Semelle centrale	15,35	1498,119	11,10	1091,76
Semelle intermédiaire	40,12	878,01	28,85	639,21
Semelle d'angle	11,84	490,19	8,73	359,20

Tableau VI. 7 : Les sollicitations des semelles isolées, bloc B1,2 à ELU et ELS.

VI.5.1.1/ Etude de la semelle centrale :

VI.5.1.1.1/pré dimensionnement :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2,20 \text{ bars} = 220 \text{ KN/m}^2 = 0,22 \text{ Mpa}$$

$$a = 40 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

❖ Condition d'homothétie :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

$$B = \frac{b}{a} A$$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol} \\ \sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \end{array} \right\} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots(1)$$

$$(1) \Leftrightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \times \frac{b}{a}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1091,76}{220} \times \frac{0,50}{0,40}} \Rightarrow B \geq 2,49 \text{ m}$$

$$(1) \Leftrightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \times \frac{a}{b}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1091,76}{220} \times \frac{0,40}{0,50}} \Rightarrow B \geq 1,99 \text{ m}$$

On prend :

$$\begin{cases} A = 2,00 \text{ m} \\ B = 2,50 \text{ m} \end{cases}$$

❖ Détermination de d et h_t :

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \quad \Rightarrow 2 - 0,4 \geq d \geq \frac{3,5 - 0,50}{4}$$

$$\Rightarrow 1,6 \text{ m} \geq d \geq 0,75 \text{ m}$$

$$\Rightarrow d = 75 \text{ cm}$$

D'ou : $h_t = d + 5\text{cm} \Rightarrow h_t = 80\text{cm}$

VI.5.1.1.2/ Détermination du ferrailage :

❖ ELU :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ Mpa}$$

$$N'_u = 1573,119 \text{ KN}$$

$$A_{ux} = \frac{N'_u \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \quad \Rightarrow A_{ux} = \frac{1573,119 \times 10^{-3} \times (3 - 0,40)}{8 \times 0,75 \times 347,83}$$

$$\Rightarrow A_{ux} = 19,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{uy} = \frac{N'_u \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \quad \Rightarrow A_{uy} = \frac{1573,119 \times 10^{-3} \times (3,5 - 0,50)}{8 \times 0,75 \times 347,83}$$

$$\Rightarrow A_{uy} = 22,26 \text{ cm}^2$$

❖ ELS :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \text{ fissuration préjudiciale}$$

Avec :

$$\eta = 1,6$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

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

$$N'_s = 1328,01 \text{ KN}$$

$$A_{sx} = \frac{N'_s \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \quad \Rightarrow A_{sx} = \frac{1301,76 \times 10^{-3} \times (3 - 0,40)}{8 \times 0,75 \times 201,63}$$

$$\Rightarrow A_{sx} = 27,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy} = \frac{N'_s \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \quad \Rightarrow A_{sy} = \frac{1301,76 \times 10^{-3} \times (3,5 - 0,50)}{8 \times 0,75 \times 201,63}$$

$$\Rightarrow A_{sy} = 32,28 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_{ux} = 19,6 \text{ cm}^2 \leq A_{sx} = 27,90 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow A_{stx} = 20T14 = 30,78 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_{uy} = 22,6 \text{ cm}^2 \leq A_{sy} = 32,28 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow A_{sty} = 22T14 = 33,86 \text{ cm}^2$$

VI.5.1.1.3/ Vérification de la stabilité au renversement :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} < \frac{B}{4} \quad \Rightarrow \frac{11,10}{1091,76} < \frac{3,5}{4}$$

$$\Rightarrow 0,01 < 0,875$$

C.V

VI.5.1.1.4/ Détermination de la hauteur du patin (e) :

$$e \geq \max(15 \text{ cm} , 6\phi + 6 \text{ cm})$$

$$e \geq 15 \text{ cm}$$

donc on prend: $e = 20 \text{ cm}$

VI.5.1.1.5/ Espacement des armatures :

$$S_t = \frac{3,5 - 0,10}{17} = 20 \text{ cm}$$

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

VI.5.1.2/ étude de la semelle intermédiaire :

♦ Suivant la même méthode on choisit une semelle de $(2,50 \times 2) \text{ m}^2$.

