

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère De l'Enseignement Supérieur Et De La Recherche
Scientifique



Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf - Mila -
Institut Des Sciences et De Technologie
Département De Génie Civil et Hydraulique

N° de Ref:.....

Mémoire en vue de l'obtention du diplôme

MASTER

Spécialité : Génie Civil

Option : structure

**Étude et Suivi pour la Réalisation d'un
Lycée 1000 Places Pédagogiques Implante
à Mila**

Présenté par :

- Wail Oudina
- Gholam Djebli

Encadré par :

Dr. Guettiche A.

Membre du jury : **Dr. Djeghader D. (prés)**

Dr. Belghiat CH. (exam)

Année Universitaire : 2021-2022

REMERCIEMENT

Nous tenons tout d'abord à remercier **ALLAH** pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre encadreur, **DOCTEUR ABDELHEQ GUETICHE** pour l'encadrement de ce mémoire pour son aide, sa patience et ses conseils précieux et pour toutes les commodités et aisances qu'il nous a apportées durant notre étude et réalisation de ce projet.

Nous tenons à exprimer nos plus vifs remerciements à Mr. **DJAHRA ASAAD** pour avoir suivi et accordé un grand intérêt à notre travail

Nous tenons à remercier : et les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

ET nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Et pour finir, un dernier remerciement à toute la promotion 2021-2022 de GENIECIVIL de l'université ABDELHAFID BOUSSOUF de MILA, tout en Leurs souhaitons un avenir plein de réussite.

GHOLEM ***** WAIL

Dédicaces

Je dédie ce mémoire ;

À mes très chers parents et mon cher frère

WALID

Source d'amour et d'affection.

*À mes sœurs source de l'espoir et de motivation À ma
petite famille source de joie et de bonheur*

À tous mes amis

Wail Oudina

Dédicaces

Je dédie ce mémoire ;

A mes très chers parents, la raison qui m'a amené ici

A certaines personnes dans mon cœur.

gholam

Sommaire

SOMMAIRE	PAGE
Introduction Générale	01
Chapitre I. Présentation du projet et caractéristiques des matériaux	
Introduction	03
I.2 Présentation du bâtiment	03
I.2.1 Implantation de l'ouvrage	03
I.2.2 Caractéristiques géométriques	04
I.2.3 Système structural	06
I.2.4 Classification du bâtiment selon l'RPA 99 version 2003	07
I.3 Caractéristique du site d'assise	11
I.4 Les éléments de l'ouvrage	11
I.4.1 Plancher	11
I.4.2 Maçonnerie	12
I.4.3 Terrasse	12
I.4.4 Revêtement	12
I.4.5 Escalier	12
I.4.6 Ossature contreventée	12
I.5 Caractéristique des matériaux	12
I.5.1 Introduction	13
I.5.2 Définition	13
I.5.3 Le béton	13
I.5.4 L'acier	18
I.6 Actions et sollicitations	20
I.6.1 Actions	20
I.6.2 Sollicitations	21
I.7 Hypothèses de calcul	22
I.7.1 État limite ultime de résistance (ELU)	22
I.7.2 État limite ultime de service (ELS)	22
Conclusion	23
Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments	
Introduction	25
II.2 Pré dimensionnement du Plancher	25
II.2.1 Planchers à corps creux	25
II.2.2 Dalle pleine	28
II.3 Pré dimensionnement des poutres	29
II.3.1 Poutres principales	29
II.3.2 Poutres secondaires	30
II.4 Pré dimensionnement des Poteaux	31
II.5 Pré dimensionnement des escaliers	31
II.6 Évaluation des charges et surcharges	33
II.6.1 Les planchers	33
II.6.2 Cloison extérieures	35
II.6.3 Escalier	36

II.6.4 Acrotère	36
II.7 escentes de charges	37
II.7.1 Loi de dégression	37
Conclusion	44
Chapitre III. Calcul des éléments secondaires	
Introduction	46
III.2 Étude de l'acrotère	46
III.2.1 Définition	46
III.2.2 Les rôles	46
III.2.3 Calcul de l'acrotère	47
III.3 Calcul des escaliers	55
III.3.1 Définition	55
III.3.2 Charge et surcharge	55
III.3.3 Calcul des Combinaisons des charges	56
III.3.4 Calcul des sollicitations	57
III.3.5 Calcul du Ferrailage	58
III.3.6 Vérification de l'effort tranchant	60
III.3.7 Vérification à l'ELS	60
III.3.8 Vérification de la flèche	61
III.3.9 Etude de la poutre palière	63
III.3.10 schémas de ferrailage	68
III.4 Calcul des planchers	69
III.4.1 Définition	69
III.4.2 Plancher à corps creux	69
III.4.3 Choix de la méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles	69
III.4.4 Exemple d'application 1	73
III.4.4.1 Calcul des charges revenant aux poutrelles	73
III.4.4.2. Choix de la méthode de calcul des sollicitations	73
III.4.4.3. Application de la méthode de Caquot minorée	74
III.4.4.4. La dalle mince (table de compression)	91
III.4.5 Exemple d'application 2	92
III.4.5.1 Vérifications des conditions d'applications de la méthode forfaitaire	92
III.4.5.2 Calcul les moments et les efforts tranchants	94
III.4.5.3 Ferrailage des poutrelles	97
III.4.5.4 La table de compression (20+5)	104
III.4.6 Etude des planchers à dalle pleine	105
III.4.6.1 Calcul des dalles pleines	105
III.4.6.2 Schéma de ferrailage	111
Conclusion	112
Chapitre IV. Étude sismique et dynamique	
Introduction	114
IV.2 Objectif et exigences	114
IV.3 Modélisation de la structure	114
IV.3.1 Présentation du logiciel de calcul	114
IV.3.2 Présentation du modèle de calcul	116

IV.3.3 La méthode d'analyse modale spectrale	116
IV.3.4 Modélisation de la structure	119
IV.4 Vérification de la résultante sismique	129
IV.4.1 Détermination de la période fondamentale T	130
IV.4.2 Vérification de la résultante sismique	130
IV.4.3 Vérification de l'effort normal réduit	134
IV.4.4 Vérification des déplacements	134
IV.4.5 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	136
IV.4.6. Vérification de la largeur des joints sismiques	139
Conclusion	140
Chapitre V. Ferrailage des éléments structuraux	
Introduction	142
V.2 Ferrailage des poteaux	142
V.2.1 Les recommandations du RPA 99/2003	142
V.2.2 Sollicitation de calcul	144
V.2.3Vérifications	152
V.3 Ferrailage des poutres	154
V.3.1 recommandations du RPA 99/2003	154
V.3.2 Ferrailage des poutres	155
V.3.3 Vérifications	160
Conclusion	164
Chapitre VI. Étude de l'infrastructure	
Introduction	166
VI.2 Choix de type des fondations	166
VI.2.1 Combinaisons de calcul	166
VI.2.2 Vérification de la semelle isolée	166
VI.2.3 Vérification de la semelle Filante	167
VI.2.4 Calcul de Ferrailage	169
VI.3 Poutre de redressement	169
VI.3.1 Définition	169
VI.3.2 Calcul des sollicitations	169
VI.3.3 Armatures de peau	171
VI.3.4 Schéma de ferrailage	171
VI.4 L'étude des longrines	172
VI.4.1 Prédimensionnement	173
VI.4.2 Ferrailage de la longrine	173
VI.4.3 Schéma de ferrailage	174
Conclusion	175
Chapitre VII. Suivi d'un chantier	
Introduction	177
VII.2 Présentation du projet	177
VII.3 Installation du chantier	178
VII.4 Le matériel et engins existant sur le chantier	178
VII.5 Installation des espaces de stockage	181
VII.6 Implantation de projet	183

VII.7 Les principaux travaux suivis sur chantier	185
Conclusion	190

Liste des figures

FIGURES	PAGE
Chapitre I. Présentation Du Projet Et Caractéristiques Des Matériaux	
Figure I.1 : plan de situation et plan de masse	04
Figure I.2 : façade principal	04
Figure I.3 : Dimensions en élévation	05
Figure I.4 : Vue en plan du rez-de-chaussée	05
Figure I.5 : présentation des blocs	06
Figure I.6 : Dispositions de système porteur (système portique)	06
Figure I.7 : Limite des décrochements en plan	07
Figure I.8 : centre de masse et centre de rigidité de chaque bloc	08
Figure I.9 : Limite des décrochements en élévation	10
Figure I.10 : Diagramme contraintes déformation du béton	17
Figure I.11 : Diagramme contraintes déformation à l'ELS	17
Figure I.12 : Diagramme contraintes déformation de l'acier à l'ELU	19
Chapitre II. Pré Dimensionnement Des Eléments	
FigureII.1 : Coupe verticale d'un plancher à corps creux	26
Figure II.2 : schéma des nervures	27
FigureII.3 : Hauteur libre de poteaux d'étage	31
FigureII.4 : représente le schéma d'un escalier	31
Figure II.5 : Coupe escalier	32
Figure II.6 : Coupe en élévation d'escalier	32
Figure II.7 : Plancher à corps creux de terrasse	33
Figure II.8 : Plancher à corps creux de terrasse	34
Figure II.9 : schéma d'un balcon	35
Figure II.10 : Schéma de l'acrotère	37
Figure II.11 : Schéma de poteau la plus sollicité (surface afférente)	38
Chapitre III. Calcul Des Eléments Secondaires	
Figure III.1 : Schéma réel et statique de l'acrotère	47
Figure III.2 : Schéma représenté les sollicitations	49
Figure III.3 : Schéma de ferrailage d'un acrotère	55
Figure III.4 : Schéma statique d'escaliers	56
Figure III.5 : Schéma statique d'escalier	57
Figure III.6 : Diagramme des moments et des efforts tranchants	58
Figure III.7 : Schéma statique du la poutre	63
Figure III.8 : Schéma de ferrailage de l'escalier	68
Figure III.9 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	68
Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants une poutre à plusieurs travées	71
Figure III.11 : Diagramme des efforts tranchants une poutre à deux travées	71
Figure III.12 : Courbe des moments poutrelle type1 (terrasse) en ELU	78
FigureIII.13 : Courbe des moments poutrelle type1 (terrasse) en ELS	78
FigureIII.14 : Courbe des efforts tranchants poutrelle type1 (terrasse) en ELU	79
FigureIII.15 : Schéma de ferrailage des planchers	92
FigureIII.16 : évaluations des moments et des effort tranchant	95

FigureIII.17 : évaluation des moments et des efforts tranchant	96
FigureIII.18 : evaluation des moments et efforts tranchant	97
FigureIII.19 : Coupe de Section Rectangulaire et Section en T	98
FigureIII.20 : Schéma de ferrailage des planchers	105
FigureIII.21 : dalle sur trois appuis D1	106
FigureIII.22 : Schéma de ferrailage typique de la dalle pleine (cas balcon)	111
Chapitre IV. Étude Sismique Et Dynamique	
Figure IV.1 : Vue en 3D de la modélisation de bloc 1 avec le logiciel Etabs 17.0.1	115
Figure IV.2 : Vue en 3D de la modélisation de bloc 2 avec le logiciel Etabs 17.0.1	115
Figure IV.3 : Vue en 3D de la modélisation de bloc 3 avec le logiciel Etabs 17.0.1	115
Figure IV.4 : Vue en 3D de la modélisation de bloc 4 avec le logiciel Etabs 17.0.1	116
Figure IV.5 : Vue en 3D de la modélisation de bloc 5 avec le logiciel Etabs 17.0.1	116
Figure IV.6 : Spectre de réponse des blocs 1, 3 et 5	119
Figure IV.7 : Spectre de réponse des blocs 2 et 4	119
Figure IV.8 : 1^{er} mode de vibration (translation selon l'axe x) $T_1= 0,158s$	120
Figure IV.9 : 2^{ème} mode de vibration (translation selon l'axe y) $T_2= 0,148s$. Bloc1	121
Figure IV.10 : 3^{ème} mode de vibration (torsion autour de l'axe Z) $T_3=0,136s$. Bloc1	121
Figure IV.11 : 1^{er} mode de vibration (translation selon l'axe x) $T_1= 0,47s$. (BLOC 2)	122
Figure IV.12 : 2eme mode de vibration (translation selon l'axe y) $T_2= 0,417s$ (BLOC2)	123
Figure IV.13 : 3^{ème} mode de vibration (torsion autour de l'axe Z) $T_3=0,379s$. (BLOC 2)	123
Figure IV.14 : 1^{er} mode de vibration (translation selon l'axe x) $T_1= 0,0.232s$. (BLOC 3)	124
Figure IV.15 : 2^{ème} mode de vibration (translation selon l'axe y) $T_2= 0,174s$. BLOC 3	124
Figure IV.16 : 3^{ème} mode de vibration (torsion autour de l'axe Z) $T_3=0,159s$.Bloc 3	125
Figure IV.17 : 1er mode de vibration (translation selon l'axe y) $T_1= 0,508s$.Bloc 4	126
Figure IV.18 : 2^{ème} mode de vibration (translation selon l'axe x) $T_2= 0,443s$.Bloc 4	126
Figure IV.19 : 3^{ème} mode de vibration (torsion autour de l'axe Z) $T_3=0,432s$.Bloc 4	127
Figure IV.20 : 1^{er} mode de vibration (translation selon l'axe x) $T_1= 0,443s$. (BLOC 5)	128
Figure IV.21 : 2^{ème} mode de vibration (translation selon l'axe y) $T_2= 0,407s$. (BLOC 5)	128
Figure IV.22 : 3^{ème} mode de vibration (torsion autour de l'axe Z) $T_3=0,326s$ (BLOC 5)	128
Chapitre V. Ferrailage Des Eléments Structuraux	
Figure V.1 : La zone nodale	143
Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux RDC à 2^{ème} étage.	154
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres principales.	163
Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire	163
Chapitre VI. Etude De L'infrastructure	
Figure VI.1 : la distribution des charges ponctuelle sur la poutre	169
Figure VI.2 : Coupe de la semelle filante	170
Figure VI.3 : Schéma de ferrailage de semelle filante	171
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de poutre de rigidité	172
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de La longrine	174
Chapitre VII : Suivie D'un Chantier	
Figure VII.1 : Schéma représente les intervenants de projet	177
Figure VII.2 : Schéma représente l'organisation sur chantier	178
Figure VII.3 : la grue mobile	179
Figure VII.4 : Pelleteuse hydraulique	179

Figure VII.5 : la bétonnière	180
Figure VII.6 : Photo sur le chargeur et le rétro-chargeur	180
Figure VII.7 : camions	181
Figure VII.8 : camion malaxeur	181
Figure VII.9 : stockage du bois de coffrage	182
Figure VII.10 : stockage du gravier et du sable	182
Figure VII.11 : stockage du ciment	183
Figure VII.12 : terrassement de terrain	183
Figure VII.13 : le piquetage et traçage	184
Figure VII.14 : mise en place du béton de propreté	185
Figure VII.15 : ferrailage et coffrage de voile périphérique	185
Figure VII.16 : ferrailage de la dalle solidaire	186
Figure VII.17 : coffrage et décoffrages des poteaux	186
Figure VII.18 : ferrailage et coffrage de poutre	187
Figure VII.19 : coffrage en cours de plancher	188
Figure VII.20 : ferrailage de la semelle filante	188
Figure VII.21 : décoffrage de la semelle filante	189
Figure VII.22 : Coffrage, ferrailage et coulage d'escalier	189

Liste des tableaux

Tableaux	Page
Chapitre I. Présentation Du Projet Et Caractéristiques Des Matériaux	
Tableau I-1 : L'excentricité géométrique	09
Tableau I-2 : Caractéristiques mécaniques du béton.	23
Tableau I-3 : Caractéristiques mécaniques des aciers.	23
Tableau I-4 : Caractéristiques mécaniques du sol d'assise	23
Chapitre II. Pré Dimensionnement Des Eléments	
Tableau II-1 : charges permanentes d'un plancher étage terrasse inaccessible.	33
Tableau II-2 : charges permanentes et d'exploitation d'étage courant à corps creux ...	34
Tableau II-3 : les charges permanentes et d'exploitations d'un balcon	35
Tableau II-4 : charges permanentes des cloisons extérieures	35
Tableau II-5 : charges permanentes d'un escalier	36
Tableau II-6 : charges permanentes et d'exploitation d'un palier	36
Tableau II-7 : charges permanentes et d'exploitation d'un acrotère	37
Tableau II-8 : Les différentes sections de poteau	39
Tableau II-9 : La descente de charge de poteau	40
Tableau II-10 : Résultats des vérifications au flambement	43
Chapitre III. Calcul Des Eléments Secondaires	
Tableau III-1 : charges revenant sur l'acrotère	48
Tableau III-2 : les sollicitations de l'acrotère	49
Tableau III-3 : Combinaisons des charges de l'escalier	56
Tableau III-4 : Les différentes sollicitations du paillasse	57
Tableau III-5 : Vérification des contraintes à l'ELS.	61
Tableau III-6 : Ferrailage longitudinal de la poutre palière	65
Tableau III-7 : Vérification à l'ELS	67
Tableau III-8 : les moments en travée par la méthode forfaitaire	70
Tableau III-9 : les chargements sur les poutrelles	73
Tableau III-10 : les chargements sur les poutrelles	74
Tableau III-11 : moments aux appuis intermédiaires	76
Tableau III-12 : moments aux appuis de rive	76
Tableau III-13 : Moments en travées (poutrelle type1 terrasse)	77
Tableau III-14 : Moments sur appuis (poutrelle type1 terrasse)	77
Tableau III-15 : Moments sur travées (poutrelle type1 terrasse)	77
Tableau III-16 : Efforts tranchants (poutrelle type1 Terrasse)	79
Tableau III-17 : Sollicitations maximales dans la poutrelle (Terrasse)	79
Tableau III-18 : Vérification des contraintes en travées (poutrelle type1 terrasse)	86
Tableau III-19 : Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires (terrasse)	86
Tableau III-20 : Vérification des contraintes aux appuis de rive (terrasse)	86
Tableau III-21 : Calcul des moments correspondant (poutrelle exemple)	89
Tableau III-22 : calcul des contraintes (poutrelles type 1 terrasse)	89
Tableau III-23 : Calcul des moments d'inerties fictives (poutrelle type 1)	90
Tableau III-24 : Vérification de la flèche (poutrelle type 1)	91
Tableau III-25 : les chargements sur les poutrelles	93

Tableau III-26 : Les sollicitations les plus défavorables des poutrelles	97
Tableau III-27 : Tableau récapitulatif des résultats	98
Tableau III-28 : Tableau récapitulatif des résultats (aciers transversales)	99
Tableau III-29 : Tableau récapitulatif des résultats (les sollicitations)	99
Tableau III-30 : Tableau récapitulatif des résultats (aciers longitudinales)	99
Tableau III-31 : Tableau récapitulatif des résultats (aciers longitudinales)	100
Tableau III-32 : Vérification des contraintes à l'ELS	101
Tableau III-33 : Ferrailage de la dalle	107
Tableau III-34 : Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS	109
Tableau III-35 : Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS	109
Tableau III-36 : Tableau récapitulatif des résultats	110
Chapitre IV. Étude sismique et dynamique	
Tableau IV-1 : Valeur de facteur de qualité	118
Tableau IV-2 : Valeurs des périodes caractéristiques T1, T2	118
Tableau IV-3 : Période de vibration et taux de participation massique (bloc 1)	120
Tableau IV-4 : Périodes et taux de participation massique de la structure (bloc 2)	122
Tableau IV-5 : Périodes et taux de participation massique de la structure (bloc 3)	123
Tableau IV-6 : Périodes et taux de participation massique de la structure (bloc 4)	125
Tableau IV-7 : Périodes et taux de participation massique de la structure (bloc 5)	127
Tableau IV-8 : Vérification de l'effort tranchant à la base (bloc 1)	131
Tableau IV-9 : Vérification de l'effort tranchant à la base (bloc 2)	131
Tableau IV-10 : Vérification de l'effort tranchant à la base (bloc 3)	132
Tableau IV-11 : Vérification de l'effort tranchant à la base (bloc 4)	133
Tableau IV-12 : Vérification de l'effort tranchant à la base (bloc 5)	134
Tableau IV-13 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux	134
Tableau IV-14 : Vérification vis-à-vis des déformations	135
Tableau IV-15 : Vérification des effets P-Δ (Bloc 1)	136
Tableau IV-16 : Vérification des effets P-Δ (Bloc 2)	137
Tableau IV-17 : Vérification des effets P-Δ (Bloc 3)	137
Tableau IV-18 : Vérification des effets P-Δ (Bloc 4)	138
Tableau IV-19 : Vérification des effets P-Δ (Bloc 5)	138
Tableau IV-20 : les dimensions finales des éléments structuraux	140
Chapitre V. Ferrailage Des Eléments Structuraux	
Tableau V-1 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux	143
Tableau V-2 : Sollicitations dans les poteaux. (Bloc 4)	145
Tableau V-3 : Ferrailage longitudinal des poteaux	150
Tableau V-4 : Sections des armatures transversales	151
Tableau V-5 : vérification au flambement	153
Tableau V-6 : Vérification aux sollicitations tangentielles	153
Tableau V-7 : Sollicitations de la poutre principale	155
Tableau V-8 : Tableau récapitulatif de la poutre secondaire	156
Tableau V-9 : Sollicitations maximales dans les poutres secondaires	158
Tableau V-10 : Tableau récapitulatif de la poutre secondaire	159
Tableau V-11 : Tableau récapitulatif des poutres	160
Tableau V-12 : Vérification des contraintes (PP) à l'ELS	161

Tableau V-13 : Vérification de la compression du béton	161
Tableau V-14 : Vérification des contraintes (PS) à l'ELS	162
Tableau V-15 : Vérification de la compression du béton	162
Chapitre VI. Étude de l'infrastructure	
Tableau VI-1 : Charge due sur la semelle	168
Tableau VI-2 : Résultats du moment maximal	170
Tableau VI-3 : résultat de Calcul de Ferrailage	170

ملخص:

يجب أن يكتسب المهندس المدني المهارات أو المعرفة في مراقبة الأعمال في الموقع والتحكم فيها مما يسمح له بفهم الملف المعماري للمشروع بشكل أفضل وبالتالي تحديد أبعاد المشروع بشكل أفضل، وهو الشيء الذي يتم إهماله في معظم الأوقات والذي يؤثر بالتالي على الجزء المدني من الدراسة الهندسية.

تحقيقاً لهذه الغاية، يشمل مشروعنا في إجراء دراسة ومراقبة أعمال البناء على أرض مبنى للاستخدام المدرسي (مدرسة ثانوية بها 1000 مقعد بيداغوجي) تتكون من أجنحة للفصول الدراسية، وأجنحة إدارية، واقعة في بلدية سيدي مروان ولاية ميله. باستخدام لوائح الحساب والتحقق الجديدة للخرسانة المسلحة (RPA99V2003 و CBA 93)، تتكون هذه الدراسة من خمسة فصول:

يبدأ الفصلان الأول والثاني في الوصف العام للمشروع يشتمل على تعريف بالبنية، خصائص المواد المستعملة وشركة البناء، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر وأخيراً نزول الأحمال.

يهدف الفصل الثالث إلى دراسة العناصر الثانوية. الدراسة الديناميكية للهيكل أجريت في الجزء الرابع بواسطة برنامج الـ إيتابس بهدف تحديد الإجهادات المختلفة الناتجة عن الأحمال (الأحمال الدائمة، أحمال التشغيل والحمل الزلزالي). وفي الأخير حساب مختلف العناصر المقاوم المكونة للبنية..

يعرض الفصل الأخير المعدات والآلات الموجودة في الموقع، تركيب مساحات التخزين ومختلف أعمال التنفيذ الرئيسية المنجزة في الورشة.

الكلمات المفتاحية:

ثانوية، الخرسانة المسلحة، إيتابس، متابعة أعمال التنفيذ.

Résumé

L'ingénieur en génie civil doit acquérir des compétences ou bien des connaissances en matière de suivi et de contrôle des travaux sur chantier qui lui permettent de mieux comprendre le dossier architectural d'un projet et par conséquent un meilleur

dimensionnement de ce dernier, chose qui est négligé la plus part des fois et qui se répercute par conséquent sur la partie génie civil.

A cet effet, notre projet consiste à faire une étude et un suivi des travaux de réalisation sur terrain d'un bâtiment à usage scolaire (lycée à 1000 places pédagogique) composer de blocs classes et administration, implanté à la commune de Sidi Merouan wilaya de MILA. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et de vérifications du béton armé (RPA99V2003 et CBA 93), cette étude se compose de cinq chapitres :

La première et le deuxième chapitre entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, de l'entreprise de réalisation ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

Le troisième chapitre a pour objectif d'étude des éléments secondaires. L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la quatrième partie par le logiciel Etabs afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique). En suite une 'étude des éléments résistants de la structure sera calculé.

Le dernier chapitre présente le matériel et engins existant sur le chantier, l'installation des espaces de stockage et les principaux travaux suivis sur le chantier.

Mots clés :

Lycée, béton arme, Etabs, Suivie de chantier.

Abstract

The civil engineer must acquire skills or knowledge in monitoring and control of works on site which allow him to better understand the architectural tasks of a project and consequently a better measurement of the latter, something which is neglected most of the time and which consequently affects the civil engineering part.

In fact, our project consists in carrying out a study and monitoring of the construction work on the ground of a building for school use (high school with 1000 educational places) composed of classroom and administration blocks, located in the municipality of Sidi Merouan state of MILA. By using the new rules for the calculation and verification of reinforced concrete (RPA99V2003 and CBA 93), this study is made up of five chapters:

The first and second chapters begin the general description of the project with a presentation of the characteristics of the materials, the construction company, then pre-dimensioning of the elements of the structure and finally the descent of the loads.

The third chapter aims to study the secondary elements. The dynamic study of the structure was started in the fourth part by the Etabs program in order to determine the various stresses due to the loads (permanent loads, live loads and seismic load). Then a study of the resistant elements of the structure will be calculated.

The last chapter presents the equipment and machinery existing on the site, the installation of storage spaces and the main work carried out on the worksite.

Keywords:

High school, Reinforced concrete, ETABS, Site monitoring.

Nomenclature

A' , A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A_t : Section d'un cours d'armature transversal.
 A : Coefficient d'accélération de zone.
 α : Coefficient de la fibre neutre. **B** : Aire d'une section de béton. **B_r** : Section réduite.
 B, b : La largeur (m).
 C_t : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
 C_u : La cohésion du sol (KN/m²).
 D : Diamètre, dalle.
 D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
ELS : État limite de service.
ELU : État limite ultime.
 E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.
 E_i : Module d'élasticité instantanée.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).
 f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).
 F : Coefficient de sécurité = 1.5
 G : Action permanente.
 H : Hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).
 h_t : Hauteur totale du plancher.
 h_0 : Épaisseur de la dalle de compression.
 h_e : Hauteur libre d'étage.
 I : Moment d'inertie (m⁴). **Q** : Charge variable.
 Q : Facteur de qualité.
 q_u : Charge ultime.
 q_s : Charge de service. **L** : Longueur ou portée.
 L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
 L_x = distance entre nus de poutrelles.
 L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.
 l' : Longueur fictive.
 M : Moment en général.
 M_a : Moment sur appui.
 M_u : Moment de calcul ultime.
 M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.
 M_0 : Moment isostatique.
 N_{ser} : Effort normal de service.
 N_u : Effort normal ultime
 N : Effort normale du aux charges verticales.
 n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.
 N_{tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).
 P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
 R : coefficient de comportement global. **S** : Section, surface
 S_r : Surface du radier (m^2).
 S_t : Espacement des armatures. **T** : Effort tranchant.
 $T1, T2$: période caractéristique, associé à la catégorie du site.
 V : Effort tranchant.
 W : poids propre de la structure.
 W_{Qi} : Charges d'exploitation.
 W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
 X, Y et Z : Coordonnées en général.
 Y : Ordonnée de la fibre neutre.
 Z : Coordonnée, bras de levier
 Z : profondeur au-dessous de la fondation (m).
 b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure
 d : Hauteur utile.
 e : Excentricité, épaisseur.
 f : Flèche.
 f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R
 f_e : Limite d'élasticité.
 f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).
 f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).
 h_t : Hauteur total du radier (m).
 h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
 σ_b : Contrainte de compression du béton.
 σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

u : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m³).

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_s : Coefficient de sécurité.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

τ : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

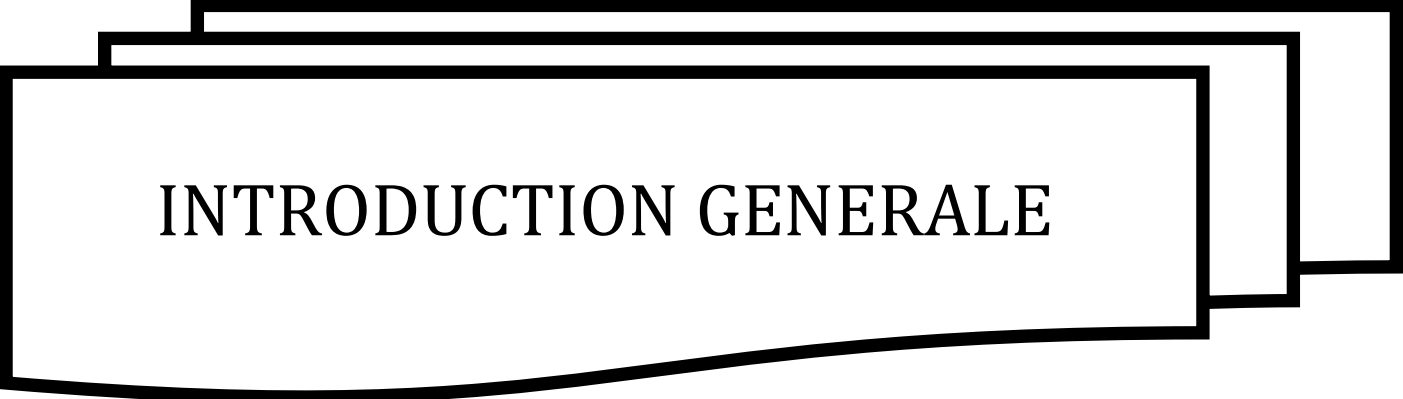
η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil est la science qui s'occupe de l'art de la construction. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrage de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des usagers et la protection de l'environnement.

Ce travail consiste à l'étude d'un lycée à usage scolaire qui sera implanté à la ville de « **Mila** » région correspondant à la zone (IIa), zone moyenne sismicité selon le dernier Règlements Parasismiques Algériens.

Le calcul se fait généralement à l'aide de simulations numériques et les résultats doivent vérifier les codes de constructions réglementaires. Néanmoins ce dernier est souvent précédé d'un calcul manuel (calcul statique), afin d'en comprendre le fonctionnement rapidement et définir de façon plus raffinée les sections nécessaires utilisées dans la méthode numérique.

En effet ; le projet qui nous a été proposé porte sur l'étude d'un lycée qui regroupe des locaux d'enseignements et administration défini au premier chapitre. Tandis que le deuxième et le troisième chapitre se résument au calcul statique, autrement dit un pré dimensionnement des différents éléments de la structure. Le quatrième chapitre, quant à lui s'attache à la modélisation de la structure, en vue d'appréhender le comportement sismique et d'adopter des dimensions des poteaux appropriée à la structure.

Une fois que la dimension est adoptée, le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le cinquième chapitre. Le calcul de l'infrastructure fera l'objet du sixième chapitre et enfin dans le dernier chapitre nous aborderons ce que nous avons appris en suivie de chantier.

Le manuscrit se termine par une conclusion générale qui résume les différents résultats obtenus et les contraintes rencontrées lors de l'élaboration de ce travail.

CHAPITRE I

Présentation du projet

INTRODUCTION :

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte des constructions. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation en génie civil à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé, pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

L'ouvrage en question est un lycée de 1000 places pédagogique.

A cet effet nous allons définir dans ce présent chapitre les différents éléments et matériaux constituant l'ouvrage à étudier en mentionnant les règles de calculs, on va suivre des règlements et des méthodes connues.

Pour justifier la sécurité on se base sur les règlements suivants :

- ♣ D.T.R B.C2.48 règlement parasismique algériennes « RPA99 version 2003 »
- ♣ D.T.R B.C2.2 charge permanentes et charge d'exploitation
- ♣ D.T.R B.C2.41 » règles de conception et de calcul des structures en béton armé
- C.B.A 93
- ♣ Béton armé aux états limites « BAEL91 V 99 »

I.2 PRÉSENTATION DU BATIMENT :

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste à un bâtiment scolaire, un lycée de 1000 places, Composé de 05 blocs ; le site d'implantation du projet se trouve dans la commune de Sidi Merouan wilaya de MILA classé d'après RPA 99v 2003 comme zone de sismicité moyenne (zone IIA). Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- BAEL 91 modifiée en 99[1] et CBA93[2].
- RPA99 version 2003[3].
- DTR BC.2.2.[4]

L'ouvrage composé de 9 blocs.

I.2.1 Implantation de l'ouvrage :

Le site d'implantation de notre projet est situé à la wilaya de Mila à l'Est de l'Algérie.

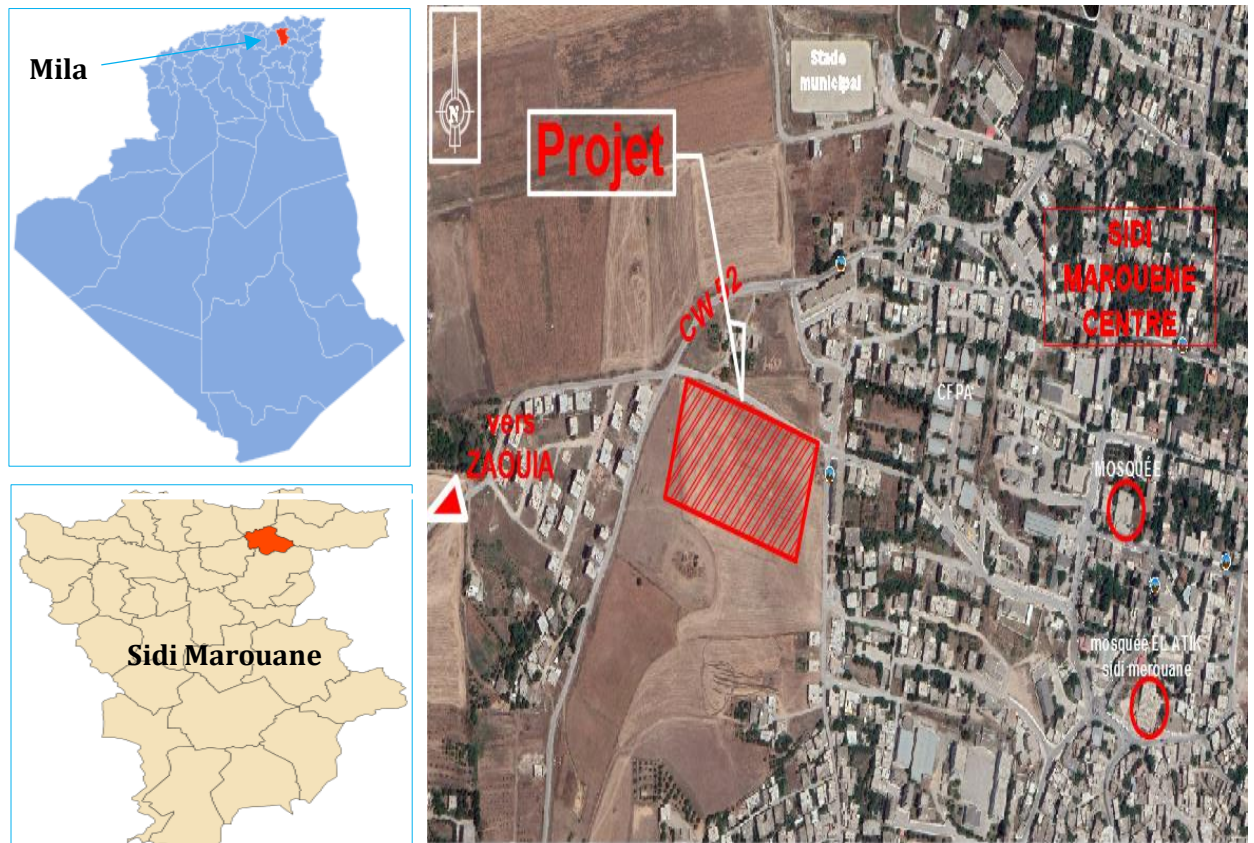


Figure I-1 : plan de situation et plan de masse

I.2.2 Caractéristiques géométriques :

Dans ce projet de fin d'étude on se focalise sur l'étude du bloc pédagogique seulement. Le bloc présente les caractéristiques suivantes :

a. Dimensions en élévation :

En bâtiment à une hauteur totale de 11.22 m avec une hauteur d'étage de 3,74 m (Figure I-2 et I.3).

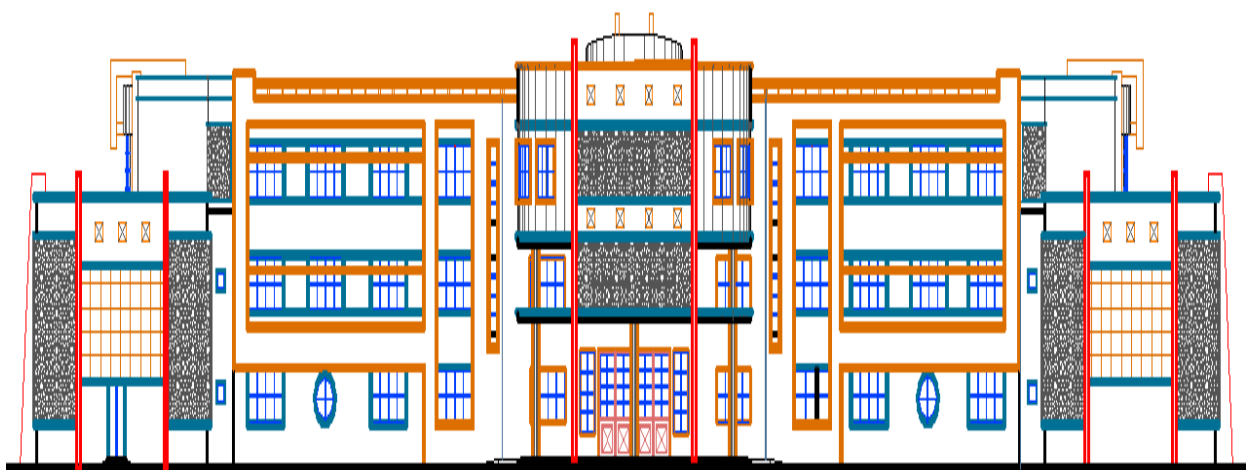


Figure I-2- : façade principale

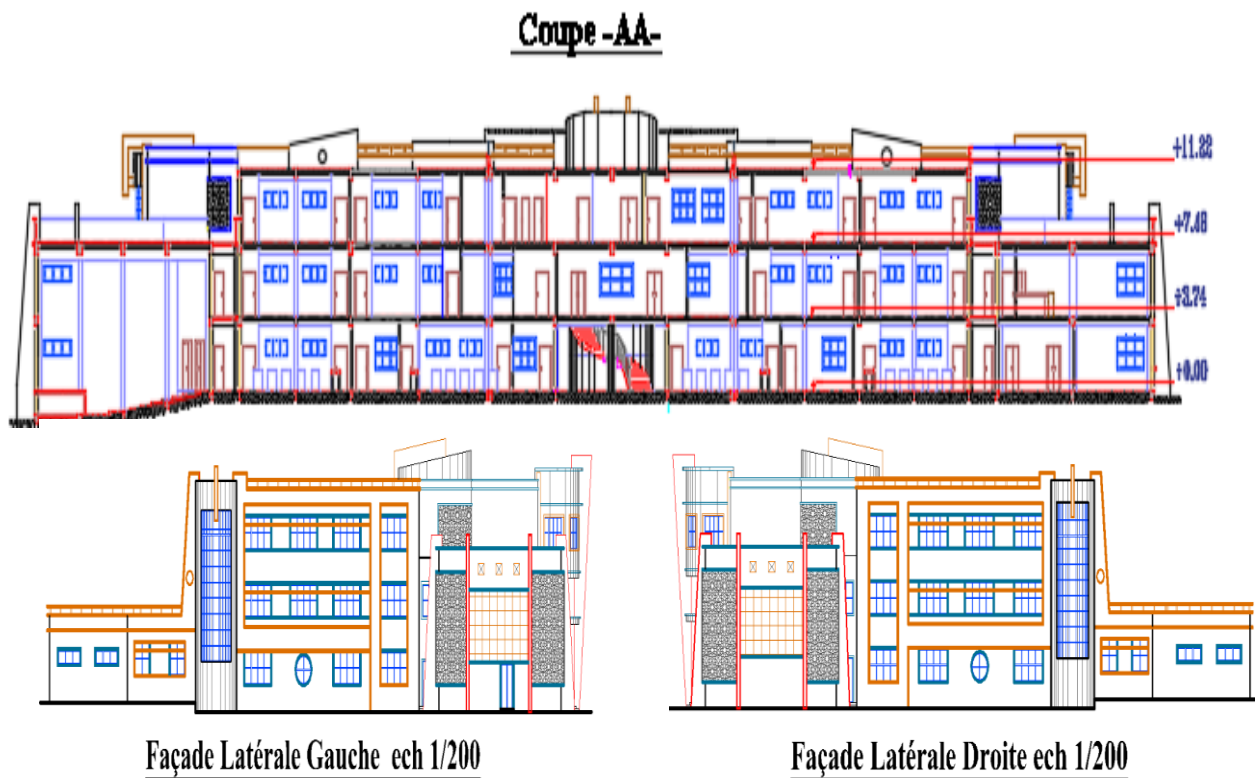
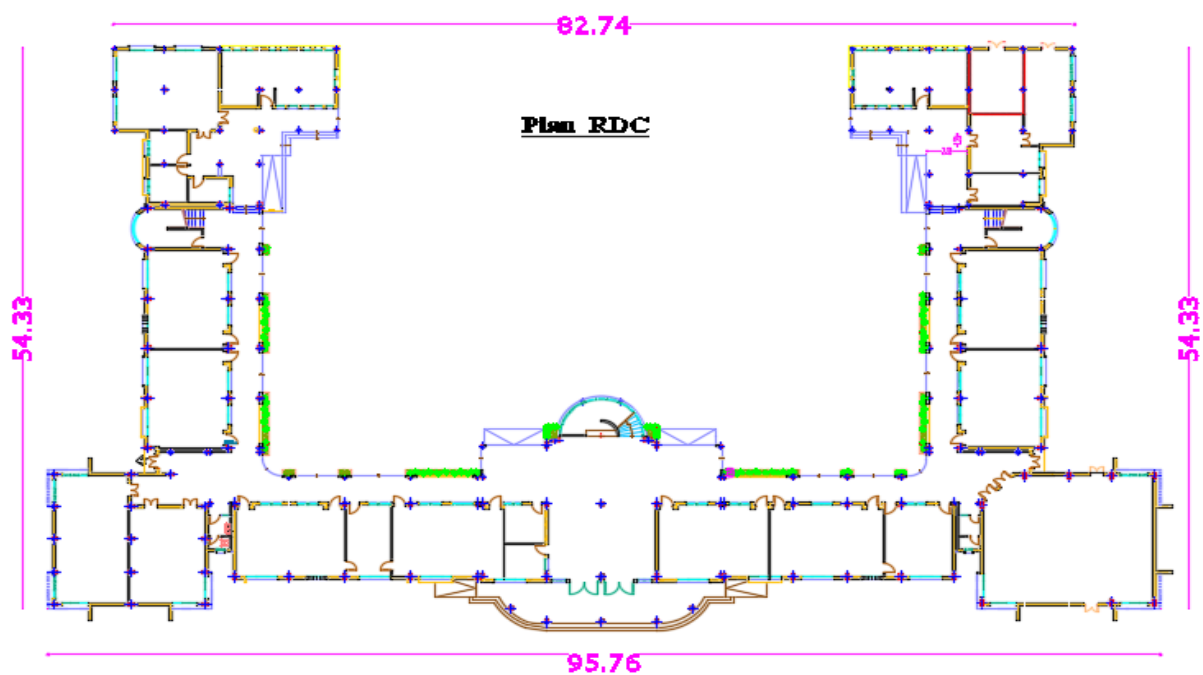


Figure I-3 : Dimensions en élévation

b. Dimensions en plan :

Le bâtiment a une forme en U (Figure I.4) avec :

- Largeur totale en plan 95.76 m



- Longueur total en plan 54.33 m

Figure.I.4 : Vue en plan du rez-de-chaussée.

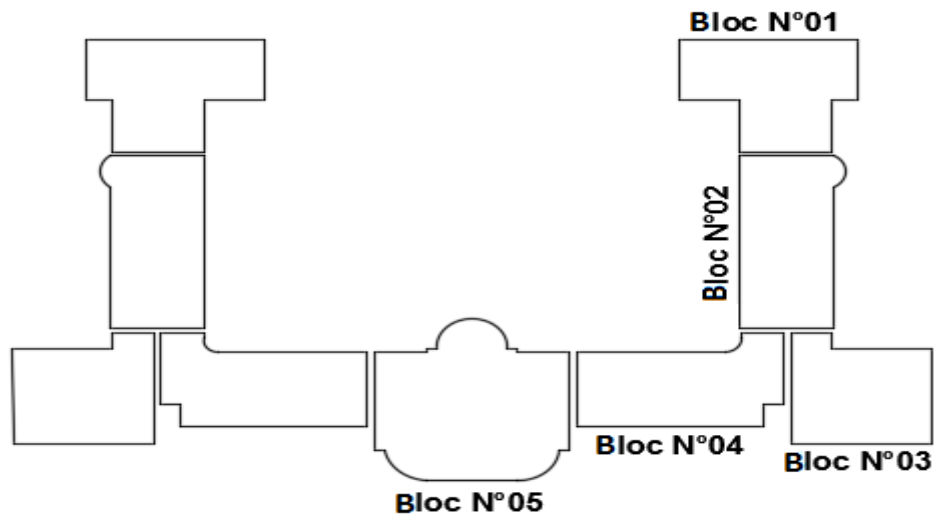


Figure.I.5 : présentation des blocs

I.2.3 Système structural :

C'est une structure auto-stable réalisée en système de portique poteaux-poutres. Pour ce projet nous avons deux types de planchers :

- Les planchers en corps creux, et les planchers en dalle pleines.

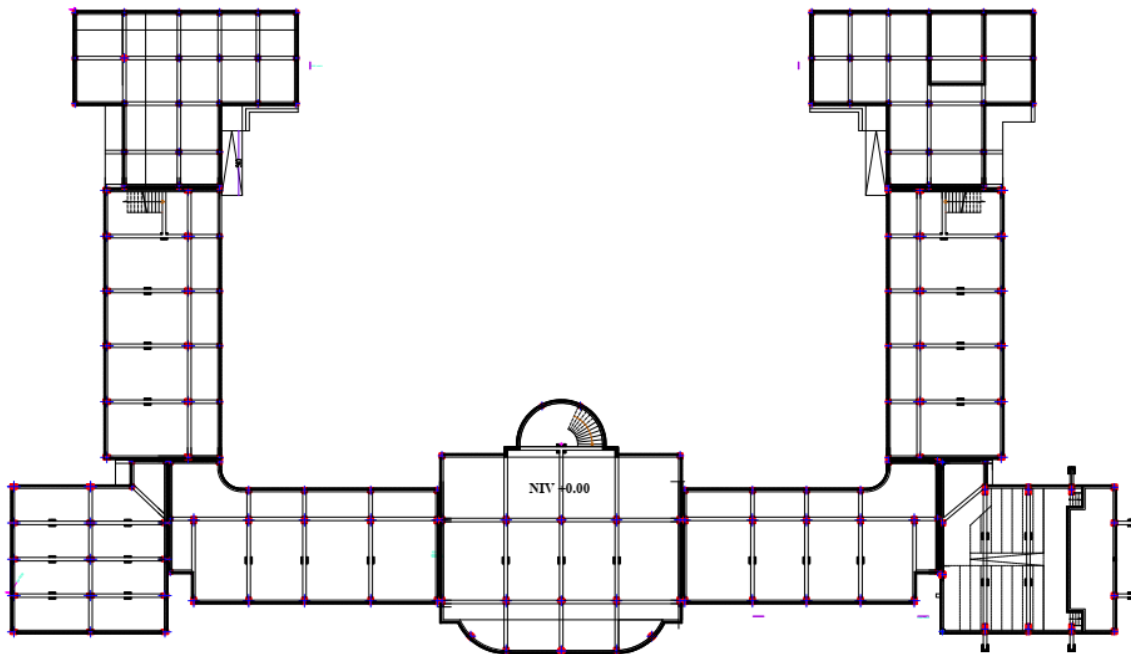


Figure I.6 : Dispositions de système porteur (système portique)

I. 2.4 Classification du bâtiment selon le RPA 99 version 2003 :

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le (groupe d'usage **1B**), car il est à usage de scolarité recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes. Selon les conditions de RPA 2003 on doit faire une vérification de régularité en plan et en élévation [3] :

Régularité en plan : selon RPA V.2003 Chaque bâtiment doit être classée selon sa configuration en plan en bâtiment régulier ou non, selon les critères cités sur la figure I.7

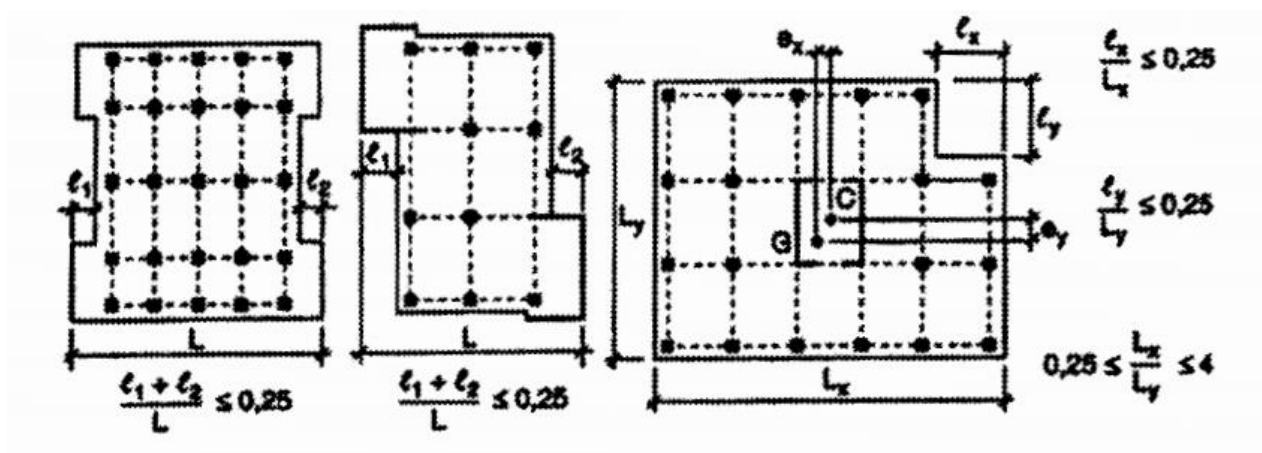


Figure I.7 : Limite des décrochements en plan [3]

a.1. Régularité géométrique :

♣ **Bloc 1:** $L_x=19.34\text{m}$; $L_y=15.26\text{m}$ $l_1=6.60\text{m}$ $l_2=2.75\text{m}$

Condition 1 : $0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4$

$$0.25 \leq \frac{19.34}{15.26} = 1.26 \leq 4 \quad \text{CV}$$

Condition 2 : $\frac{l_1+l_2}{L} \leq 0.25$

$$\frac{6.60+2.75}{19.34} = 0.48 \geq 0.25 \quad \text{CNV}$$

♣ **Bloc 2 :** $L_x=10.10\text{m}$; $L_y=23.50\text{m}$

Condition 1 : $0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4$

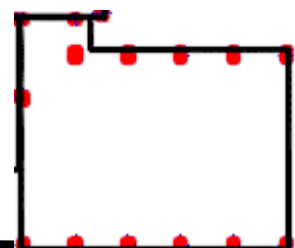
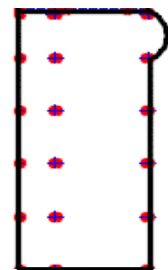
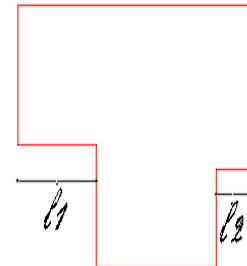
$$0.25 \leq \frac{10.10}{23.50} = 0.42 \leq 4 \quad \text{CV}$$

♣ **Bloc 3 :** $L_x=15.80$; $L_y=15.07$; $l_x=11.0\text{m}$; $l_y=2.0\text{m}$

Condition 1 : $0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4$

$$0.25 \leq \frac{15.80}{15.07} = 1.04 \leq 4 \quad \text{CV}$$

Condition 2 : $\frac{l_x}{L_x} \leq 0.25$



$$\frac{11.00}{15.80} = 0.69 \geq 0.25 \quad \text{CNV}$$

Condition 3: $\frac{l_y}{L_y} \leq 0.25$

$$\frac{2.00}{15.07} = 0.13 \leq 0.25 \quad \text{CV}$$

♣ **BLOC 4:** $L_x = 22.15\text{m}$; $L_y = 12.75\text{m}$; $l_x = 2.0\text{m}$; $l_y = 7.60\text{m}$

Condition 1: $0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4$

$$0.25 \leq \frac{22.15}{12.75} = 1.73 \leq 4 \quad \text{CV}$$

Condition 2 : $\frac{l_x}{L_x} \leq 0.25$

$$\frac{7.60}{12.75} = 0.59 \geq 0.25 \quad \text{CNV}$$

Condition 3 : $\frac{l_y}{L_y} \leq 0.25$

$$\frac{2.00}{22.15} = 0.09 \leq 0.25 \quad \text{CV}$$

♣ **Bloc 5:** $L_x = 20.85\text{m}$ $L_y = 22.54\text{m}$

Condition 1 : $0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4$

$$0.25 \leq \frac{20.85}{22.54} = 0.92 \leq 4 \quad \text{CV}$$

a.2. Régularité structurelle en plan

♣ Selon l'article Ar 3.5.1.a2 du RPA2003 à chaque niveau et pour chaque direction, la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée

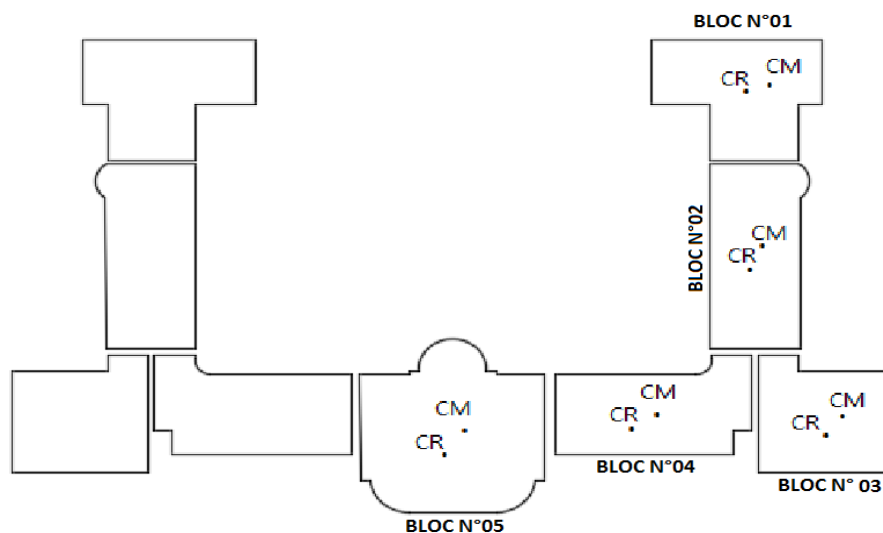


Figure I.8 : centre de masse et centre de rigidité de chaque bloc

Donc On doit avoir : $e_x \leq 0.15L_x$ et $e_y \leq 0.15L_y$, Les tableaux ci-dessous recapitulatif les différents résultats :

Tableau I.1 : L'excentricité géométrique							
Bloc 1 : $L_x=19.34m$; $L_y=15.26m$							
Centre de rigidité		Centre de masse		e_x		e_y	
X_{CR}	Y_{CR}	X_{CM}	Y_{CM}	$X_{CR}-X_{CM}$	$<0.15L_x$	$Y_{CR}-Y_{CM}$	$<0.15L_y$
1788.2348	482.2901	1789.2385	480.6763	-1.00m	CV	1.6m	CV
Bloc 2 : $L_x=10.10m$; $L_y=23.50$							
Centre de rigidité		Centre de masse		e_x		e_y	
X_{CR}	Y_{CR}	X_{CM}	Y_{CM}	$X_{CR}-X_{CM}$	$<0.15L_x$	$Y_{CR}-Y_{CM}$	$<0.15L_y$
1790.4983	460.5034	1790.7481	460.1297	-0.34	CV	0.37	CV
Bloc 3 : $L_x=15.80m$; $L_y=15.07m$							
Centre de rigidité		Centre de masse		e_x		e_y	
X_{CR}	Y_{CR}	X_{CM}	Y_{CM}	$X_{CR}-X_{CM}$	$<0.15L_x$	$Y_{CR}-Y_{CM}$	$<0.15L_y$
1798.2436	440.0456	1797.5348	440.0456	0.7	CV	0	CV
Bloc 4 : $L_x=22.15m$; $L_y=12.75m$							
Centre de rigidité		Centre de masse		e_x		e_y	
X_{CR}	Y_{CR}	X_{CM}	Y_{CM}	$X_{CR}-X_{CM}$	$<0.15L_x$	$Y_{CR}-Y_{CM}$	$<0.15L_y$
1778.0978	442.2365	1779.2567	441.0159	-1.15	CV	1.22	CV
Bloc 5 : $L_x=20.85m$; $L_y=22.54m$							
Centre de rigidité		Centre de masse		e_x		e_y	
X_{CR}	Y_{CR}	X_{CM}	Y_{CM}	$X_{CR}-X_{CM}$	$<0.15L_x$	$Y_{CR}-Y_{CM}$	$<0.15L_y$
1757.2864	442.7616	1757.5525	441.2581	-0.26	CV	1.50	CV

Selon l'article Ar 3.5.1.a4 du RPA2003 Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

On doit avoir : $S_{ouverture} / S_{plancher} \leq 15\%$.

On a des ouvertures dans les blocs 2 et 5 :

♣ Bloc 2 :

$$S_{plancher} = 228.45m^2$$

$$S_{\text{ouverture}} = 17.70 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{ouverture}} / S_{\text{plancher}} = 0.077 < 0.15 \dots \text{CV}$$

♣ **Bloc 5 :**

$$S_{\text{ouverture}} = 16.17 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{plancher}} = 362.60 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{ouverture}} / S_{\text{plancher}} = 0.044 < 0.15 \dots \text{CV}$$

Donc ces planchers sont considérés comme indéformables (diaphragme rigide).

a. Régularité en élévation :

❖ **Régularité géométrique**

Selon RPA 2003 paragraphe § 3.5.1. b4: Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre 2 niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul.....CV (tous les niveaux sont identiques)

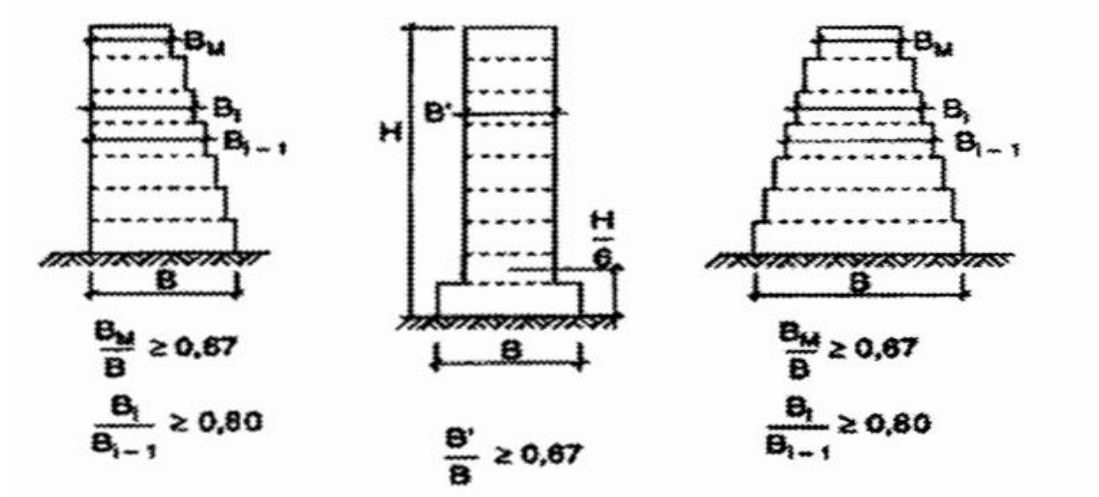


Figure I.9 : Limite des décrochements en élévation [3]

- **Condition 1:** $\frac{B'}{B} \geq 0.67 \rightarrow \frac{95.76}{95.76} = 1 > 0.67 \dots \dots \dots \text{CV}$

La construction est considérée **régulière en élévation**.

❖ **Régularité structurelle:**

Les irrégularités structurales verticales pouvant affecter de manière défavorable la résistance sismique d'un bâtiment.

- Le système de contreventement de notre structure est continu sur toute la hauteur.
- Les masses et les rigidités sont distribuées de façon régulière

Donc notre structure est régulière en élévation

Selon les conditions de RPA99/version 2003 notre structure est considérée **régulière**

I. 3 CARACTÉRISTIQUE DU SITE D'ASSISE :

D'après le rapport géotechnique du laboratoire géotechnique de sol [5], le sol d'assise est un sol argileux. L'examen de l'ensemble des caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques permet de porter des éléments d'appréciation suivants :

- ♣ Les valeurs de la densité sèches est de l'ordre **1.8 t/m³**.
- ♣ Les valeurs de la cohésion sont faibles, elles sont de l'ordre de **0.1 bars**.
- ♣ L'angle de frottement est plus élevé, elle est de 30°
- ♣ Après des essais effectués en laboratoires et sur site (pénétromètre dynamique). La contrainte admissible du sol est dans les environs de **1 bars**.
- ♣ Pour ce qui est des analyses chimiques et minéralogiques du sol ; elles indiquent une **agressivité nulle** (aucune présence de sulfate), un ciment normal peut convenir dans la confection de béton de fondation.

Selon le règlement parasismique (RPA99/version 2003) en vigueur L'ensemble des données géologique et géotechnique permet de classer le site dans la **catégorie S3 (Site meuble)**.

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par RPA99/version 2003 comme zone de sismicité moyenne (**zone IIa**), de ce fait, les règles parasismiques devraient être conçue dans la conception de projet.

I.4 LES ÉLÉMENTS DE L'OUVRAGE :

I.4.1 Plancher :

Les planchers sont des éléments horizontaux dits "**diaphragme**" qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permet la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

Les planchers utilisés sont de type dalle pleine et corps creux (hourdis) avec une dalle de compression en béton armé, formant ainsi un diaphragme horizontal rigide, transmettant les charges horizontales aux éléments verticaux tout en assurant la compatibilité des déformations.

I.4.2 Maçonnerie :

• Les murs extérieurs :

Seront en double cloison en brique de (15 cm ; 10 cm) d'épaisseur séparées par un vide de 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.

• Les murs de séparations intérieurs :

Seront réalisés en cloison en brique creuse de **10 cm**.

I.4.3 Terrasse :

La terrasse étant inaccessible est entourée d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 114 cm.

I.4.4 Revêtement :

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

I.4.5 Escalier :

La structure comporte une cage d'escalier, composée de deux volées et un palier.

I.4.6 Ossature contreventée :

Elle doit assurer principalement la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux et verticaux, qui sont dus aux charges permanentes, charges d'exploitation, charges climatiques, et les actions sismiques.

Notre bâtiment est constitué par des portiques auto-stable en béton armé.

I.5. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (BAEL91 A.2) :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL 91 modifié 99) [1] et à toute réglementation en vigueur en Algérie (RPA 99 version 2003) [3] et (CBA93) [2]

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que ; Le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.5.1 Introduction :

Le matériau béton armé est un matériau composite, constitue de deux composants essentiels : le béton et l'acier. La qualité structurale du béton arme est impérativement liée à la qualité de ses constituants. Dans ce qui suit nous allons étudier les principales propriétés du béton et de l'acier.

Dans notre étude nous avons utilisé le règlement du béton aux états limite à savoir le BAEL91, CBA 93 ainsi que le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003. Le règlement BAEL 91 est basé sur les états limites définies ci-dessous.

I.5.2 Définition :

Un état limite est celui pour lequel qu'une condition requise d'une construction ou d'une de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaire et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).on distingue deux états limites :

❖ Etats limite ultimes : (ELU)

Correspondent à la limite :

- Soit de l'équilibre statique de la construction (pas renversement).
- soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- soit de la stabilité de forme (flambement).

❖ Etats limite service : (ELS)

Qui définissent les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assures.

- État limite de compression du béton.
- État limite d'ouverture des fissurations.
- État limite de déformation.

I.5.3 Le béton :**I.5.3.1 Définition :**

Le béton est un matériau hétérogène constitue d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, graviers...), l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire. Le béton utile dans la structure de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé.

Le béton doit présenter les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.
- Une bonne résistance aux feux.
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

I.5.3.2 Dosage du béton :

Le Choix des proportions de chacun des constituants du béton afin d'obtenir les propriétés mécaniques et de mise en œuvre souhaitées s'appelle la formulation. C'est une Opération très importante. Les constituants par 1m^3 de béton sont les suivants :

- Ciment (CPA) : Dosé à 350 Kg /m^3 .
- sable grossier : $D_g \leq 5\text{ mm}$, 400L.
- Gravillons : $5\text{ mm} \leq D_g \leq 15\text{ mm}$, 800L.
- Gravier : $15\text{ mm} \leq D_g \leq 25\text{ mm}$.
- L'eau de gâchage : 175 L.

Le béton obtenu sera une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2500 Kg/m^3 cette formulation conduit à un béton armé de densité à ($\rho = 25\text{ KN/m}^3$)

I.5.3.3 Caractéristique physique et mécanique du béton

I.5.3.3 .A. Caractéristique physique :

1. Masse volumique :

La masse volumique des bétons est comprise entre (2200 et 2500) Kg/ m^3 . Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.

2. Retrait :

C'est la diminution de longueur d'un élément de bétons, on peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de température qui entraîne un raccourcissement.

3. Dilatation (CBA Art A.3.1.3.3) :

Puisque le coefficient de dilatation thermique du béton armé est évalué à 10^{-5} , pour une variation de ± 20 on obtient : $\Delta l = \pm (2/1000) \times \text{longueurs}$.

4. Fluage :

C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps le temps sous une charge fixe constamment appliquée.

I.5.3.3 .B Caractéristique mécanique :

a. Résistance à la compression (BAEL 91 Art A.2.1.11) [1] : Dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression d'une durée de 28 jours, qui est dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci notée « f_{c28} » est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de 200 cm² de section et d'une hauteur double à son diamètre.

La résistance à la compression est donnée (à j jours) par :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa
 - o $f_{cj} = \frac{j}{(4.76+0.83j)} \times f_{c28}$ Si $j \leq 28$
 - o $f_{cj} = f_{c28}$ Si $j > 28$
- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa
 - o $f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28}$ Si $j \leq 28$
 - o $F_{cj} = f_{c28}$ Si $j > 28$

Dans notre projet on prend : $f_{c28} = 25$ MPA.

a. Résistance à la traction (CBA.93 Art A. 2.1.1.2) [2] :

La résistance caractéristique à la traction du béton à "j " jour, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad (f_{tj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPA})$$

$f_{c28} = 25$ MPA, on trouve alors $f_{t28} = 2.1$ MPA.

3. Module de déformation longitudinale :

a. Module de déformation longitudinale instantané : (BAEL91.Art A.2.1.2.2)[1].

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton de j jours est égal :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad i : \text{instantané} ; j : \text{jour}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25$ MPA $E_{i28} = 32164.19$ MPA.

b. Module de déformation longitudinale différé : (BAEL91 Art A-2.1. 2.1) [1]

Le module de déformation longitudinal différée du béton « E_{vj} » à «j» jours du au fluage et le retrait est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25$ MPA $E_{v28} = 10818,87$ MPA.

c. Coefficient de poisson : (Art A-2.1.3 BAEL91) [1]

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta l}{l}} \begin{cases} \frac{\Delta d}{d} : \text{Allongement relative de la section transversale} \\ \frac{\Delta l}{l} : \text{Allongement relative de la section longitudinale} \end{cases}$$

Dans le calcul, le coefficient de poisson est pris égal à :

- $\nu = 0$ dans le cas des états limites ultimes (E. L. U) (section fissurée).
- $\nu =$ dans le cas des états limites de service (E. L. S) (section non fissurée).

d. Poids volumique

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

e. Contraint limites de calcul :**❖ Contraint limites à l'état limite ultime (ELU) : (Art A-4. 3.4 BAEL91) [1]**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà du quelle il y a ruine de l'ouvrage. $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$ Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1.15$ Combinaisons accidentelles
- $\gamma_b = 1.5$ Combinaisons courantes.

θ : est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges.

- $\theta = 1$ si la durée d'application des charges est supérieure à 24h.
- $\theta = 0.9$ si la durée d'application des charges est comprise entre 1h et 24h.
- $\theta = 0.85$ si la durée d'application des charges est inférieure à 1h.

Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$, on aura : $f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$

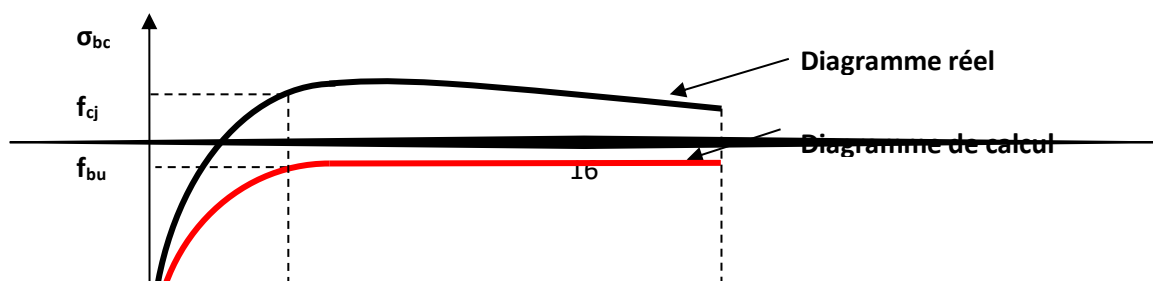


Figure I.10 : Diagramme contraintes déformation du béton.

f. Contraintes limites à l'état limite service (ELS) :(BAEL91.Art A-4.5.2) [1]

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quelle la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue, on distingue :

- L'état limite de service vis à vis de compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$ avec $\bar{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$

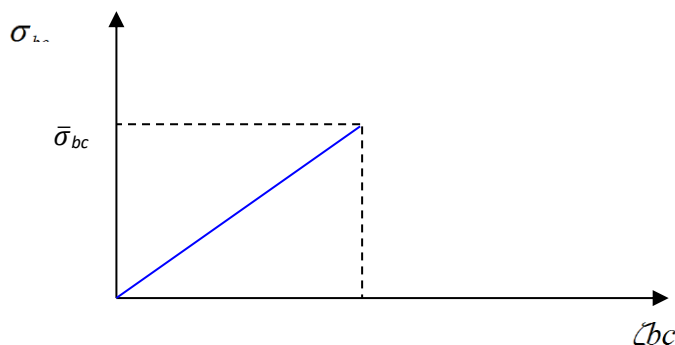


Figure I.11: Diagramme contraintes déformation à l'ELS

❖ Contrainte ultime du béton au cisaillement :(BAEL91.A.5.1.2) [1]

La contrainte de cisaillement ultime pour les armatures droites ($\alpha=90^\circ$) est donnée par les expressions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \\ \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \text{ Si : la fissuration est non préjudiciable.} \\ \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) \text{ Si : la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

I.5.4 L'acier :

Le matériau acier est un alliage (Fer + Carbone) en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression.

On distingue des aciers doux, des aciers mi-durs et des aciers durs.

Acier doux $\rightarrow$ % carbone 0,15% - 0,25 %

Acier mi dur et dur $\rightarrow$ % carbone 0,25% - 0,45 %

Donc la solution du problème de non résistance du béton à la traction est d'intégrer dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les Pièces en béton armé sont :

- Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA) de nuance FeE400 : Selon (Art.7.2.2 du RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500\text{MPa}$ et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égale à 5%. On prend pour le ferrailage longitudinale des Barres à haute adhérences (HA) : FeE 400
- Les treillis soudés (TS) de nuance FeE500 et l'allongement à la rupture de 8% : Ils sont utilisés comme armatures dans les dalles de compression.

a. Module d'élasticité des aciers longitudinale :(Art A-2.2.1 BAEL91) [1]

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier. $E_s = 2.10^5 \text{ MPA}$.

b. Les contraintes limites de calcul

Les contraintes limites à l'état limite ultime (ELU)

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

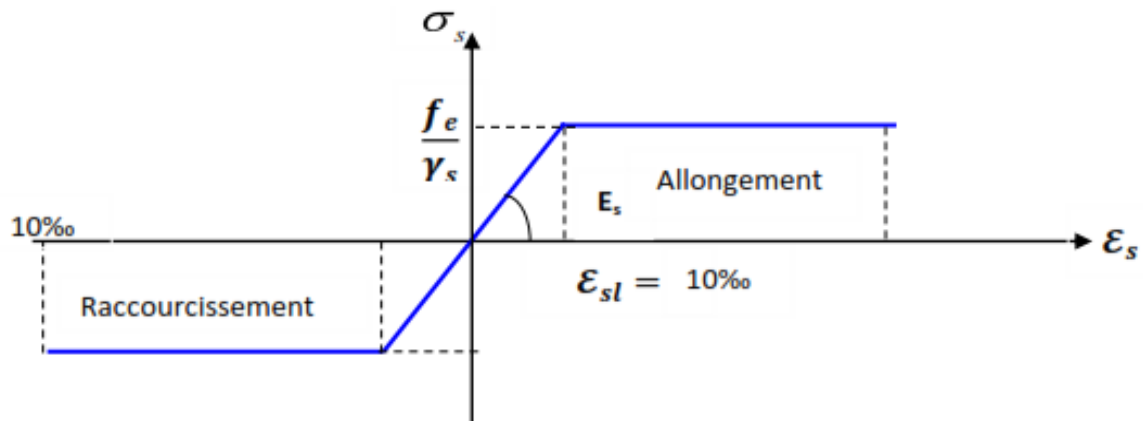


Figure I.12 : Diagramme contraintes déformation de l'acier à l'ELU

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \\ \bar{\sigma}_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \rightarrow \text{avec } \varepsilon_s = \frac{f_e/\gamma_s}{E_s} \end{cases}$$

Tel que:
$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour une situation durable} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour une situation accidentelle} \\ \varepsilon_s = \text{Allongement relatif} \\ E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPA} \end{cases}$$

Pour notre cas :
$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_s &= 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{pour situation durable.} \\ \bar{\sigma}_s &= 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{aligned}$$

❖ Les contraintes limites à l'état limite service (ELS) :

La limitation des ouvertures des fissures est en fonction des contraintes dans les armatures, donc la valeur de (σ_s) est donnée selon le type de la fissuration.

- **Fissuration peu nuisible : (BAEL91Art A-4.5.32) [1].**

L'élément situé dans un endroit clos et couvert donc pas de limitation de la contrainte « $\sigma_s = f_e$ »

- **Fissuration préjudiciable : (BAEL91Art A-4.5.33) [1]**

Si l'élément exposé aux intempéries, la contrainte est limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

- **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91Art A-4.5.34) [1]**

Si l'élément exposé à un milieu agressif, la contrainte est limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration qui dépend de type d'acier

- $\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.
- $\eta = 1.6$ pour les aciers à haute adhérence.

c. Coefficient de scellement : (BAEL91.Art A-6.1.21) [1]

$\psi_s = 1$; Pour les ronds lisses.

$\psi_s = 1.5$; Pour les hautes adhérences.

d. Le coefficient d'équivalence (C.B.A.93.art.A.4.5.1) [2].

Le coefficient d'équivalence noté « n » avec

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \begin{cases} n: \text{Coefficient d'équivalence} \\ E_s: \text{Module de déformation de l'acier} \\ E_b: \text{Module de déformation du béton} \end{cases}$$

I.6. Actions et sollicitations :

I.6.1 Actions : (BAEL.91. Art. A.3.1) [1]

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couple,...) appliquée à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statique ou d'état (retrait, variation de température, tassement des appuis) qui entraînent des déformations de la structure. On distingue trois catégories d'actions :

a. Action permanents (G): (BAEL.91. Art. A.3.1, 2) [1]

Elles ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comportent :

- Le poids propre de la structure.
- Les efforts dus à des terres ou à des liquides dont les niveaux varient peu.
- Les charges des équipements fixes.
- L'effort dus aux déformations permanentes imposées à la structure (retrait, fluage,...)

b. Actions variables (Q): (BAEL.91. Art. A.3.1, 3) [1]

Leur intensité varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps. On distingue :

- Les charges d'exploitation.
- Les actions climatiques (définies par les règles Neige et Vent).

- Les actions dues à la température.

c. Actions accidentelles (Fa) :

Ce sont des actions provenant de phénomènes se produisant et avec une faible durée d'application comme les séismes, les chocs, les explosions....

I.6.2 Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts provoqués, en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elle, les sollicitations sont s'exprimées sous forme de forces, d'efforts (efforts normaux et tranchants) de moments (de flexion ou de torsion).

❖ Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes de résistance et de stabilité de forme :

a. Combinaison fondamentale : (C.B.A.93.art.A.3.3.2.1) [2]

Lors de situation durable ou transitoire (par opposition aux situations dites accidentelles), il n'y a lieu de considérer la combinaison fondamentale :

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1,3 \Psi_{0i} Q_i$$

Avec :

- $G_{\max}$: l'ensemble des actions permanentes défavorable.
- $G_{\min}$: l'ensemble des actions permanentes favorable.
- Q_1 : action variable dite de base.
- Q_i : autres actions dites d'accompagnement (avec $i > 1$)
- ψ_0 : coefficient de valeur de combinaison.

b. Combinaison accidentelle : (C.B.A.93.art.A.3.3.2.2) [2]

Si elle n'est pas définie par des textes spécifiques, la combinaison d'action à considérer est :

$$G_{\max} + G_{\min} + Fa + \Psi_{1i} Q_i + \sum \Psi_{2i} Q_i$$

Avec :

- Fa : valeur nominale de l'action accidentelle.
- $\Psi_{1i} Q_i$: valeur fréquente d'une action variable.
- $\Psi_{2i} Q_i$: valeur quasi-permanente d'une autre action variable.

c. Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites de service : (C.B.A.93.Art. A.3.3.3) [2].

Elles résultent de la combinaison d'action suivante dite combinaison rare :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i$$

I.7 Hypothèses de calcul : (B.A.E.L.Art. A4.5,1) [1]

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées en ELU et en ELS sont :

I.7.1 État limite ultime de résistance (ELU)

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Les diagrammes contraintes-déformations sont devenus pour :
 - Béton en compression.
 - L'acier en traction et en compression.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Les positions que peut prendre le diagramme des déformations d'une section droite passent au moins par l'un des trois pivots.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres tendues ou comprimées.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

I.7.2 État limite ultime de service (ELS) : (B.A.E.L Art. A.4.5,2) [1]

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux élastiques linéaires.

Par convention, le rapport entre les coefficients d'élasticité longitudinale de l'acier et

ou coefficient d'équivalence, est égal à : $n = \frac{E_s}{E_b}$

- On suppose que la section d'acier est concentrée en son centre de gravité.

Conclusion :

Dans ce 1^{er} chapitre, nous avons présenté la pré-inscription du projet avec toutes ses caractéristiques, nous avons donné les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que les codes et règlements en vigueur.

Le Chapitre suivant fera l'objet du pré dimensionnement de tous les éléments structurel et non structurel de notre ouvrage.

Les tableaux ci-dessous récapitulent les différentes caractéristiques des matériaux utilisés pour nos calculs :

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques du béton.			
Résistance	A la compression		25 MPa
	A la traction		2.1 MPa
Contrainte admissible	ELU	Situation durable	14.2 MPa
		Situation accidentelle	18.48 MPa
	ELS		15 MPa
Module de déformation	Instantané		32164.195 MPa
	Différé		10818.87 MPa

Tableau I-3 : Caractéristiques mécaniques des aciers.			
Contrainte admissible	ELU	Situation durable	348 MPa
		Situation accidentelle	400 MPa
	ELS	Fissuration Peu nuisible	400 MPa
		Fissuration nuisible	201.63 MPa
		Fissuration Très nuisible	164.97 MPa

Tableau I-4 : Caractéristiques mécaniques du sol d'assise.					
Couches N°	Profondeur (m)	$\Phi_{uu}(^\circ)$	$C_{uu}(\text{bars})$	Densité(t/m^3)	$\bar{\sigma}_s(\text{bars})$
1	0.0 -10.0	30	0.10	1.8	1

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement

INTRODUCTION :

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : Les éléments structuraux et non-structuraux.

L'objectif du pré-dimensionnement ' le pré calcul' est de déterminer les sections des différents éléments de la structure pour but de déterminer l'ordre de grandeur de point de vue coffrage des différents éléments résistants aux différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis.

Le pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par : RPA 99/Version 2003 ; BAEL 91 modifié 99 ; CBA 93 ; D.T.R.B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans La phase de dimensionnement.

II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DU PLANCHER :

Le plancher est une plate-forme généralement plane, qui sert à séparer entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges, qui lui sont directement appliquées, aux éléments Porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. Pour notre bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

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

II.2.1 Planchers à corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de :

- Corps creux (hourdis) : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens des plus petites dimensions.

L'épaisseur des planchers est choisie d'une manière à satisfaire des conditions d'utilisation plus que les conditions de résistance. Pour trouver cette épaisseur on vérifiera les conditions ci-après :

1. Condition de résistance au feu : [6]

Les exigences de résistance au feu d'après [6] est :

$e = 07\text{cm}$: Pour une (01) heure de coupe de feu.

$e = 11\text{cm}$: Pour deux (02) heures de coupe de feu.

$e = 17.5\text{cm}$: Pour quatre (04) heures de coupe de feu.

Dans notre projet on prend $e = 15\text{ cm}$.

2. Condition acoustique :

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm ;

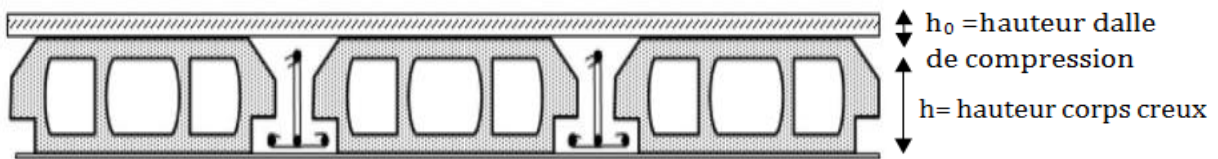
On adopte une épaisseur de : $e=16\text{cm}$

3. Condition de résistance à la flèche : CBA93 (article B.6.8.4.2.4) [2]

La hauteur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité donnée par le **CBA93** comme suit :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

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



adoptées.

h_t : Hauteur total du plancher.

b : distance entre axes des poutrelles.

Figure II-1 : Coupe verticale d'un plancher à corps creux

Bloc 1 :

$$L_{\max} = 365\text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{365}{22.5} = 16.22\text{ cm}$$

$$\text{Alors, on opte pour un plancher (16+4) : } \begin{cases} h_{\text{corps creux}} = 16\text{ cm} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 4\text{ cm} \\ h_t = 20\text{ cm} \end{cases}$$

Bloc 2 :

$$L_{\max} = 460\text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{460}{22.5} = 20.44\text{ cm}$$

$$\text{Donc } h_t = 20.44\text{ cm} = (20+5).$$

Bloc 3 :

$$L_{\max} = 305 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{305}{22.5} = 13.56 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } h_t = 13.56 \text{ cm} = (16+4).$$

Bloc 4 :

$$L_{\max} = 548 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{548}{22.5} = 24.36 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } h_t = 24.36 \text{ cm} = (20+5).$$

Bloc 5 :

$$L_{\max} = 518 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{518}{22.5} = 23.02 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } h_t = 23.02 \text{ cm} = (20+5).$$

- **Les poutrelles :**

Ce sont des petites poutres en béton armé formant l'ossature d'un plancher ; elles se calculent à la flexion simple (solidaires avec la dalle de compression).

- ❖ **dimensionnement des poutrelles**

Les poutrelles sont des éléments en béton armé, qui assurent la transmission des charges aux poutres. Elles sont caractérisées par leur faible section et se calculent comme des sections en T.

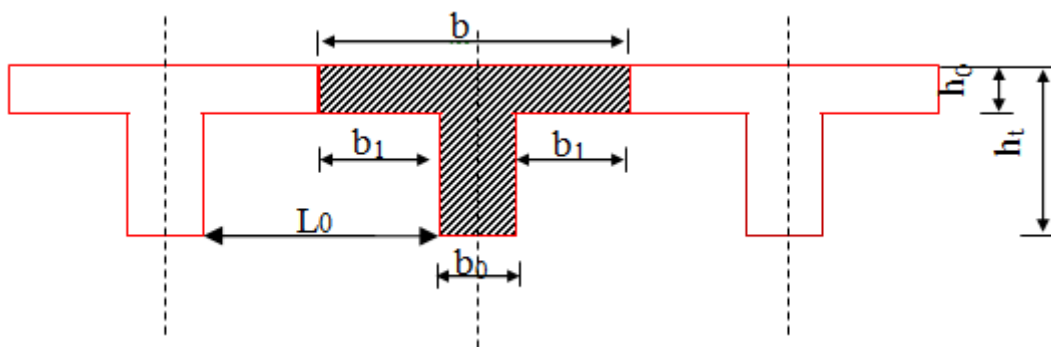


Figure II-2 : schéma des nervures

Calcul de la largeur de la nervure : [6]

$$0.3h_t \leq b_0 \leq 0.6h_t \text{ Avec } h_t = 20 \text{ cm}$$

$$6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 12 \text{ cm}$$

Pour des raisons de construction, on prend $b_0 = 10 \text{ cm}$.

Calcul de la largeur d'une aile de la section en T :

b: Largeur efficace.

b₀: largeur de la poutrelle ($b_0 = 10\text{cm}$).

L_x: La distance entre nus de deux nervures consécutives.

$$L_x = 65 - b_0 = 55 \text{ cm.}$$

L_y: Distance entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles : $L_y = 365\text{cm}$

$$\text{Avec : } b_1 = \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \Rightarrow b_1 = \min(27.5, 36.5) \Rightarrow b_1 = 56\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow (2 \times 27.5) + 10 = 65\text{cm}$$

Donc on prend $\Rightarrow b = 65 \text{ cm.}$

▷▷▷ Même résultat pour tous les blocs : **b = 65 cm .**

II.2.2. Dalle pleines :

II.2.2.1. Plancher à dalle pleine :

Les dalles sont des éléments horizontaux d'épaisseur mince en béton armé coulés sur place. Ils sont caractérisés par leur petite portée L_x et L_y la grande portée. Le dimensionnement de l'épaisseur « e » de ce type de plancher dépend des critères suivants :

a) Critère résistance au feu [6] :

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

$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe – feu ;

$e \geq 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe – feu.

On prend une épaisseur équivalente à plus de 2 heures de coupe-feu

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

b) Critère résistance à la flexion [6] :

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

- Dalle pleine portant dans deux directions ($\frac{L_x}{L_y} > 0.4$):

$$\text{Travée isostatique : } \frac{L_x}{40} \leq e \leq \frac{L_x}{25}$$

$$\text{Travée hyperstatique : } \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{35}$$

- Dalle pleine portant dans une direction ($L_x/L_y < 0.4$) :

$$\text{Travée isostatique : } \frac{l_x}{30} \leq e \leq \frac{l_x}{20}$$

Travée hyperstatique : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{25}$

L_x étant la plus petite portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

Dans notre cas les dalles reposant sur 2 appuis avec les dimensions : $\begin{cases} L_x = 1.40 \text{ m} \\ L_y = 7.06 \text{ m} \end{cases}$

Donc $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.2 < 0.4$

⇒ Le panneau isostatique porte suivant sa petite portée uniquement et son calcul sera comme une poutre de 1 mètre de largeur :

$$\frac{L_x}{30} \leq e \leq \frac{L_x}{20} = \frac{140}{30} \leq e \leq \frac{140}{20} = 4.66 \leq e \leq 7$$

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend :

e = 15 cm.

II.3 PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments en béton armé de section (b×h) qui assurant la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 modifié 99 et les vérifications selon le RPA99/V2003.

II.3.1 Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

$$\begin{cases} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

$L_{\max}$: est la longueur maximale entre les nus (BAELB.6.1.1) [1].

h = hauteur de la poutre

b = largeur de la poutre

Bloc 1 :

$L_{\max} = 440 \text{ cm.}$

Donc $\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \Rightarrow 29.33 \leq h \leq 44 \Rightarrow h = 40 \text{ cm.}$

Donc : $12 \leq b \leq 28 \Rightarrow$ on prend : $b = 30 \text{ cm.}$

Une vérification vis-à-vis le RPA99 version 2003 (RPA Article 7.5.1) [3] est effectué par la suite pour satisfaire aux valeurs minimales exigées pour les dimensions de la poutre :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

La condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres principales

une section de : $b \times h = (30 \text{ cm} \times 40 \text{ cm})$

Bloc 2 :

$$L_{\max} = 650 \text{ cm.} \quad h = 65 \text{ cm.} \quad b = 30 \text{ cm.} \quad \frac{h}{b} = 2.16$$

Bloc 3 :

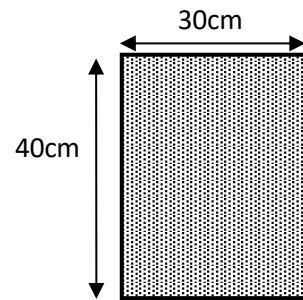
$$L_{\max} = 1130 \text{ cm.} \quad h = 80 \text{ cm.} \quad b = 35 \text{ cm.} \quad \frac{h}{b} = 2.86$$

Bloc 4 :

$$L_{\max} = 650 \text{ cm.} \quad h = 55 \text{ cm.} \quad b = 30 \text{ cm.} \quad \frac{h}{b} = 1.83$$

Bloc 5 :

$$L_{\max} = 630 \text{ cm.} \quad h = 65 \text{ cm.} \quad b = 30 \text{ cm.} \quad \frac{h}{b} = 2$$



II.3.2 Poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Bloc 1 :

Dans notre cas la poutre secondaire la plus sollicitée est de longueur : $L_{\max} = 365 \text{ cm.}$

$$\begin{cases} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

$$\begin{cases} 24.33 \leq h \leq 36.50 \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \\ 10.50 \leq b \leq 24.50 \quad b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Une vérification vis-à-vis le RPA99 version 2003(RPA Article 7.5.1)[3] est effectuée par la suite pour satisfaire aux valeurs minimales exigées pour les dimensions de la poutre :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

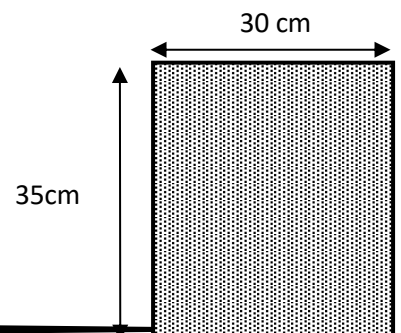
La condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres

Secondaires une section de : $b \times h = (30 \text{ cm} \times 35 \text{ cm})$

Bloc 2 :

$$L_{\max} = 455 \text{ cm.} \quad h = 40 \text{ cm.} \quad b = 30 \text{ cm.} \quad \frac{h}{b} = 1.33$$

Bloc 3 :



$$L_{\max} = 300\text{cm.} \quad h = 40\text{cm.} \quad b = 30\text{cm.} \quad \frac{h}{b} = 1.33$$

Bloc 4 :

$$L_{\max} = 548\text{cm.} \quad h = 45\text{cm.} \quad b = 30\text{cm.} \quad \frac{h}{b} = 1.5$$

Bloc 5 :

$$L_{\max} = 518\text{cm.} \quad h = 45\text{cm.} \quad b = 30\text{cm.} \quad \frac{h}{b} = 1.5$$

II.4 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les trois critères suivant:

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99 (version 2003).