	A×B (m ²)	d (cm)	h _t (cm)	e (cm)	A _{stx} (calculé) (cm ²)	A _{sty} (calculé) (cm ²)	A _{stx} choisi t (cm ²)	A _{sty} choisit (cm ²)	S _{tx} (cm)	S _{ty} (cm)
Semelle Intermédiaire	(2,5×2)	50	55	20	14,04	15,85	14T12=15,84	16T12=18,10	13,32	14,72

Tableau VI. 8 : Ferrailage de la semelle intermédiaire bloc B1,2.

VI.2.1.3/ étude de la semelle d'angle :

♦ Suivant la même méthode on choisit une semelle de $(1,5 \times 2) \text{ m}^2$.

	A×B (m ²)	d (cm)	h _t (cm)	e (cm)	A _{stx} (calculé) (cm ²)	A _{sty} (calculé) (cm ²)	A _{stx} choisi t (cm ²)	A _{sty} choisit (cm ²)	S _{tx} (cm)	S _{ty} (cm)
Semelle d'angle	(1,5×2)	50	55	20	5,19	6,99	9T12=10,18	10T12=11,31	16,15	19,77

Tableau VI. 9 : Ferrailage de la semelle d'angle bloc B1,2.

VI.5.2/étude les semelles des blocs B3 :

	ELU		ELS	
	Mu (KN.m)	Nu (KN)	Ms (KN.m)	Ns (KN)
Semelle centrale	3264,79	15,38	10,98	2368,32
Semelle intermédiaire	50,66	2584,52	36,38	1881,019
Semelle d'angle	10,47	1058,69	7,57	773,47

Tableau VI. 10 : Les sollicitations des semelles isolées, bloc B3 à ELU et ELS.

VI.5.2.1/Résumé des résultats des semelles :

	A×B (m ²)	d (cm)	ht (cm)	e (cm)	A _{stx} (calculé) (cm ²)	A _{sty} (calculé) (cm ²)	A _{stx} choisit (cm ²)	A _{sty} choisit (cm ²)	S _{tx} (cm)	S _{ty} (cm)
Semelle centrale	(4,5x4,5)	100	105	20	71,91	71,91	36T16=72,36	36T16=72,36	10,92	10,92
Semelle intermédiaire	(4x4)	90	95	20	54,11	54,11	20T16=58,32	20T16=58,32	18,80	18,80
Semelle d'angle	(2,5x3)	0,55	0,60	20	20,90	24,96	14T14=21,56	18T14=27,7	16,95	15,57

Tableau VI. 11 : Ferrailage des semelles isolées bloc B3.

VI.5.3/étude les semelles des blocs B4 :

	ELU		ELS	
	Mu (KN.m)	Nu (KN)	Ms (KN.m)	Ns (KN)
Semelle centrale	19,837	3115,258	14,506	2284,10
Semelle intermédiaire	0,57	1345,83	0,36	987,025
Semelle d'angle	10,836	595,654	7,946	436,702

Tableau VI. 12 : Les sollicitations des semelles isolées, bloc B4 à ELU et ELS.

VI.5.3.1/Résumé des résultats des semelles :

	A × B (m ²)	d (cm)	h _t (cm)	e (cm)	A _{stx} (calculé) (cm ²)	A _{sty} (calculé) (cm ²)	Ast _x choisi t (cm ²)	Ast _y choisi t (cm ²)	S _{tx} (cm)	S _{ty} (cm)
Semelle centrale	(3,5x5,5)	0,80	0,85	20	58,92	80,53	30T16 =60,33	41T16 =82,45	10,06	11,86
Semelle intermédiaire	(3,6x2,5)	0,60	0,65	20	23,41	23,77	18T14 =27,7	18T14 =27,7	19,10	19,10
Semelle d'angle	(1,80x1,80)	0,5	0,55	20	8,35	7,75	12T12 =13,57	12T12 =13,57	14,14	14,14

Tableau VI. 13 : Ferrailage des semelles isolées bloc B4.