Les exigences de RPA en zone IIa [3]

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 30 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases} \quad \text{RPA (Article 7.4.1)}$$

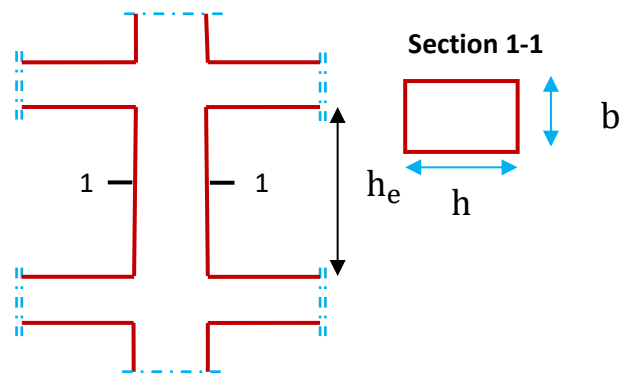


Figure II-3 : Hauteur libre de poteaux d'étage.

$$h_e = 3.74\text{m}$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99 (version 2003) citées ci-dessus. On adopte préalablement la section des poteaux comme suit : bloc 1 : ($b = 30 \text{ cm}$ $h = 30$)

II.5 Pré dimensionnement des escaliers :

Les escaliers servent à relier les différents niveaux d'un bâtiment, il se compose de différents éléments (volées ; palier ; paillasse)

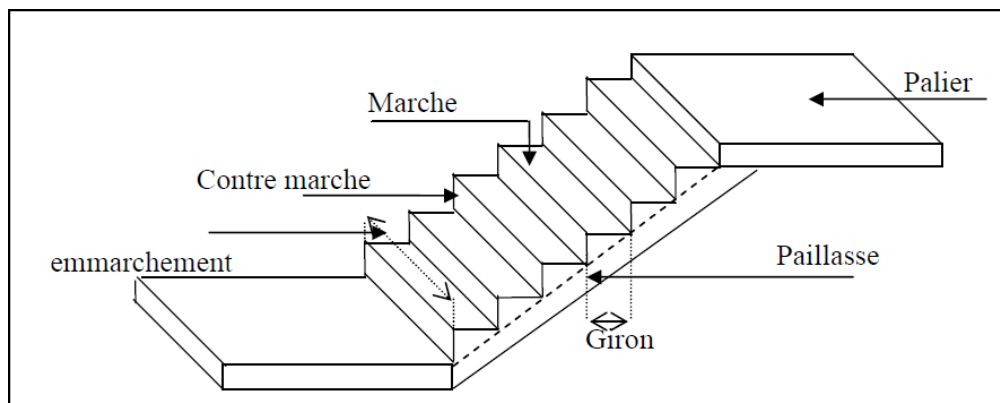


Figure II-4 : représente le schéma d'un escalier.

❖ Dimensionnement

En utilise la formule de **BLONDEL** pour dimensionner la géométrie de l'escalier. En pratique, nous avons :

- la hauteur h : $14 \leq h \leq 18$
- la largeur g : $25 \leq h \leq 32$

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

$$59 \leq 2h+g \leq 66 \quad \Rightarrow \quad 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm (c.v)}$$

- nombre de contremarches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{374}{17} = 22 \quad \text{On aura 22 contre marches entre chaque deux étage.}$$

- en déduire le nombre de marches m : $m = \frac{n}{2} - 1$

$$\Rightarrow m = 11 - 1 = 10 \Rightarrow 10 \text{ marches par chaque volée.}$$

$$\text{Inclinaison : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57$$

$$\Rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

Longueur de paillasse :

$$l = \frac{2.4}{\cos \alpha} = 2.75 \text{ m}$$

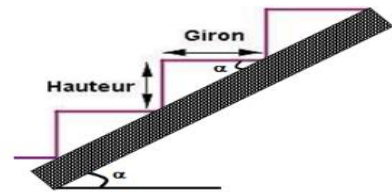


Figure II-5 : Coupe escalier.

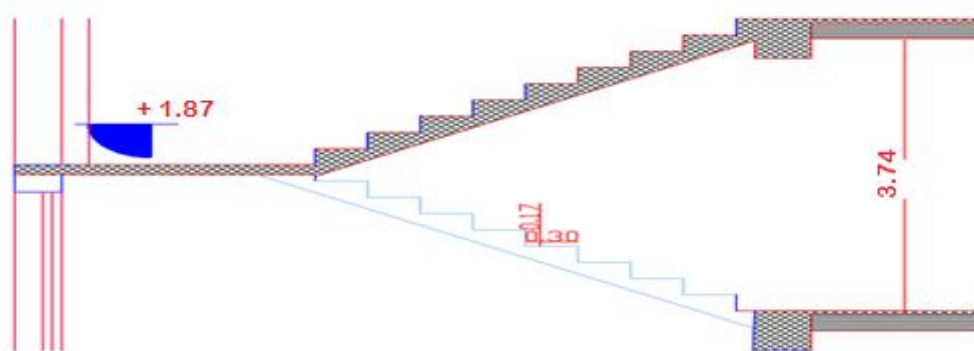
a. Évaluation de l'épaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de paillasse et le palier est déterminée comme suite : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

$$L = 2.75 \text{ m} \Rightarrow 9.16 \text{ cm} \leq e \leq 13.75 \text{ cm} ; \text{ On prend } e = 13 \text{ cm}$$

b. Épaisseur de palier :

Pour le palier, on adopte une épaisseur de 15cm.



II.6 ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Évaluation des charges et surcharges est pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II.6.1 Les planchers :

a. Planchers en corps creux étage terrasse :

- 1) Gravillon de protection.
- 2) Étanchéités multicouches.
- 3) Forme de pente.
- 4) Isolation thermique.
- 5) Plancher à corps creux.
- 6) Enduit en plâtre.

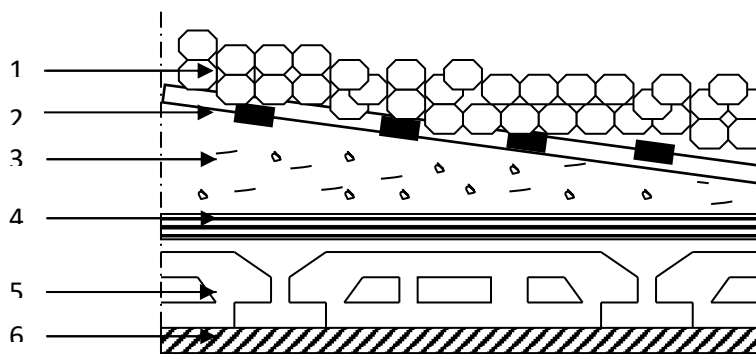


Figure II-7 : Plancher à corps creux de terrasse.

- Charge permanente et d'exploitation (DTRB.C 2.2) [4] :
- Bloc 1 :

Tableaux II-1 : charges permanentes d'un plancher étage terrasse inaccessible.				
N°	Désignation	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	15000	750
2	Etanchéité multicouches	0.05	2000	100
4	Forme de pente (béton non armé)	0.1	22000	2200
3	Isolation thermique (polystyrène expansé)	0.04	400	160
5	Dalle à corps creux	0.2	13600	2720
6	Enduit en plâtre	0.02	10000	200

Charge permanente totale	$G_T = 6130$
Surcharge d'exploitation	$Q_T = 1000$

Bloc 2 :

Charge permanente totale : $G_T = 6810 \text{ N/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q_T = 1000 \text{ N/m}^2$

Bloc 3 :

Charge permanente totale : $G_T = 6130 \text{ N/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q_T = 1000 \text{ N/m}^2$

Bloc 4 :

Charge permanente totale : $G_T = 6810 \text{ N/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q_T = 1000 \text{ N/m}^2$

Bloc 5 :

Charge permanente totale : $G_T = 6810 \text{ N/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q_T = 1000 \text{ N/m}^2$

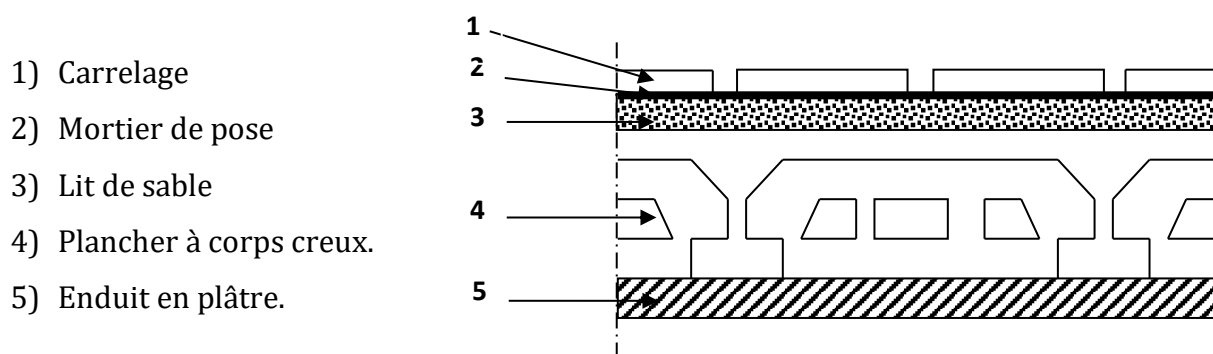
b. Planchers étage courants :

Figure II-8 : Plancher à corps creux de terrasse.

• **Charge permanente et d'exploitation (DTRB.C 2.2) [4] .**

Bloc 2 :

Tableaux II.2 : charges permanentes et d'exploitation d'étage courant à corps creux				
N°	Designation	e (m)	$\gamma \text{ (N/m}^3\text{)}$	Charge (N/m^2)
	Cloison legeres			1000
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Couche de sable	0.02	18000	360
4	Plancher à corps creux	0.25	13600	3400

5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				$G_E = 5800$
Surcharge d'exploitation (SALLE DE CLASSE)				$Q_E = 2500$
Surcharge d'exploitation (CIRCULATION)				$Q_E = 4000$
Surcharge d'exploitation (BUREAU)				$Q_E = 2500$

Bloc 4 :

Charge permanente totale : $G_T = 5800 \text{ N/m}^2$

Surcharge d'exploitation (**SALLE DE CLASSE**) : $Q_E = 2500 \text{ N/m}^2$

Surcharge d'exploitation (**CIRCULATION**): $Q_E = 4000 \text{ N/m}^2$

Surcharge d'exploitation (**BUREAU**): $Q_E = 2500 \text{ N/m}^2$

Bloc 5 :

Charge permanente totale : $G_T = 5800 \text{ N/m}^2$

Surcharge d'exploitation (**CIRCULATION**) : $Q_E = 4000 \text{ N/m}^2$

Surcharge d'exploitation (**BUREAU**): $Q_E = 2500 \text{ N/m}^2$

Balcon :

- 1) Carrelage
- 2) Mortier de pose
- 3) Lit de sable
- 4) Dalle pleine.
- 5) Enduit en plâtre

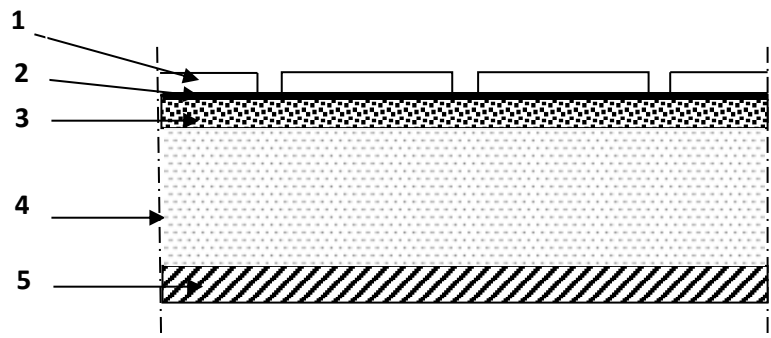


Figure II-9 : schéma d'un balcon.

Tableaux II-3 : les charges permanentes et d'exploitations d'un balcon				
N°	Désignation	e (m)	$\gamma \text{ (N/m}^3\text{)}$	Charge (N/m^2)
1	Carrelage	0.02	20000	400
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.03	18000	540
4	Dalle	0.15	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				$G_b = 5290$
Surcharge d'exploitation				$Q_b = 3500$

II.6.2 Cloison extérieures :

Tableaux II-4 : charges permanentes des cloisons extérieures.			
Désignation	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
Enduit de ciment (extérieur)	0.02	18000	360
Brique creux de 15	0.15	9000	1350
Lame d'air	0.05	-	-
Brique creux de 10	0.1	9000	900
Enduit plâtre (intérieure)	0.02	10000	200
Charge permanente totale			$G_E = 2810$

II.6.3 Escalier :**1. Le paillasse**

Tableaux II-5: charges permanentes d'un escalier.					
N°	Désignations		e (m)	γ (N/m³)	Charges (N/m²)
1	Carrelage	Horizontal	0,02	22000	440
		Vertical	0,02h/g	22000	249.33
2	mortier de pose	Horizontal	0,02	20000	400
		Vertical	0,02h/g	20000	226.67
3	Poids des marches		0,17/2	25000	2125
4	Poids de la paillasse		0,13/cos α	25000	3735.21
5	Enduit en plâtre		0,02/cos α	10000	200
6	Gardes corps		-	-	600
Charge permanente totale					G _p =7976.21
Charge d'exploitation totale					Q _p = 2500

2. Palier de repos :

Tableaux II-6 : charges permanentes et d'exploitation d'un palier.					
N°	Désignation	e (m)		γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
1	Carrelage	0.02		22000	440
2	Mortier de pose	0.02		20000	400
3	Lit de sable	0.02		18000	360
4	Dalle pleine	0.15		25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02		10000	200

	Charge permanente totale	$G_{pr} = 5150$
	Surcharge d'exploitation	$Q_{pr} = 2500$

II.6.4 Acrotère

- Charge permanente :**

L'acrotère est soumis à une charge permanente due à son poids propre :

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S = (0.65 \times 0.1) + (0.10 \times 0.05) + \left(\frac{0.05 \times 0.10}{2} \right) =$$

$$0.0725 \text{ m}^2$$

$$G = \rho \times S = 25 \times 0.0725 = 1.812 \text{ N/ml Avec:}$$

- G : poids propre de l'acrotère en mètre

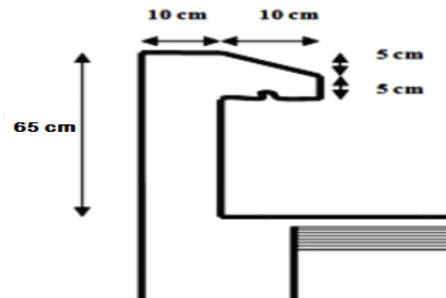


Figure II-10: Schéma de l'acrotère

Tableaux II-7: charges permanentes et d'exploitation d'un acrotère.

désignation	h (m)	Surface (m)	Poids propre Totale G (KN/ml)	Surcharge d'exploitation Q(KN /ml)
Acrotère	0.65	0.0725	1.812	1

II.7. DESCENTE DE CHARGES :

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. Afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage on aura à considérer :

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

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations). Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

II.7.1 Loi de dégression (DTRB.C 2.2) [4] :

Soit q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment Q_1 , Q_2 , Q_3 on les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, 3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitations suivantes :

Sous toit ou terrasse Q_0

Sous dernier étage (étage 1) $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur

(Étage 2) $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

(Étage 3) $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(Étage 4) $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

(Étage n) $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots Q_n)$

En tenant compte de la dégression des surcharges de la façon suivante :

$$\Sigma Q = Q_0 = 1000 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + Q_1 = 2500 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 3850 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 5050 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 6100 \text{ N}$$

Pour la vérification de leur section dans ce cas On prend un type de poteau N°20 ou leur emplacement est indiqué sur la figure ci-dessous :

La surface afférente du poteau B2 est représentée dans la figure qui suit :

Les distances sont prisent entre nus d'appuis.

S_1, S_2, S_3, S_4 =surface du plancher a corps creux

L_{PP} = longueur des poutres principales.

L_{PS} = longueur des poutres secondaire.

Bloc 1 :

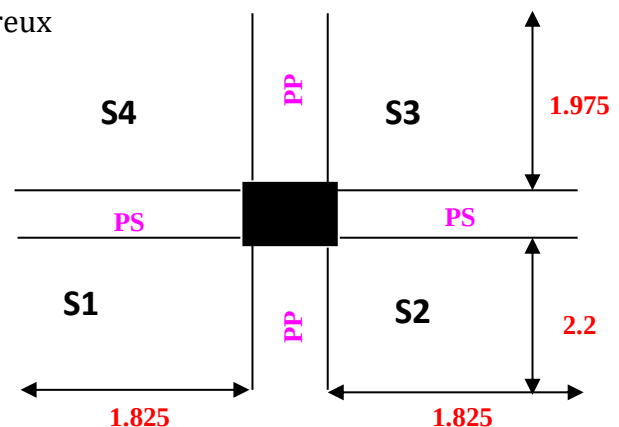


Figure II-11: Schéma de poteau la plus sollicité (surface afférente)

- Poteau intermédiaire : (La surface afférente)**

$$S_1 = 2.2 \times 1.825 = 4.015 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = 2.2 \times 1.825 = 4.015 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = 1.975 \times 1.825 = 3.604 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = 1.975 \times 1.825 = 3.604 \text{ m}^2.$$

Donc : $S_t = 15.28 \text{ m}^2$

• **Poutre :**

$$G_{pp1} = 25 \times 2.2 \times 0.30 \times 0.40 = 5.20 \text{ KN}$$

$$G_{pp2} = 25 \times 1.975 \times 0.30 \times 0.40 = 8.47 \text{ KN.}$$

$$G_{ps1} = 25 \times 1.825 \times 0.30 \times 0.35 = 7.02 \text{ KN.}$$

$$G_{ps2} = 25 \times 1.825 \times 0.30 \times 0.35 = 5.22 \text{ KN.}$$

Donc : $G_{p.tot} = 23.48 \text{ KN}$

Bloc 2 :

La surface afférente : $S_t = 5 \text{ m}^2$

Poutre : $G_{p.tot} = 17.48 \text{ KN}$

Bloc 3 :

La surface afférente : $S_t = 4.32 \text{ m}^2$

Poutre : $G_{p.tot} = 24.38 \text{ KN}$

Bloc 4 :

La surface afférente : $S_t = 5.3 \text{ m}^2$

Poutre : $G_{p.tot} = 34.36 \text{ KN}$

Bloc 5 :

La surface afférente : $S_t = 6.38 \text{ m}^2$

Poutre : $G_{p.tot} = 43.3 \text{ KN}$

Tableaux II-8 : Les différentes sections de poteau			
Les blocs	Section du Poteau	La surface du poteau (S) m ²	La surface afférente (S) m ²
1	Type 45 × 45	0.2025	15.28
2	Type 35 × 60	0.21	5
3	Type 60 × 80	0.48	4.32
4	Type 35 × 60	0.21	5.3
5	Type 65 × 80	0.52	6.38

Tableaux II-9 : La descente de charge de poteau
Bloc 1

bloc	Niveau	Elément	Poids Propre G (KN)	Charge d'exploitation Q (KN)
Bloc 1 (RDC)	N ₀	Plancher terrasse	6.13× 15.28 = 93.66	15.28
		Poutres	23.48	
	Somme		117.14	15.28
en ELU			1.35 G = 158.14	1.5 Q =22.92
Effort normal à la base du poteau			N _u = 181.06 KN	
Bloc 2				
Bloc 2 (2 ^{ème} étage)	N ₀	Plancher terrasse	6.81× 5 = 34.05	5.00
		Poutres	17.48	
	Somme		51.53	5.00
Bloc 2 (1 ^{er} étage)	N ₁	Venant N ₀	51.53	12.5
		Poteau	0.35×0.60×3.74×25=19.63	
		Plancher étage	5.8×5= 29	
		Poutres	17.48	
	Somme		117.64	12.5
Bloc 2 (RDC)	N2	Venant N ₁	117.64	19.25
		Poteaux	19.63	
		Plancher étage	29	
		Pouters	17.48	
	Somme		183.75	19.25

en ELU			1.35 G = 248.06	1.5 Q =28.87
Effort normal à la base du poteau			N _u = 276.93 KN	
Bloc 3				
Bloc 3 (RDC)	N ₀	Plancher terrasse	6.13× 4.32 = 26.48	4.32
		Poutres	24.38	
	Somme		50.86	4.32
en ELU			1.35 G = 68.66	1.5 Q =6.48
Effort normal à la base du poteau			N _u = 75.14 KN	
Bloc 4				
Bloc 4 (2 ^{ème} étage)	N ₀	Plancher terrasse	6.81× 5.3 = 36.09	5.3
		Poutres	34.36	
	Somme		70.45	5.3
Bloc 4 (1 ^{er} étage)	N ₁	Venant N ₀	70.45	13.25
		Poteau	0.35×0.60×3.74×25=19.63	
		Plancher étage	5.8×5.3= 30.74	
		Poutres	34.36	
	Somme		155.18	13.25
Bloc 4 (RDC)	N2	Venant N ₁	155.18	20.40
		Poteaux	19.63	
		Plancher étage	30.74	
		Pouters	34.36	
	Somme		239.91	20.40
en ELU			1.35 G = 323.87	1.5 Q =30.6
Effort normal à la base du poteau			N _u = 354.47 KN	
Bloc 5				
Bloc 5 (2 ^{ème} étage)	N ₀	Plancher terrasse	6.81× 6.38 = 43.44	6.38
		Poutres	43.3	
	Somme		86.74	6.38

Bloc 5 (1 ^{er} étage)	N ₁	Venant N ₀	86.74	15.95
		Poteau	0.35×0.60×3.74×25=48.62	
		Plancher étage	5.8×6.38= 37	
		Poutres	43.3	
	Somme		215.66	15.95
Bloc 5 (RDC)	N2	Venant N ₁	215.66	24.56
		Poteaux	48.62	
		Plancher étage	37	
		Pouters	43.3	
	Somme		344.58	24.56
en ELU			1.35 G = 465.18	1.5 Q =36.84
Effort normal à la base du poteau			N _u = 502.02 KN	

❖ **Vérification :**

Selon le CBA93 (article B.8.11)[2] on doit majorer pour les poteaux intermédiaires

Voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois Travées l'effort de compression ultime N_u à 10 % telle que :

$$N_u = 1.10 (1.35G + 1.5Q)$$

-L'effort normal maximum : N_u = 1.10 x 181.06 = 199.16 KN

Donc : N_u = 199.16 KN (Pour le poteau (45×45))

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ.

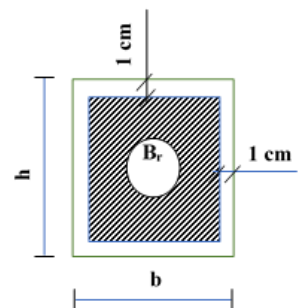
λ = max(λ_x; λ_y) Avec

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 \quad (\text{BAEL91 Art B. 8. 3. 31}) \quad \Rightarrow \quad l_f = 0.7 \times 3.74 = 2.62\text{m}$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{2.62}{0.45} = 20.16 \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{2.62}{0.45} = 20.16$$

$$\lambda = 20.16 < 50 \Rightarrow \text{selon (BAEL91 Art B. 8. 4. 1):}$$



$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{20.16}{35} \right)^2} = 0.79$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmétrique.

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

$$\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max(A_{BAEL} ; A_{RPA})$$

$$A_{\min} = \max(4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B) = 4.05\text{m}^2$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.8 \%B \text{ (zone IIa)}$$

Tableau II-10: Résultats des vérifications au flambement

Poteau	N_u (KN)	α	$A_{\min}^{BAEL}$ (mm ²)	$A_{\min}^{RPA}$ (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	$\bar{N}$ (KN)	Condition
45x45	199.16	0.79	405	1620	1620	184900	3150.15	CV

Conclusion :

Pour clôturer ce chapitre relatif au pré dimensionnement des éléments, nous présentons ci-dessous les dimensions adoptées pour les différents éléments composant la structure de notre bâtiment :

a. Plancher :

- Plancher à corps creux 20+5 cm et 16+4 cm
- Plancher à dalle pleine de 15 cm.

b. Poutres :

- Poutre principale :
 - 1- $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$.
 - 2- $b = 65 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$
 - 3- $b = 80 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$
 - 4- $b = 50 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$
 - 5- $b = 65 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$
- Poutre secondaire :
 - 1- $b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$.
 - 2- $b = 40 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$.
 - 3- $b = 40 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$.
 - 4- $b = 45 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$.
 - 5- $b = 45 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$.

c. Poteau :

- d.** Poteaux bloc 1 (45×45) cm.
 bloc 2 (35 ×60) cm

bloc 3 (60 × 80) cm

bloc 4 (35 × 60) cm

bloc 5 (65 × 80) cm

e. Escalier :

- $e = 15\text{ cm}$ pour la paillasse.
- $e = 15\text{ cm}$ pour le palier de repos.

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRE

INTRODUCTION :

Dans ce chapitre nous nous intéresserons à l'étude des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement (différents planchers, escaliers, et acrotère). Cette étude va se faire en suivant les étapes suivantes: évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis la détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur.

III.2 ÉTUDE DE L'ACROTERE :**III.2.1 Définition :**

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère assimilé à une console verticale encastrée au niveau du plancher.

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, joue également un rôle contre l'infiltration des eaux pluviales, ainsi que d'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments. L'acrotère est considéré comme une console, encastrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (FP) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

III.2.2 Les rôles :**a. L'étanchéité :**

Il est énuméré en deux points :

- Il empêche le ruissellement des eaux de pluie sur les façades.
- Il assure un retour d'étanchéité qui à son tour permet une bonne imperméabilité par rapport aux eaux pluviales.

b. Point d'appui :

C'est un élément aussi qui sert à la fixation de treuilles pour l'entretien des façades et l'utilisation de monte charges pour l'entretien de l'étanchéité de la terrasse.

c. Esthétique :

Il a aussi un rôle esthétique à ne pas négliger.

III.2.3 Calcul de l'acrotère :**III.2.3.1 Hypothèses de calcul :**

- L'acrotère est sollicité en flexion composée
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur.

III.2.3.2 Évaluation des charges et surcharges :**a. Charge permanente :**

L'acrotère est soumis à une charge permanente due à son poids propre :

- **Surface**

La surface de l'acrotère est calculée comme suit :

$$S_{\text{acrotère}} = (0.65 \times 0.1) + (0.10 \times 0.05) + \left(\frac{0.05 \times 0.10}{2}\right) = 0.0725 \text{ m}^2$$

- **Poids propre**

$$G_{\text{acrotère}} = \rho \times S = 25 \times 0.0725 = 1.81 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{enduit}} = \rho' \times h = 18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/ml}$$

Avec :

- G : poids propre de l'acrotère en mètre linéaire.
- ρ : Poids volumique du béton : 25 KN/m^3
- ρ' : Poids volumique des enduits : 18 KN/m^3

b. Charge d'exploitation (Surcharges) : (DTRB.C 2.2) [4]

La charge d'exploitation, due à la main courante : $Q = 1 \text{ KN / ml}$.

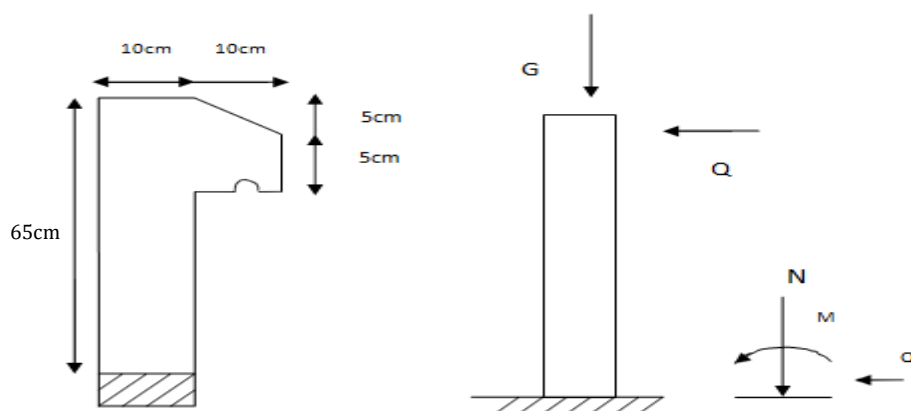


Figure III-1 : Schéma réel et statique de l'acrotère

Tableau III-1 : charges revenant sur l'acrotère						
Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
65	10	0.0725	1.81	0.36	2.17	1

III.2.3.3 Vérification de l'acrotère au séisme.

Le RPA 99 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ (RPA art 6.2.3)[3]

- A : coefficient d'accélération de la zone en fonction du groupe d'usage
 - A = 0.2 (group d'usage 1B, zone IIa) suivant le tableau 4-1(RPA art 4.2.3).
- C_p : facture de force horizontale.
 - $C_p = 0.8$ suivant tableau 6-1 (RPA art 6.2.3)
- W_p : Poids de l'acrotère
 - $W_p = 2.17 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 2.17 = 1.388 \text{ KN}$$

$$F_p < 1,5 Q \text{ Donc :}$$

On va négliger l'effet de la force sismique sur l'acrotère

III.2.3.4. Calcul des sollicitations :

a. Calcul des moments fléchissant :

Le moment est calculé par rapport au point d'intersection entre la base de l'acrotère et l'axe passant par CDG de celle-ci :

- Le moment dû à la charge permanente est nul : $M_G = 0$.
- Le moment dû à la charge d'exploitation : $M_Q = q \times h$.

$$\text{On a: } h = 65 \text{ cm} = 0.65 \text{ m}$$

$$M_Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN.m}$$

1. Combinaison de calcul :

- ELU : $M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q$

$$M_u = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN.m}$$

- ELS : $M_{ser} = M_G + M_Q \quad M_{ser} = M_Q = 0.65 \text{ KN.m}$

b. Calcul de l'effort normal :

- ELU

$$N_u = 1.35 N_G \quad (N_G = W_p)$$

$$N_u = 1.35 \times 2.17 = 2.93 \text{ KN/ml}$$

- ELS

$$N_{\text{ser}} = N_G = W_p$$

$$N_{\text{ser}} = 2.17 \text{ KN /ml}$$

c. Calcul de l'effort tranchant :

- ELU

$$V_u = N_Q + F_p$$

$$V_u = 1 + 1.388 = 2.388 \text{ KN /ml}$$

Tableau III-2: les sollicitations de l'acrotère		
Sollicitations	ELU	ELS
Combinaison de charges	$1,35G + 1.5Q$	$G + Q$
N (KN)	2.93	2.17
M(KN. m)	0.98	0.65
V (KN/ml)	2.388	/

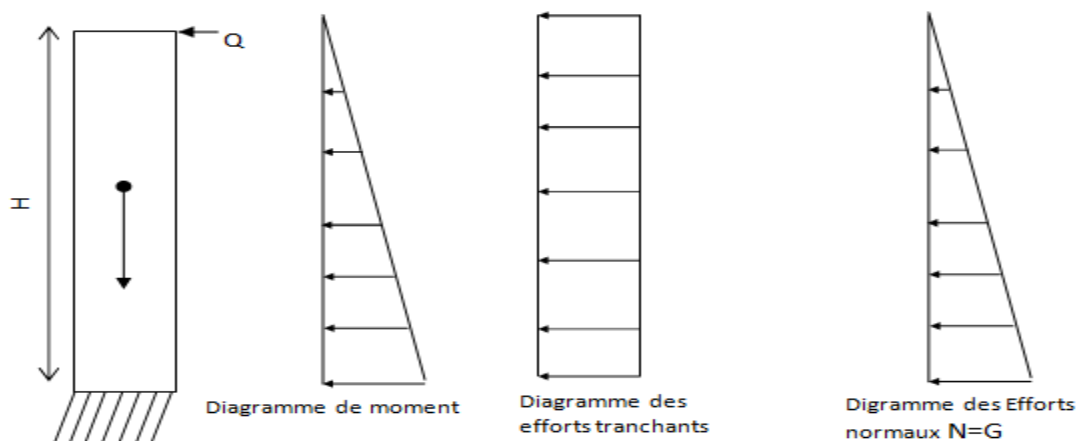
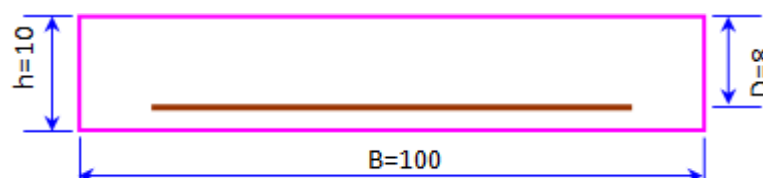


Figure III-2 : Schéma représenté les sollicitations

Donc, la combinaison qui donne les sollicitations les plus importants est ELU pour l'effort normal et la combinaison accidentelle pour le moment.

III.2.3.5 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire pour une bonde de 1 m.



a. Armature longitudinal:**❖ ELU**

Les sections soumises à un effort normal de compression sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \dots\dots\dots \text{Selon CBA93 (article A.4.3.5) [2]}$$

Avec :

e_1 : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales, y compris l'excentricité additionnelle définie ci-dessous.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = e_0 + e_a \dots\dots\dots \text{Selon CBA93 (article A.4.3.5) [2]}$$

e_a : excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

1. Calcul l'excentricité de la résultante :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{6}$$

$$e_0 = \frac{0.98}{2.93} = 0.334\text{m} > \frac{0.65}{6} = 0.108\text{m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section et la section est soumise à un effort normal de compression, donc la section est partiellement comprimée.

2. Calcul l'excentricité additionnelle :

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; L/250] \dots\dots\dots \text{article (A.4.3.5) [1]}$$

L : longueur de la pièce = 65 cm

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{65}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 35.4 \text{ cm}$$

3. Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre :

L'excentricité du deuxième ordre (e_2) liée à la déformation de la structure. Pour

déterminer l'excentricité du second ordre, on distingue 2 cas [7] :

- $\frac{l_f}{h} > \text{Max} \left[15, 20 \frac{e_1}{h} \right] \Rightarrow$ on doit vérifier la pièce à l'état limite ultime de stabilité de forme (vis-à-vis au flambement).

$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left[15, 20 \frac{e_1}{h} \right] \Rightarrow$ On détermine l'excentricité e_2 de façon forfaitaire, avec : $e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \varphi)$

l_f : Longueur de flambement de la pièce, h : hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

φ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée pris égal à 2.

Ce qui donne :

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0.65 = 1.30 \text{ m}$$

l_0 : Longueur de la pièce

h = hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

$$h = 0.10 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{1.3}{0.1} = 13 \leq \text{Max} \left[15, 20 \frac{0.17}{0.1} \right] = 34$$

L'excentricité du deuxième ordre (e_2) liée a la déformation de la structure. Pour

déterminer l'excentricité du second ordre : $e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \varphi)$

φ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes ou moment total de premier ordre, le coefficient est compris entre 0 et 1. (BAEL 91/99 A 3.3.)

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \text{ Kn.m}$$

$$M_Q = 0.65 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Alors : } \alpha = \frac{0}{0 + 0.65} = 0$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3(1.3)^2}{10^4 \times 0.10} (2 + 0 \times 2) = 0.0101 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 35.4 + 1.01 = 36.41 \text{ cm} \dots \dots \text{article (A. 4.3.5) [7]}$$

4. Evaluation des moments au niveau des armatures tendu (flexion simple)

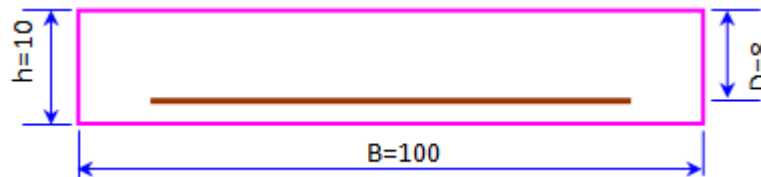
$$M_u = N_u \cdot e = 2.93 \times 0.3641 = 1.066 \text{ KN.m}$$

Nous calculons les armatures à l'ELU à la flexion composée, puis nous effectuerons la vérification des contraintes à l'ELS.

Nous aurons à suivre les étapes suivantes :

$\frac{h}{6} < e$ Donc La section est partiellement comprimée, cela nous ramène à un calcul en

flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.



Nous avons : N_u à la compression

$$e_0 = 0.371 > 0.10/2 = 0.05 \rightarrow 'c' \text{ est à l'extérieur de la section}$$

Soit :
$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

D'où,
$$M_f = 1.066 + 2.93 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) \rightarrow M_f = 1.44 \text{ KN.m}$$

Le calcul du ferrailage se fera comme suit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.44 \times 10^{-3}}{1 \times (0.08)^2 \times 14.2} = 0.0158 < \mu_1 = 0.391 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$A_l = \frac{M_f}{Z \sigma_s}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0158}) = 0.02$$

$$Z = 0.08 (1 - 0.4 \times 0.02) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{1.44 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 0.52 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de contrainte de non fragilité BAEL (Art A.4.2,1) [1]:**

Il faut vérifier que :

$$A_{\min} \geq 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte finalement $A_s = \max(A_{\min}, A_s) = 0.97 \text{ cm}^2$

5. Évaluation des moments au niveau des armatures tendu (flexion composé) :

$$A_{su} = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.97 - \frac{2.93 \times 10^{-3}}{348} = 0.88 \text{ cm}^2.$$

6. Vérification de condition de non fragilité :

Il faut vérifier que :

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0.45d}{e - 0.185d}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{0.364 - (0.45 \times 0.08).328}{0.364 - (0.185 \times 0.08)}$$

$$A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ Nous ferrailurons $A_{\min}$

❖ ELS

$$e = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} > \frac{h}{6} \rightarrow e = \frac{0.65}{2.17} = 0.3 \text{ m} > 0.016 \text{ m}$$

Nous avons une section partiellement comprimée, on calculera la section en flexion simple sous l'effort d'un moment fléchissant par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_{\text{ser}}/A = M_{\text{ser}} + N_{\text{ser}}(d - \frac{h}{2}) \rightarrow M_{\text{ser}}/A = 0.65 + 2.17 \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.715 \text{ KN.m}$$

1. Calcul moment limite de service :

- La contrainte de béton à l'ELS

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

- La contrainte d'acier pour une fissuration nuisible

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right), \eta = 1.6, f_e = 400, f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66; 201.63) \text{ MPa} \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0.527$$

$$y = \bar{\alpha} \times d = 0.5227 \times 80 = 42.16 \text{ mm}$$

$$z = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 80 \left(1 - \frac{0.5227}{3} \right) = 66.061 \text{ mm}$$

$$M_r = \frac{1}{2} b \times y \times \bar{\sigma}_{bc} z = 20.88 \text{ KN.m}$$

$M_{\text{ser}} = 0.715 \text{ KN.m} < M_r = 20.88 \text{ KN.m}$ Pas d'armature comprimée

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z\bar{\sigma}_s} = \frac{0.715 \times 10^6}{66.061 \times 201.63} = 0.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ser} = A_s - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s} \rightarrow A_{Ser} = 53 - \frac{2.17 \times 1000}{201.63} = 42.23 \text{ mm}^2 = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 0.97 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = \max(A_{min}; A_s) = 0.97 \text{ cm}^2$$

D'après les résultats ci-dessus on prend $A_s = 0.97 \text{ cm}^2$

Alors on adopte : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 20 \text{ cm}$

a. Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte : $4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $e \leq \min(4h; 45 \text{ cm})$

$$e \leq \min(40; 45 \text{ cm}) \Rightarrow e \leq 40 \text{ cm}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

b. Vérification de cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La fissuration est préjudiciable (B.A.E.L A.5.1, 211) $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{2.388 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0298 \text{ MPa}$$

$0.0298 \leq 2.5 \text{ MPa} \dots CV \Rightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.3.6 Schéma de ferrailage d'un acrotère

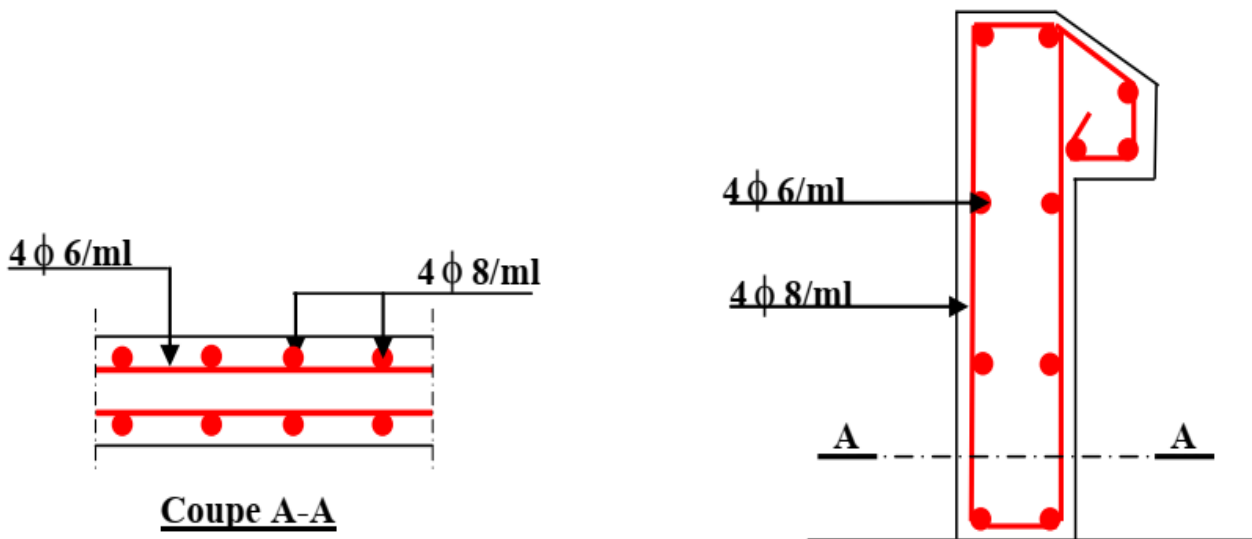


Figure III-3 : Schéma de ferrailage d'un acrotère

III.3 CALCUL DES ESCALIERS

III.3.1 Définition :

Dans une construction la circulation entre les étages se fait le plus souvent par l'intermédiaire d'escaliers, qui sont constitués par des gradins successifs, et ils sont exclusivement destinés aux piétons. Notre bâtiment comporte un type d'escaliers de deux volées composées d'une paillasse en Béton armé et de marches rectangulaires.

Les deux volées comportent (paillasse -palier)

- hauteur de l'étage $H_e = 3,74\text{m}$
- hauteur de marche $h = 17\text{cm}$
- nombre des marches $n = 20$
- largeur de la marche $g = 30\text{ cm}$ D'où on adopte 10 marches par volée

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose : Pour déterminer les sollicitations, on se base sur la méthode des charge équivalentes.

III.3.2 Charge et surcharge :

Les charges et surcharges de l'escalier ont été définis préalablement dans le chapitre -II soit : Volée (Paillasse) $\begin{cases} G_v = 7.976 \text{ KN/ml} \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/ml} \end{cases}$ Palier $\begin{cases} G_p = 5.15 \text{ KN/ml} \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/ml} \end{cases}$

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations, auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qui lui convient. Dans notre projet on dispose un seul type d'escaliers :

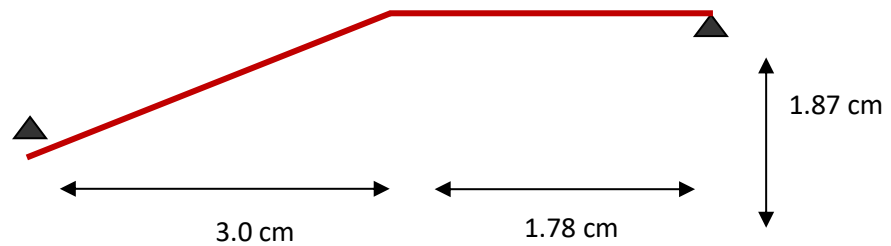


Figure III-4 : Schéma statique d'escaliers

III.3.3 Calcul des Combinaisons des charges :

a) Palliasse

L'ELU

$$q_u = 1.35 G_v + 1.5 Q_v \Rightarrow q_u = 1.35 \times 7.976 + 1.5 \times 2.5$$

$$q_u = 14.517 \text{ KN/ml}$$

L'ELS

$$q_{ser} = G_v + Q_v \Rightarrow q_{ser} = 7.976 + 2.5$$

$$q_{ser} = 10.476 \text{ KN/ml}$$

b) Palier

L'ELU

$$q_u = 1.35 G_p + 1.5 Q_p \Rightarrow q_u = 1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 2.5$$

$$q_u = 10.70 \text{ KN/ml}$$

L'ELS

$$q_{ser} = G_p + Q_p \Rightarrow q_{ser} = 5.15 + 2.5$$

$$q_{ser} = 7.65 \text{ KN/ml}$$

Tableau III.3: Combinaisons des charges de l'escalier		
Combinaisons	Volée (KN/ml)	Palier (KN/ml)
ELU	14.52	10.70
ELS	10.48	7.65

III.3.4 Calcul des sollicitations :

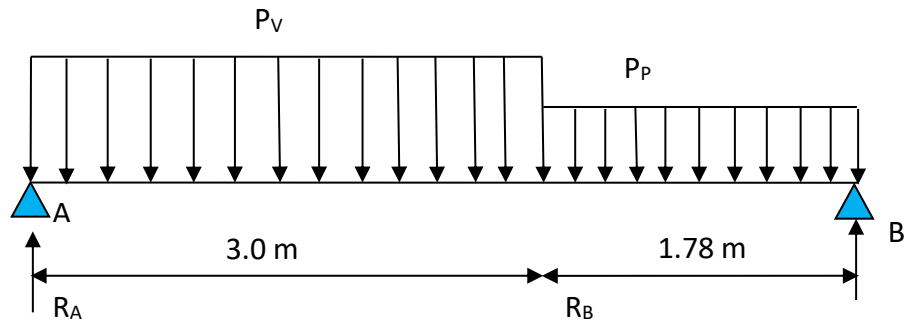


Figure III-5 : Schéma statique d'escalier

a. Calcul des réactions

➤ ELU

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 4.78R_A - (14.52 \times 3.0 \times 3.28) - (10.70 \times 1.78 \times 0.89) = 0 \Rightarrow R_A = 33.43 \text{ kN.}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (14.52 \times 3.0) + (10.70 \times 1.78) \Rightarrow R_B = 29.17 \text{ kN.}$$

➤ ELS

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 4.78R_A - (10.48 \times 3.0 \times 3.28) - (7.65 \times 1.78 \times 0.89) = 0 \Rightarrow R_A = 24.10 \text{ kN.}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (10.48 \times 3.0) + (7.65 \times 1.78) \Rightarrow R_B = 20.95 \text{ kN.}$$

❖ Charge équivalente la paille

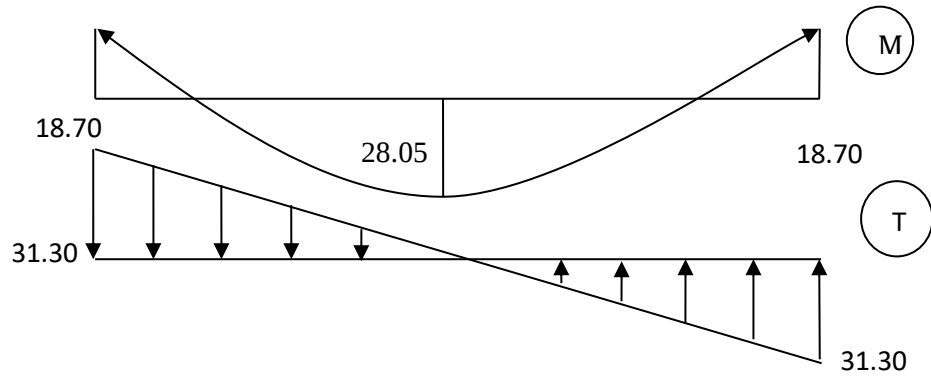
La charge équivalente : $q_{eq} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$

Le moment isostatique : $M_o = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8}$

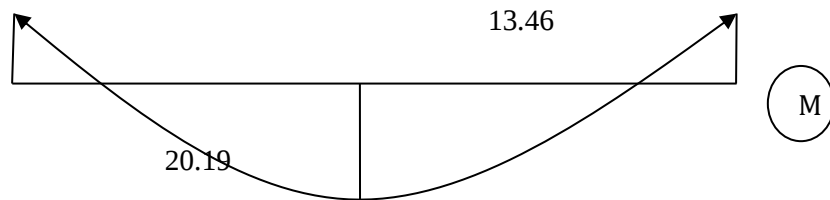
L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq} \cdot l}{2}$

Tableau III.4: Les différentes sollicitations du paille

Désignation	q_{eq} (KN/ml)	M_o (KN.m)	$M^a = 0.5 M_o$	$M^t = 0.75 M_o$	T_u (KN)
ELU	13.10	37.41	18.70	28.05	31.30
ELS	9.43	26.92	13.46	20.19	-

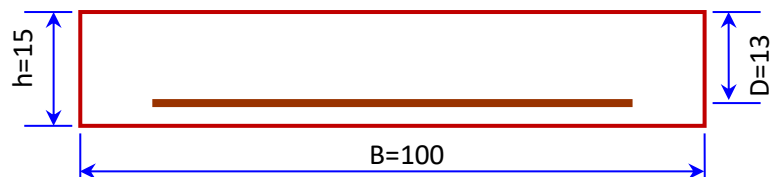
ELU :**ELS :**

13.46

**Figure III-6 :** Diagramme des moments et des efforts tranchants.**III.3.5 Calcul du Ferrailage :**

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple, Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur.

Pour simplifier les calculs on prend $e = 15 \text{ cm}$.

**a. Armatures longitudinales :****❖ Travée**

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{31.79}{14.2 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0.132 < 0.392$$

$$A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.178$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.92$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{31.79 \times 10^3}{348 \times 0.92 \times 13} = 7.63 \text{ cm}^2$$

❖ **Conditions non fragilité**

$$A_{\min} = \max \left\{ 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0.001 \times 100 \times 15 \right\} = \max \{ 1.57 ; 1.55 \}$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}$$

Donc : $A = \max (A_u, A_{\min}) = 7.63 \text{ cm}^2$

On prend **5HA14 ; 7.70m²**

❖ **Espacement :**

$$S_t \leq \min \{ 3e_p, 33 \text{ cm} \} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

❖ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{8.04}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On pond **4HA8 ; 2.01cm²**

❖ **Espacement entre les armatures**

$$S_t \leq \min \{ 4h, 45 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 33 \text{ cm}$$

❖ **Ferraillage aux appuis**

$$M_u = 18.70 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{18.70 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.078 < 0.392$$

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.1$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.96$$

$$A_u = \frac{18.70 \times 10^3}{0.96 \times 384 \times 13} = 3.90 \text{ cm}^2$$

Condition de fragilité

$$A_{\min} = \max \left\{ 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0.001 \times 100 \times 15 \right\} = \max \{ 1.57 ; 1.55 \}$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_u, A_{\min}) = 3.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend: } \mathbf{4HA12} \quad \mathbf{S=4.52 \text{ cm}^2}$$

Espacement

$$S_t \leq \min \{ 3e_p, 33\text{cm} \} = 33\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.90}{4} = 0.97\text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } \mathbf{4HA8} \quad \mathbf{S=2.01 \text{ cm}^2}$$

III.3.6 Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 1) [1]

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{31300}{1000 \times 130} = 0.240\text{MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peut nuisible (**BAEL A.5.1, 211**)[1], alors :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.240 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.3\text{MPa} \quad (\text{c.v})$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \quad \text{Avec} \quad \overline{\tau_u} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \overline{\tau_u} = 1.17\text{MPa} \quad (\text{pour les dalles})$$

$$\tau_u = 0.240\text{MPa} \leq \overline{\tau_u} = 1.17 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

Remarque :

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.3.7 Vérification à E.L.S

$$\text{On vérifie que : } \sigma_b = \frac{M_s \times y}{I} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28}$$

$$\text{La position de l'axe neutre : } \frac{1}{2} b y^2 + n(y - d') A'_s - n A_{st} (d - y) = 0$$

$$n(y - d') A'_s = 0$$

Travée :

$$\frac{100}{2} y^2 - 15 \times 8.04 (13 - y) = 0$$

$$50y^2 + 120.6y - 1567.8$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 328104.36$$

$$y = \frac{572.8 - 120.6}{100} = 4.52$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} by^3 + nA'_s(d - y)^2 + nA_{st}(d - y)^2$$

y : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie

n = 15

$$I_t = \frac{100 \times 4.52^3}{3} + 15 \times 8.04(13 - 4.52)^2 = 11750.57 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{20.19 \cdot 10^6 \times 45.2}{11750.57 \cdot 10^4} = 7.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 7.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \text{Vérifiée}$$

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

Tableau III.5: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _b ≤ σ _b
Travée	20.19	8.04	4.52	11750.57	7.76	CV
Appuis	13.46	4.52	3.46	7551.3	6.16	

III.3.8 Vérification de la flèche (BAEL B.6.5.1 1)[1]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées(B.A.E.L.91modifié99) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{478} = 0.031 \leq 0.0625 \rightarrow \text{CNV} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Rightarrow 0.044 \geq \frac{28.05}{10 \times 37.41} \Rightarrow 0.044 < 0.074 \rightarrow \text{CNV} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0061 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

Avec,

h_t : Hauteur totale d'escalier = 15cm ;

M_{t ser} : Moment maximale en travée à l'ELS M_{t ser} = 20.19 KN.m ;

A_{t travée} : Section d'armature en travée A_t = 8.04 cm² ;

L: longueur de la travée considérée : $L = 4.78\text{m}$;

$M_{0\text{ ser}}$: Moment isostatique à l'ELS $M_{0\text{ ser}} = 37.41\text{KN.m}$;

Remarque : Les conditions (1) et (2) ne sont pas vérifiées donc on est ramenée à effectuer un calcul de flèche.

• **Calcul de la flèche par la méthode d'inertie fissurée**

$$y_g = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} \rightarrow \text{avec} \begin{cases} s_1 = b \times h \\ s_2 = 15 \times A_t \end{cases}$$

$$\text{et} \begin{cases} y_1 = \frac{h}{2} \\ y_2 = d \end{cases}$$

$$y_g = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15A_t d}{b_0 \times h + 15A_t} = 7.90\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times y_g^3}{3} + \frac{b(h - y_g)^3}{3} + 15A_t(d - y_g)^2 + 15A_s(y_g - d)^2$$

$$I_0 = 31501.79 \text{ cm}^4$$

Il faut que :

$$f = \frac{M_t \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \text{ (BAEL B.6.5.2, B.6.5.3) [1]}$$

Avec

I_{fi} : L'inertie fissurée

E_i : Module instantané de béton ($E_i = 32164.2\text{MPa}$)

Calcul des moments d'inertie fissurés I_f : (BAEL B.6.5.2) [1]

$$I_f = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

Calcul des coefficients λ :

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL (article B.6.5.2) pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} \rightarrow \text{instantanée} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \rightarrow \text{différée} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} : \text{Le pourcentage d'armature tendue} \Rightarrow \rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{8.04}{100 \times 13} = 0.0061$$

$$\Rightarrow \lambda = \begin{cases} \lambda_i = 3.44 \\ \lambda_v = 1.37 \end{cases}$$

$$\mu = \max \begin{cases} 0 \\ 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right] \end{cases}$$

σ_s : La contrainte de traction effective de l'armature :

$$\sigma_{sp} = \frac{15 M_{st} (d - y)}{I_0} = \frac{15 \times 20.19 \times 10^6 (130 - 79.00)}{31501.79 \times 10^4} = 49.03 \text{ MPA}$$

$$\mu = 0$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 1.1 \times 31501.79 \Rightarrow I_{fi} = 34651.96 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{20.19 \times 10^6 \times (4780)^2}{10 \times 32164.2 \times 34651.96 \times 10^4} = 0.413 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{478}{500} = 0.956 \text{ cm}$$

$f = 0.413 \text{ cm} < \bar{f} = 0.956 \text{ cm}$. Donc la flèche est Vérifiée.

III.3.9 Etude de la poutre palière

La poutre palière est un élément en béton armé, prévue pour reprendre la réaction du palier de repos. Elle est supposée comme étant simplement appuyée sur les poteaux de ses extrémités en prenant en compte les rotations aux angles dues à l'encastrement partiel. Cette poutre est soumise à son poids propre et de mur qui repose sur lui-même, aux charges transmises de l'escalier et aux moments de torsion.

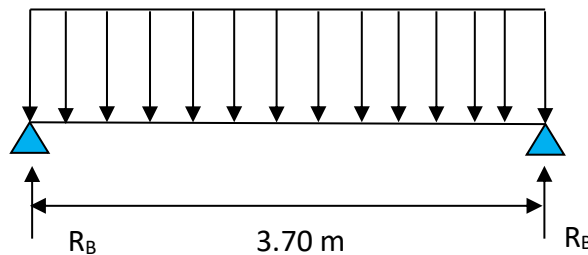


Figure III-7 : Schéma statique du la poutre

III.3.6.1 Dimensionnement

D'après la condition de flèche définit par le **BAEL91 [1]**:

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \text{avec } L = 370 \text{ cm} \\ 24.66 \leq h \leq 37.0 \end{cases}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Exigences du **RPA99/2003 (Art7. 5. 1)[3]**:

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots\dots CV \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \dots\dots CV \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1.16 \dots CV \end{cases}$$

Donc on adopte $b \times h = (30 \text{ cm} \times 35 \text{ cm})$

III.3.6.2 Calcul de la poutre palière

L'étude de la poutre palière se fera en flexion simple et à la torsion.

a. Calcul à la flexion simple

- Calcul des charges

La poutre palière est soumise à :

- Son poids propre de la poutre palière : $g_0 = (b \times h) \times \rho = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.62 \text{ KN/m}$
- Poids du mur : $P_m = G_m \times H_m = 2.8 \times \left(\frac{3.74}{2} - 0.35\right) = 4.25 \text{ KN/m}$
- La charge transmise de la paillasse : $\begin{cases} \text{ELU : } R_B^u = 29.17 \text{ KN} \\ \text{ELS : } R_B^s = 20.95 \text{ KN} \end{cases}$
- Moment de torsion : $M_{tor} = M_B \times \frac{L}{2}$ provoqué par la flexion de la paillasse

- Calcul des sollicitations :

$$q = \begin{cases} \text{ELU } 1.35 \times (g_0 + P_m) + R_B^u = 38.44 \text{ KN/m} \\ \text{ELS } (g_0 + P_m) + R_B^s = 27.82 \text{ KN/m} \end{cases}$$

✓ Les moments :

$$\text{Moments isostatiques: } \begin{cases} \text{ELU: } M_0^u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{38.44 \times 3.70^2}{8} = 65.78 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_0^s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{27.82 \times 3.70^2}{8} = 47.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments En travée: } \begin{cases} \text{ELU: } M_t^u = 0.85 M_0^u = 55.91 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_t^s = 0.85 M_0^s = 40.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments En appuis: } \begin{cases} \text{ELU: } M_a^u = 0.5 M_0^u = 32.89 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_a^s = 0.5 M_0^s = 23.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Efforts tranchants :

$$V_u = q_u \times \frac{L}{2} = 71.11 \text{ KN}$$

- Ferrailage longitudinal à l'ELU :

On a : $b=30\text{cm}$, $h=35\text{cm}$, $d=32\text{ cm}$

On résume les calculs de ferrailage dans le tableau ci-après :

Tableau III-6 : Ferrailage longitudinal de la poutre palière							
	M (KN.m)	μ	α	z (cm)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$
Travée	55.91	0.128	0.171	29.81	5.38	0.98	5.38
Appui	32.89	0.075	0.097	30.75	3.07	0.98	3.07

- Contrainte de cisaillement en flexion simple

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{71110}{300 \times 320} = 0.74 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}^*$$

$$\tau_u = 0.74 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \quad (\text{pour les dalles})$$

$$\tau_u = 0.74 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

Commentaire : Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• Armatures transversales :

On fixe $S_t = 15\text{ cm}$ en travée et $S_t = 10\text{ cm}$ en appuis, et on calcul A_{trans} :

$$\begin{cases} A_{tran} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.45 \text{ cm}^2 \\ A_{tran} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \rightarrow A_{tran} \geq 0.137 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_t = \max(0.45 \text{ cm}^2; 0.137 \text{ cm}^2), \text{ don on prend } A_{tran} = 0.45 \text{ cm}^2$$

b. Calcul à la torsion

- Moment de torsion

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

$$M_{tor} = M_a \times \frac{L}{2} = 11.22 \times \frac{3.70}{2} = 20.75 \text{ KN.m}$$

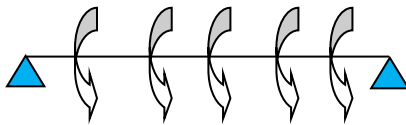
$$M_a = 0.3 M_0$$

M_a : Moment d'appui de la paillasse et du palier sur la poutre palière

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \frac{\phi}{6}$), car des expériences ont montré que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\phi = \text{Min}(b; h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$)

- **Contrainte de cisaillement en torsion (BAEL A.5.4.22)**



$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \\ \Omega : \text{air du contour tracé à mi-hauteur} \\ \Omega = [(b - e) \times (h - e)] = 750 \text{ cm}^2 \\ U = 2[(b - e) + (h - e)] = 110 \text{ cm} \\ U : \text{périmètre de la section} \end{array} \right.$$

$$\tau^{tor} = \frac{20.75}{2 \times 750 \times 5} = 2.76 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) \quad (\text{FNP}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{C. V})$$

- Pour une section pleine en béton armé les contraintes dues à l'effort tranchant et à la torsion doivent être combinées et comparées aux contraintes limite données précédemment **(BAEL A.5.4.3)[1]**.

$$\begin{aligned} & - (\tau_{tranchant})^2 + (\tau_{torsion})^2 \leq (\bar{\tau}_u)^2 \\ & - \tau_{tranchant} = 0.77 \text{ MPa} \\ & - (0.74)^2 + (2.76)^2 \leq 3.33^2 \dots\dots\dots \text{CV} \end{aligned}$$

- **Ferraillage a la torsion : (BAEL A.5.4.4)**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \Omega \times f_e} = \frac{20.75 \times 110 \times 1.15}{2 \times 750 \times 400} = 4.37 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferraillages transversaux**

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée et $S_t = 10 \text{ cm}$ en appui

$$\begin{cases} \text{En travée: } A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times S_t \times \gamma_s}{2 \Omega \times f_e} = \frac{20.75 \times 150 \times 1.15}{2 \times 750 \times 400} = 0.59 \text{ cm}^2 \\ \text{En appui: } A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times S_t \times \gamma_s}{2 \Omega \times f_e} = \frac{20.75 \times 100 \times 1.15}{2 \times 750 \times 400} = 0.39 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

c. Ferrailage global :**❖ Ferrailage longitudinal****- En travée :**

$$A_{\text{tra}}^{\text{tot}} = A_{\text{tra}}^{\text{Fs}} + \frac{A_l^{\text{tor}}}{2} = 5.38 + \frac{4.37}{2} = 7.56 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2$$

- En appui :

$$A_a^{\text{tot}} = A_a^{\text{Fs}} + \frac{A_l^{\text{tor}}}{2} = 3.07 + \frac{4.37}{2} = 5.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

❖ Ferrailage transversal

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{Fs}} + A_t^{\text{tor}} = 0.53 + 0.59 = 1.12 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\phi 8 = 1 \text{ cadre } \phi 8 + 1 \text{ étrier } \phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

a. Les vérifications nécessaires

Vérification des conditions du RPA des armatures longitudinales (art 7.5.2.1) :

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.5\% \times B = 5.25 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 4\% \times B = 42 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_{\min} \leq A_l^{\text{tot}} = 7.70 + 5.65 = 13.35 \text{ cm}^2$$

$$A_l^{\text{tot}} \leq A_{\max} \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

a. Vérification à l'ELS

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

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III-7 : Vérification à l'ELS						
	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	40.46	7.51	83391.11	3.64	15	CV
Appui	23.80	6.2	64357.25	2.29	15	CV

b. Vérification de la flèche (BAEL B.6.5, 1)[1]

$$\begin{cases} 1: \frac{h}{L} = \frac{35}{370} = 0.094 > \max \left[\frac{M_t}{10M_o}, \frac{1}{16} \right] = 0.085 \dots \dots \dots (\text{C...V}) \\ 2: \rho = \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.70}{30 \times 32} = 0.0080 \leq 0.0083 (\text{C.V}) \\ 3: L = 3.70 < 8\text{m} \quad (\text{C.V}) \end{cases}$$

h_t : Hauteur totale de la poutre palière = 35cm ;

$M_{t\text{ ser}}$: Moment maximale en travée à l'ELS $M_{t\text{ ser}} = 40.46 \text{ KN.m}$;

$A_{t\text{ travée}}$: Section d'armature en travée $A_t = 7.70 \text{ cm}^2$;

L: longueur de la travée considérée : $L = 3.70\text{m}$;

$M_{0\text{ ser}}$: Moment isostatique à l'ELS $M_{0\text{ ser}} = 47.60 \text{ KN.m}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.10 schémas de ferrailage :

FERRAILLAGE VOLEE

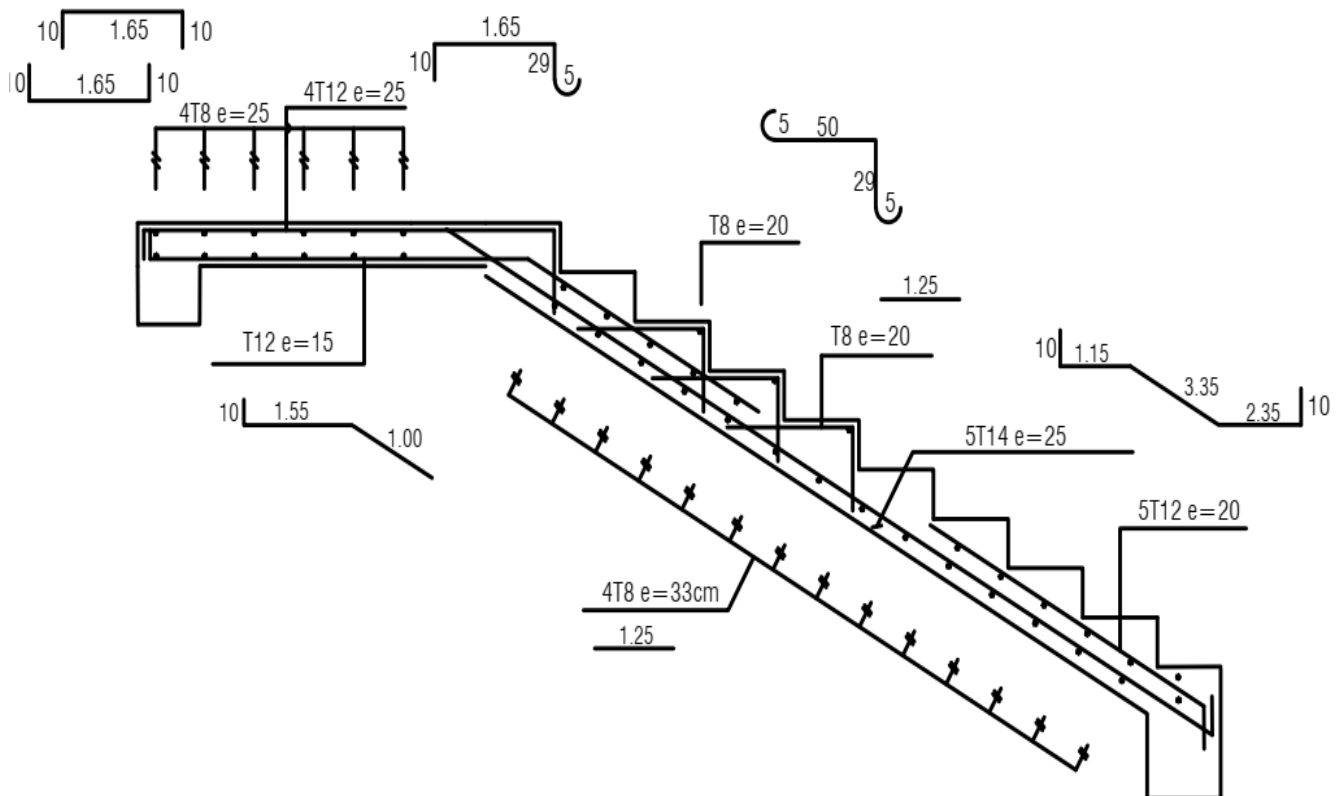


Figure III-8 : Schéma de ferrailage de l'escalier

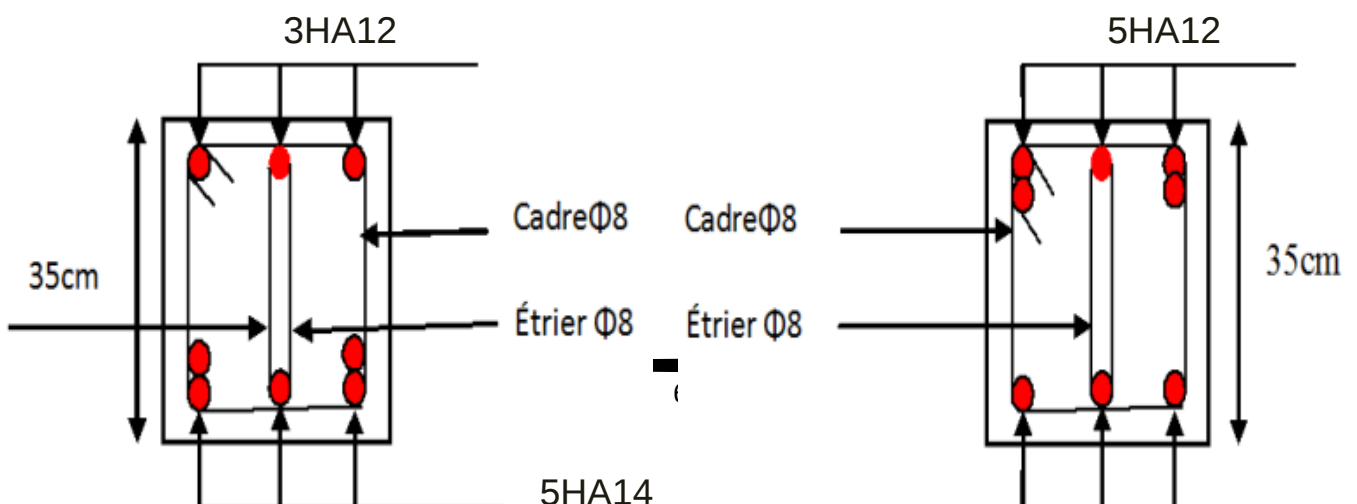


Figure III-9 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.4 Calcul des planchers

III.4.1 Définition :

Les planchers sont les aires ou les surface planes séparant les étages d'une structure et supportant les charges d'exploitation, les charges de revêtement ainsi que leur poids propre.

Pour notre cas d'étude, on a opté pour des planchers à corps creux du fait de leurs performances en matière d'isolation thermique et phonique.

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments à surcharge modérée $Q \leq \min (2G, 5\text{KN/m}^2)$, consiste à utiliser des corps creux, ces dernières sont liées et supportées par des nervures coulées sur place ou bien préfabriquées. La nervure est calculée comme une section en T soumise à la flexion simple.

III.4.2 Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de corps creux qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression. Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelles ;
- Dalle de compression.

III.4. 3 Choix de la méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.

III.4. 3 .1 Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91/99)**♣ Conditions d'application (Article .B6.2.210) [1]**

Cette méthode s'applique si les conditions suivantes sont satisfaites :

1. Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G) ;$
2. le rapport entre deux portées successives doivent satisfaire la condition ;

$$0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1.25 ;$$

3. la fissuration doit être est peu nuisible (F.P.N) (élément qui n'est pas en contact avec les intempéries);

4. les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{Constant}$). On note :

- Si la première condition n'est pas vérifiée cela signifie que c'est un plancher a surcharge élevée, donc nous appliquons « la méthode de Caquot » ;
- Si la première condition est vérifiée mais la seconde, la troisième ou la quatrième condition ne sont pas vérifiées, nous appliquons « la méthode de Caquot minorée ».

♣ Application de la méthode (Article E.1.2 P128) [1]**• Moments aux appuis ($M_a < 0$)**

$$M_a \begin{cases} -0.6M_0 : \text{sur un appui central d'une poutrelle à 2 travées.} \\ -0.5M_0 : \text{sur les appuis voisins de rive d'une poutrelle à plus de 2 travées .} \\ -0.4M_0 : \text{sur tous les autres appuis intermédiaire pour les poutrelles à plus de 3 travées.} \end{cases}$$

Avec, M_0 : moment isostatique maximal dans la travée.

♣ Remarque :

Les moments au niveau des appuis de rive sont nuls, cependant d'après (Art 7.10/a P77) [3], le règlement exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis pour équilibrer un moment fictif égal :

$$M_a = -0,15 M_0$$

Tel que $M_0 = \max (M_0^1, M_0^n)$.

• Moments en travées

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes.

Tableau III-8 : les moments en travée par la méthode forfaitaire		
Moment	Conditions	Formules
Moments en travées	01	$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[1.05; 1 + 0.3 \alpha] M_0$
	02	$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive.}$

		$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.}$
--	--	--

Avec,

M_t : le moment maximal en travée qui est pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

M_g et M_d : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite ;

$\alpha = Q / (G+Q)$: degré de surcharge du plancher « le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation » ;

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

• Evaluation des efforts tranchants

Pour calculer l'effort tranchant par la méthode forfaitaire, nous supposons que sur tous les appuis, l'effort tranchant hyperstatique ' V ' est égale à l'effort tranchant isostatique ' V_0 ' sauf sur les appuis voisins de rive où l'effort tranchant isostatique doit être majoré comme suit :

$$\begin{cases} 15\% \rightarrow \text{s'il s'agit d'une poutre à deux travées.} \\ 10\% \rightarrow \text{s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.} \end{cases}$$

On note que :

$$V_0 = \frac{qu \times l_i}{2}$$

Avec,

V_0 : effort tranchant isostatique ;

qu : la charge sur les poutrelles ;

l_i : la longueur de la travée considérée.

Les diagrammes des efforts tranchants sont représentés dans les figures suivantes :

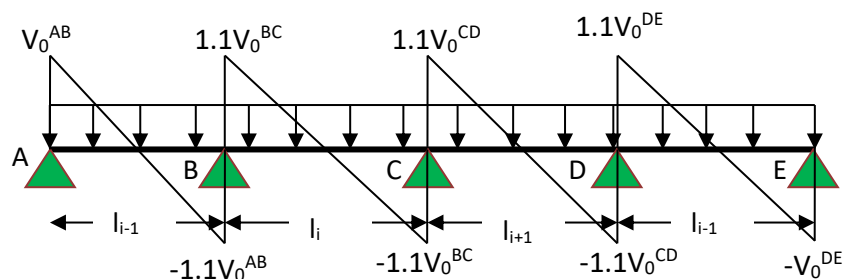


Figure III-10 : Diagramme des efforts tranchants une poutre à plusieurs travées.

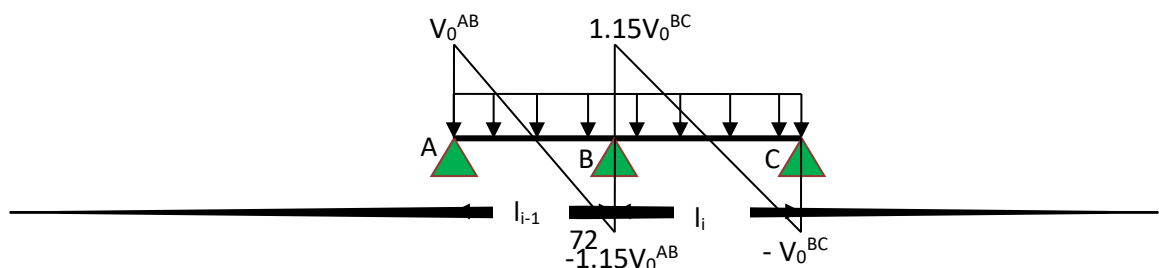


Figure III-11 : Diagramme des efforts tranchants une poutre à deux travées.

III.4. 3 .2 Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91/99)

♣ Condition d'application Article B.6.2, 220 [1]

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé :

$$(Q > \min (5\text{KN/m}^2; 2G)).$$

♣ Principe de la méthode Article B.6.2, 221 [1]

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

♣ Application de la méthode

• Moments aux appuis article E.2.2, 1 [1]

Le moment aux appuis est donné par l'expression suivante (sous charge répartie):

$$M_i = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

$l'_g ; l'_d$: Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré ;

$q_g ; q_d$: Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

$$l' = \begin{cases} 0.8 l & \text{travée intermédiaire.} \\ l & \text{travée de rive} \end{cases}$$

• Moment en travée article E.2.2, 2 [1]

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right)$$

Avec :

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} \times (l - x) ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

• Efforts tranchants (Article E.2.2, 3) [1]

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Avec,

M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée ;

M_{i+1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée ;

l_i : Portée de la travée

III.4. 3 .3 Méthode de Caquot minoré

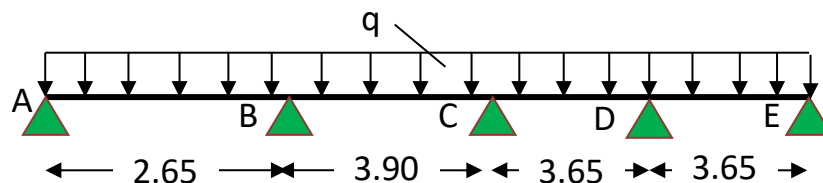
Cette méthode consiste à calculer les moments au niveau des appuis avec la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G par une charge permanente minorée $G' = 2/3 G$.

Remarque :

Pour le calcul des moments max en travée, nous utilisons la charge permanente réelle G .

III.4.4 Exemple d'application 1 : Bloc1

On dispose un seul type de poutrelles représentées ci-dessous :



III.4. 4.1. Calcul des charges revenant aux poutrelles

Les charges reprises par les poutrelles sont résumées comme suit :

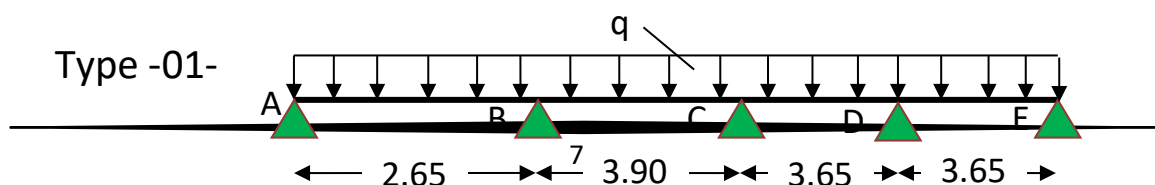
Tableau III-9. les chargements sur les poutrelles.						
DESIGNATION	G	Q	ELU $1.35G + 1.5 Q$		ELS $G + Q$	
	(KN/m ²)	(KN/m ²)	P_u	q_u $0.65 \times P_u$	P_s	q_s $0.65 \times P_u$
			(KN/m ²)	(KN/m)	(KN/m ²)	(KN/m)
Terrasse inaccessible (16+4)	6,13	1	9.77	6.35	7.13	4.63

III.4. 4.2. Choix de la méthode de calcul des sollicitations :

Dans notre projet, nous disposons de deux natures de poutrelles :

– Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

♣ Vérifications des conditions d'applications de la méthode forfaitaire



- Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$) ;

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (12.26 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Le rapport entre deux (02) travées successives ;

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 ;$$

$$\frac{2.65}{3.90} = 0.68 < [0.8 ; 1.25] \dots\dots\dots \text{Condition Non vérifiée.}$$

- Le moment d'inertie est constant ($I=\text{cst}$) Condition vérifiée.

- Fissuration peu nuisible (FPN)..... Condition vérifiée.

$\Rightarrow$ la 2^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'étant pas vérifiée ; la méthode appliquée sera ainsi celle de Caquot minorée.

III.4. 4.3. Application de la méthode de Caquot minorée :

La charge permanente $G = 6.13 \text{ KN/ m}^2$

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

$$G' = 2/3 \times (G) = 2/3 \times (6.13)$$

$$G' = 4.08 \text{ KN/m}^2$$

à L'ELU

$$P_u' = 1.35 G' + 1.5 Q$$

$$= 1.35 \times (4.08) + 1.5 \times (1)$$

$$P_u' = 7.00 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u' = P_u' \times 0.65$$

$$= 7.00 \times 0.65$$

$$\Rightarrow q_u' = 4.55 \text{ KN/m}$$

à L'ELS

$$P_s' = G' + Q ; P_s' = (4.08) + (1)$$

$$P_s' = 5.08 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s' = P_u' \times 0.65 = 5.08 \times 0.65 \Rightarrow q_s' = 3.46 \text{ KN/m}$$

♣ Calcul des charges revenant aux poutrelles

Les charges reprises par la poutrelle (type 1) sont résumées comme suit :

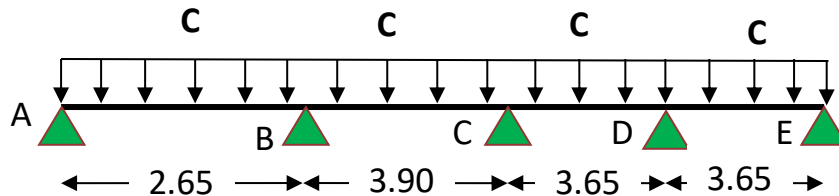
Tableau III-10 : les chargements sur les poutrelles.						
DESIGNATION	G'	Q	ELU $1.35G' + 1.5 Q$		ELS $G' + Q$	
	(KN/m^2)	(KN/m^2)	P'_u	q'_u $0.65 \times P_u$	P'_s	q'_s $0.65 \times P'_u$
			(KN/m^2)	(KN/m)	(KN/m^2)	(KN/m)

Terrasse inaccessible (16+4)	4.08	1	7.00	4.55	5.08	3.30
-------------------------------------	------	---	------	------	------	------

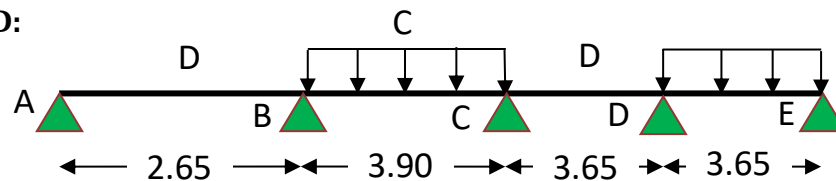
♣ **Calcul les moments et les efforts tranchants pour la poutre Type 01 :**

Pour calculer les moments max sur appuis et sur travée on trois type de combinaison de charge :

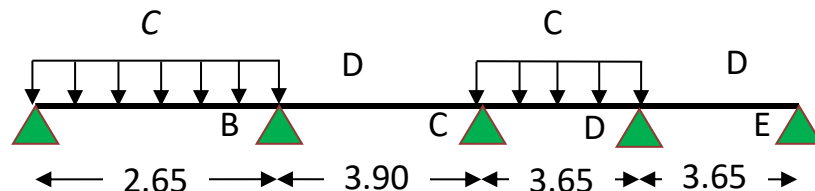
Cas 01 : CCCCC :



Cas 02 : DCD CD :



Cas 03 : CDC DC :



Avec :

En ELU : $C = 1,35G + 1,5Q$; $D = 1,35G$

En ELS : $C = G + 1,5Q$; $D = G$

Pour chaque cas on fait le calcul en ELU et en ELS des moments sur appuis et sur travée enfin on prend le maximum des moments (courbes enveloppe).

A titre d'exemple on prend le cas 1 pour expliquer la méthode de calcul des moments sur appuis par la méthode de Caquot minoré et les moments en travée par la méthode de Caquot

a. Calcul des moments aux appuis

- Appuis intermédiaires

Appui -B-

$$M_B = - \frac{q'_g \times l_g'^3 + q'_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

à ELU : Avec,

$$q'_g = q'_d = 4.55 \text{ KN/m}$$

$$l_g' = l_g = 2.65 \text{ m}$$

$$l_d' = 0.8 l_d = 3.12 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{4.55 \times 2.65^3 + 4.55 \times 3.12^3}{8.5 \times (2.65 + 3.12)} \rightarrow M_B = -4.55 \text{ KN.m}$$

à **ELS** : Avec,

$$q'_g = q'_d = 3.30 \text{ KN/m}$$

$$l'_g = l_g = 2.65 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 3.12 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{3.30 \times 2.65^3 + 3.30 \times 3.12^3}{8.5 \times (2.65 + 3.12)} \rightarrow M_B = -3.29 \text{ KN.m}$$

Tableau III-11 : moments aux appuis intermédiaires.

Appuis intermédiaire	ELU	ELS	Longueurs fictives		Moments (KN.m)	
	$q'_g=q'_d$	$q'_g=q'_d$	l'_g	l'_d	ELU	ELS
B	4.55	3.30	2.65	3.12	-4.55	-3.29
C	4.55	3.30	3.12	2.92	-4.89	-3.55
D	4.55	3.30	2.92	3.65	-5.99	-4.34

- **Appuis des rives :**

Pour les appuis de rive solidaires à un poteau ou à une poutre, il est recommandé d'employer des aciers longitudinaux supérieurs, afin d'équilibrer un moment négatif au moins égal à :

$$M_A = 0.15M_0^{AB} ; M_E = 0.15M_0^{DE}$$

$$M_0^{AB} = -\frac{q' \times l_{AB}^2}{8}$$

$$M_0^{DE} = -\frac{q' \times l_{DE}^2}{8}$$

Tableau III-12 : moments aux appuis de rive.

Appuis	longueur de la travée "l"	la charge transmise "q"		Moments M0 (KN.m)		Moments aux Appuis (KN.m)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
A	2.65	4.55	3.30	4.00	-2.89	-0.6	-0.43
E	3.65	4.55	3.30	7.57	-5.49	-1.13	-0.82

b. Calcul des moments en travées :

Travée AB : Les moments en travées sont calculés à partir des équations suivantes :

$$\begin{cases} X_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} \\ M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} \times (l - x_0) \\ M_t = M_0(x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right) \end{cases}$$

Remarque : pour le calcul des moments en travées on aura à considérer la charge permanente G

À ELU : Soit $q_u = 6.35$ KN/m.

$$\begin{cases} X_0^{AB} = \frac{2.65}{2} - \frac{-0.6 - (-4.55)}{6.35 \times 2.65} = 1.09 \text{ m} \\ M_0^{AB}(x_0) = \frac{6.35 \times 1.09}{2} \times (2.65 - 1.09) = 5.39 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} = 5.39 + -0.6 \left(1 - \frac{1.09}{2.65}\right) + \left(-4.55 \times \frac{1.09}{2.65}\right) = 3.17 \text{ KN.} \end{cases}$$

à ELS : Soit $q_s = 4.63$ KN/m.

$$\begin{cases} X_0^{AB} = \frac{2.65}{2} - \frac{(-0.43) - (-3.29)}{4.63 \times 2.65} = 1.09 \text{ m} \\ M_0^{AB}(x_0) = \frac{4.63 \times 1.09}{2} \times (2.65 - 1.09) = 3.93 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} = 3.93 + -0.43 \left(1 - \frac{1.09}{2.65}\right) + \left(-3.29 \times \frac{1.09}{2.65}\right) = 2.33 \text{ N.m} \end{cases}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau qui suit:

Tableau III-13 : Moments en travées (poutrelle type1 terrasse).				
Travées	x₀ (m)		Moments en travée M_t (KN.m)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
AB	1.09	1.09	3.17	2.33
BC	1.93	1.93	8.70	6.35
CD	1.76	1.76	4.74	3.46
DE	2.12	2.12	9.32	6.80

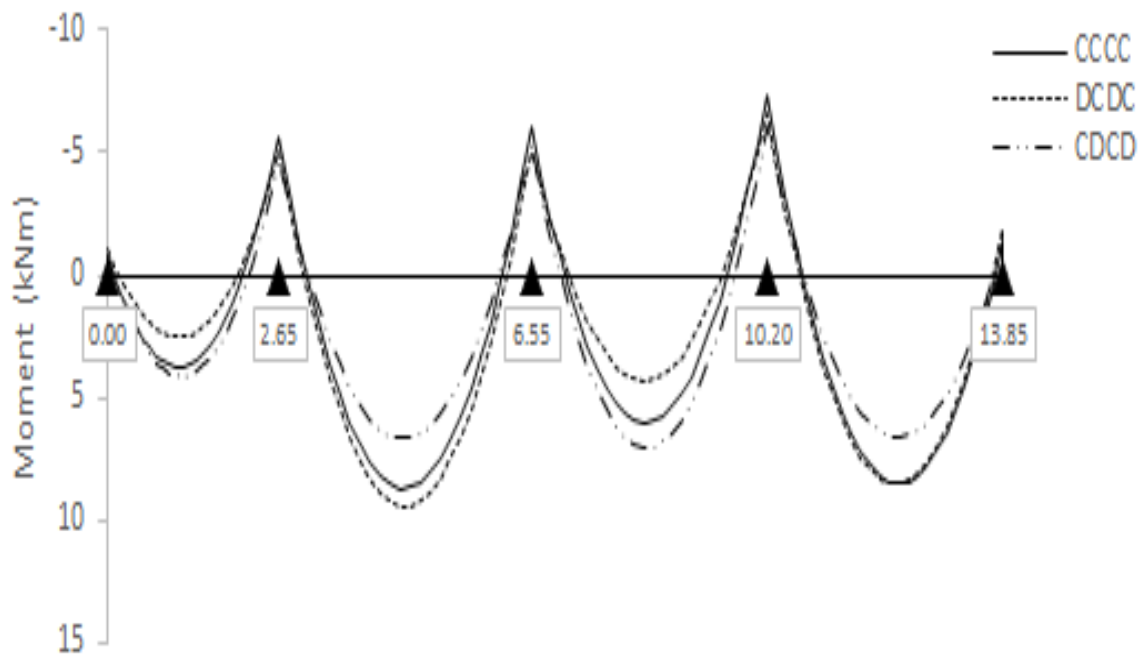
Tableau III-14 : Moments sur appuis (poutrelle type1 terrasse).										
CAS	ELU (KN.m)					ELS (KN.m)				
	A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
Cas1	-0.6	-4.55	-4.89	-5.99	-1.13	-0.43	-3.29	-3.55	-4.34	-0.82
Cas2	-1.01	-5.59	-6.02	-7.37	-1.91	-0.73	-4.03	-4.34	-5.31	-1.39
Cas3	-0.74	-4.66	-5.30	-6.06	-1.40	-0.53	-3.41	-3.86	-4.44	-1.01

Ma_{max}	-1.01	-5.59	-6.02	-7.37	-1.91	-0.73	-4.03	-4.34	-5.31	-1.39
-------------------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------

Tableau III-15 : Moments sur travées (poutrelle type1 terrasse).

CAS	ELU (KN.m)				ELS (KN.m)			
	AB	BC	CD	DE	AB	BC	CD	DE
Cas1	3.17	8.70	4.74	9.32	2.33	6.35	3.46	6.80
Cas2	2.91	9.43	3.03	10.01	2.19	6.83	2.32	7.29
Cas3	4.04	6.68	5.75	7.43	2.93	5.00	4.13	5.54
Mt_{max}	4.04	9.43	5.75	10.01	2.93	6.83	4.13	7.29

Le tracé des trois courbes de moment fléchissant correspondant aux trois cas de charge est fait à partir des moments calculés et des abscisses des moments max. La courbe enveloppe reproduit le contour des moments maximums (en Travée) et minimums (sur appui).

**Figure III-12 : Courbe des moments poutrelle type1 (terrasse) en ELU**

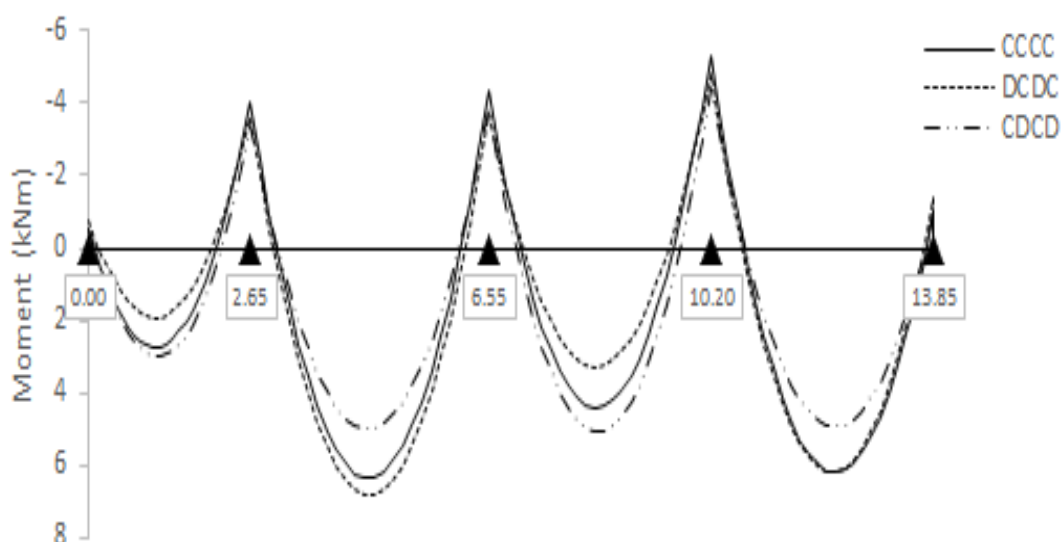


Figure III-13 : Courbe des moments poutrelle type1 (terrasse) en ELS

A partir de ces courbes, il est possible de calculer les sections d'acier et de tracer l'épure d'arrêt de barres.