VI.6/ Calcul de volume du béton :

VI.6.1/Calcul de volume du béton pour les semelles filantes

	Les semelles	Les dimensions (cm) (Bxh/h ₀ , b ₀)	Le nombre	La surface d'une semelle (m ²)	La surface totale (m ²)	La longueur de la semelle (m)	Le volume du béton (m ³)
Bloc 1 ; Bloc 2	SF1	120x85/40,40	9	0,66	5,94	19,50	115,83
	SF2	120x85/40,40	8	0,66	5,28	28,30	149,42
	SF3	120x85/40,40	2	0,66	1,32	16,30	21,51
	SF4	120x85/40,30	8	0,62	9,84	6,40	62,97
	SF6	120x85/40,30	8	0,615	4,92	14,30	70,35
	SFJ1	180x85/40,40	2	0,90	1,80	19,50	35,10
	SFJ2	180x85/40,40	2	0,90	1,80	19,50	35,1
BLOC 3	SF1	160x80/40,50	2	0,84	1,68	30,92	51,94
	SF2	160x80/40,50	4	0,84	3,36	6,31	21,20
	SFJ3	180x80/40,50	1	0,92	0,92	10,02	9,218
	SF4	180x80/40,50	2	0,92	1,84	30,62	56,34
	SF5	160x80/40,50	2	0,84	1,68	17,62	29,60

BLOC 4	SF1	140x80/40,50	2	0,76	1,52	18,55	28,196
	SF2	140x80/40,40	2	0,72	1,52	29,55	44,91
	SF3	140x80/40,50	2	0,76	1,52	19,55	29,71
	SF4	140x80/40,50	2	0,76	1,52	29,45	44,76
	SF5	160x80/40,50	4	0,84	3,36	21,08	70,80
	SF6	140x80/40,40	1	0,76	0,76	7,55	5,738
							882,69

Tableau VI. 14 : Le volume du béton pour les semelles filantes.

VI.6.2/ Calcul du volume de béton pour les semelles isolées :

Les blocs	Les semelles	Les dimensions (m) (AxBxh)	Le nomb re	Le volume du beton (m ³)
Bloc 1 ; Bloc 2	Central	(3x3,5x0,80)	26	218,4
	intermédiaire	(2x2,5x0,55)	34	93,5
	d'angle	(1,5x2x0,50)	12	18
Bloc 3	Central	(4,5x4,5X1,05)	7	148,83
	intermédiaire	(4x4X0,95)	10	152
	d'angle	(2,5x3X0,60)	5	22,5
Bloc4	Central	(3,5x5,5x0,85)	12	196,35
	intermédiaire	(2,6x3,6x0,65)	8	48,67
	d'angle	(1,80x1,80x0,55)	6	10,692

Tableau VI. 15 : Le volume du béton pour les semelles filantes.

Le volume de béton total=908,942

VI.7/Calcul de la quantité de terrassement :

VI.7.1/Calcul de la quantité de terrassement pour les semelles filantes :

	Les semelles	La surface de la fouille (m ²)	La profondeur (m)	La quantité de terrassements pour une semelle (m ³)	La quantité de terrassement totale (m ³)
Bloc 1 ; Bloc 2	SF1	36,18	2	72,36	651,24
	SF2	52,02	2	104,04	832,32
	SF3	30,42	2	60,84	121,68
	SF4	12,60	2	25,20	201,60
	SF6	11,07	2	22,14	177,12
	SFJ1	48,24	2	96,48	192,96
	SFJ2	48,24	2	96,48	192,96
BLOC 3	SF1	69,34	2	138,68	277,36
	SF2	15,20	2	30,40	121,60
	SFJ3	25,49	2	50,98	50,98
	SF4	74,93	2	149,86	299,72
	SF5	40,08	2	80,16	160,32
BLOC 4	SF1	38,30	2	76,60	153,20
	SF2	60,30	2	120,60	241,20
	SF3	40,30	2	80,60	161,20
	SF4	60,10	2	120,20	240,40
	SF5	47,70	2	95,40	381,60
	SF6	16,30	2	32,60	32,60

Tableau VI. 16 : Quantité du terrassement blocB1, 2, 3,4 pour les semelles filantes.

La quantité de terrassement total=4767,42m³

VI.7.2/Calcul la quantité de terrassement dans les semelles isolées :

Les blocs	Les semelles	La surface de la fouille (m ²)	La profondeur (m)	La quantité de terrassements pour une semelle (m ³)	La quantité de terrassement totale (m ³)
Bloc 1 ; Bloc 2	Central	14,76	2,50	36,9	959,4
	intermédiaire	8,06	2,50	20,15	604,5
	d'angle	5,46	2,50	13,65	163,8
Bloc 3	Central	26,01	2,50	65,025	520,2
	intermédiaire	21,16	2,50	52,9	634,8
	d'angle	11,16	2,50	27,9	251,1
Bloc4	Central	25,01	2,50	62,525	750,3
	intermédiaire	13,44	2,50	33,6	268,8
	d'angle	5,76	2,50	14,4	86,4

Tableau VI. 17 : Quantité de terrassement pour les semelles isolées.