♣ **Calcul des efforts tranchants :**

L'évaluation des efforts tranchant est donnée par l'expression suivante :

$$V_i = \pm q_u \times \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Tableau III-16 : Efforts tranchants (poutrelles type 1 Terrasse).	
Travées	Efforts tranchants (KN)
AB	$V_A = 8.65 \text{ KN.m}$; $V_B = -11.96 \text{ KN.m}$
BC	$V_B = 14.87 \text{ KN.m}$; $V_C = -15.01 \text{ KN.m}$
CD	$V_C = 13.74 \text{ KN.m}$; $V_D = -14.32 \text{ KN.m}$
DE	$V_D = 15.58 \text{ KN.m}$; $V_E = -12.64 \text{ KN.m}$

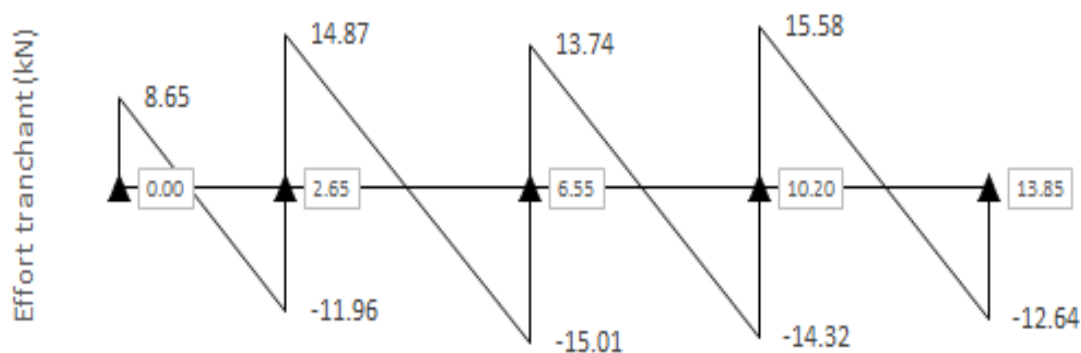


Figure III-14: Courbe des efforts tranchants poutrelle type1 (terrasse) en ELU

♣ Ferrailage des poutrelles

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple. (Poutrelle type 1 du plancher terrasse).

a. Sollicitations maximales

Tableau III-17 : Sollicitations maximales dans la poutrelle type 1 (Terrasse).		
	ELU	ELS
Moment en travée (KN.m)	10.01	7.29
Moment en appui intermédiaire (KN.m)	-7.37	-5.31
Moment en appui de rive (KN.m)	-1.01	-0.73
Effort tranchant (KN)	15.58	/

b. Ferrailage en travée

Données : $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$;

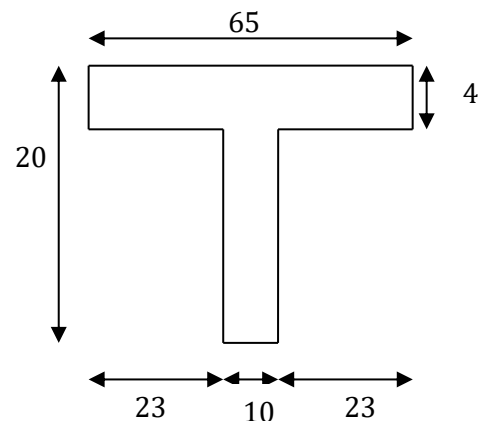
$h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad \text{Avec :}$$

f_{bu} : Résistance du béton à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}.$$



♣ Si ; $\xi \leq \xi_{lim}$ → la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression, de ce fait nous calculons une section rectangulaire ($b \times h$).

♣ Si ; $\xi > \xi_{lim}$ → l'axe neutre passe par la nervure, dans ce cas nous calculons une section en T

$$M_{Tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{Tu} = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 10.01 \text{ KN.m} \Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$).

Calcul du moment réduit ultime ξ_{lim}

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{10.01 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.033 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc } A's = 0 \Rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Ce qui donne :

Calcul de la section d'acier tendue A_{st} :

$$A_{st} = \frac{M_u}{f_{su} \times Z}$$

Avec,

Z : bras de levier = distance entre la résultante des efforts de compression et celle des efforts de traction.

$$\alpha = 1.25 \times \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} = 1.25 \times [(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.033})] = 0.05$$

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.05) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{10.01 \times 10^{-3}}{348 \times 0.176} = 1.61 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité : BAEL (Art A.4.2,1) [1]

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} \geq 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1.84 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Choix des barres :

$$A_{st} = 1.84 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

c. Ferrailage aux appuis

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 \times h$).

• Appui intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{interm}}{f_{bu} \times b_0 \times d} = \frac{7.37 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.160 > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$A_{au}^{interm} = \frac{M_{au}^{interm}}{f_{su} \times Z} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}] = 0.225 \\ Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.163 \end{cases}$$

$$A_{au}^{interm} = \frac{7.37 \times 10^{-3}}{348 \times 0.163} = 1.29 \text{ cm}^2$$

• Appui de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d} = \frac{1.01 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.021 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{donc } A' = 0 \Rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_{au}^{interm} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{st} \times Z} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}] = 0.037 \\ Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.177 \end{cases}$$

$$A_{au}^{rive} = \frac{1.01 \times 10^{-3}}{348 \times 0.177} = 0.16 \text{ cm}^2$$

d. Vérification de la condition de non fragilité : (CBA93 Art A.4.2.1)[2]

$$A_a^{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.10}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{min} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_{au}^{interm} = 1.29 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_a^{min} = 0.14 \text{ cm}^2 < A_{au}^{rive} = 0.16 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

e. Choix des barres

En appui intermédiaire :..... $A_{au}^{interm} = 1.29 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit **2 HA10** = 1.57 cm²

En appui de rive :..... $A_{au}^{rive} = 0.16 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit **1HA10** = 0.79 cm²

Ferraillage transversal

Diamètre des armatures transversales : (BAEL A.7.2, 2) [1]

$$\phi_t \geq \min \left(\phi_l^{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \geq \min (10 \text{ mm} ; 5.71 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

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

D'où, $\phi_t = 2 \phi_8 = 1 \text{ mm}^2$

♣ **Vérifications nécessaires**

- Vérifications à l'ELU

a) Vérification de rupture par cisaillement : BAEL A.5.1,211[1]

On calcul tous les types de poutrelles avec l'effort tranchant maximal $V_{max} = 13.78 \text{ KN}$;

On vérifie la condition de rupture par cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$;

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{15.58 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.86 \text{ MPA}$$

$$FPN \Rightarrow \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) = \min \left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPA} \right) = 3.33 \text{ MPA}$$

Donc, $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

b) Espacement (St) : BAEL A.5.1, 22[1]

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_{tmax} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ S_{tmin} \geq 7 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{on pose } St = 15 \text{ cm}$$

Pour assurer que notre choix d'armature transversale et espacement on doit vérifier la condition ci-dessous :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq 0.40 \text{MPa} \rightarrow \frac{100 \times 400}{150 \times 100} = 2.66 > 0.4 \text{ MPA} \dots \text{CV}$$

Donc la section choisie est largement vérifiée

Vérification des armatures longitudinales inférieures vis-à-vis de l'effort tranchant

• Appui de rive (BAEL A.5.1,312) [1] :

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u \rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1.15}{400} \times 15.58 \times 10^{-3} = 0.44 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 3 \text{ HA}10 + 1 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2 > 0.44 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

• Appui intermédiaire : (BAEL A.5.1,321) [1]

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{0.9d} \text{ donc : } \begin{cases} \text{si } |M_u| \geq 0.9d \times T_u \text{ les efforts } T_u \text{ sont négligeables} \\ \text{si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s \left((|T_u|) - \frac{|M_u|}{0.9d} \right)}{f_e} \end{cases}$$

$|M_u| = 7.37 \text{ KN.m} > 0.9 \times 0.18 \times 15.58 = 2.52 \text{ KN.m}$ donc les efforts T_u sont négligeables

Commentaire :

Il n'y a pas de risque de cisaillement des armatures longitudinales par l'effort tranchant.

c) Vérification de la bielle : (BAEL A.5.1, 313) [1]

$$\frac{2 \times V_u}{a \times b_0} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \text{ avec } a = \min(0.9d ; (40 - 2 - c) \text{ cm}) = \min(0.9d ; (40 - 4) \text{ cm})$$

$$= 16.2 \text{ cm}$$

Ce qui donne :

$$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 = 0.4 \frac{25}{1.5} \times 0.162 \times 0.10 = 108 \text{ KN}$$

$V_u = 12.64 \text{ KN} \leq 108 \text{ KN} \dots \dots \dots$ Condition Vérifiée.

Commentaire :

Il n'y a pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

d) Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)

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

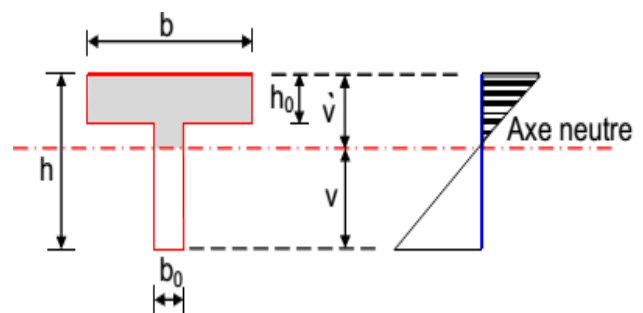
$$v' = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2[10 \times 20 + (65 - 10) 4]} = 5.80 \text{ cm}$$

$$V = h - v'$$

$$V = 20 - 5.80 = 14.20 \text{ cm}$$

$$I_{Gz} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 h + (b - b_0) h_0] v'^2$$

$$I_{Gz} = 10 \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{3} - [10 \times 20 + (65 - 10) 4] (5.80)^2$$



$$I_{GZ} = 13711.19 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{I_{GZ}}{(d - \frac{h_0}{3})v} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{13711.19 \times 10^4}{(216 - \frac{40}{3})163.4} \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \dots \dots \text{CV}$$

e) Vérification de la jonction table nervure : (BAEL 91 A.5.3.2):

Il existe des contraintes tangentes dans le plan de jonction verticale du débord de la table et de l'âme de la poutre. Ces contraintes ont pour valeur :

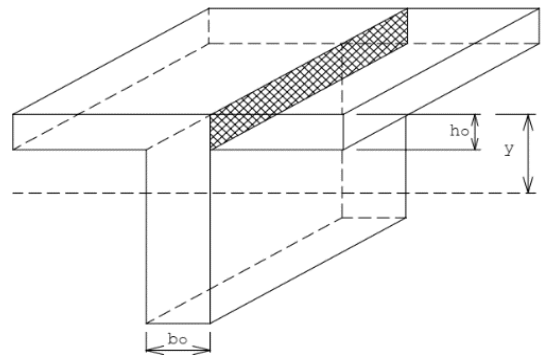
$$\tau_1^u \leq \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$$

Avec :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = \frac{0.275 \times 15.58 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.65 \times 0.04 \times 0.18} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_1^u = 1.01 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$



Commentaire :

Il n'y a pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

- Vérifications à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures
- Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- Vérification de la flèche.

a. Etat limite d'ouverture de fissure

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire **(BAEL91 Art. B.6.3)**

b. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

Avec :

y : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie

M_{ser} : le moment en ELS

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA} \rightarrow (\text{Contrainte admissible du béton}).$$

$$\text{Fissuration peu préjudiciable : } \bar{\sigma}_{st} = fe = 400 \text{ Mpa}$$

- **position de l'axe neutre (y) :**

Pour savoir où se situera l'axe neutre y, il est nécessaire d'effectuer un premier calcul arbitraire pour déterminer le $\frac{by^2}{2} + nA_{sc}(y - d') - nA_{st}(d - y)$ signe de :
En remplaçant y par h_0 .

(Cas 1) Si le signe est positif, ($y \leq h_0$) : l'axe neutre est dans la table de compression les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire (les équations ne changent pas).

$$b \cdot y \cdot \frac{y}{2} + n \cdot A_{sc} \cdot (y - d') - n \cdot A_{st} \cdot (d - y) = 0$$

Donc l'équation de moment d'inertie quadratique sera :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_{st}(d - y)^2 + nA_{sc}(y - d')^2$$

(Cas 2): Si le signe est négatif, ($y > h_0$) : l'axe neutre est dans la nervure (section en T)
L'équation pour déterminer y devient :

$$\frac{by^2}{2} - \frac{(b - b_0)(y - h_0)^2}{2} + nA_{sc}(y - d') - nA_{st}(d - y) = 0$$

Donc l'équation de moment d'inertie quadratique sera :

$$I = \frac{by^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y - h_0)^3}{3} + nA_{st}(d - y)^2 + nA_{sc}(y - d')^2$$

M_{ser} : Moment max à l'ELS.

y : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : moment d'intertie de la homogénéisée par rapport à l'axe neutre;

$$n = 15$$

• **en travée :**

$$f(h_0) = \frac{1}{2}bh_0^2 - nA_{st}(d - h_0) = 24.4 \Rightarrow f(h_0) > 0 ; \text{L'axe neutre est dans la nervure}$$

(cas1 : $y < h_0$), les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire.

$$\begin{cases} M_t = 7.29 \text{ KN.m} \\ A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \\ y = 3.23 \text{ cm} \\ I = 8845.88 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 2.6 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Vérifie}$$

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

• **en appui intermédiaire :**

$f(h_0) = \frac{1}{2}bh_0^2 - n A_{st} (d - h_0) = 190.3 \text{ cm} \Rightarrow f(h_0) > 0$; L'axe neutre est dans la table de compression (cas1 : $y < h_0$), les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire

$$\begin{cases} M_a = -5.31 \text{ KN.m} \\ A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \\ y = 2.68 \text{ cm} \\ I = 5591.86 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 2.54 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Vérifie}$$

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

• **en appui de rive :**

• $f(h_0) = \frac{1}{2}bh_0^2 - n A_{st} (d - h_0) = 354.1 \text{ cm} \Rightarrow f(h_0) > 0$; L'axe neutre est dans la table de compression (cas1 : $y < h_0$), les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire

$$\begin{cases} M_a = 0.73 \text{ KN.m} \\ A_s = 0.79 \text{ cm}^2 \\ y = 1.95 \text{ cm} \\ I = 3299.74 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 1.74 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Vérifie}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau qui suit :

Tableau III-18 : Vérification des contraintes en travées (poutrelle type 1 terrasse).	
Calculs	Vérifications
$y=3.23 \text{ cm}$	$\sigma_{bc} = 2.6 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$
$I=8845.88 \text{ cm}^4$	
$\sigma_{bc} = 2.6 \text{ MPa}$	

Aux appuis intermédiaires :

Nous calculons de la même manière que pour la vérification des contraintes en travée, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-19: Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires (poutrelle type 1 terrasse).	
Calculs	Vérifications
$y=2.68 \text{ cm}$	$\sigma_{bc} = 2.54 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$
$I=5591.86 \text{ cm}^4$	
$\sigma_{bc} = 2.54 \text{ MPa}$	

Aux appuis de rive :

Nous calculons de la même manière que pour la vérification des contraintes en travée, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-20 : Vérification des contraintes aux appuis de rive (poutrelle type 1 terrasse).	
Calculs	Vérifications
y=1.95 cm	$\sigma_{bc} = 1.74 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$
I=3299.74 cm ⁴	
$\sigma_{bc} = 1.74 \text{ MPA}$	

c. Vérification de la flèche**- Conditions de la vérification de la flèche (Article B.6.5.1) [1]**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) h_t \geq \max \left(\frac{M_{t \text{ ser}}}{10 M_{0 \text{ ser}}} ; \frac{1}{16} \right) \times L; \text{ pour les poutres simplement appuyées ou continues} \\ 2) A_{t \text{ travée}} \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} \\ 3) L \leq 8. \end{array} \right.$$

On illustre comme exemple la travée "AB" de la poutrelle de **type (1)** du plancher étage courant.

Avec,

h_t : Hauteur totale du plancher corps creux = 20cm ;

$M_{t \text{ ser}}$: Moment maximale en travée à l'ELS $M_{t \text{ ser}} = 7.29 \text{ KN.m}$;

$A_{t \text{ travée}}$: Section d'armature en travée $A_t = 2.36 \text{ cm}^2$;

L: longueur de la travée considérée : $L = 2.65 \text{ m}$;

$M_{0 \text{ ser}}$: Moment isostatique à l'ELS $M_{0 \text{ Ser}} = 14 \text{ KN.m}$

y: position de l'axe neutre = 3.23 cm

I: Inertie de la section = 8845.88 cm⁴

D'où

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) h_t \geq \max \left(\frac{9.94}{10 \times 14} ; \frac{1}{16} \right) \times 5.05 \rightarrow h_t = 24 \text{ cm} < 35.85 \text{ cm} \dots \dots \dots C.N.V \\ 2) A_{t \text{ travée}} \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} = 2.26 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{t \text{ tr}} = 2.36 \text{ cm}^2 > 2.26 \text{ cm}^2 C.N.V \\ 3) l = 5.05 < 8. \dots C.V \end{array} \right.$$

Étant donné que les deux premières conditions ne sont pas satisfaites ; la vérification de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta f \leq \bar{f}$

Soit : (**Article B.6.5.3**) [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \\ f \text{ admissible} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{500} \Leftrightarrow \text{pour } l \leq 5 \text{ m} \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \Leftrightarrow \text{pour } l > 5 \text{ m} \\ \frac{L}{250} \text{ Pour les consoles avec } l \leq 2 \text{ m} \\ \frac{M_{ser} \times l^2}{10E \times I_f} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Avec,

L : porté entre nue d'appuis (**CBA B.6.1.1**).[2]

L= 5.05-0.4 =4.65 m

Δf : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,).

f_{gv} et : les flèches différées et instantanées respectivement dues aux charges permanentes totales (poids propre + revêtements + cloisons) ;

f_j: La flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre cloisons).

f_p : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons ;

g : la charge permanente après la mise des cloisons ;

p : la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation.

La flèche admissible $\bar{f}$ pour une poutre inférieure à 5 m est de :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{465}{500} = 0.93 \text{ cm} = 9.3 \text{ mm}$$

- **Evaluation des moments en travée :**

On note :

$$g \text{ (total)} = (G \text{ plancher terrasse} + G \text{ cloison} + G \text{ revetement}) = 5.74 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$j = (G \text{ plancher} + G \text{ cloison}) = 3.300 + 0.90 = 4.20 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$p = G \text{ Totale} + Q \text{ Totale} = 5.74 + 1.5 = 7.24 \text{ KN/m}^2$$

- **Evaluation des charges**

$$qj = 0.65 \times 4.20 = 2.73 \text{ KN/ml} ;$$

$$q_g = 0.65 \times 5.74 = 3.73 \text{ KN/ml};$$

$$q_p = 0.65 \times 7.24 = 4.706 \text{ KN/ml};$$

- **Evaluation des moments**

Les moments correspondant à chaque charge sont résumés sur le tableau suivant:

$$M_t = 2.009 \times q - 0.674 \times \dot{q} \text{ obtenu par la méthode de Caquot minorée.}$$

q' : la charge répartie minorée ($2/3(q)$)

Tableau III-21 : Calcul des moments correspondant (poutrelle exemple).

Moments correspondant à q_j	$M_j = 2.009 \times 2.73 - 0.674 \times 1.56$	$M_j = 4.43 \text{ KN.m}$
Moments correspondant à q_g	$M_g = 2.009 \times 3.73 - 0.674 \times 2.14$	$M_g = 6.05 \text{ KN.m}$
Moments correspondant à q_p	$M_p = 2.009 \times 4.054 - 0.674 \times 2.7$	$M_p = 7.63 \text{ KN.m}$

Tableau III-22 : calcul des contraintes (poutrelles type 1 terrasse).

contrainte correspondante à q_j	$\sigma_j = \frac{15 M_j (d - y)}{I}$	$\sigma_j = 110.95 \text{ MPA}$
contrainte correspondante à q_g	$\sigma_g = \frac{15 M_g (d - y)}{I}$	$\sigma_g = 151.52 \text{ MPA}$
contrainte correspondante à q_p	$\sigma_{sp} = \frac{15 M_p (d - y)}{I}$	$\sigma_p = 191.09 \text{ MPA}$

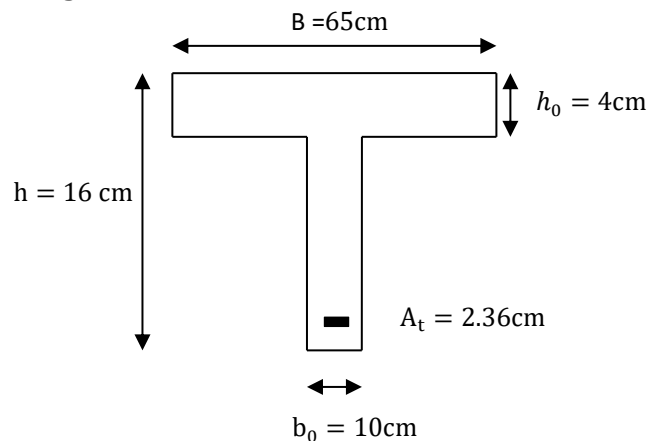
- **Caractéristiques de la section**

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$y_g = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} \rightarrow \text{avec} \begin{cases} s_1 = b \times h_0 \\ s_2 = b_0 \times (h - h_0) \\ s_3 = 15 \times A_t \end{cases}$$

$$\text{et} \begin{cases} y_1 = \frac{h_0}{2} \\ y_2 = h_0 + \left(\frac{h - h_0}{2} \right) \\ y_3 = d \end{cases}$$

$$y_g = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 A_t d}{b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_t} = 4.87 \text{ cm}$$



$$I_0 = \frac{b_0 \times y_G^3}{3} + \frac{b_0(h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + 15A_t(d - y_G)^2 + 15A_s(y_G - d)^2$$

$$I_0 = 33618.96 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des moments d'inertie fissurés I_f : (BAEL B.6.5.2) [1]**

$$I_f = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

- **Calcul des coefficients λ et μ :**

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL (article B.6.5.2) pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})} \rightarrow \text{instantanée} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \rightarrow \text{différée} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} : \text{Le pourcentage d'armature tendue} \Rightarrow \rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.36}{10 \times 21.6} = 0.0110$$

$$\Rightarrow \lambda = \begin{cases} \lambda_i = 3.76 \\ \lambda_v = 1.504 \end{cases} ; \mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right] \right\}$$

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

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} = 0.47 \\ \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} = 0.58 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 0.65 \end{cases}$$

- **Calcul des moments d'inerties fictives**

Les résultats des moments d'inerties fictives sont représentés dans le tableau qui suit:

Tableau III-23 : Calcul des moments d'inerties fictives (poutrelle type 1)		
I correspondant à qji	$I_{fji} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}$	$I_{fji} = 13364 \text{ cm}^4$
I correspondant à qgi	$I_{fgi} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$	$I_{fgi} = 11626.27 \text{ cm}^4$
I correspondant à qgv	$I_{fgv} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$	$I_{fgv} = 15567.42 \text{ cm}^4$
I correspondant à qpi	$I_{fpi} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}$	$I_{fpi} = 10737.76 \text{ cm}^4$

- **Calcul des modules de déformation**

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10721.39 \text{ MPA} \rightarrow$ Module de déformation longitudinale différée du béton

- **Modules de déformation longitudinale différée du béton**

$E_i = 3 \times E_v = 32164.19 \text{ MPA} \rightarrow$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton. Pour ce faire le calcul de la flèche Δf est donné dans le tableau suivant :

Tableau III-24 : Vérification de la flèche (poutrelle type 1).		
f_{ji}	$\frac{M_j \times l^2}{10E_i \times I_{fji}}$	2.22mm
f_{gi}	$\frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fgi}}$	3.49 mm
f_{gv} (flèche due aux charge permanente)	$\frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{f_{gv}}}$	7.83 mm
f_{pi} (la flèche due aux charges totales)	$\frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{fpi}}$	4.77 mm
Δf (la flèche totale)	$F_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	6.89mm
$f_{\text{admissible}}$	$\frac{l}{500}$	9.3 mm

$$\Delta f = 6.89 \text{ mm} < f_{\text{admissible}} = 9.3 \text{ mm}$$

Commentaire : la flèche est vérifiée ;

III.4. 4.4. La dalle mince (table de compression) : (BAEL B.6.8, 423) [1]

La dalle de compression résiste donc elle n'a pas besoin de ferrailage de résistance, cependant il faut mettre des aciers de fissurations à cause des fissurations dues au retrait du béton (quantité de ciment, intempéries ...)

Pour ce faire le règlement recommande un ferrailage dans les deux sens (utilisation du treillis soudés). D'après, le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser.

- ✓ $S_t \leq 20 \text{ cm}$ (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures ($A \perp$),
- ✓ $S_t \leq 33 \text{ cm}$ (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures ($A \parallel$).

Quand l'écartement L entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section A des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à

$$A_{\perp} = 0.02l \frac{200}{fe} = \frac{4l}{fe} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour le ferrailage des dalles en corps creux deux conditions vont être respecté :

1. Le diamètre ne doit jamais être sup à 1/10 de l'épaisseur.

Pour $h_0 = 4 \text{ cm} \rightarrow \phi \leq \frac{h_0}{10} = 4 \text{ mm}$

2. Selon l'article B. 7.4 du B.A.E.L Le pourcentage d'armature minimal pour les dalles avec TS de fils à haute adhérence 500 est de 0,0006

$$A_{\min} = 0.0006B = 0.0006 \times h_0 \times b = 0.0006 \times 4 \times 100 = 0.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte $A_{\perp} = 5\phi 4 = 0.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots \dots \text{cv}$

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{\parallel} = \frac{0.62}{2} = 0.314 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : $3\phi 4 = 0.37 \text{ cm}^2$. Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé $\phi 4$ (20/20).

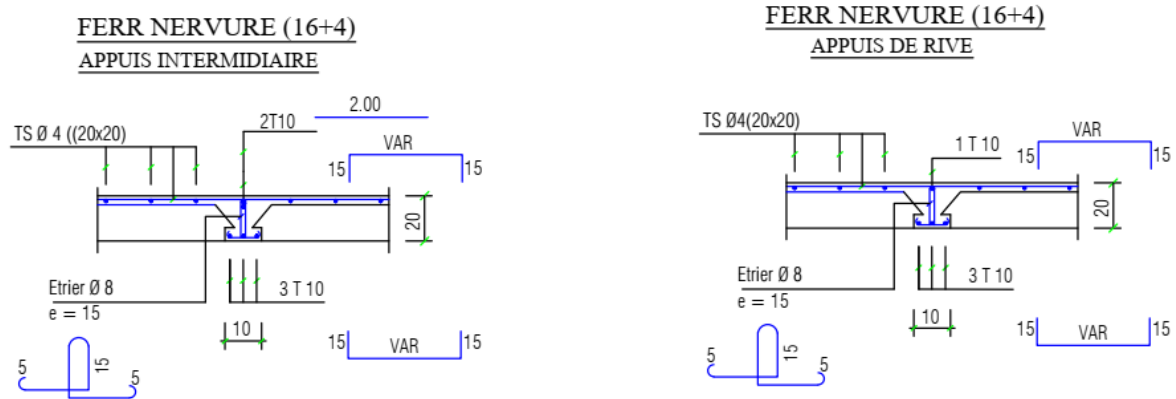


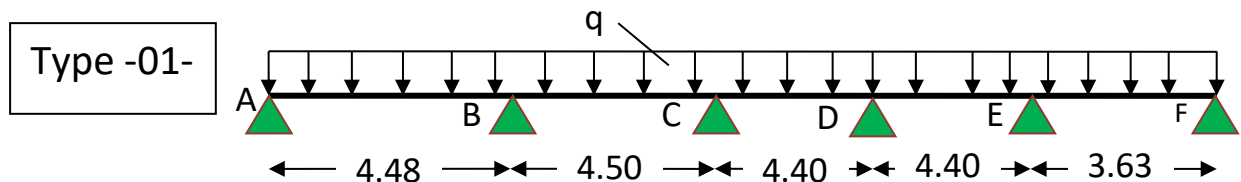
Figure.III.15 : Schéma de ferrailage des planchers.

III.4. 5. Exemple d'application 2 : Bloc 2

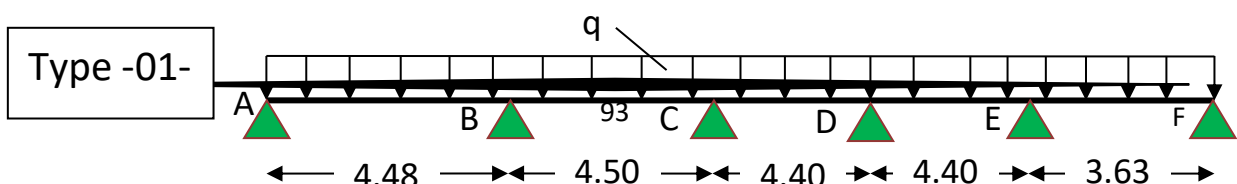
On prend le bloc 2 comme un deuxième exemple de calcul (juste pour présenter la méthode forfaitaire)

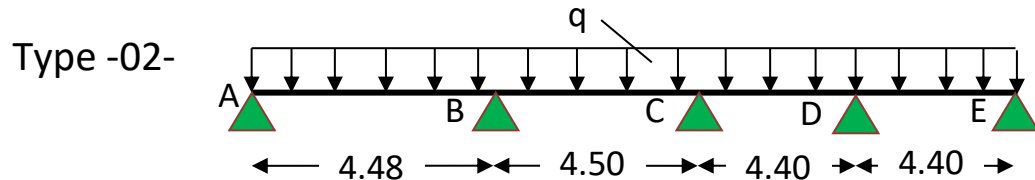
III.4. 5.1.Vérifications des conditions d'applications de la méthode forfaitaire

a. Terrasse :



b. Etage courant + RDC :





– Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$) ;

♦ Terrasse :

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (13.62, 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

♦ Étage courant :

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2 \leq \min (11.6, 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

– Le rapport entre deux (02) travées successives ;

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{4.48}{4.50} = 0.99 \leq 1.25 \text{ CV}$$

$$0.8 \leq \frac{4.50}{4.40} = 1.02 \leq 1.25 \text{ CV}$$

$$0.8 \leq \frac{4.40}{4.40} = 1.00 \leq 1.25 \text{ CV}$$

$$0.8 \leq \frac{4.40}{3.63} = 1.21 \leq 1.25 \text{ CV}$$

– Le moment d'inertie est constant ($I=\text{cst}$) Condition vérifiée.

– Fissuration peu nuisible (FPN)..... Condition vérifiée.

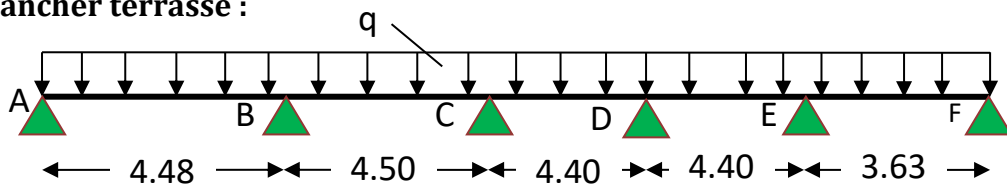
⇒ Toutes les conditions sont vérifiées ; donc le calcul se fait par **la méthode forfaitaire**.

Tableau III-25. les chargements sur les poutrelles.

DESIGNATION	G	Q	ELU 1.35G + 1.5 Q		ELS G + Q	
	(KN/m ²)	(KN/m ²)	P _u	q _u 0.65× P _u	P _s	q _s 0.65× P _u
			(KN/m ²)	(KN/m)	(KN/m ²)	(KN/m)
Terrasse inaccessible (20+5)	6,81	1	10.69	6.94	7.81	5.07
Etage courant+RDC	5,8	4	13.83	8.98	9.8	6.37

III.4. 5.2 Calcul les moments et les efforts tranchants

a) Plancher terrasse :



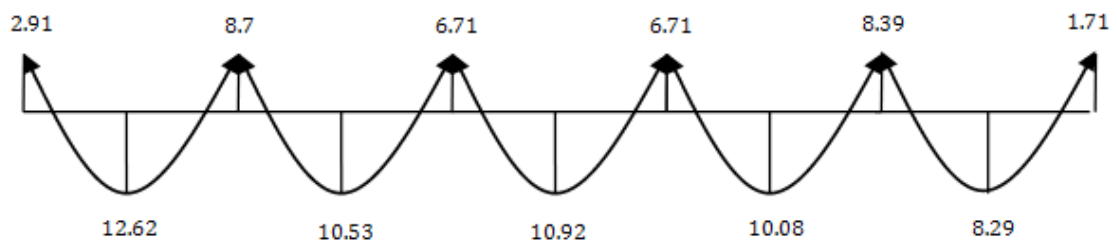
ELU:

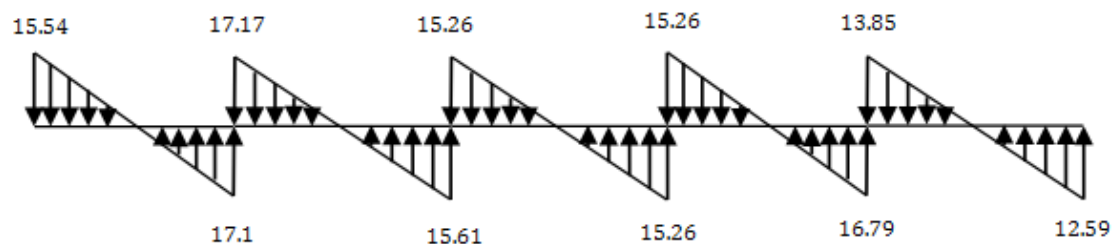
Travée	L (m)	P _U (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
1	4.48	6.94	17.41	2.61	8.7	12.62	15.54	17.1
2	4.50	6.94	17.56	8.78	7.02	10.53	17.17	15.61
3	4.40	6.94	16.79	6.71	6.71	10.92	15.26	15.26
4	4.40	6.94	16.79	6.71	8.39	10.08	15.26	16.79
5	3.63	6.94	11.43	5.71	1.71	8.29	13.85	12.59

ELS :

Travée	L (m)	P _U (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t
1	4.48	5.07	12.71	1.90	6.35	9.22
2	4.50	5.07	12.83	6.41	5.13	7.70
3	4.40	5.07	12.26	4.90	4.90	7.97
4	4.40	5.07	12.26	4.90	6.13	7.35
5	3.63	5.07	8.35	4.17	1.25	6.05

ELU :





ELS :

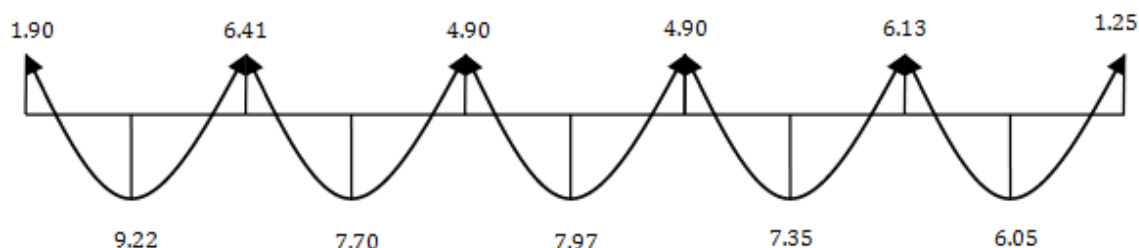
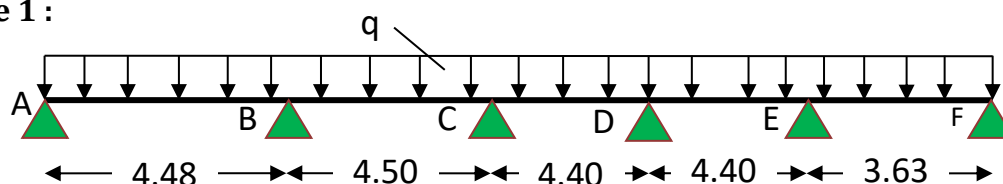


Figure. III. 16 : évaluation des moments et des effort tranchant

b) plancher étage courant :

♦ type 1 :



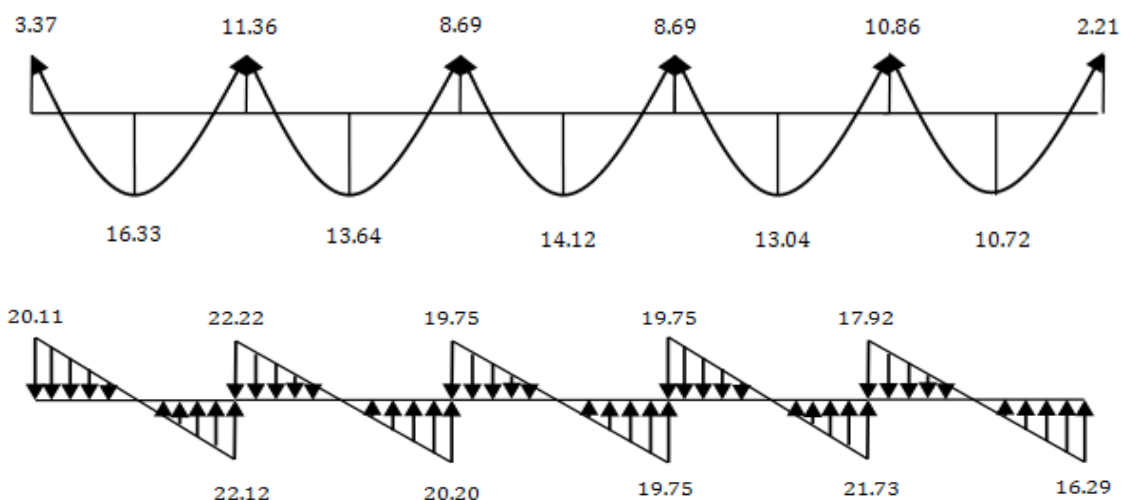
ELU :

Travée	L (m)	P _U (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
1	4.48	8.98	22.52	3.37	11.26	16.33	20.11	22.12
2	4.50	8.98	22.73	11.36	9.09	13.64	22.22	20.20
3	4.40	8.98	21.73	8.69	8.69	14.12	19.75	19.75
4	4.40	8.98	21.73	8.69	10.86	13.04	19.75	21.73
5	3.63	8.98	14.79	7.39	2.21	10.72	17.92	16.29

ELS :

Travée	L (m)	P _U (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t
1	4.48	6.37	15.98	2.39	7.99	11.58
2	4.50	6.37	16.12	8.06	6.44	9.67
3	4.40	6.37	15.41	6.16	6.16	10.02
4	4.40	6.37	15.41	6.16	7.70	8.65
5	3.63	6.37	10.49	5.24	1.57	7.61

ELU :



ELS :

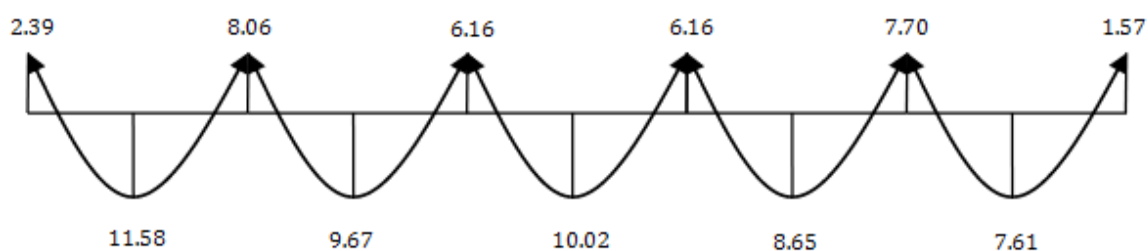
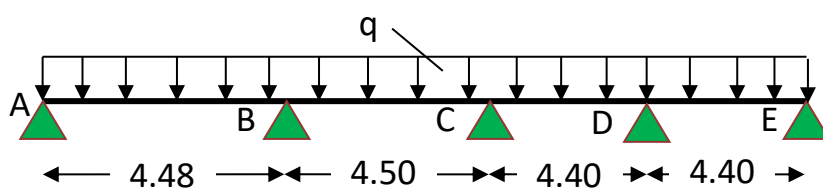


Figure.III.17 : évaluation des moments et des efforts tranchants

♦ Type 2 :



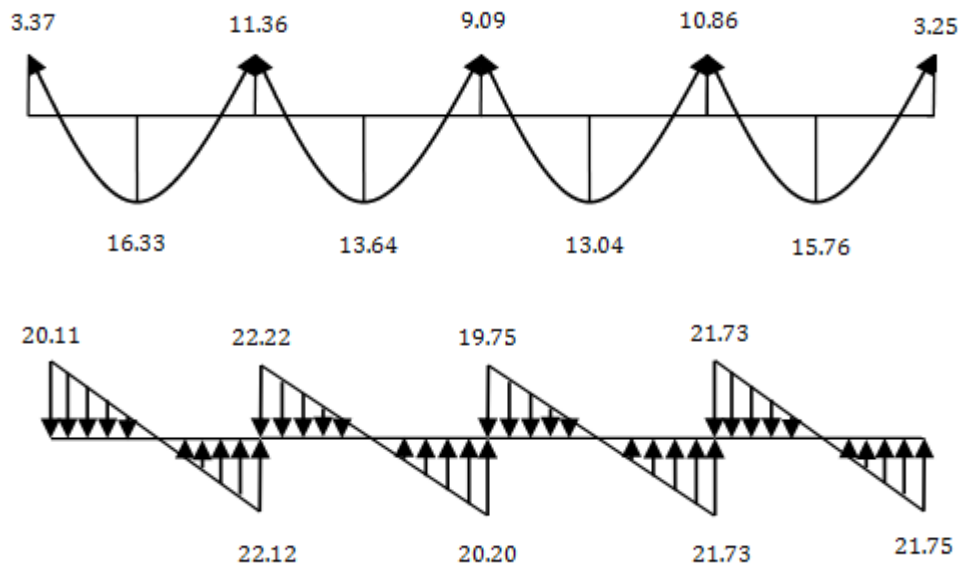
ELU :

Travée	L (m)	P_U (KN)	M_0	M_g	M_d	M_t	T_g	T_d
1	4.48	8.98	22.52	3.37	11.26	16.33	20.11	22.12
2	4.50	8.98	22.73	11.36	9.09	13.64	22.22	20.20
3	4.40	8.98	21.73	8.69	10.86	13.04	19.75	21.73
4	4.40	8.98	21.73	10.86	3.25	15.76	21.73	29.75

ELS :

Travée	L (m)	P_U (KN)	M_0	M_g	M_d	M_t
1	4.48	6.37	15.98	2.39	7.99	11.58
2	4.50	6.37	16.12	8.06	6.44	9.67
3	4.40	6.37	15.41	6.16	7.70	9.25
4	4.40	6.37	15.41	7.70	2.32	11.17

ELU :



ELS :

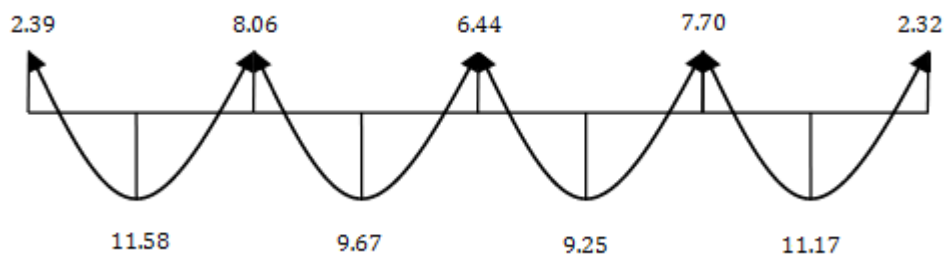


Figure. III. 18 : evaluation des moments et efforts tranchant .

III.4.5.3 Ferrailage des poutrelles :

a. Plancher terrasse :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

Tableau III.26 : Les sollicitations les plus défavorables des poutrelles

	$M_0 \text{ max (KN.m)}$	$M_t \text{ max}$	$M_a \text{ max}$	$T \text{ max (KN)}$
ELU	17.56	12.62	8.78	17.17
ELS	12.83	6.41	9.22	

ELU:

Calcul de moment résistant de la section en T:

$$M_o = \bar{\sigma}_b \times b \times h_o \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 14.2 \times 65 \times 5 \times \left(22.5 - \frac{5}{2} \right) = 92300 \text{ N.m}$$

$$M_{t \text{ max}} = 12620 < 92300 \text{ N.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$ et de hauteur $d = 18\text{cm}$.

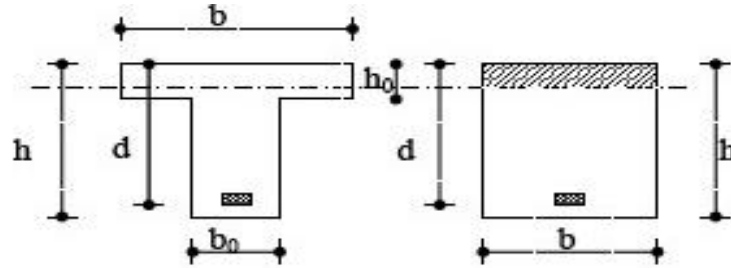


Figure III.19: Coupe de Section Rectangulaire et Section en T

Travée :

$$\mu = \frac{M_t}{d_0 \times b \times d^2} = \frac{12.62 \times 10^6}{14.2 \times 650 \times 225^2} = 0.027 < 0.392$$

Donc les armatures comprimées sont pas nécessaire $A' = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.034$$

$$Z = d(1 - 0.5\alpha) = 22.5(1 - 0.5 \times 0.034) = 22.19\text{cm} = 221.9\text{mm}$$

$$A_u = \frac{12.62 \times 10^3}{0.2219 \times 348} = 164\text{mm}^2 = 1.64\text{cm}^2$$

Appuis:

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10\text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_a}{\delta_b \times b \times d^2} = \frac{8.78 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 225^2} = 0.122$$

$$\alpha = 0.163$$

$$Z = 20.66\text{cm}$$

$$A = \frac{8.78 \times 10^3}{348 \times 20.66} = 1.22\text{cm}^2$$

Tableau III.27 : Tableau récapitulatif des résultats

$M_a(\text{N.m})$	μ	μ_l	α	Z	A (cm ²)
8.78	0.122	0.392	0.163	20.66	1.22

❖ **Vérification de la l'effort tranchant : (BAEL 91 A.5.1, 1) [1]**

$$\tau_\mu = \frac{T_u}{d \times b_0} = \frac{17.17 \times 10^3}{225 \times 100} = 0.76\text{Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration et peu préjudiciable,

Alors : **(BAEL 91 A.5.1, 211) [3]**

$$\tau = 0.76 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

❖ **Conditions non fragilité**

Travée :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{65 \times 25}{1000}, 0.23 \times 65 \times 22.5 \times \frac{2.1}{400} \right\} = \max \{1.62, 1.76\} \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.76 \text{ cm}^2$$

Appui

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{10 \times 25}{1000}, 0.23 \times 10 \times 22.5 \times \frac{2.1}{400} \right\} = 0.27 \text{ cm}^2$$

Tableau III.28 : Tableau récapitulatif des résultats (aciers transversales)

	A_t	A_{min}	A_{max}	A_{t adp}
Travée	1.64	1.76	1.76	3HA10=2.36
Appui	1.22	0.27	1.22	2HA10=1.57

b. Plancher étage courant :

Tableau III.29 : Tableau récapitulatif des résultats (les sollicitations)

	M_{0max}	M_{t max}	M_{a max}	T_{max}
ELU	22.73	16.33	11.36	22.22
ELS	16.12	11.58	8.06	

ELU :

Calcul de moment résistant de la section en T:

$$M_o = \bar{\delta}_b \times b \times h_o \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 14.2 \times 65 \times 5 \times \left(22.5 - \frac{5}{2} \right) = 92300 \text{ N.m}$$

$$M_{t \max} = 16330 < 92300 \text{ N.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b= 65cm et de hauteur d= 22.5cm.

Tableau III.30 : Tableau récapitulatif des résultats (aciers longitudinales)

	μ	μ_l	α	Z	Au	A's
Travée	0.035	0.392	0.045	21.99	2.13	0
Appui	0.024	0.392	0.031	22.15	1.47	0

❖ **Vérification de la l'effort tranchant : (BAEL 91 A.5.1, 1) [3]**

$$\tau_{\mu} = \frac{T_u}{d \times b_0} = \frac{22.22 \times 10^3}{225 \times 100} = 0.98 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration et peu préjudiciable,

Alors : **(BAEL 91 A.5.1, 211) [1]**

$$\tau = 0.98 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Tableau III.31 : Tableau récapitulatif des résultats (aciers longitudinales)

	A_u	A_{min}	A_{max}	A_{tadop}
Travée	2.13	1.41	2.13	3HA10=2.36
Appui	1.47	0.21	1.47	2HA10=1.57

❖ **Armature transversale :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{l\min}\right)$$

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

Travée :

$$A_t = \frac{A_{\max}}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

Appui :

$$\frac{1.57}{4} = 0.39 \text{ cm}^2$$

On adopte : **2HA8= 1.01 cm²**

❖ **Vérification des armatures longitudinales en partie basses de l'appui :**

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant T_u , diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer.

$$\text{Donc } F_{st} = |Tu| - \frac{M_u}{Z} \text{ avec } z = 0.9d.$$

$$F_{st} = |Tu| - \frac{M_u}{0.9d} \text{ donc } \begin{cases} \text{si } |Mu| \geq 0.9d \times Tu \text{ les effort } Tu \text{ sont négligeable} \\ \text{si } |Mu| < 0.9d \times Tu : \quad As \geq \frac{\gamma_s \cdot (|Tu| - |Mu| \cdot 0.9d)}{f_e} \end{cases}$$

$$11.36 > 0.9 \times 0.225 \times 22.22 = 4.5 \dots \text{CV (donc les efforts } Tu \text{ sont négligeables).}$$

Commentaire :

Il n'y a pas de risque de cisaillement des armatures longitudinales par l'effort tranchant.

❖ **Vérification de la profondeur minimale d'appui :**

La bielle d'about à une largeur a qui vérifie $a \leq 0.9d \rightarrow a \leq 16.2\text{cm}$

❖ **Vérification de la bielle de béton : (BAEL A.5.1, 313)**

$$T_U \leq 0.26 \times b \times a \times f_{c28} \Rightarrow a \geq \frac{3.75T_U}{b \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{3.75 \times 22.22 \times 10^3}{100 \times 25} = 3.33\text{cm} < 16.2\text{cm}$$

Commentaire :

Il n'y a Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

ELS❖ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

❖ **Détermination de la valeur de « y » :**

$$\frac{by^2}{2} + nA_{sc}(y - d') - nA_{st}(d - y) \quad \text{avec } n=15$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_{st}(d - y)^2 + nA_{sc}(y - d')^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

❖ **Ferraillage transversale :**

Tableau III.32 : Vérification des contraintes à l'ELS.						
	M_{ser}	A_s	y	I	δ_{bc}	$\delta_{bc} \leq \overline{\delta}_{bc}$
Travée	11.58	2.36	4.43	1985.47	2.5	CV
Appuis	8.06	1.57	3.69	1297.95	2.29	CV

❖ **Ferraillage transversale : (BAEL A.7.2, 2) [1]**

$$\varphi_t \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \varphi_{l \min} ; \frac{b_0}{10} \right]$$

$$\varphi_t \leq \min \left[\frac{20}{35} ; 0.57 ; \frac{10}{10} \right]$$

$$\varphi_t \leq 0.57 \text{ cm}$$

$$A_t = 2\phi 6$$

❖ **Espacement : (BAEL A.5.1, 23) [1]**

$$s_{t1} \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm})$$

$$s_{t1} \leq 20.25 \text{ cm}$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Vérification de la flèche****- Conditions de la vérification de la flèche (Article B.6.5.1) [1]**

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

$$1) h_t \geq \max \left(\frac{M_{t \text{ ser}}}{10 M_{0 \text{ ser}}} ; \frac{1}{16} \right) \times L$$

$$2) A_{t \text{ travée}} \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e}$$

$$3) L \leq 8.$$

D'où

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) h_t \geq \max \left(\frac{11.58}{10 \times 16.12} ; \frac{1}{16} \right) \times 4.5 \rightarrow h_t = 25 \text{ cm} < 32.32 \text{ cm} \dots \dots \dots C.N.V \\ 2) A_{t \text{ travée}} \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} = 2.36 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{t \text{ tr}} = 2.36 \text{ cm}^2 = 2.36 \text{ cm}^2 \text{ C.V} \\ 3) l = 4.5 < 8 \dots C.V \end{array} \right.$$

Étant donné que la première condition n'est pas satisfaite ; la vérification de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta\sigma_T = \sigma_V - \sigma_i < \bar{f}$

Soit : (Article B.6.5.3) [1]

$$f \text{ admissible} = \begin{cases} \frac{L}{500} & \Leftrightarrow \text{pour } l \leq 5 \text{ m} \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} & \Leftrightarrow \text{pour } l > 5 \text{ m} \\ \frac{L}{250} & \text{Pour les consoles avec } l \leq 2 \text{ m} \end{cases}$$

$$\sigma_i = \frac{M_{ser} \times l^2}{10E_i \times I\sigma_i} \dots \dots \dots \text{Flèche due aux charges instantanées.}$$

$$\sigma_v = \frac{M_{ser} \times l^2}{10E_v \times I\sigma_v} \dots \dots \dots \text{Flèche due aux charges différées.}$$

Avec : $h = 25 \text{ cm}$ et $l = 4.5 \text{ m}$ $A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2$

La flèche admissible $\bar{f}$ pour une poutre inférieure à 5 m est de :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0.90 \text{ cm} = 9.0 \text{ mm}$$

Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \Leftrightarrow I_0 = \frac{65 \times 25^3}{12} + 15 \times 2.36 \left(\frac{25}{2} - 22.5 \right)^2$$

$$I_0 = 88175.41 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des moments d'inertie fissurés I :** (BAEL B.6.5.2) [1]

$$\begin{cases} I\sigma_i = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \\ I\sigma_v = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} \end{cases}$$

- **Calcul des coefficients [2] :**

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL (article B.6.5.2) pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} \rightarrow \text{instantanée} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \rightarrow \text{différée} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} : \text{Le pourcentage d'armature tendue} \Rightarrow \rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.36}{10 \times 22.5} = 0.0104$$

$$\Rightarrow \lambda = \begin{cases} \lambda_i = 4.10 \\ \lambda_v = 1.64 \end{cases} \quad \mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right], 0 \right\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times z} \quad \text{et} \quad z = d - \frac{y}{3}$$

$$y = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + A_s \times d}{b \times h + 15A_s} = \frac{65 \times \frac{25^2}{2} + 2.36 \times 22.5}{65 \times 25 + 15 \times 2.36} = 12.26 \text{ cm}$$

$$Z = 18.41 \text{ cm} \quad \sigma_s = 266.52 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 0.722$$

$$\begin{cases} I_{\sigma_i} = \frac{88175.41}{1 + 4.10 \times 0.722} = 22266.51 \\ I_{\sigma_v} = \frac{1.1 \times 88175.41}{1 + 1.64 \times 0.722} = 44492.17 \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_i = \frac{11.58 \times 4.5^2 \times 10^5}{10 \times 32164.2 \times 22266.51} = 3.27 \text{ mm} \\ \sigma_v = \frac{11.58 \times 4.5^2 \times 10^5}{10 \times 10818,86 \times 44492.17} = 4.87 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Alors : } \Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_T = 4.87 - 3.27 = 1.6 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{4500}{500} = 9 \text{ mm}$$

Commentaire : la flèche est vérifiée.

III.4.5.4. La table de compression (20+5) : (BAEL B.6.8, 423) [1]

La dalle de compression résiste donc elle n'a pas besoin de ferrailage de résistance, cependant il faut mettre des aciers de fissurations à cause des fissurations dues au retrait du béton (quantité de ciment, intempéries ...).

Pour ce faire le règlement recommande un ferrailage dans les deux sens (utilisation du treillis soudés). D'après, le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser.

✓ $S_t \leq 20 \text{ cm}$ (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures ($A \perp$),

✓ $S_t \leq 33 \text{ cm}$ (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures ($A \parallel$).

Quand l'écartement L entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section A des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à

$$A \perp = 0.02l \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e} \Rightarrow A \perp = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour le ferrailage des dalles en corps creux deux conditions vont être respecté :

2. Le diamètre ne doit jamais être sup à 1/10 de l'épaisseur.

Pour $h_0=5 \text{ cm} \rightarrow \varnothing \leq \frac{h_0}{10}=5\text{mm}$

2. Selon l'article B. 7.4 du B.A.E.L Le pourcentage d'armature minimal pour les dalles avec TS de fils à haute adhérence 500 est de 0,0006

$$A_{\min} = 0.0006B = 0.0006 \times h_0 \times b = 0.0006 \times 5 \times 100 = 0.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte $A \perp = 4\varnothing 5 = 0.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots \dots \text{cv}$

$$A \parallel = \frac{A \perp}{2} \Rightarrow A \parallel = \frac{0.78}{2} = 0.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : $3\varnothing 5 = 0.58 \text{ cm}^2$. Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé $\varnothing 5$

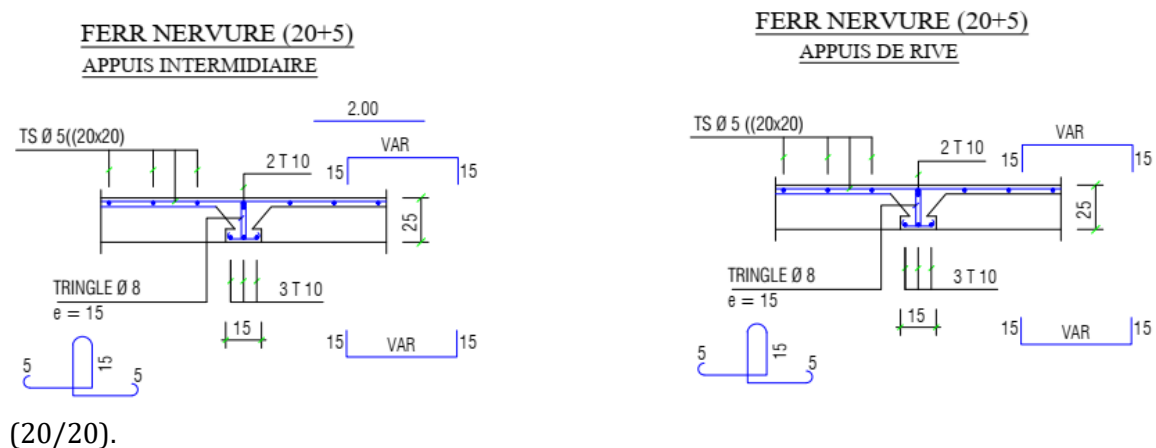


Figure.III.20 : Schéma de ferrailage des planchers.

III.4. 6 Etude des planchers à dalle pleine

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles. Nous appellerons panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

Ce type de plancher est utilisée essentiellement quand le plancher creux ne peut pas être utilisé. Les cas qui consistent à utiliser la dalle pleine :

- Les balcons
- Charges d'exploitation « Q » sont importantes.
- Longueurs de travées importantes.
- Géométrie de la dalle est complexe.

III.4. 6.1 Calcul des dalles pleines

La dalle pleine se calcule par panneau de dalle, nous appelons « panneau de dalle » une partie de la dalle limitée par des appuis, où chaque panneau est calculé

selon la valeur du rapport de la petite dimension du panneau sur sa grande dimension,

Notée ρ tel que : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ Avec,

l_x : la plus petite dimension du panneau (entre nus d'appui).

l_y : la plus grande dimension du panneau (entre nus d'appui). Nous notons également,

Si : $\rho \leq 0.4 \rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0.4 \rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

a. Calcul des dalles D1

Cas°1 : dalles reposant sur 3 appuis ont une portée :

$$D1 \begin{cases} l_x = 1.40 \text{ m} \\ l_y = 2.65 \text{ m} \end{cases}$$

- **Caractéristiques de la dalle :**

$$\begin{cases} G = 5.29 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \\ e = 15 \text{ cm} ; \rho = 0.52 \end{cases}$$

- **Evaluation des charges**

Le calcul se fait pour une bande de 1ml

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \times 1 \text{ m} \Rightarrow q_u = 12.39 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G + Q \times 1 \text{ m} \Rightarrow q_s = 8.79 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.40}{2.65} = 0.52 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions l_x et l_y

- **Calcul des moments :**

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 (méthode de Pigeaud $0.4 < \alpha < 1$) : des règles **BAEL91 mod 99 [1]** :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ et de } \nu.$$

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque (Pigeaud) de calcul des dalles rectangulaire [1].

$$\rho = 0.52 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0918 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases}$$

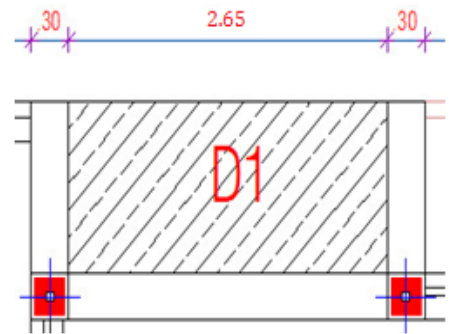


Figure III-21: dalle sur trois appuis D1

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 2.22 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.55 \text{ KN/ml}$$

- Moments en travées (panneau considéré continue au-delà de ses appuis):

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 0,75 \times 2.22 = 1.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 0,75 \times 0.55 = 0.41 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 0,5 \times 2.22 = 1.1 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage de la dalle :**

❖ Calcul du ferraillage à l'ELU

Le ferraillage de la dalle pleine est calculé comme une section rectangulaire $b \times e$ (b) soumise à la flexion simple pour une bande de 1ml, suivant l'organigramme du BAEL en Annexe n° 2. $b = 100\text{cm}$; $h = 15\text{ cm}$; $d = 13\text{ cm}$

❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III-33 : Ferraillage de la dalle									
	Sens	$M_u(\text{KN.m})$	μ	α	Z (cm)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	x-x	1.66	0.007	0,008	12.95	0.36	1.57	4T8	2
	y-y	0.41	0,0017	0,002	12.98	0.09	1.57	4T8	2
Appuis	x-x	1.1	0,0045	0,005	12.97	0.24	1.57	4T8	2
	y-y								

a) Espacement :

✓ Travée :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min } (3h.33\text{cm}) \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } y - y : St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min } (4h.45\text{cm}) \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

✓ Appuis :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min } (3h.33\text{cm}) \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } y - y : St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min } (4h.45\text{cm}) \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

b) Condition de non fragilité :

$$h=e=15\text{ cm} \quad b=100\text{cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1.48\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1.2\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0.8\%_0 \text{ pour les barres HA} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.52 \end{cases}$$

✓ Travée :

$$\begin{cases} \text{sens } x-x : A_x = 2 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } y-y : A_y = 2 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

✓ Appuis :

$$\begin{cases} \text{sens } x-x : A_x = 2 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } y-y : A_y = 2 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

c) Vérification de l'effort tranchant :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28} = 1.75 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 8.43 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 5.78 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = 8.43 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{8.43 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.064 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.75 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ A l'ELS

a) Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$q_s = G + Q \times 1 \text{ m} \Rightarrow q_s = 8.79 \text{ kN/m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.52 \text{ alors } \begin{cases} \mu_x = 0.0957 \\ \mu_y = 0.391 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2 = 1.64 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0.64 \text{ kN.m} \end{cases} \begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_x = 1.23 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_y = 0.48 \text{ kN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 0.82 \text{ kN.m} \end{cases}$$

a. État limite d'ouverture de fissure

La dalle D1 se trouve à l'extérieur (FN), alors on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton σ_{bc} ainsi que la contrainte de traction dans l'acier σ_{st}

- Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2} b y^2 + n(y - d') A'_s - n A_{st} (d - y) = 0$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n A'_s (d - y)^2 + n A_{st} (d - y)^2$$

y : Distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : Moment d'inertie

n = 15

Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III-34 : Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS							
		M _{ser} (KN. m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	(x-x)	1.23	2	2.50	3828.33	0.80	vérifiée
	(y-y)	0.48	2	2.50	3828.33	0.31	
Appuis		0.82	2	2.50	3828.33	0.53	

• Vérification des contraintes à l'ELS

Les vérifications se font comme pour la dalle calculée précédemment (dalle D1), nous aurons :

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right), \eta = 1.6, f_e = 400, f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

Tableau III-35 : Vérification de la contrainte dans les aciers à l'ELS							
		M _{ser} (KN. m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	σ _{st} ≤ σ̄ _{st}
Travée	(x-x)	1.23	2.50	3828.33	50.4	201.63	vérifiée
	(y-y)	0.48	2.50	3828.33	19.74	201.63	
Appuis		0.82	2.50	3828.33	33.73	201.63	

a. Vérification de la flèche (BAEL B.6.5, 1)[1]

Pour les dalles rectangulaires appuyées sur un, deux ou trois cotés l'article B6.5.1 relatif aux poutres est applicable. Toutefois, dans le cas des dalles rectangulaires appuyées sur leurs quatre côtés on peut appliquer l'article B.7.5.

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

Sens X-X :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1: \frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0.107 > \max \left[\frac{M_t}{10M_o} \quad \frac{1}{16} \right] = 0.075 \dots \dots \dots (C..V) \\ 2: \rho = \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2}{100 \times 13} = 0.0015 \leq 0.0105 \quad (C.V) \\ 3: L = 1.4 < 8m \quad (C.V) \end{array} \right.$$

h_t : épaisseur de la dalle = 15cm ;

$M_{t \text{ ser}}$: Moment maximale en travée à l'ELS $M_{t \text{ ser}} = 1.23 \text{ KN.m}$;

$A_{t \text{ travée}}$: Section d'armature en travée $A_t = 2 \text{ cm}^2$;

L : longueur de la travée considérée (selon sens x.x) : $L = 1.4 \text{ m}$;

$M_{o \text{ ser}}$: Moment isostatique à l'ELS $M_{o \text{ ser (x.x)}} = 1.64 \text{ KN.m}$

Donc la flèche est vérifiée.

Sens Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1: \frac{h}{L} = \frac{15}{265} = 0.056 < \max \left[\frac{M_t}{10M_o} \quad \frac{1}{16} \right] = 0.075 \dots \dots \dots (C.N.V) \\ 2: \rho = \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2}{100 \times 13} = 0.0015 \leq 0.0105 \quad (C.V) \\ 3: L = 2.65 < 8m \quad (C.V) \end{array} \right.$$

h_t : épaisseur de la dalle = 15cm ;

$M_{t \text{ ser}}$: Moment maximale en travée à l'ELS $M_{t \text{ ser}} = 0.48 \text{ KN.m}$;

$A_{t \text{ travée}}$: Section d'armature en travée $A_t = 2 \text{ cm}^2$;

L : longueur de la travée considérée (selon sens y.y) : $L = 2.65 \text{ m}$; (cas plus défavorable)

$M_{o \text{ ser}}$: Moment isostatique à l'ELS $M_{o \text{ ser (y.y)}} = 0.64 \text{ KN.m}$

Donc la flèche n'est pas vérifiée.

Calcul de la flèche par la méthode d'inertie fissurée

Suivant la même procédure donnée dans le calcul des poutrelles on trouve :

$$\rho = \frac{A}{b_o d} : \text{le pourcentage d'armature tendue} \Rightarrow \rho = \frac{A}{b_o d} = \frac{2}{100 \times 13} = 0.0015$$

$$y_g = 7.36 \text{ cm} ; I_o = 29032.5 \text{ cm}^4 \Rightarrow \lambda = \begin{cases} \lambda_i = 13.72 \\ \lambda_v = 5.48 \end{cases}$$

Tableau III.36 : Tableau récapitulatif des résultats					
$q_j (\text{KN/m})$	$M_{j \text{ ser}} (\text{KN.m})$	$I_{fj} (\text{cm}^4)$	$\sigma_j (\text{MPa})$	μ_j	$f_{ji} (\text{mm})$
3.75	2.41	31935.75	99.14	0	0.032
$q_g (\text{KN/m})$	$M_{g \text{ ser}} (\text{KN.m})$	$I_{fg} (\text{cm}^4)$	$\sigma_g (\text{MPa})$	μ_g	$f_{gi} (\text{mm})$

5.29	3.41	31935.75	140.28	0	0.032
q_p (KN/m)	M_{pser} (KN.m)	I_{fp} (cm ⁴)	σ_p (MPa)	μ_p	f_{pi} (mm)
8.79	5.66	31935.75	232.85	0	0.032
q_g (KN/m)	M_{gser} (KN.m)	I_{fgv} (cm ⁴)	σ_{gv} (MPa)	μ_g	f_{gv} (mm)
5.29	3.41	31935.75	140.28	0	0.096

La dalle travaille en deux sens donc :

$$M_{jser} = \mu_x q_{jser} L_y^2 = 0.0918 \times 3.75 \times 2.65^2 = 2.41 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{gser} = \mu_x q_{gser} L_y^2 = 0.0918 \times 5.29 \times 2.65^2 = 3.41 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{pser} = \mu_x q_{pser} L_y^2 = 0.0918 \times 8.79 \times 2.65^2 = 5.66 \text{ KN.m/ml}$$

$$\sigma_j = \frac{15 M_j (d - y)}{I} ; \sigma_g = \frac{15 M_g (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = \frac{15 M_p (d - y)}{I}$$

$$\sigma_j = \frac{15 \times 2.41(13 - 2.5)}{3828.33} = 99.14 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = \max \left\{ \begin{array}{c} 0 \\ 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{c} 0 \\ 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0015 \times 106.14 + 2.1} \right] \end{array} \right\} = 0$$

$$I_{fj} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} = 1.10 \times I_0 = 1.10 \times 29032.5 = 31935.75 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_t \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{0.48 \times 2.65^2}{10 \times 32164.2 \times 31935.75} = 0.032 \text{ mm}$$

Il faut que :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \dots \dots \dots \text{(BAEL B.6.5.2,B.6.5.3)}[1]$$

$$\Delta f = (0.096 - 0.032) + (0.032 - 0.032) = 0.064 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{265}{500} = 5.3 \text{ mm}$$

Donc la flèche est vérifiée

III.4.6.2 Schéma de ferrailage

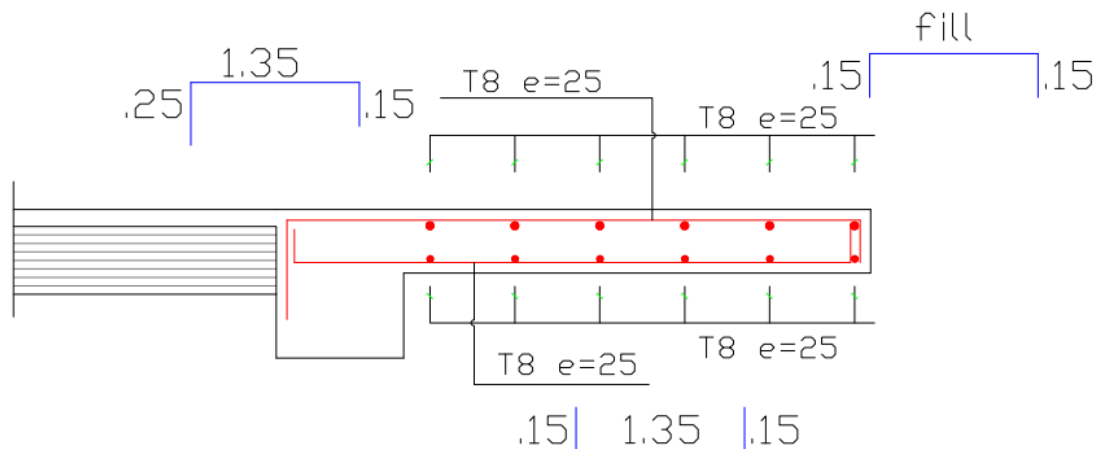


Figure III-22 : Schéma de ferrailage typique de la dalle pleine (cas balcon)

Conclusion :

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le CBA 93 et le RPA99 version 2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.

CHAPITRE IV

MODELISATION DE LA STRUCTURE ET ETUDE DYNAMIQUE

INTRODUCTION

Un séisme est une secousse de sol résultant de libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches, ce transmettant ainsi sur la surface terrestre. Cette secousse qui peut durer de quelques secondes à quelques minutes peut engendrer plusieurs dégâts éventuellement la déformation ou la ruine d'une construction selon son intensité. Face au risque du séisme et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière est basée sur une méthode dynamique.

IV.2. OBJECTIFS ET EXIGENCES

Selon le RPA99/ version 2003, Les bâtiments concernés ne doivent par ailleurs pas dépasser 6 niveaux ou 20m en zone I et II et 2 niveaux ou 8m en zone III. Article (3.4.A.1.b) [3].

En ce qui concerne la structure faisant l'objet de cette présente étude, il s'agit d'un lycée de R+2 étages (11.22m) qui ne dépasse pas 6 niveaux ou (20m) de hauteur en zone II, elle sera donc contreventée par un système de contreventement proposé par le règlement parasismique algérien. Article (3.4.A) [3].

Une conception parasismique doit non seulement respecter le règlement en vigueur mais aussi satisfaire l'aspect architectural et économique.

Dans le cadre de notre travail nous avons tenté d'analyser et d'étudier les 5 blocs pédagogiques d'un lycée (RDC) et (R+2) contreventé par un système portiques autostables en utilisant le logiciel ETABS version 17.1.

IV.3. MODELISATION DE LA STRUCTURE

IV.3.1. Présentation du logiciel de calcul

Nom du program : ExTended Analysis of Building Systems.

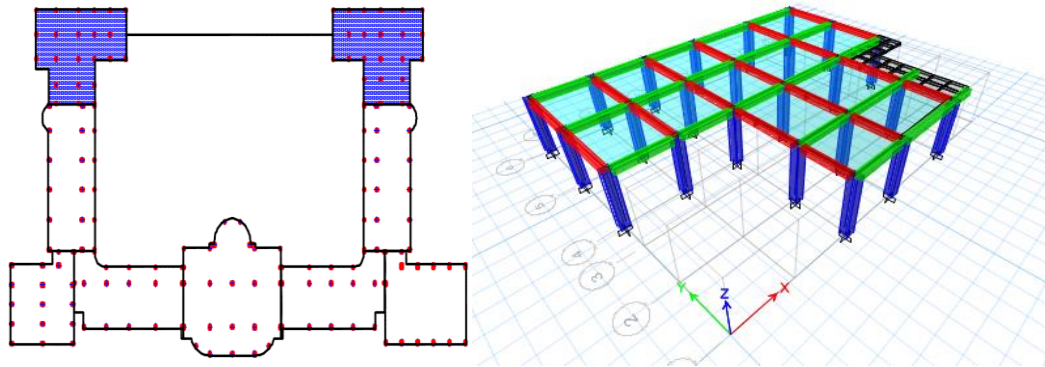
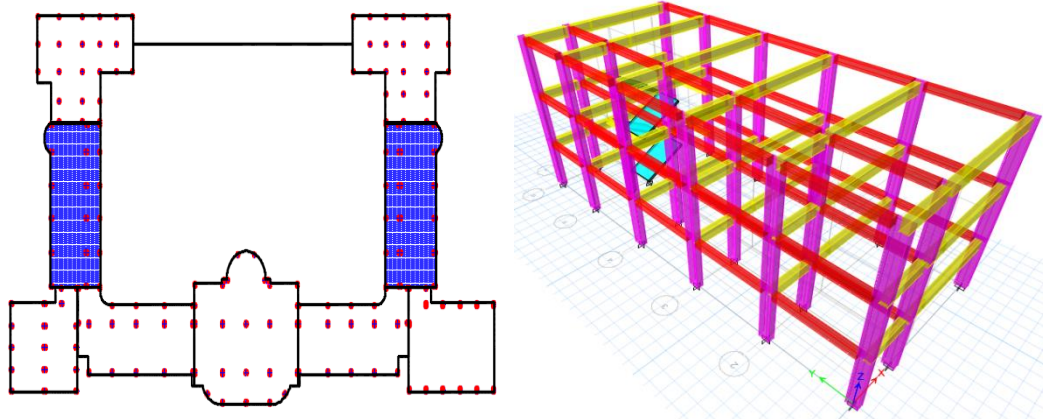
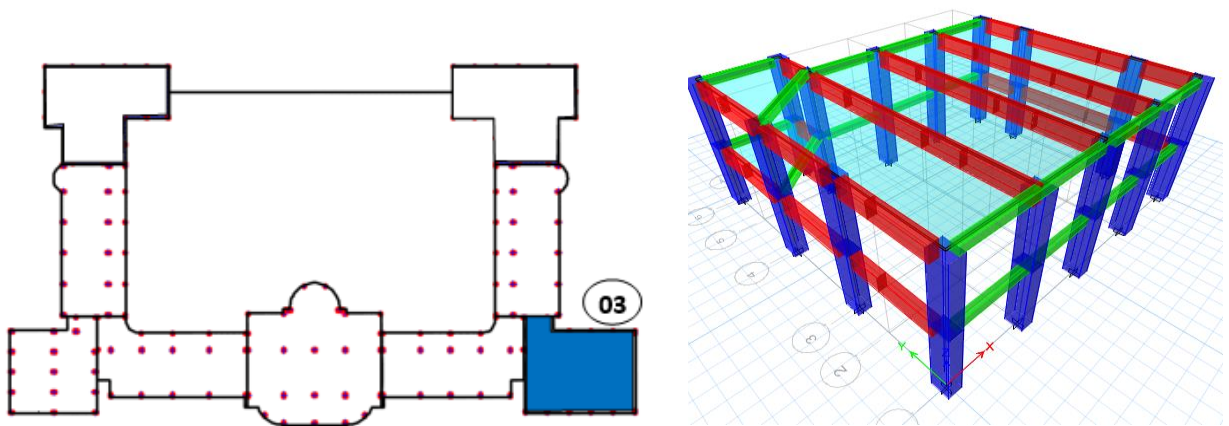
Version : 17.0.1

Entreprise productrice : Computers and structure. Berkeley, Californie, USA.

ETABS : est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments (plancher, dalle, trumeau, linteau ...etc.). Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (Autocad, SAP2000).

♣ Vue en 3D de modélisation de la structure :

Figure IV.1. Vue en 3D de la modélisation de **bloc 1** avec le logiciel Etabs 17.0.1Figure IV.2. Vue en 3D de la modélisation de **bloc 2** avec le logiciel Etabs 17.0.1Figure VI.3. Vue en 3D de la modélisation de **bloc 3** avec le logiciel Etabs 17.0.1

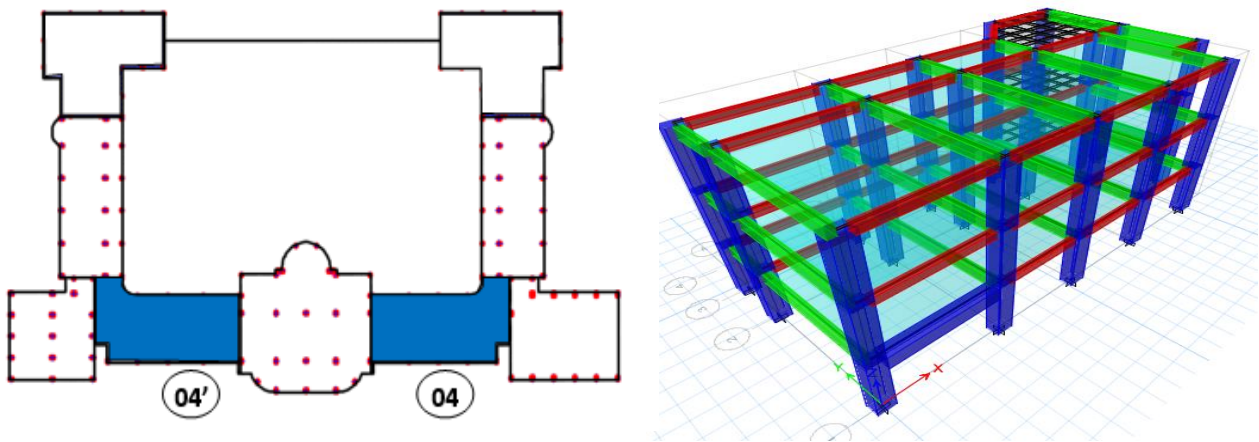


Figure VI. 4. Vue en 3D de la modélisation de **bloc 4** avec le logiciel Etabs 17.0.1

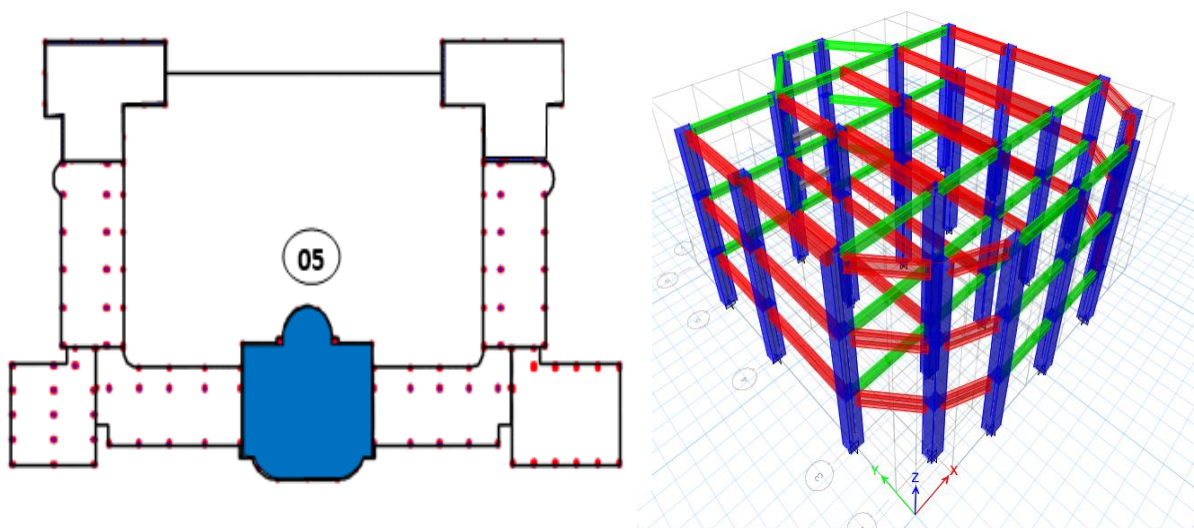


Figure VI.5. Vue en 3D de la modélisation de **bloc 5** avec le logiciel Etabs 17.0.1

IV.3.2. Présentation du modèle de calcul

♣ Méthodes utilisées pour le calcul dynamique

Les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003) préconisent trois méthodes de calcul :

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

En ce qui concerne notre cas, on va utiliser une autre méthode qui est la méthode modèle spectrale. Néanmoins, nous allons calculer au premier lieu l'effort sismique à la base avec la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure.

IV.3.3. La méthode d'analyse modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non- conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent. Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

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 représenté ci-dessus.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Spectre de réponse de calcul (Article 4.3.3 P45) [3].

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

Avec,

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) [3]

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

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (RPA tableau 4.2) [3].

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3) [3]

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) [3]

Q : facteur de qualité (tableau 4.4) [3]

IV.3.3.1. Détermination des paramètres du spectre :

♣ Détermination du coefficient d'accélération de la zone (A) (tableau 4.1 P37) [3]

Le coefficient d'accélération de zone dépend de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\text{Dans notre cas : } \begin{cases} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique IIa (mila)} \end{cases} \rightarrow A = 0.20$$

♣ Détermination du coefficient de comportement global de la structure (R). (Tableau 4.3 P38-39) [3].

On supposant que notre système de contreventement est un système Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide. Alors $\rightarrow R = 5$.

♣ Détermination du facteur de qualité (Q): La valeur de Q est déterminée par la

formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \text{ Formule 4.4P39) [3].}$$

Tableau IV-1 : Valeur de facteur de qualité				
Critère q	Observé	P_{qx}	observé	P_{qy}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2. Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3. Régularité en plan	Oui	0.00	Oui	0.00
4. Régularité en elevation	Oui	0.00	Oui	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00	Oui	0.00
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00	Oui	0.00
Total $\sum_1^6 P_q$	1.10		1.10	
Bloc 1 $Q_{x,y} = 1 + \sum_1^6 P_q$	$Q_x = 1.10$		$Q_y = 1.10$	
Bloc 2	$Q_x = 1.15$		$Q_y = 1.10$	
Bloc 3	$Q_x = 1.10$		$Q_y = 1.10$	
Bloc 4	$Q_x = 1.10$		$Q_y = 1.15$	
Bloc 5	$Q_x = 1.10$		$Q_y = 1.10$	

Avec,

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non (Tableau 4.4 P41) [3].

♣ Détermination des périodes T_1 et T_2

T_1, T_2 représentent les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le RPA99. (Tableau 4.7 P45) [3]

Tableau.IV.2 : Valeurs des périodes caractéristiques T_1, T_2 .				
Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2 (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

Dans notre cas le sol est meuble (site S_3) : $T_1 = 0.15s$ & $T_2 = 0.50s$

♣ Détermination du facteur de correction d'amortissement η

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

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (RPA tableau 4.2) [3]. $\Rightarrow \xi = 7$.

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.881 \geq 0.7 \rightarrow \eta = 0.881.$$

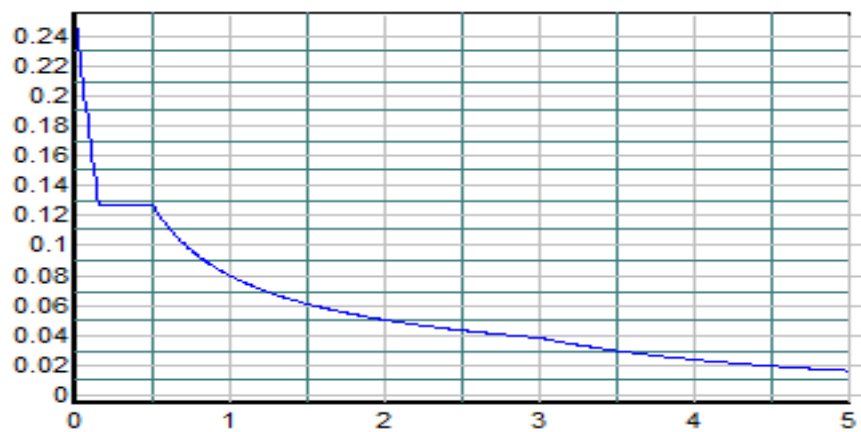


Figure IV-6 : Spectre de réponse des blocs 1, 3 et 5 .

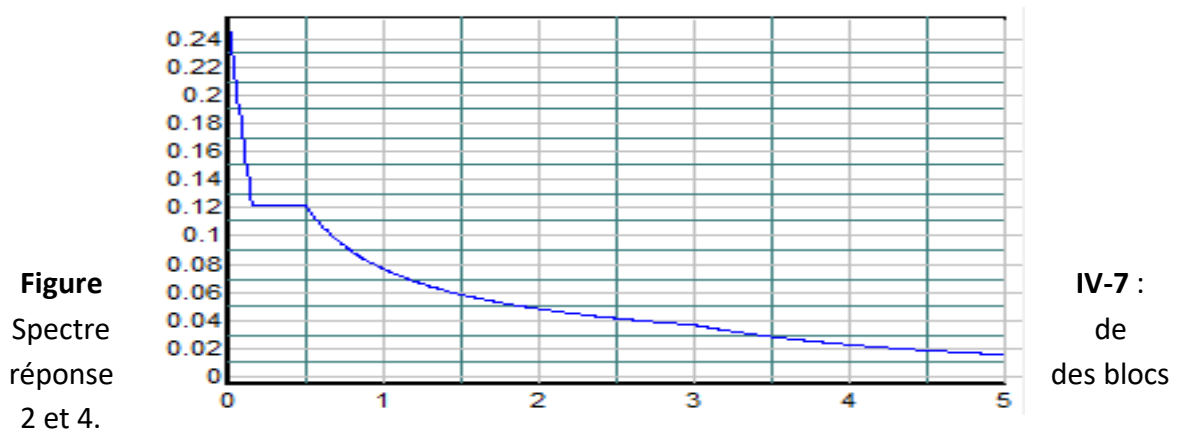


Figure
Spectre
réponse
2 et 4.

IV-7 :
de
des blocs

IV.3.4. Modélisation de la structure

Le spectre de réponse étant intégré dans le logiciel ETABS 17.0.1 avec lequel nous avons modélisé la structure, les données correspondantes à notre projet sont :

- La zone IIa.
- Groupe d'usage 1B.
- Facteur de la qualité de la structure : $\begin{cases} (Q_x = Q_y = 1.1 \text{ bloc 1, 3 et 5}) \\ (Q_x = Q_y = 1.15 \text{ bloc 2 et 4}) \end{cases}$
- Coefficient de comportement global de la structure $R=5$.
- Site meuble : S3.