La quantité de terrassement total=4239.3m³

VI.8/Calcul de la quantité de ferrailage :

-A titre de comparaison, on a pris une semelle filante et une semelle isolée situent dans le bloc B1.1, les coupes sont représentées ci-dessous :

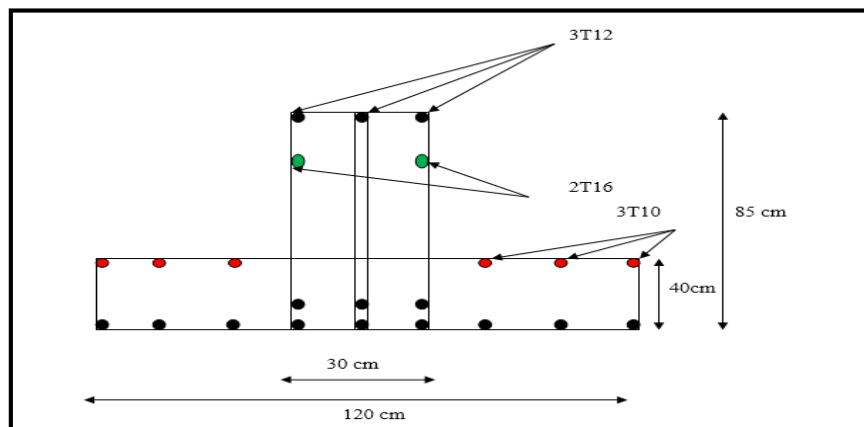


Figure VI. 5 : semelle filante1 –bloc B1.1-

Semelle isolée 1(de rive):

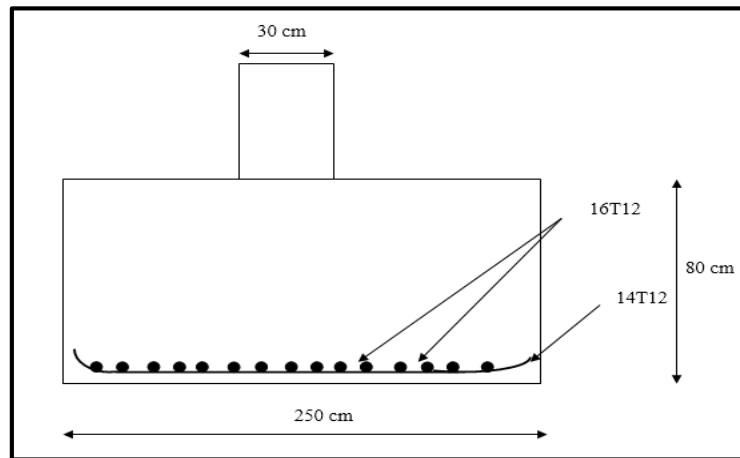


Figure VI. 6 : semelle isolé 1 –bloc B1.1-

Semelle filante 2 :

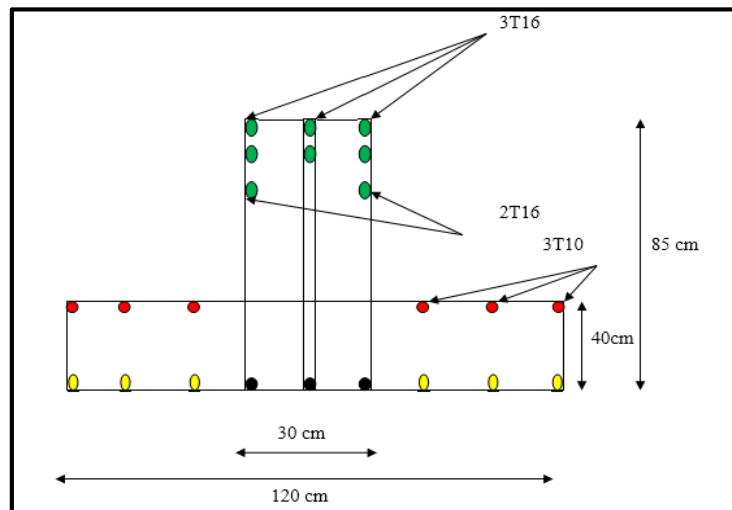


Figure VI. 7 : semelle filante 2 –bloc B1.1-

Semelle isolée 2(d'angle):

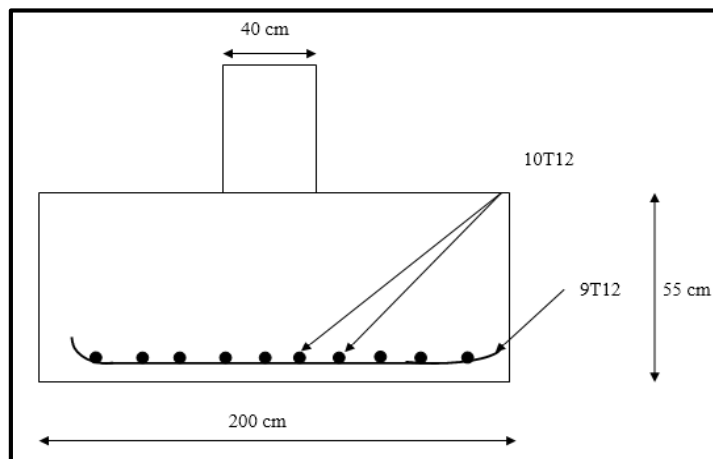


Figure VI. 8 : semelle isolé 2 –bloc B1.1-

VI.9/Etude comparative :

➤ **Interprétation des résultats :**

	Semelle filante	Semelle isolée
Quantité de béton[KN]	21799,22	37963,5
Quantité de terrassement (m³)	4767,42	4239.3
ferrailage	En travée :3T12 En appui :2T16 Ar travée :2T16 Ar appui :6t10	Ax :14T12 Ay :16T12
	En travée :2(3T16) En appui :3T12+6T14 Ar travée :2T16 Ar appui :6T10	Ax :9T12 Ay :10T12

Tableau VI. 18 : représentation les résultats des semelles filantes et isolées.

➤ **interprétation des résultats :**

-Le tableau précédent montre que la quantité de béton trouvée dans les semelles isolées est supérieure de celle des semelles filantes, et la quantité de terrassement est grande dans les semelles isolées, concernant le ferrailage, d'après les coupes la quantité de ferrailage est important dans les semelles filantes, et le diamètre utilisé est important, nous allons j'jusqu'à le diamètre 20 mm

VI.10/Conclusion :

-Le choix de système de fondation pour une structure est très important, il dépend de la nature du sol et ces caractéristiques.

-dans le chapitre précédent on n'a pas trouvée une influence sur la réponse de la structure, mais dans le système de fondation, il ya une influence, on passant d'un site très meuble à un site rocheux, le type de semelle est changée, l'ancrage, la contrainte admissible, la quantité de béton utilisée, la quantité de sol terrassée et la quantité de ferrailage

Conclusion :

Ce projet présente une étude d'un pôle universitaire qui est actuellement en cours de réalisation dans la ville de Tlemcen, exactement à chetouane, notre étude est faite sur une tranche de 1000 places pédagogiques (classes préparatoires aux grandes écoles) cette tranche est composée de quatre blocs. L'objectif principal de notre projet est d'étudier l'effet de la variation des propriétés mécaniques et physiques du sol sur la réponse de la structure, sans prise en compte de l'Interaction Sol-Structure (ISS).

On a commencé notre travail, par un pré dimensionnement de l'ensemble des éléments de notre structure et une évaluation de la descente de charge.

La partie qui suit est consacrée à l'étude des éléments secondaires (acrotère, escalier, dalles pleines et les planches.)

Ensuite une étude dynamique spectrale est faite pour vérifier la conception de notre structure et afin de déterminer les sollicitations les plus défavorables, les résultats obtenus montrent que

L'effet de site sur l'analyse spectrale est une légère différence sur le déplacement et sur l'effort tranchant à la base.