IV.3.4.1. Modes de vibration et taux de participation des masses

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. (Article 4.3.4 P45-46) [3]. Le tableau suivant illustre les résultats des modes de vibration Obtenus :

Tableau IV.3. Périodes et taux de participation massique de la structure (bloc 1)							
Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
	sec						
1	0.158	0.000001288	0.9581	0.000001288	0.9581	0.0456	0.0456
2	0.148	0.9987	0.0001	0.9987	0.9582	0.0011	0.0467
3	0.136	0.0013	0.0418	1	1	0.9533	1

a) Remarque :

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0.158s$
- ✓ Les 1^{er} et 2^{ème} mode sont des modes de translation
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

On doit retenir les 3 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99). Les modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

Bloc1 :

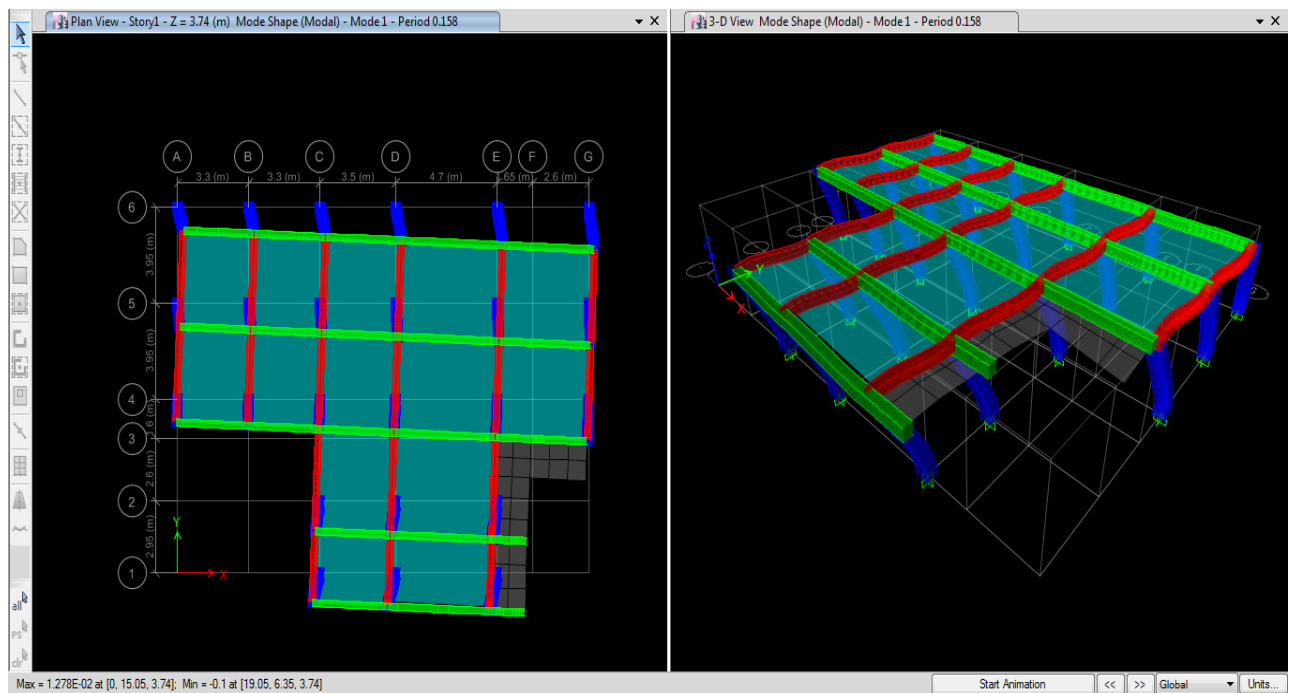


Figure IV-8 : 1^{er} mode de vibration (translation selon l'axe x) $T_1 = 0,158s$. BLOC1

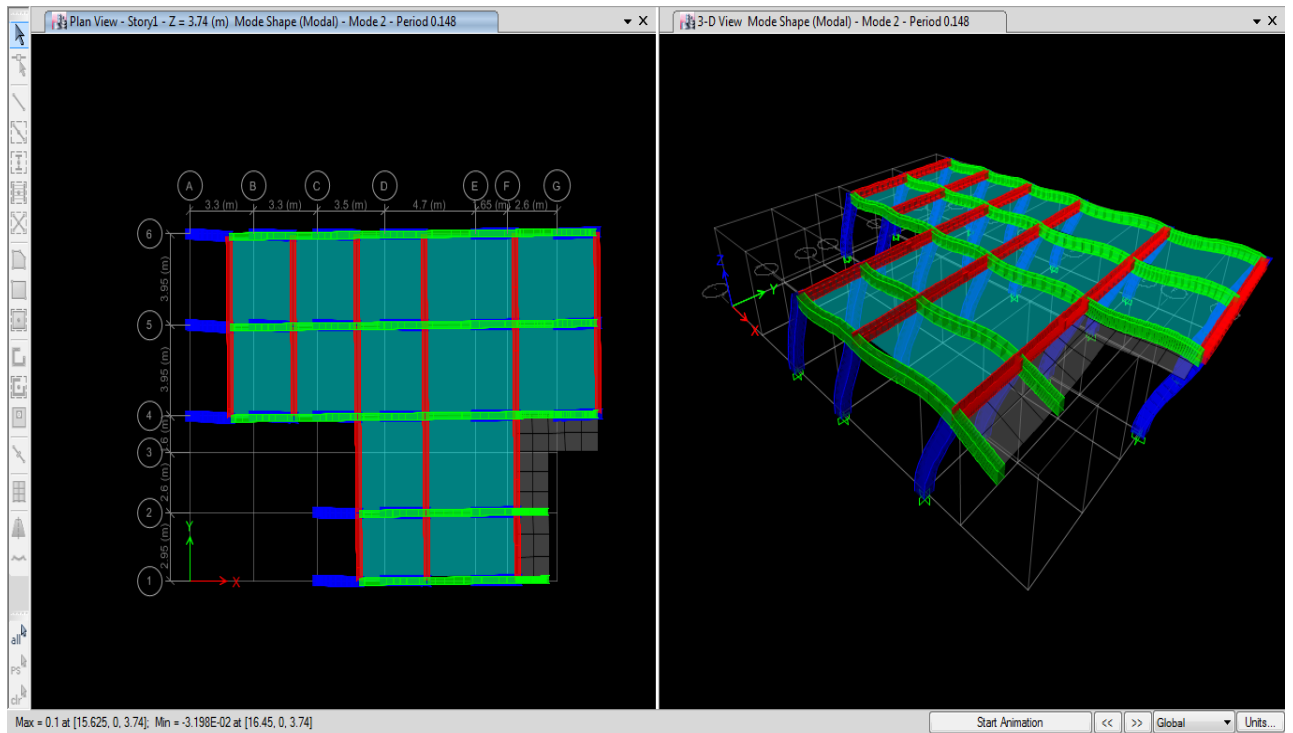


Figure IV-9 : 2^{ème} mode de vibration (translation selon l'axe y) $T_2 = 0,148s$. BLOC 1

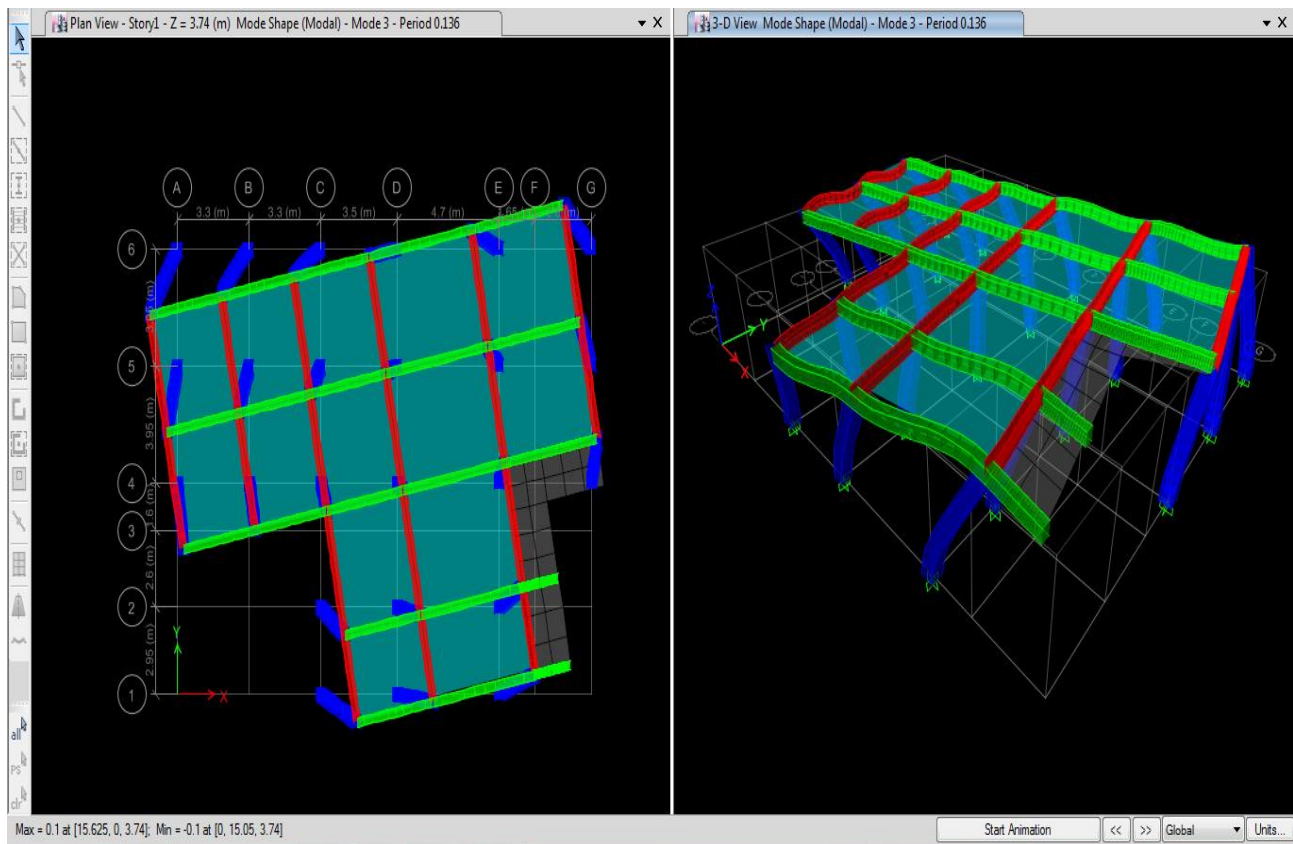


Figure IV-10 : 3^{ème} mode de vibration (torsion autour de l'axe Z) $T_3 = 0,136s$ BLOC 1

Tableau IV.4. Périodes et taux de participation massique de la structure (bloc 2)							
Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
	sec						
1	0,47	0,7392	3,9E-05	0,7392	3,9E-05	0,1442	0,1442
2	0,417	0,0004	0,7896	0,7396	0,7896	0,0018	0,1461
3	0,379	0,13	0,0016	0,8697	0,7913	0,7046	0,8507
4	0,164	0,0968	0,0001	0,9664	0,7914	0,0035	0,8542
5	0,139	0,0048	0,0272	0,9712	0,8185	0,0905	0,9447
6	0,129	0,0004	0,1268	0,9716	0,9453	0,0162	0,961
7	0,114	0,0025	0,0006	0,9741	0,9459	0,0009	0,9618
8	0,095	0,0177	0,0002	0,9918	0,9461	0,0007	0,9625
9	0,079	0,001	0,0019	0,9928	0,948	0,0252	0,9877

b) Remarque :

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,47s$
- ✓ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

On doit retenir les 6 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99). Les modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

Bloc2 :

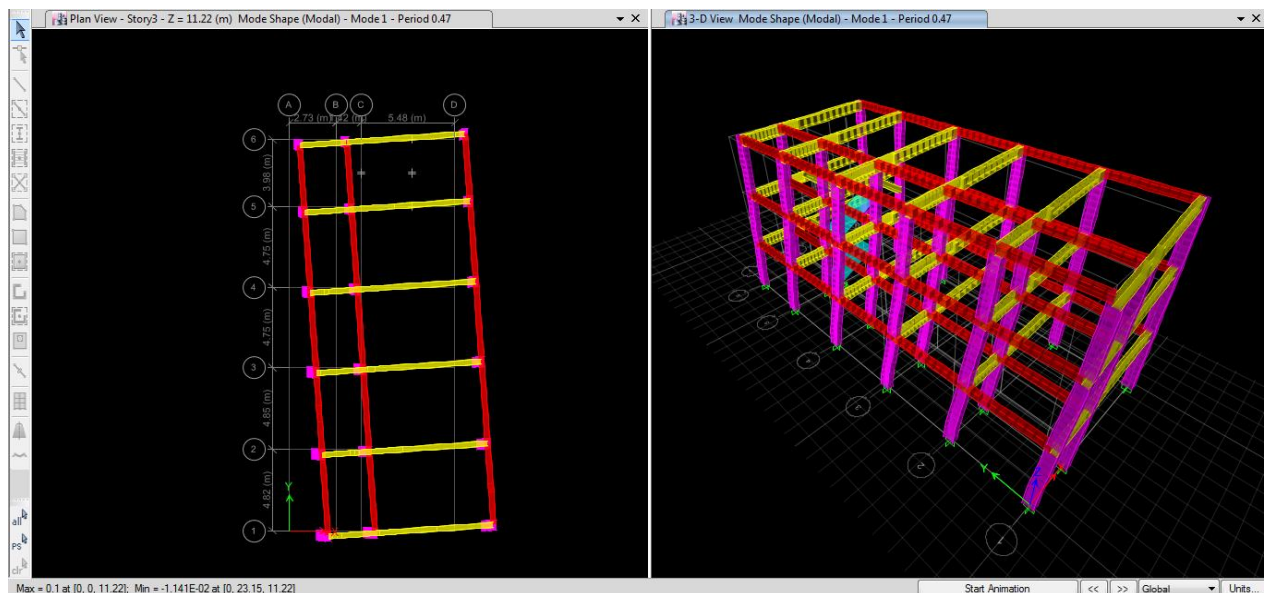


Figure IV-11 : 1^{er} mode de vibration (translation selon l'axe x) $T_1 = 0,47s$. (BLOC 2)

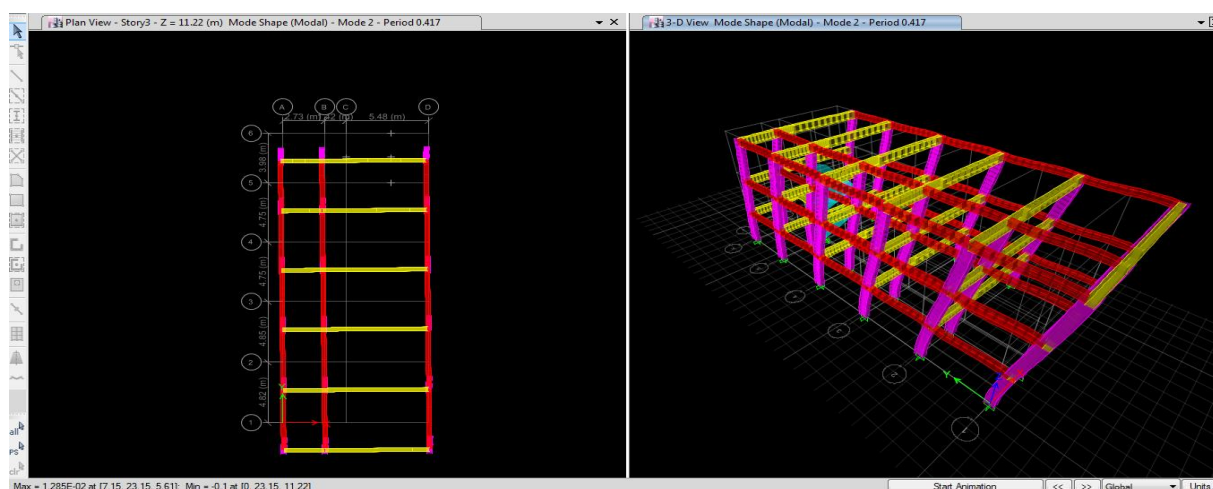


Figure IV-12 : 2^{ème} mode de vibration (translation selon l'axe y) $T_2 = 0,417s$ (BLOC 2)

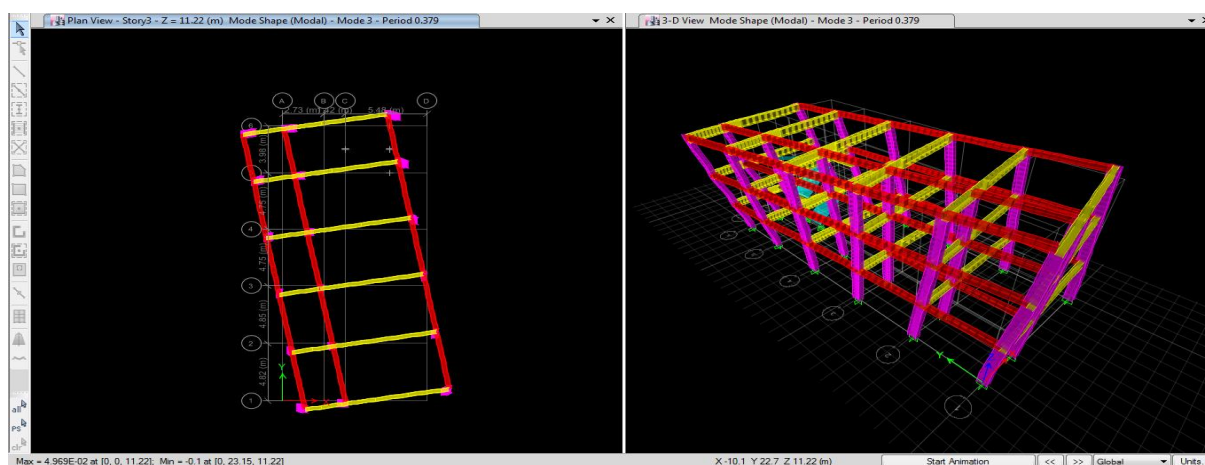


Figure IV-13 : 3^{ème} mode de vibration (torsion autour de l'axe Z) $T_3 = 0,379s$. (BLOC 2)

Tableau IV.5. Périodes et taux de participation massique de la structure (bloc 3)

Mode	Période sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0.232	0.8646	0.00001793	0.8646	1.79E-05	0.0022	0.0022
2	0.174	2.64E-05	0.9086	0.8646	0.9087	0.0004	0.0026
3	0.159	0.0014	0.0005	0.866	0.9091	0.8803	0.883
4	0.04	0.0008	0.0814	0.8668	0.9906	0.015	0.8979
5	0.036	0.0594	0.0073	0.9262	0.9979	0.0606	0.9585
6	0.034	0.0738	0.0021	1	1	0.0415	1

c) Remarque :

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0.232s$
- ✓ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation

✓ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

On doit retenir les 5 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99). Les modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

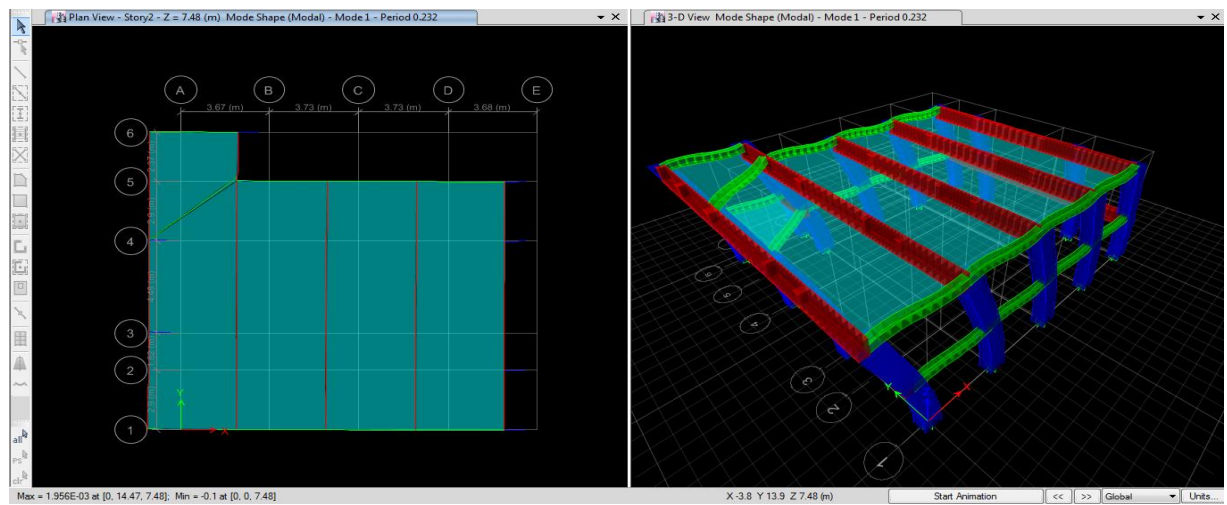


Figure IV-14 : 1^{er} mode de vibration (translation selon l'axe x) $T_1 = 0,0.232s$. (BLOC 3)

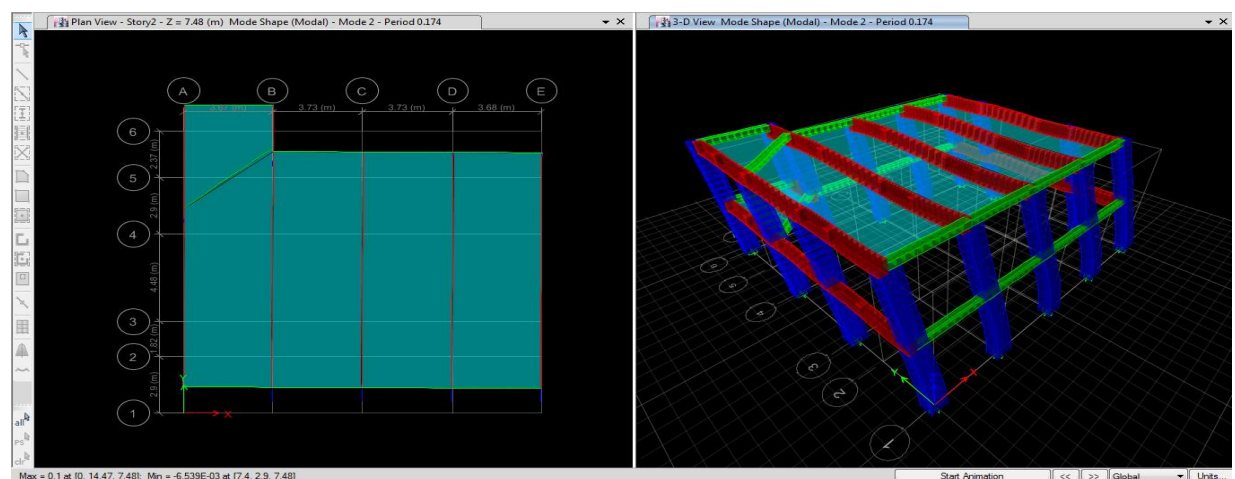


Figure IV-15 : 2^{ème} mode de vibration (translation selon l'axe y) $T_2 = 0,174s$. BLOC 3

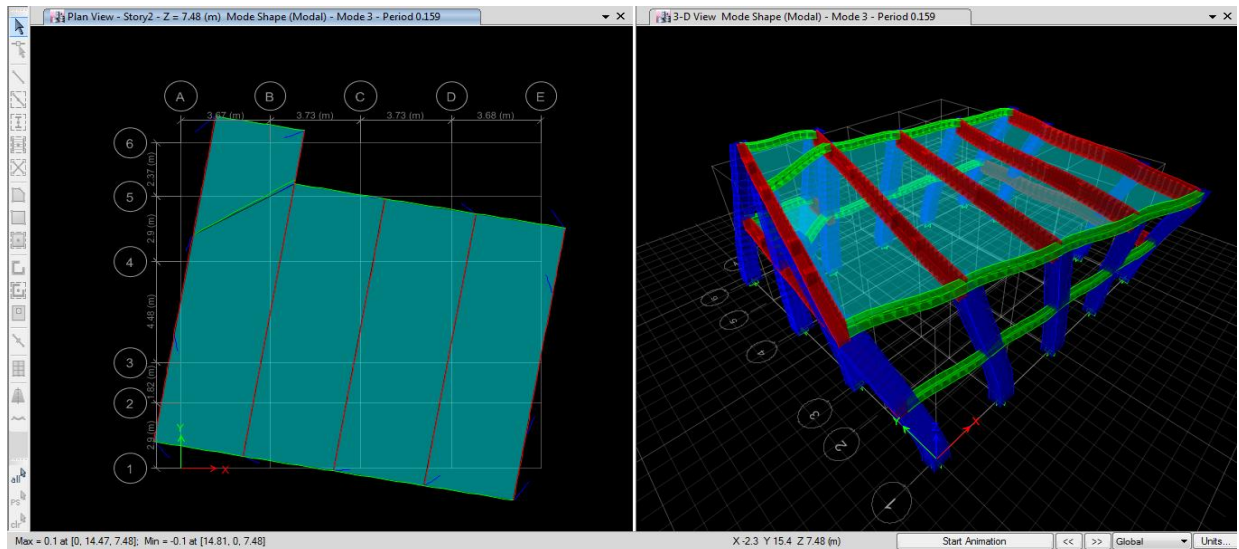


Figure IV-16 : 3^{ème} mode de vibration (torsion autour de l'axe Z) $T_3=0,159s$ BLOC 3

Tableau IV.6. Périodes et taux de participation massique de la structure (bloc 4)

Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
	sec						
1	0,508	0,008	0,8711	0,008	0,8711	0,0025	0,0025
2	0,443	0,6239	0,0112	0,6318	0,8823	0,206	0,2085
3	0,432	0,1988	1,8E-05	0,8307	0,8823	0,6569	0,8654
4	0,17	0,0004	0,097	0,831	0,9793	0,0005	0,866
5	0,142	0,0074	0,0006	0,8385	0,9799	0,1013	0,9673
6	0,129	0,1244	0,0001	0,9629	0,98	0,006	0,9732
7	0,108	0,0001	0,0198	0,963	0,9998	4,8E-05	0,9733
8	0,085	0,0006	0,0002	0,9636	1	0,026	0,9993
9	0,068	0,0364	7,5E-07	1	1	0,0007	1

d) **Remarque :**

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0.508s$
- ✓ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

On doit retenir les 6 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99). Les modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

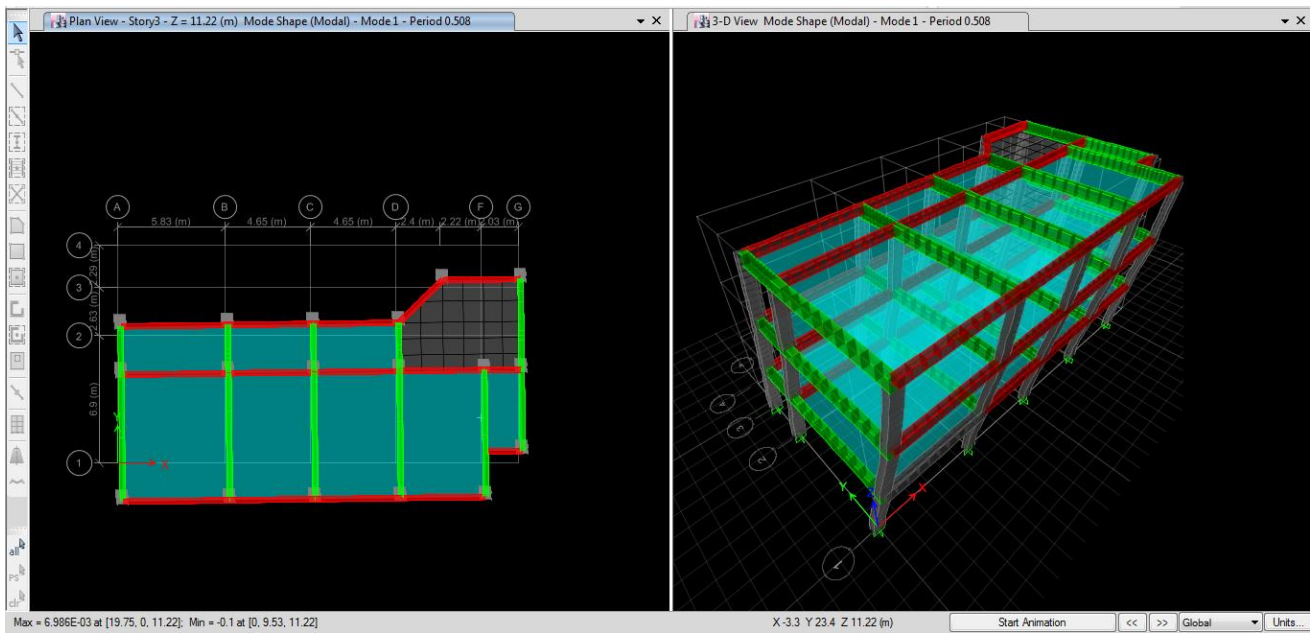


Figure IV-17 :1^{er} mode de vibration (translation selon l'axe y) $T_1 = 0,508s$. BLOC 4

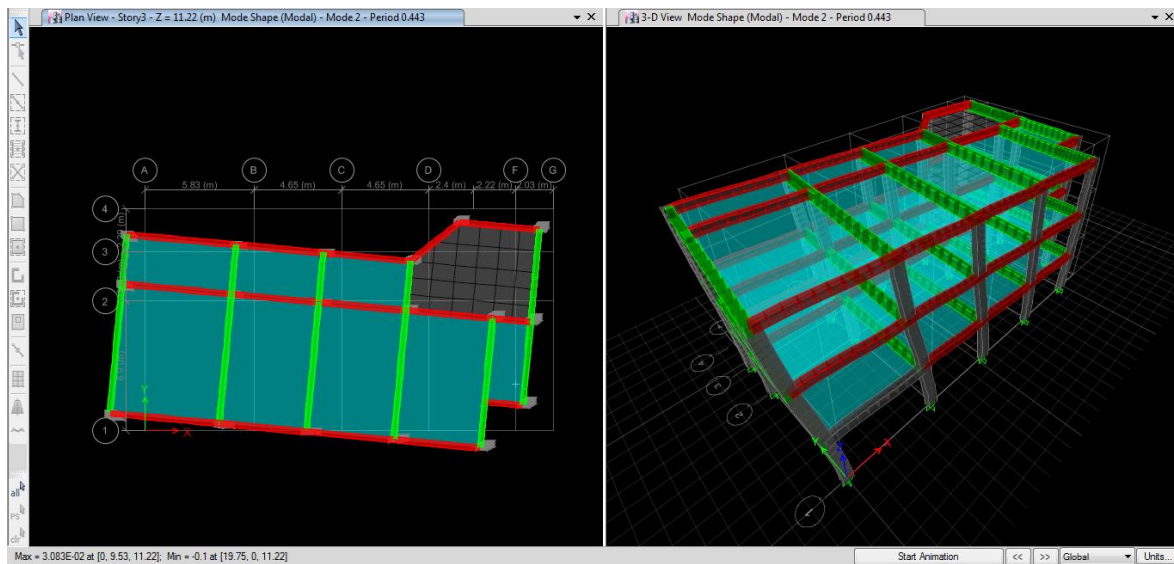


Figure IV-18 :2^{eme} mode de vibration (translation selon l'axe x) $T_2 = 0,443s$. BLOC 4

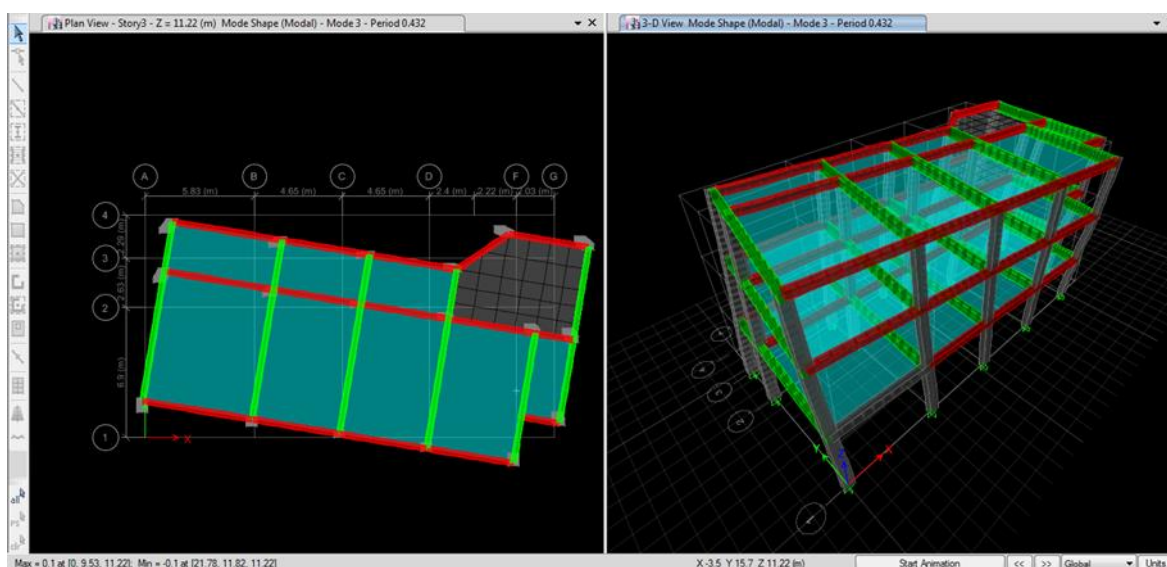


Figure IV-19 : 3^{ème} mode de vibration (torsion autour de l'axe Z) $T_3=0,432s$ BLOC 4

Tableau IV.7. Périodes et taux de participation massique de la structure (bloc 5)

Mode	Période sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0.443	0.7702	0.00001249	0.7702	0.00001249	0.001	0.001
2	0.407	0.00002611	0.7959	0.7702	0.7959	0.0097	0.0107
3	0.326	0.0003	0.0106	0.7705	0.8065	0.792	0.8027
4	0.129	0.0014	0	0.7719	0.8065	0.0017	0.8044
5	0.104	0.0008	0.1455	0.7727	0.952	0.0013	0.8057
6	0.099	0.1616	0.001	0.9344	0.9531	0.0084	0.814
7	0.085	0.0097	0.0005	0.9441	0.9535	0.1314	0.9455
8	0.054	0.0045	0	0.9486	0.9535	0.0077	0.9532
9	0.052	0	0.035	0.9486	0.9886	0.00002931	0.9532

e) Remarque :

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0.443s$
- ✓ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

On doit retenir les 7 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99). Les modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

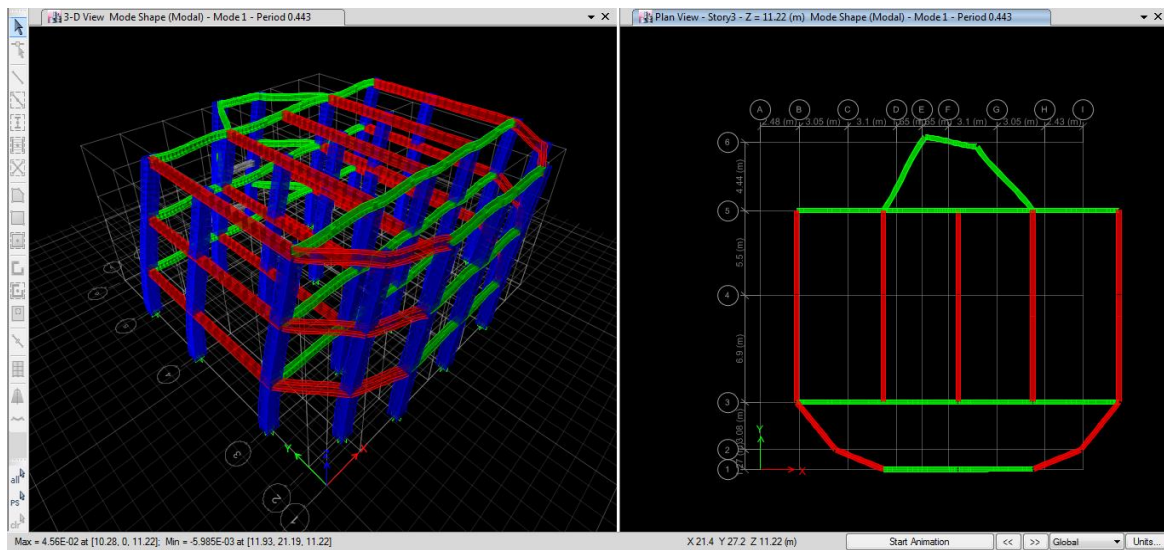


Figure IV-20 : 1^{er} mode de vibration (translation selon l'axe x) $T_1 = 0,443s$. (BLOC 5)

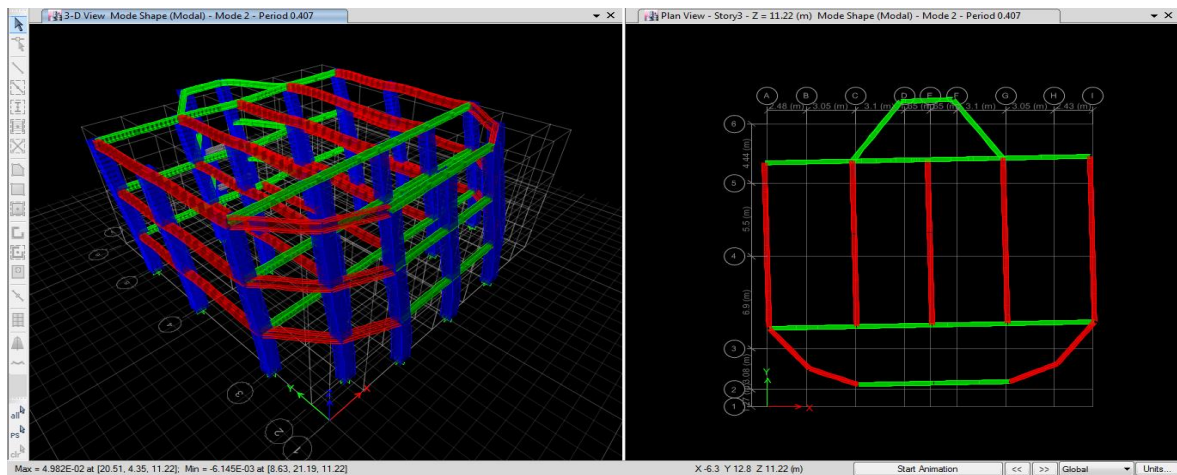


Figure IV-21 : 2^{ème} mode de vibration (translation selon l'axe y) $T_2 = 0,407s$. (BLOC 5)

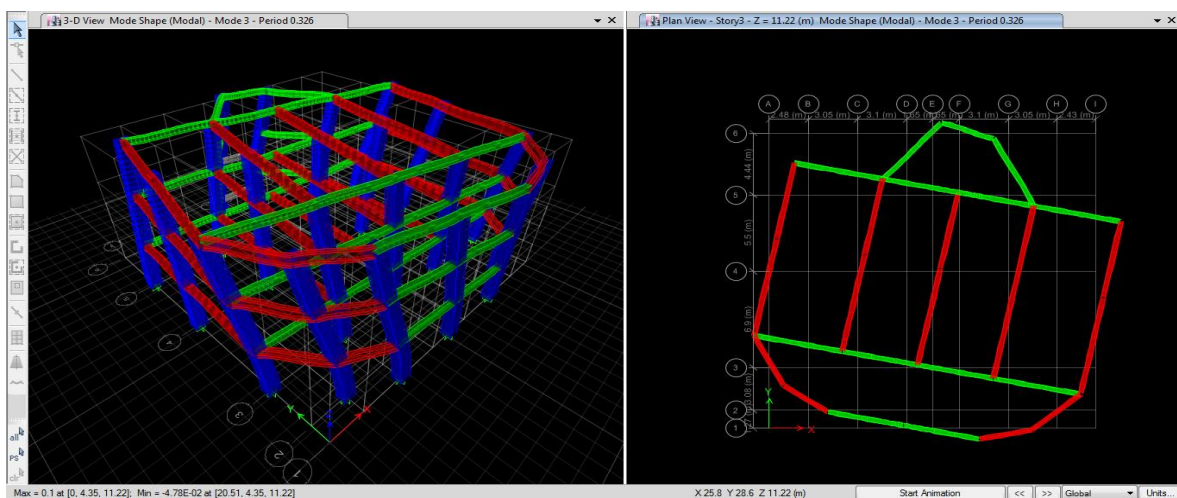


Figure IV-22 : 3^{ème} mode de vibration (torsion autour de l'axe Z) $T_3 = 0,326s$ (BLOC 5)

IV.4. VERIFICATION DE LA RESULTANTE SISMIQUE

En se référant à l'article 4-3-6 de RPA[3], la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} 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_{sta} , nous avons :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/version 2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_{st} " obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments.) dans le rapport $r = \frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}}$.

On doit donc évaluer l'effort tranchant à la base de structure par la méthode statique équivalente donnée par la formule ci-dessous :

Bloc 1

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{RPA Art 4, 2, 3}) [3]$$

$$A = 0.2 ; Q = 1.1 ; R = 5$$

W : poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA. Dans le cas d'un bâtiment à usage d'habitation la valeur de ce coefficient est fixée à 0.2

A partir des résultats de modélisation par ETABS 17.01 on trouve :

$$W = 2218.926 \text{ KN}$$

Donc tous les paramètres sont calculés sauf le facteur d'amplification dynamique moyenne D .

Le facteur d'amplification dynamique moyens D_x et D_y , respectivement pour le sens longitudinal et transversal comme suit :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Donc pour calculer la valeur de D on doit calculer la période T :

IV.4.1. Détermination de la période fondamentale T

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

a. Période empirique

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{Article 4.2.4 P42}) [3]$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). pour notre cas : $h_N = 3.74 \text{ m}$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Pour notre cas $C_T = 0.075$ (Tableau 4.6 P42) [3]

Donc : $T = C_T h_N^{3/4} = 0.075 \times 3.74^{3/4} = 0.20 \text{ s}$

Remarque : d'après (Article 4.2.4 P42) [3], la période peut être calculée par deux autres formules, formule de Rayleigh ou encore la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

Selon RPA 2003 applicable éventuellement pour le cas n° 1 qui est le nôtre, citée dans RPA le (Tableau 4.6 P42) [3].

IV.4. 2. Vérification de la résultante sismique

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

$$D_x = 19.34 \text{ m} ; \quad D_y = 15.35 \text{ m}$$

$$T_x = 0.08 \text{ s} ; \quad T_y = 0.09 \text{ s}$$

$$T_x = \min(0.08 \text{ s}, 0.20 \text{ s}) \rightarrow T_x = 0.08 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0.09 \text{ s}, 0.20 \text{ s}) \rightarrow T_y = 0.09 \text{ s}$$

Dans l'article (4.2.4 P42) RPA 2003 exige que les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30% :

$$T_{\text{numérique}} \leq 1.3 \times T_{\text{empirique}}$$

$$T_{\text{numérique}} = 0.158 > 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.09 = 0.117 \text{ s}.$$

On doit calculer (D) avec 1,3 Temp :

$$\rightarrow \begin{cases} T_x = 0.104 \text{ s} \\ T_y = 0.117 \text{ s} \end{cases}$$

Le facteur d'amplification dynamique moyens D_x et D_y , respectivement pour le sens longitudinal et transversal comme suit :

❖ Sens x-x :

$$\text{On a : } 0 < T < T_2 \Rightarrow 0 < 0.104 < 0.5 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } D_x = 2.5\eta \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.881 = 2.20$$

❖ Sens Y-Y :

$$\text{On a : } 0 < T < T_2 \Rightarrow 0 < 0.117 < 0.5 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } D_y = 2.5\eta \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.881 = 2.20$$

✓ A partir des résultats de modélisation par Etabs on trouve :

$$W = 2218.926 \text{ KN}$$

$$V_{stx} = 191.204 \text{ KN} ; V_{sty} = 191.204 \text{ KN}.$$

$$\text{On a : } V_{dynx} = 1990.68 \text{ KN} ; V_{dyny} = 1934.78 \text{ KN}.$$

Tableau.IV.8. Vérification de l'effort tranchant à la base (bloc 1)				
Résultante des forces sismiques	V_{dyn}	V_{st}	V_{dyn} / V_{st}	Observation
Sens x-x	1990.68	191.204	10.41	C.V
Sens y-y	1934.78	191.204	10.11	C.V

BLOC 2 :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{RPA Art 4, 2, 3}) \quad [3]$$

$$A = 0.2 ; Q = 1.15 ; R = 5$$

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0.075 \times 11.22^{3/4} = 0.459 \text{ s}$$

$$h_N = 11.22 \text{ m}$$

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

$$D_x = 10.10 \text{ m} ; D_y = 23.50 \text{ m}$$

$$T_x = 0.317 \text{ s} ; T_y = 0.208 \text{ s}$$

$$T_x = \min(0.317 \text{ s}, 0.459 \text{ s}) \rightarrow T_x = 0.317 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0.208 \text{ s}, 0.459 \text{ s}) \rightarrow T_y = 0.208 \text{ s}$$

$$T_{numérique} \leq 1.3 \times T_{empirique}$$

$$T_{numérique} = 0.47 > 1.3 \times T_{empirique} = 1.3 \times 0.208 = 0.270 \text{ s}.$$

On doit calculer (D) avec 1,3 Temp :

$$\rightarrow \begin{cases} T_x = 0.317 \text{ s} \\ T_y = 0.270 \text{ s} \end{cases}$$

❖ **Sens x-x :**

$$\text{On a : } 0 < T < T_2 \Rightarrow 0 < 0.317 < 0.5 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } D_x = 2.5\eta \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.881 = 2.20$$

❖ **Sens Y-Y :**

$$\text{On a : } 0 < T < T_2 \Rightarrow 0 < 0.270 < 0.5 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } D_y = 2.5\eta \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.881 = 2.20$$

✓ A partir des résultats de modélisation par Etabs on trouve :

$$W = 7226,1706 \text{ KN}$$

$$V_{stx} = 706,7726 \text{ KN} ; V_{sty} = 706,7726 \text{ KN}.$$

$$\text{On a : } V_{dynx} = 707,7033 \text{ KN} ; V_{dyny} = 722,6954 \text{ KN}.$$

Tableau.IV.9. Vérification de l'effort tranchant à la base (bloc 2)				
Résultante des forces sismiques	V_{dyn}	V_{st}	V_{dyn} / V_{st}	Observation
Sens x-x	707,7033	706,7726	1,00131683	C.V
Sens y-y	722,6954	706,7726	1,02252889	C.V

BLOC 3:

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{RPA Art 4, 2, 3}) \quad [3]$$

$$A = 0.2 ; Q = 1.11 ; R = 5$$

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0.075 \times 7.48^{3/4} = 0.339s$$

$$h_N = 7.48 \text{ m}$$

$$T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$$

$$D_x = 15.20 \text{ m} ; D_y = 15.07 \text{ m}$$

$$T_x = 0.172 \text{ s} ; T_y = 0.173 \text{ s}$$

$$T_x = \min(0.172s, 0.339s) \rightarrow T_x = 0.172 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0.173 \text{ s}, 0.339 \text{ s}) \rightarrow T_y = 0.173s$$

$$T_{\text{numérique}} \leq 1.3 \times T_{\text{empirique}}$$

$$T_{\text{numérique}} = 0.232 > 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.173 = 0.224s.$$

On doit calculer (D) avec 1,3 Temp :

$$\rightarrow \begin{cases} T_x = 0.223s \\ T_y = 0.224s \end{cases}$$

❖ Sens x-x :

$$\text{On a : } 0 < T < T_2 \Rightarrow 0 < 0.223 < 0.5s$$

$$\text{Donc : } D_x = 2.5\eta \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.881 = 2.20$$

❖ Sens Y-Y :

$$\text{On a : } 0 < T < T_2 \Rightarrow 0 < 0.224 < 0.5s$$

$$\text{Donc : } D_y = 2.5\eta \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.881 = 2.20$$

✓ A partir des résultats de modélisation par Etabs on trouve :

$$W = 3413.5079 \text{ KN}$$

$$V_{stx} = 295.38 \text{ KN} ; V_{sty} = 295.38 \text{ KN}.$$

$$\text{On a : } V_{dynx} = 333.68 \text{ KN} ; V_{diny} = 343.72 \text{ KN}.$$

Tableau.IV.10. Vérification de l'effort tranchant à la base (bloc 3)

Résultante des forces sismiques	V _{dyn}	V _{st}	V _{dyn} / V _{st}	Observation
Sens x-x	333.68	295.38	1.12	C.V
Sens y-y	343.72	295.38	1.16	C.V

BLOC 4 :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{RPA Art 4, 2, 3}) \quad [3]$$

$$A = 0.2 ; Q = 1.15 ; R = 5$$

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0.075 \times 11.22^{3/4} = 0.46s$$

$$h_N = 11.22 \text{ m}$$

$$T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$$

$$D_x = 22.10 \text{ m} ; D_y = 12.46 \text{ m}$$

$$T_x = 0.214 \text{ s} ; T_y = 0.286 \text{ s}$$

$$T_x = \min(0.214s, 0.46s) \rightarrow T_x = 0.214 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0.286 \text{ s}, 0.460 \text{ s}) \rightarrow T_y = 0.286s$$

$$T_{\text{numérique}} \leq 1.3 \times T_{\text{empirique}}$$

$$T_{\text{numérique}} = 0.508 > 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.214 = 0.278s.$$

On doit calculer (D) avec 1,3 Temp :

$$\rightarrow \begin{cases} T_x = 0.278s \\ T_y = 0.286s \end{cases}$$

❖ **Sens x-x :**

$$\text{On a : } 0 < T < T_2 \Rightarrow 0 < 0.278 < 0.5s$$

$$\text{Donc : } D_x = 2.5\eta \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.881 = 2.20$$

❖ **Sens Y-Y :**

$$\text{On a : } 0 < T < T_2 \Rightarrow 0 < 0.286 < 0.5s$$

$$\text{Donc : } D_y = 2.5\eta \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.881 = 2.20$$

✓ A partir des résultats de modélisation par Etabs on trouve :

$$W = 6599,9798 \text{ KN}$$

$$V_{stx} = 710,09 \text{ KN} ; V_{sty} = 710,09 \text{ KN}.$$

$$\text{On a : } V_{dynx} = 750,29 \text{ KN} ; V_{diny} = 780,112 \text{ KN}.$$

Tableau.IV.11. Vérification de l'effort tranchant à la base (bloc 4).