La partie qui accompagne, on a lancé les calculs des éléments résistants (poteaux, poutres et voiles) ensuite on a étudié l'effet de la variation du site sur les sollicitations et le ferraillement de ces éléments, les résultats montrent :

- l'effet sur les sollicitations : il y a une légère différence sur les moments et les efforts tranchants et l'effort normal pour les poteaux.
- L'effet sur le ferraillement : la section de ferraillement calculée pour les poteaux et les voiles est très faible, donc on ferraille avec Amin de RPA, et puisque la différence est petite le ferraillement reste le même pour les quatre catégories des sites.
- La même chose pour les poutres, la différence est presque négligeable, le ferraillement reste le même.

la dernière partie comprend l'étude d'effet du site sur l'infrastructure, on a passé d'un sol très meuble à un site rocheux, le système de fondation est changé, l'ancrage, la contrainte admissible, le volume de béton, la quantité de terrassement et la quantité de ferraillement et leur disposition.

D'après le travail effectué dans ce mémoire, On peut conclure que sans prise en considération l'interaction sol structure, il y a pas d'effet de la variation des caractéristiques du sol sur la réponse de la structure, et l'aspect architectural en béton, mais il y a une influence sur le système de fondation adoptée pour chaque catégorie de site.

Références bibliographiques.

[BAEL, 91] Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, DTU associés, par Jean pierre mougin ,deuxième Edition Eyrolles 2000.

[DTR2.2,88] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B.C. 2.2, CGS 1988.

[RPA, 03] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document Technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48), CGS, 2004.

[Cours pratique de mécanique des sols], par jean COSTET, Guy SANGLERAT tome2.

Logiciel SAP2000 version 9.

Cahier cours en béton armé ,Mr.Hssain N.D

Logiciel Auto Cade.

Résumé :

L'étude d'un ouvrage en béton armé nécessite la connaissance des données géotechnique du sol d'assise afin de déterminer les sollicitations et choisir le système de fondation, translater ou déplacer les blocs étudiés vont engendrer des conséquences sur l'ouvrage étudié.

L'objectif principal de notre projet est d'étudier l'effet de la variation des propriétés mécaniques et physiques du sol sur la réponse de la structure, Sans prise en compte de l'Interaction Sol-Structure (ISS), pour cela l'étude statique et dynamique sera menée sur quatre bloc différents situé à Tlemcen (zone sismique I), l'étude est réalisée en utilisant le code sap2000.

Les résultats obtenues montrent que la variation des sollicitations est minimal lorsqu'on change le site, par contre, l'effet du site est considérable sur le système de fondation et on est aller des semelles filantes vers les semelles isolées.

mots -clés :

L'effet de site, système de fondation, spectre de réponse, sollicitation, la réponse de la structure.

Abstract:

The study of a reinforced concrete structure requires knowledge of geotechnical data of the soil.

Translate or move the studied blocks will have a consequences on the work studied.

The main goal of our project is to study the effect of changes in mechanical and physical properties of the soil on the structural response, without consideration of the soil –structure interaction (SSI).

For this static and dynamic study , will be conducted on four different blocks located in Tlemcen(seismic zone I), the study is performed using the cod sap2000.

The resultants obtained show that the variation of stress is minimal when changed the site, on the other hand, the site effect is considerable on the foundation system, and we are going to strip foundation to isolated foundation.

Key words :

The site effect, foundation system, response spectrum, solicitation, structural response.

المخلص:

دراسة هيكل الخرسانة المسلحة يتطلب معرفة البيانات الجيوتقنية للتربة، بهدف تحديد الضغوط و اختيار نظام الأساس. .
ازاحة أو نقل منشأة سوف يكون له عواقب على عملها. .

الهدف الرئيسي من مشروعنا هو دراسة تأثير تغيرات الخواص الميكانيكية و الفيزيائية للتربة على استجابة الهيكل، دون الأخذ بعين الاعتبار تفاعل التربة و الهيكل .

الدراسة ساكنة و الديناميكية يتم اجراءها على أربعة منشآت مختلفة تقع في تلمسان المنطقة الزلزالية 1 ، يتم تنفيذ هذه الدراسة باستخدام تقنية. SAP2000

أظهرت النتائج المحصل عليها أن اختلاف الضغط أقل عند تغيير الموقع ،عكس ذلك ، الموقع له تأثير كبير على نظام الأساس ، ولهذا انتقلنا من الأسس الشريط الى الأسس المنفصلة ..

الكلمات المفتاحية :

استجابة للهيكل, الضغوط , طيف ردود الفعل, نظام الأساس, تأثير الموقع .