Résultante des forces sismiques	V_{dyn}	V_{st}	V_{dyn} / V_{st}	Observation
Sens x-x	750,29	710,09	1,05661	C.V
Sens y-y	780,112	710,09	1,09861	C.V

BLOC 5 :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{RPA Art 4, 2, 3}) \quad [3]$$

$$A = 0.2 ; Q = 1.1 ; R = 5$$

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0.075 \times 11.22^{3/4} = 0.459s$$

$$h_N = 11.22 \text{ m}$$

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

$$D_x = 20.85 \text{ m} ; D_y = 21.65 \text{ m}$$

$$T_x = 0.221 \text{ s} ; T_y = 0.217 \text{ s}$$

$$T_x = \min(0.221s, 0.459s) \rightarrow T_x = 0.221s$$

$$T_y = \min(0.217s, 0.459s) \rightarrow T_y = 0.217s$$

$$T_{\text{numérique}} = < 1.3 \times T_{\text{empirique}}$$

$$T_{\text{numérique}} = 0.443 > 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.221 = 0.287s.$$

$$\text{On doit calculer (D) avec 1,3 Temp : } \rightarrow \begin{cases} T_x = 0.287s \\ T_y = 0.282s \end{cases}$$

Sens x-x :

$$\text{On a : } 0 < T < T_2 \Rightarrow 0 < 0.287 < 0.5s$$

$$\text{Donc : } D_x = 2.5\eta \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.881 = 2.20$$

❖ **Sens Y-Y :**

$$\text{On a : } 0 < T < T_2 \Rightarrow 0 < 0.282 < 0.5s$$

$$\text{Donc : } D_y = 2.5\eta \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.881 = 2.20$$

✓ A partir des résultats de modélisation par Etabs on trouve :

$$W = 11001.75 \text{ KN}$$

$$V_{stx} = 1006.42 \text{ KN} ; V_{sty} = 1006.42 \text{ KN}.$$

$$\text{On a : } V_{dynx} = 1025.53 \text{ KN} ; V_{dyny} = 1048.67 \text{ KN}.$$

Tableau.IV.12. Vérification de l'effort tranchant à la base (bloc 5).				
Résultante des forces sismiques	V_{dyn}	V_{st}	V_{dyn} / V_{st}	Observation
Sens x-x	1025.53	1006.42	1.01	C.V
Sens y-y	1048.67	1006.42	1.04	C.V

IV.4.3. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, (Article 7.4.3.1) [3] exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec,

B_c : air de la section transversale du poteau considéré.

N_d : effort normal de compression de calcul sous combinaisons accidentelles (sismique).

Selon le CBA, dans le chapitre B.8.2 [2], (combinaisons d'actions à considérer) dans le l'Article B.8.2.2 (Poteaux soumis aux charges dues à la pesanteur et au séisme), il y a ce qui suit : "Les combinaisons d'action à considérer sont celles données par le DTR. BC 2.48 auxquelles il y a lieu de se référer. Donc pour un ouvrage portique :

G+Q+1.2 Ex, y; G+Q-1.2 Ex, y

0.8G+Ex, y; 0.8G-Ex, y

Par expérience la combinaison la plus défavorable était la combinaison :

G+Q+ 1.2 Ex, y; G+Q- 1.2Ex, y

A) Vérification d'effort normal réduits des poteaux :

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.13. Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.						
blocs	Poteau	B_c (m²)	f_{c28} (Mpa)	N_d (KN)	v	Observation
Bloc 1	45x45	0.2025	25	204.51	0.04	C.V
Bloc 2	35x60	0,21	25000	1224,852	0,233	C.V
Bloc 3	60x80	0.480	25	560.49	0.04	C.V
Bloc 4	35x60	0,21	25	1108,65	0,211	C.V
Bloc 5	65x80	0.520	25	1433.65	0.11	C.V

IV.4.4. Vérification des déplacements :

Selon l'article 4.4.3 [3], Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$ Avec,

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure.

R : coefficient de comportement global, notre cas $R = 5$.

Selon le (Article.5.10) [3], les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents (K-1), ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

$\Delta_k < 1\% h_k$ Avec : h_k : la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau (K-1) est égale à

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.14. Vérification vis-à-vis des déformations								
Bloc 1								
Niveau	Sens X-X			R	Sens Y-Y			Observation
	δ_k/δ_{k-1}	h_k (m)	Δ_k (m)		δ_k/δ_{k-1}	Δ_k (m)	$1\%h_k$	
RDC	0,0014	3,74	0,026	5	0,0019	0,0355	0,0374	Vérifiée
Bloc 2								
Niveau	Sens X-X			R	Sens Y-Y			Observation
	δ_k/δ_{k-1}	h_k (m)	Δ_k (m)		δ_k/δ_{k-1}	Δ_k (m)	$1\%h_k$	
2	0,000735	3,74	0,0137445	5	0,000715	0,0133705	0,0374	Vérifiée
1	0,001234	3,74	0,0230758	5	0,000791	0,0147917	0,0374	Vérifiée
RDC	0,001144	3,74	0,0213928	5	0,000504	0,0094248	0,0374	Vérifiée
Bloc 3								
Niveau	Sens X-X			R	Sens Y-Y			Observation
	δ_k/δ_{k-1}	h_k (m)	Δ_k (m)		δ_k/δ_{k-1}	Δ_k (m)	$1\%h_k$	
1	0,000316	3,74	0,0059	5	0,000147	0,0027	0,0374	Vérifiée
RDC	0,000169	3,74	0,0031	5	0,00012	0,0022	0,0374	Vérifiée
Bloc 4								
Niveau	Sens X-X			R	Sens Y-Y			Observation
	δ_k/δ_{k-1}	h_k (m)	Δ_k (m)		δ_k/δ_{k-1}	Δ_k (m)	$1\%h_k$	
2	0,000649	3,74	0,012136	5	0,000669	0,01251	0,0374	Vérifiée
1	0,000876	3,74	0,016381	5	0,001103	0,020626	0,0374	Vérifiée
RDC	0,000599	3,74	0,011201	5	0,001057	0,019766	0,0374	Vérifiée
Bloc 5								
Niveau	Sens X-X			R	Sens Y-Y			Observation
	δ_k/δ_{k-1}	h_k (m)	Δ_k (m)		δ_k/δ_{k-1}	Δ_k (m)	$1\%h_k$	
2	0,000855	3,74	0,01598	5	0,000697	0,013	0,0374	Vérifiée

1	0.000821	3,74	5	0,01535	0.000775	0,0144	0,0374	Vérifiée
RDC	0.000405	3,74	5	0,00757	0.000441	0,0082	0,0374	Vérifiée

⇒ D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

IV.4.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du second ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (Article 5.9) [3]

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{h_k \times V_k} < 0.1 \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau k

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si : $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.15. Vérification des effets P-Δ (Bloc 1)						
sen X-X						
Niveaux	h_k	p_k	Δ_k	V_k	θ_k	Observation
	(m)	(KN)	(m)	(KN)		
RDC	3.74	1764.516	0,026	1990.681	0.00616	Vérifiée
sen Y-Y						
Niveaux	h_k	p_k	Δ_k	V_k	θ_k	Observation
	(m)	(KN)	(m)	(KN)		
RDC	3.74	1764.516	0,0355	1934.78	0.00865	Vérifiée

Tableau IV.16. Vérification des effets P-Δ (Bloc 2)

sens X-X						
Niveaux	h_k (m)	p_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Observation
2	3,74	2229,4513	0,0137445	313,2121	0,0261587	Vérifiée
1	3,74	4727,811	0,0230758	568,6357	0,0512993	Vérifiée
RDC	3,74	7226,1706	0,0213928	707,7033	0,0584054	Vérifiée
sens Y-Y						
Niveaux	h_k (m)	p_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Observation
2	3,74	2229,4513	0,0133705	360,4762	0,0221104	Vérifiée
1	3,74	4727,811	0,0147917	605,7484	0,0308684	Vérifiée
RDC	3,74	7226,1706	0,0094248	722,6954	0,0251973	Vérifiée

Tableau IV.17. Vérification des effets P-Δ (Bloc 3)

sens X-X						
Niveaux	h_k (m)	p_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Observation
1	3.74	1710.381	0,0059	274.8344	0.009817	Vérifiée
RDC	3.74	2628.821	0,0031	324.4914	0.006715	Vérifiée
sens Y-Y						
Niveaux	h_k (m)	p_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Observation
1	3.74	1710.381	0,0027	274.8344	0.0044927	Vérifiée
RDC	3.74	2628.821	0,0022	324.4914	0.0047655	Vérifiée

Tableau IV.18. Vérification des effets P- Δ (Bloc 4)

sens X-X						
Niveaux	h_k	p_k	Δ_k	V_k	θ_k	Observation
	(m)	(KN)	(m)	(KN)		
2	3,47	2210,2971	0,012136	377,2202	0,02049282 4	Vérifiée
1	3,47	4400,2353	0,016381	629,6353	0,03299117 4	Vérifiée
RDC	3,47	6599,9798	0,011201	750,29	0,02839492 8	Vérifiée
sens Y-Y						
Niveaux	h_k	p_k	Δ_k	V_k	θ_k	Observation
	(m)	(KN)	(m)	(KN)		
2	3,74	2210,2971	0,01251	359,6228	0,02055839 2	Vérifiée
1	3,74	4400,2353	0,020626	635,3705	0,03819374 7	Vérifiée
RDC	3,74	6599,9798	0,019766	780,1121	0,04471289 4	Vérifiée

Tableau IV.19. Vérification des effets P- Δ (Bloc 5)

sens X-X						
Niveaux	h_k	p_k	Δ_k	V_k	θ_k	Observation
	(m)	(KN)	(m)	(KN)		
2	3.74	2804.085	0,01598	558.691	0.021444932	Vérifiée
1	3.74	6615.781	0,01535	882.3382	0.03077392	Vérifiée
RDC	3.74	9950.125	0,00757	1025.359	0.0196416	Vérifiée
sens Y-Y						
Niveaux	h_k	p_k	Δ_k	V_k	θ_k	Observation
	(m)	(KN)	(m)	(KN)		
2	3.74	2804.085	0,0130	550.5127	0.017704986	Vérifiée
1	3.74	6615.781	0,0144	897.0109	0.02839712	Vérifiée
RDC	3.74	9950.125	0,0082	1048.386	0.020808922	Vérifiée

Remarque : On remarque que les valeurs de θ_k sont inférieures à 0,1 pour tous les niveaux des blocs et cela dans les deux sens de calcul.

IV.4.6. Vérification de la largeur des joints sismiques :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale $d_{\min}$ satisfait la condition suivante (Article 5.8) [3]

$$d_{\min} = 15_{\text{mm}} + (\delta_1 + \delta_2)_{\text{mm}} \geq 40_{\text{mm}}$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs,

Joint 1-2 :

$$d_{\min} = 15_{\text{mm}} + (4.8 + 5.8)_{\text{mm}} = 25.6_{\text{mm}} \leq 40_{\text{mm}} \quad \text{on prend : } d_{\min} = 40_{\text{mm}}$$

joint 2-3 :

$$d_{\min} = 15_{\text{mm}} + (5.8 + 1)_{\text{mm}} = 21.8_{\text{mm}} \leq 40_{\text{mm}} \quad \text{on prend : } d_{\min} = 40_{\text{mm}}$$

joint 3-4 :

$$d_{\min} = 15_{\text{mm}} + (1.7 + 4.8)_{\text{mm}} = 21.5_{\text{mm}} \leq 40_{\text{mm}} \quad \text{on prend : } d_{\min} = 40_{\text{mm}}$$

joint 4-5 :

$$d_{\min} = 15_{\text{mm}} + (4.8 + 7.7)_{\text{mm}} = 27.5_{\text{mm}} \leq 40_{\text{mm}} \quad \text{on prend : } d_{\min} = 40_{\text{mm}}$$

CONCLUSION :

Parmi les méthodes utilisées pour la modélisation, on utilise la méthode modale spectrale qui vérifie tous les critères d'utilisation. L'exploitation des résultats donnés par le logiciel ETABS 17.0.1, a permis de vérifier plusieurs critères :

- Déterminer les modes propres de telle sorte que le 1^{ère} et 2^{ème} translation, la 3^{ème} torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérification de la période fondamentale de la structure selon les exigences de l'RPA.
- Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ($=0,8.V_{MSE}$)
- Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2^{ème} ordre.
- Vérifier le pourcentage donné par le **RPA99 version2003** pour justifier le choix de coefficient de comportement.
- Vérification de la condition de l'effort réduit

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau IV.20. Les dimensions finales des éléments structuraux					
Blocs	1	2	3	4	5
Poteau(cm)	(45×45)	(65×80)	(60×80)	(35×60)	(65×80)
Poutres principales	(30×40)	(30×65)	(35×80)	(30×65)	(30×65)
Poutres secondaires	(30×35)	(30×40)	(30×40)	(30×45)	(30×45)

- Vérification de la largeur des joints sismique.

CHAPITRE V

FERAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

INTRODUCTION :

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments principaux porteurs. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations. Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur le **CBA93** et le **RPA99 version 2003**

V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal.

Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée (M, N). Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les couples des sollicitations suivants : RPA **article 5.2**.

- $1.35G+1.5Q$ - $G+Q$ - $G+Q\pm 1.2E_{x,y}$ - $0.8G\pm E_{x,y}$.

Le ferraillage adopté sera le maximum obtenu avec les différentes sollicitations :

- $M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corr}}$
- $N_{\max} \longrightarrow M_{\text{corr}}$
- $N_{\min} \longrightarrow M_{\text{corr}}$

V.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003 :

a) Coffrage : RPA7.4.1[3]

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa.
- $\text{Min}(b_1; h_1) \geq h_e / 20$.
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$.

b) Les armatures longitudinales : RPA. Article.7.4.2.1. [3]

D'après le RPA99 version 2003, pour une zone sismique **II**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

➤ Leur pourcentage est limité par :

- $0,8\% < \frac{A_s}{B} < 4\%$ Zone courante (Z.C)

- $0,8\% < \frac{A_s}{B} < 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R)

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $40 \varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = (\max h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$$

h_e : la hauteur de l'étage.

$(h_1 ; b_1)$: Dimensions de la section transversale du poteau.

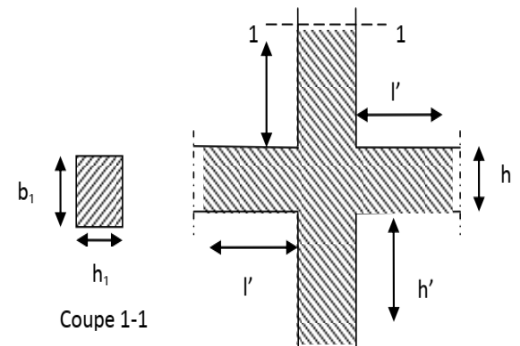


Figure.V.1 : La zone nodale.

Le tableau suivant résume le ferraillage minimal et maximal des poteaux selon le RPA

Pour un exemple de calcul on a choisis le bloc 4 :

Tableau.V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.				
Niveau	Section du Poteau (cm^2)	$A_{\min}$ (cm^2)	$A_{\max}$ (cm^2)	
			Zone courante	zone de recouvrement
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	60×35	16.80	84	126

c) Les armatures transversales : RPA article.7.4.2.2.[1]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2,50 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

➤ **zone nodale :**

$t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15\text{cm})$. en zone IIa.

➤ **zone courante :**

$t' \leq 15 \phi_l$ en zone IIa.

Où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

La quantité d'armatures transversales minimales A_{tmin} :

Si : $\lambda_g \geq 5$: $A_{tmin} = 0.3\% (t \times b_1)$

Si : $\lambda_g \leq 3$: $A_{tmin} = 0.8\% (t \times b_1)$

Si : $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_t$ minimum.

V.2.2. Sollicitation de calcul :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-2. Sollicitations dans les poteaux (bloc 4).

	N _{max} → M _{corr}		NATURE	N _{min} → M _{corr}		NATURE	M _{max} → N _{corr}		NATURE
	N	M		N	M		M	N	
	(KN)	(KN.m)		(KN)	(KN.m)		(KN.m)	(KN)	
RDC	-1323.308	31.611	ELU	94.930	46.383	0.8G+Ey	-162.35	-694.9	G+Q+1.2E X
Etage 1	-840.720	83.703	ELU	31.494	43.157	0.8G+Ey	168.65	-533.69	G+Q-1.2Ey
Etage 2	-390.722	86.260	ELU	3.671	30.036	0.8G+Ey	121.503	-270.662	G+Q-1.2Ey

❖ **Exemple de calcul :****a) Armatures longitudinales :**

Prenons un exemple de calcul le poteau de section (45x50) en adoptant les sollicitations à l'ELU.

Exemple de calcul :**a. Armatures longitudinales :**

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferraillage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif. On prend le signe (-) dans la compression et le signe (+) dans la traction.

➤ **1^{er} cas : N_{max} ⇒ M_{corr}**

$$\begin{cases} N_{\max} = -1323.30 \text{ kN} \\ M_{\text{corr}} = 31.61 \text{ m} \end{cases}$$

❖ **Calcule de l'excentricité :**

$$e = e_0 + e_2 + e_a$$

Avec :

e_0 : Excentricités de la résultante.

e_2 : Excentricités due aux effets du second ordre lié à la déformation de la structure.

e_a : Excentricités additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

• **Calcul l'excentricité de la résultante :**

$$e_G = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{31.61}{1323.30} = 2.38 \text{ cm}$$

- **Calcul l'excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right], \quad L : \text{longueur de la pièce (BAELA4.3.5)}[3]$$

$$e_a = \max [2 \text{ cm}, 1.49 \text{ cm}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.0238 + 0.02 = 0.0438 \text{ m}$$

- **Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre :**

Selon l'article (A.4.3.5) du CBA93 [2], l'excentricité du deuxième ordre (e_2) liée à la déformation de la structure. Pour déterminer l'excentricité du second ordre.

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left[15, 20 \frac{e_1}{h} \right]$$

$4.36 \leq 15 \text{ cm}$ on détermine l'excentricité e_2 de façon forfaitaire

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) = \frac{3 * 2.61^2}{10^4 * 0.60} \times (2 + 0.78 \times 2) = 0.012 \text{ m}$$

$$\phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_{Q+M_G}} = \frac{59.20}{16.68 + 59.20} = 0.78$$

Donc :

$$e_T = e_1 + e_2 = 0.0438 + 0.012 = 0.0558 \text{ m} = 5.58 \text{ cm}.$$

$$e_t \leq \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}.$$

Le centre de pression est à l'intérieure de la section Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - \hat{d}) - M_{uA} \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{\hat{d}}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$\text{Où : } M_{uA} = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e_t \right) = 1323.30 * (0.54 - 0.30 + 0.0558) = 391.43 \text{ KN.m}$$

$$1323.30 \times 10^3 \times (540 - 60) - 391.43 \times 10^6 \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{60}{600} \right) \times 350 \times 600^2 \times 14.2$$

$$243.75 \text{ KN.m} \leq 458.03 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{391.43 \times 10^6}{350 \times (540)^2 \times 14.2} = 0.27 > 0.186 \text{ Pivot B}$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 0.40$$

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

$$Z = 0.54(1 - 0.4 \times 0.4) = 0.453m$$

$$A_{u1} = \frac{M_{ua}}{Z\sigma_s}$$

$$A_{u1} = \frac{391.43 \times 10^6}{453.6 \times 348} = 24.79 \text{ cm}^2$$

La section non ferraillée résiste aux efforts appliqués donc on applique un ferraillage minimal

$$A_{min} (BAEL) = 3.78 \text{ cm}^2$$

➤ **2^{eme} cas : $N_{min} \Rightarrow M_{corr}$**

$$\begin{cases} N_{min} = 94.93 \text{ kN} \\ M_{corr} = 46.38 \text{ m} \end{cases}$$

• **Calcul l'excentricité de la résultante :**

$$e_G = \frac{M_{corr}}{N_{min}} = \frac{46.38}{94.93} = 48.85 \text{ cm}$$

$$e_G \leq \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm.}$$

Le centre de pression et à l'intérieur de la section Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - \hat{d}) - M_{uA} \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{\hat{d}}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$\text{Où : } M_{uA} = M_G + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 46.38 - 94.93(0.54 - 0.30) = 23.59 \text{ KN.m}$$

$$-94.93 \times 10^3 \times (540 - 60) - 23.59 \times 10^6 \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{60}{600}\right) \times 350 \times 600^2 \times 14.2$$

$$-69.15 \text{ KN.m} \leq 458.03 \text{ KN.m}$$

Donc la section est entièrement tendue N traction et e entre les armatures :

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{(d - d')\sigma_{st}} = \frac{-94.93 \times 19.33}{(54 - 6) \times 348} = \mathbf{1.41 \text{ cm}^2}$$

$$e_1 = \frac{h}{2} - d + e \quad ; \quad e_2 = (d - d') - e_1$$

$$e_1 = 72.85 \text{ cm} \quad ; \quad e_2 = -24.85 \text{ cm}$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_1}{(d - d')\sigma_{st}} = \frac{-36.45 \times 44.67}{(54 - 6) \times 348} = \mathbf{1.58 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = A_1 + A_2 = \mathbf{3.0 \text{ cm}^2}$$

$$(BAEL) = B \cdot f_t \cdot 28 / f_e \rightarrow A_{min} = 11.02 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{min} \text{ on prend } A_s = A_{s \text{ min}} = 11.02 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} N_{corr} = -533.69 \text{ kN (compression)} \\ M_{max} = 168.65 \text{ kN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul de l'excentricité :

$$e = e_0 + e_2 + e_a$$

Avec :

e_0 : Excentricités de la résultante.

e_2 : Excentricités due aux effets du second ordre lié à la déformation de la structure.

e_a : Excentricités additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

• **Calcul l'excentricité de la résultante :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{168.65}{533.69} = 0.31 \text{ m}$$

• **Calcul l'excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}, \frac{374}{250} \right], \quad L : \text{longueur de la pièce (BAEL4.3.5)} [1]$$

$$e_a = \max [2 \text{ cm}, 1.49 \text{ cm}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.31 + 0.02 = 0.33 \text{ m}$$

• **Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre :**

Selon l'article (A.4.3.5) du CBA93 [2], l'excentricité du deuxième ordre (e_2) liée à la déformation de la structure. Pour déterminer l'excentricité du second ordre.

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left[15, 20 \frac{e_1}{h} \right]$$

$4.36 \leq 15 \text{ cm}$ on détermine l'excentricité e_2 de façon forfaitaire

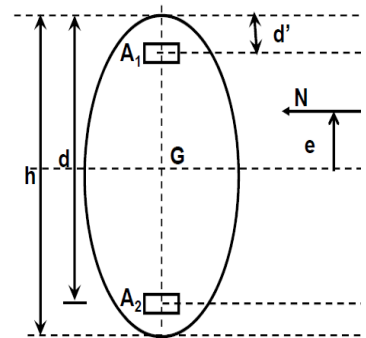
$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) = \frac{3 \cdot 2.61^2}{10^4 \cdot 0.60} \times (2 + 0.78 \times 2) = 0.012 \text{ m}$$

$$\phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = \frac{59.20}{16.68 + 59.20} = 0.78$$

Donc :

$$e_T = e_1 + e_2 = 0.33 + 0.012 = 0.342 \text{ m} = 34.2 \text{ cm}.$$



$$e_t \leq \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm.}$$

Le centre de pression est à l'intérieure de la section Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - \hat{d}) - M_{uA} \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{\hat{d}}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$\text{Où : } M_{uA} = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e_t\right) = 533.69 * (0.54 - 0.30 + 0.342) = 310.60 \text{ KN.m}$$

$$533.69 \times 10^3 \times (540 - 60) - 310.60 \times 10^6 \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{60}{600}\right) \times 350 \times 600^2 \times 14.2$$

$$-54.42 \text{ KN.m} \leq 458.03 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation

la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{310.60 \times 10^6}{350 \times (540)^2 \times 14.2} = 0.214 > 0.186 \text{ Pivot B}$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 0.305$$

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

$$Z = 0.54(1 - 0.4 \times 0.318) = 0.47m$$

$$A_{u1} = \frac{M_{ua}}{Z \sigma_s}$$

$$A_{u1} = \frac{310.60 \times 10^6}{470 \times 348} = 18.98 \text{ cm}^2$$

La section non ferraillée résiste aux efforts appliqués donc on applique un ferraillage minimal

$$A_{min} (\text{BAEL}) = 3.78 \text{ cm}^2$$

1. La section d'acier minimale :

Exemple : Poteau 35× 60 :

$$\text{B. A. E. L : } A_{min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} = 11.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{R. P. A: } A_{min} = 0.9 \% \times b \times h \Rightarrow A_{min} = 0.009 \times 60 \times 35 \Rightarrow A_{min} = 18.90 \text{ cm}^2$$

Tableau V-3 : Ferraillage longitudinal des poteaux.

Poteau x	Section Cm ²	Acal Cm ² /face	Amin RPA	Amin BAEL	Aadptcm ²	A _s ^{adp} cm ²
RDC ,1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	2100	3.0	18.90	11.02	6HA16+4HA16	20.11

2. La section d'acier maximale :**Selon BAEL91 [1] :**

$$A_{\max} = 5\% \times b \times h = 5\% \times 35 \times 60 = 105 \text{ cm}^2 > A_s = 21.30 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

Selon RPA99/Version 2003[3] :

En zone courante :

$$A_{\max} = 4\% \times b \times h$$

$$\Rightarrow A_{\max} = 4\% \times 35 \times 60 = 84 \text{ cm}^2 > A_s = 21.30 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

En zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% \times b \times h$$

$$\Rightarrow A_{\max} = 6\% \times 35 \times 60 = 126 \text{ cm}^2 > A_s = 21.30 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

3. Armatures finales :**Poteau 35 × 60 :**

$$A_f = \max (A_{\text{calculée}}; A_{\text{BAEL}}; A_{\text{RPA}}) = 18.90 \text{ cm}^2$$

b) Les armatures transversales

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$V_u = 69.25 \text{ KN}$$

$$h_1 = 60 \text{ cm}$$

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

: Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda g \geq 5, \rho = 3.75 \text{ si } \lambda g < 5$$

 λg est l'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$\lambda_g = (7.48 \text{ ou } 4.36) = 7.48 > 5$$

$$\rho = 2.5$$

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

➤ **zone nodale :**

$$t \leq \text{Min} (10\varnothing_l, 15\text{cm}) \text{ en zone IIa}$$

$$t \leq \text{min} (10 \times 1.4, 15\text{cm})$$

$$t \leq 14 \text{ cm} \rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

➤ **zone courante :**

$$t' \leq 15 \varnothing_l \text{ en zone IIa}$$

$$t' \leq 21 \text{ cm} \rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = 10 \times \frac{2.5 \times 69.25 \times 10^3}{600 \times 400} = 0.72 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\lambda_g \geq 5 : A_{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \rightarrow A_{\min} = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_t ; A_{t_{\min}}) = 1.05 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopte } 6T8 = 3.02 \text{ cm}^2$$

Tableau V-4: Sections des armatures transversales.	
Niveau	RDC+1 ^{ère} +2 ^{ème} étage
Section (cm ²)	35*60
$\Phi_{\min}$ (cm)	1,4
l_f (cm)	261.8
λ_g	7.48
V_u (KN)	69.25
l_r (cm)	60

t _{zone nodale} (cm)	10
t _{zone courante} (cm)	15
ρ	2.5
At (cm ²)	0.72
At _{min} (cm ²)	1.05
At adop (cm ²)	6HA8=3.02

✓ on adopte pour tous les étages : 6T8 = 3.06 cm².

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi t \geq \frac{\phi l_{\max}}{3} \rightarrow 8 > 16/3 = 5.33 \dots \text{Cv.}$$

V.2.3. Vérifications :

a) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, D'après (Article B.8.4.1.P156) [6], il nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

Les poteaux ont le même élancement, avec une longueur de $l_0 = 3.06$ m et un effort normal égal à 1694.51KN.

On doit vérifier ;

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_{e}}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93 (Article B.8.4.1) [2]}$$

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y) \text{ Avec } \lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 0.7 \times 374 = 261.80 \text{ cm}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{261.80}{35} = 25.91 \rightarrow \lambda = 25.91 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{25.91}{35} \right)^2} = 0.766$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmétrique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = 0.1914 \text{ m}^2$$

$$\gamma_b = 1.50 ; \gamma_s = 1.15 \rightarrow A_s = 21.30 \text{ cm}^2$$

$$\bar{N} = 0.766 \times \left[\frac{0.1914 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 2130 \times \frac{400}{1.15} \right] = 3282.55 \text{ KN}$$

$$N_u = 1323.30 \text{ KN} < \bar{N}.$$

Donc pas de risque de flambement.

Tableau V-5 : vérification au flambement.

Poteau	N_u (KN)	L_f (cm)	α	λ	A (mm ²)	B_r (mm ²)	$\bar{N}$ (KN)	Condition
35x60	1323.30	261.80	0.766	25.91	2130	191400	3282.55	CV

b) Vérification aux sollicitations tangentielles :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Telle que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article 7.4.3.2) [3]}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.6 : Vérification aux sollicitations tangentielles.

Niveau	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	observation
RDC ,1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	35*60	2.61	7.48	0,075	54,00	69.25	0,36	1,875	Vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

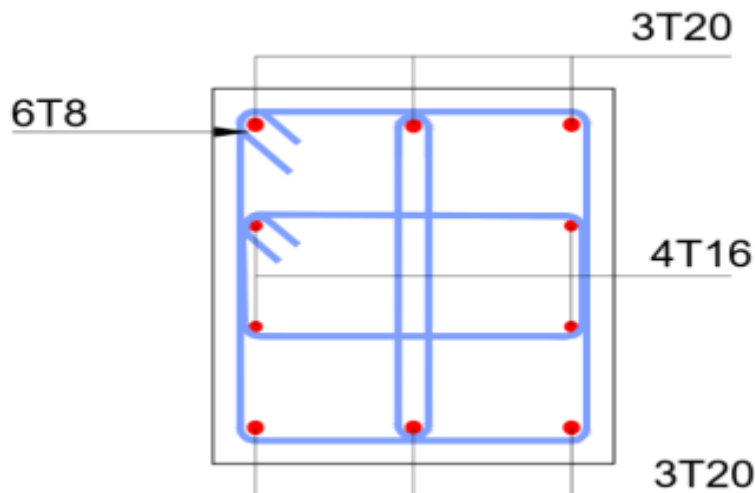


Figure.V.2 : Schéma de ferraillage des poteaux RDC à 2^{ème} étage.

V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux leur rôle est transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux. Elles sont sollicitées par des moments de flexion. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui supportent les poutrelles et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99 on tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS version 17.

On fait le calcul pour les combinaisons suivantes :

- Selon le BAEL 91 les Combinaisons fondamentales sont : article A.3.3
 - $1,35G + 1,5Q$ (ELU).
 - $G + Q$ (ELS).
- Selon le RPA 99/v2003 les Combinaisons accidentelles sont : article 5.2
 - $G + Q \pm E_{x,y}$
 - $0,8G \pm E_{x,y}$

V.3.1. Recommandation du RPA 99/2003 :

a) Armatures longitudinales :(RPA A.7.5.2.1) [3]

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton,
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% de la section de béton en zone courante.
- 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
 - ✓ La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone IIa.
 - ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales : (RPA A.7.5.2.1) [3]

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \varnothing_1 \right)$ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.
- ✓ La valeur du diamètre des armatures longitudinales $\varnothing_1$ à prendre est le plus petit diamètre utilisé et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2. Ferraillage des poutres :

V.3.2.1. Poutre principale :

❖ **Exemple de calcul :**

a) Les armatures longitudinales :

- ✓ Les sollicitations obtenues pour les différentes combinaisons sont données par le logiciel ETABS 17

Tableau.V.7: Sollicitations de la poutre principale.

Poutres	$M_t^{\max}$ (KN.m)	combinaison	$M_a^{\max}$ (KN.m)	combinaison	$V^{\max}$ (KN.m)	combinaison
P.P (30× 65)	217.53	1.35G+1.5Q	-264.83	G+Q-1.2EX	272.81	1.35G+1.5Q

✓ **Ferraillage en travée :**

$$M_{t \max} = 217.53 \text{ KN.m}$$

$$h = 65 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 58.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{217.53 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times 585^2} = 0.149$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.203$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 537.50 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{217.53 \times 10^6}{348 \times 537.50} = 11.62 \text{ cm}^2$$

Ferraillage en appui :

$$M_{a \max} = - 264.83 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{264.83 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times 585^2} = 0.181$$

$$\mu < 0.186 \text{ et } \mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

Donc :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.252$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 526.5 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{264.83 \times 10^6}{348 \times 526.5} = 14.45 \text{ cm}^2$$

Tableau.V.8: Tableau récapitulatif de la poutre principal.

Section	M_u (kN.m)	μ	α	Z (mm)	A_{st} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix des armatures
Travée	217.53	0.149	0.203	537.5	11.62	12.06	3HA16 + 3HA16
Appuis	264.83	0.181	0.252	526.5	14.45	15.45	3HA20 + 3HA16

✓ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) [1]**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 585 \times \frac{2.1}{400} = 2.11 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s > A_{\min} \dots cv$$

❖ **Armatures minimales : (RPA A.7.5.2.1) [3]**

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (30 \times 65) = 9.75 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures maximales : (RPA A.7.5.2.1) [3]**

Zone courante : $A_{\max} = 4\% (b \times h) = 78 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% (b \times h) = 117 \text{ cm}^2$

b) Calcul du ferraillage transversal :

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

$\phi_t \leq \min (h / 35 ; b / 10 ; \phi_l)$ Avec :

ϕ_l : *diamètre minimal des armatures longitudinales du poutre.*

$\phi_t \leq \min (65 / 35 ; 30 / 10 ; 1.4)$

$\phi_t = 1.4 \text{ cm}$ Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

❖ **Calcul de l'espacement :**

L'espacement est calculé par le RPA99 V2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l \right) = \min \left(\frac{65}{4} ; 12 \times 1.4 \right) = 16.25 \text{ cm. dans la zone nodale :} \\ \text{en dehors de la zone nodale: } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32.50 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm zone courante} \end{array} \right.$$

❖ **La section minimale des armatures transversales :**

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier).}$$

❖ **La longueur minimale de recouvrement :**

$$L_r = 50 \times \phi_l = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm.}$$

V.3.2.2. Poutre secondaire non associé aux voiles :❖ **Exemple de calcul :****c) Les armatures longitudinales :**

- ✓ Les sollicitations obtenues pour les différentes combinaisons sont données par le logiciel ETABS 17.

Tableau.V.9: Sollicitations maximales dans les poutres secondaires.

Poutres	$M_t^{\max}$ (KN.m)	combinaison	$M_a^{\max}$ (KN.m)	combinaison	$V^{\max}$ (KN.m)	combinaison
P.S (30× 45)	86.59	G+Q+1.2Ey	- 108.26	G+Q+1.2Ey	122.10	G+Q+1.2Ey

✓ Ferraillage en travée :

$$M_{t \max} = 86.59 \text{ KN.m}$$

$$h = 45 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 40.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{86.59 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times 405^2} = 0.123$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.165$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 378.27 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{86.59 \times 10^6}{348 \times 378.27} = 6.57 \text{ cm}^2$$

Ferraillage en appui :

$$M_{a \max} = - 108.26 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{108.26 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times 405^2} = 0.154$$

$$\mu < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{Donc: } \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.211$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 370.08 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{108.26 \times 10^6}{348 \times 370.08} = 8.40 \text{ cm}^2$$

Tableau.V.10: Tableau récapitulatif de la poutre secondaire.

Section	M_u (kN.m)	μ	α	Z (mm)	A_{st} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix des armatures
Travée	86.59	0.123	0.165	378.27	6.57	6.79	6HA12
Appuis	108.26	0.154	0.211	370.08	8.40	9.24	3HA14 + 3HA14

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)[1]**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 300 \times 405 \times \frac{2.1}{400} = 1.46 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.46 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales :**

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (30 \times 45) = 6 \text{ cm}^2 < A_{appuis} + A_{travée} \dots \text{cv}$$

❖ **Armatures maximales :**

$$\text{Zone nodale : } A_{max} = 4\% (b \times h) = 54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } A_{max} = 6\% (b \times h) = 81 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul du ferraillage transversal :**

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

$$\phi_t \leq \min (h / 35 ; b / 10 ; \phi_l)$$

Avec :

ϕ_l : diamètre minimal des armatures longitudinales du poutre.

$$\phi_t \leq \min (45 / 35 ; 30 / 10 ; 1.2).$$

$$\phi_t = 1 \text{ cm} \text{ Donc on prend } \phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier).}$$

❖ **Calcul de l'espacement : (RPA A.7.5.2.2)[3]**

L'espacement est calculé par le RPA99 V2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l \right) = \min \left(\frac{45}{4} ; 12 \times 1.2 \right) = 11.25 \text{ cm. dans la zone nodale :} \\ \text{en dehors de la zone nodale: } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm zone courante} \end{array} \right.$$

❖ La section minimale des armatures transversales :

$$At_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

⇒ $At = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

La longueur minimale de recouvrement :

$$L_r = 50 \times \phi_1 = 50 \times 1.2 = 60 \text{ cm} \rightarrow 60 \text{ cm}$$

Tableau.V.11: Tableau récapitulatif des poutres.

Section	A appui	A travée	A trans	ST nodale	ST courante	L _r
PP (30*65)	3HA20 + 3HA16	3HA16 + 3HA16	cadre + étrier	10	15	70
PS (30*45)	3HA14 + 3HA14	6HA12	cadre + étrier	10	15	60

V.3.3. Vérifications :

V.3.3.1. Poutres principales :

a) Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{272.81}{300 \times 585} = 1.55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) \text{ (F.P.P)} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.55 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Vérification à l'ELS :

- ✓ A l'état limite d'ouvertures des fissures : Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.
- ✓ A l'état limite de compression du béton : La fissuration est peu préjudiciable donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(d - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.V.12: Vérification des contraintes (PP) à l'ELS.						
	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
travée	154.77	12.06	21.20	299325	10.96	Vérifiée
Appuis	-179.12	15.27	23.21	410288.44	10.13	

c) Vérification de la compression du béton :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.13 : Vérification de la compression du béton.			
section	T _{max} (KN)	$0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	vérification
PP (30×65)	272.81	13000	Oui

d) Vérification de la flèche : (CBA article B.6.5.1) [2]

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

Avec : h=0.65 m et l=6.60 m.

$$A_{st} = 12.06 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.098 > 0.062 \dots\dots\dots c. v$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad 0.098 > 0.086 \dots\dots\dots c. v$$

$$\frac{A_{sapp}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0068 < 0.0105 \dots\dots\dots c. v .$$

Donc : pas de risque de flèche.

V.3.3.2. Poutre secondaire :**a) Vérification des contraintes tangentielles :**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{122100}{300 \times 405} = 1.00 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.00 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Vérification à l'ELS :

Les résultats trouvés en travée et sur appui sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.V.14 : Vérification des contraintes (PS) à l'ELS.						
	M_{ser}(kN.m)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	σ_{bc} ≤ σ̄_{bc}
travée	24.54	6.79	13.53	86467.8	3.83	Vérifiée
Appuis	-48.51	9.24	15.26	106063.9	6.97	

C. Vérification de la compression du béton :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.15 : Vérification de la compression du béton.			
section	T_{max} (KN)	$0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	vérification
PS (30×45)	122.10	9000	Oui

d) Vérification de la flèche : (CBA article B.6.5.1) [2]

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

Avec : h=0.45 m et l=5.53 m.

$$A_{st} = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.081 > 0.062 \dots\dots\dots c.v$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$0.081 > 0.05.....c. v$$

$$\frac{A_{s\ app}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$0.0055 < 0.0105.....c. v \ .$$

Donc : pas de risque de flèche.

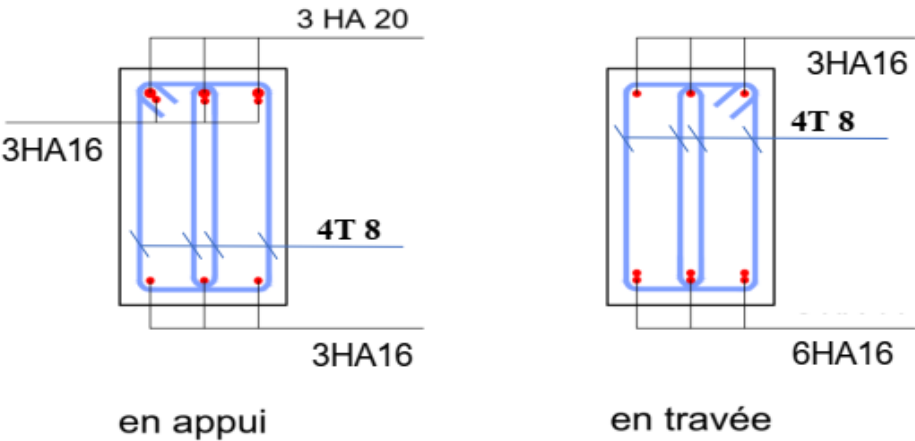


Figure.V.3: Schéma de ferraille

ge des poutres principales.

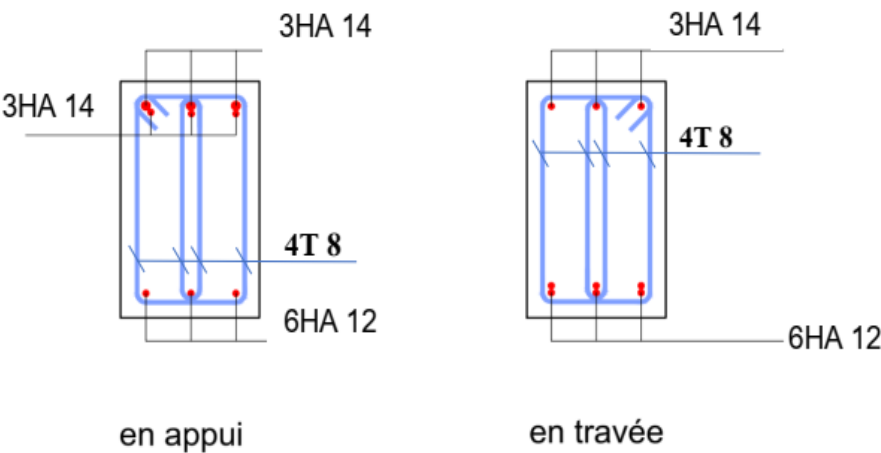


Figure.V.4: Schéma de ferraille

des poutres secondaire.

CONCLUSION :

Dans ce chapitre, on ferraille les éléments résistants de la structure (poteaux, poutres,) selon les différents règlements (RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifié 99).

- On extrait les efforts sollicités (les sollicitations maximales) par les deux éléments à partir de logiciel ETABS pour calculer le ferraillage maximal.
- On a créé des programmes Excel pour simplifier et accélérer le travail.
- La section des armatures des poteaux est la même pour toute la structure.
- La section des armatures des poutres principales et secondaires est la même pour toute la structure.

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

INTRODUCTION :

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts engendrés par la superstructure (poteaux, poutres, voiles, murs...), cette transmission peut être directe (cas de semelles reposant sur sol, radiers) ou être assuré par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelles sur pieux.). De ce fait nous distinguons trois (03) types de fondations :

- Fondation superficielle.
- Fondation semi- profonde.
- Fondation profonde.

La détermination des ouvrages de fondation sont en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol.

VI.2 CHOIX DE TYPE DES FONDATIONS :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise ;
- Les charges et surcharges transmises au sol ;
- La distance entre axes des poteaux ;
- L'économie et la facilité de réalisation.

Au vu de la nature géotechnique du site ainsi que le constat établi par le rapport de sol[6], le type de fondations suggéré est superficielles, ancrées à partir de 2.5 m du niveau de la base, avec une contrainte admissible du sol de 1 bars.

VI.2.1 Combinaisons de calcul :

D'après le RPA 99/V2003 (Article 10.1.4.1), [3]

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\text{D'après le DTR BC 2.33.1 [7]} : \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{D'après le RPA99} : \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases} \text{ (Art. 10.1.4.1) [3]}$$

VI.2.2 Vérification de la semelle isolée

Nous allons procéder à une première vérification soit :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec ;

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel « Etabs » (poteau le plus sollicité), **N=880.99KN**

S : Surface d'appuis de la semelle, $S=A \times B$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol, $\sigma_{sol} = 1 \text{ bars}$

Nous avons une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

Avec,

a, b : dimensions du poteau à la base.

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0.65}{0.30} \times \frac{880.99}{100}} = 4.36 \text{ m}$$

Commentaire :

On constate qu'il y'aura un chevauchement entre les semelles isolées, car l'entre-axe minimal des poteaux est de 2.7 m, ce qui revient à dire que les semelles isolées ne conviennent pas à notre cas.

VI.2.3 Vérification de la semelle filante.

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$(S_s / S_b < 50\%)$$

Avec :

S_s : la somme des surfaces des semelles.

S_b : La surface total du bâtiment

$$S = B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$$

$N = \sum N_{Ri}$ de chaque file de poteaux

$L = \sum L_i \text{ de chaque file} + 2 L_{\text{débordement}}$

avec $L_{\text{débordement}} = 0.60 \text{ m}$

$L = 11.8 \text{ m}$

- La méthode de calcul d'une semelle filante est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un sens : le sens transversal. (On utilise la Méthode de bielle);
- Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servent de chaînages et d'aciers de répartition ;
- Le calcul du ferrailage est obtenu pour un mètre de longueur de la semelle, la

hauteur est calculée de la même manière que pour une semelle isolée ;

- Une semelle est dite continue si B est très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la condition suivante : $L/B > 5$.

❖ **Exemple de calcul :**

A. Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :

Tableau VI. 1 : Charge due sur la semelle.						
Filante	Nser (kn)	L (m)	σ_{sol} (kn/m ²)	S (m ²)	B (m)	L/B >5
1	996.37	11.8	100	9.959	0.844	cv
2	1659.68	11.8	100	16.590	1.406	cv
3	1656.90	11.8	100	16.567	1.404	cv
4	1640.84	11.8	100	16.402	1.390	cv
5	1504.25	11.8	100	15.033	1.274	cv
6	980.27	11.8	100	9.794	0.830	cv

Note : On va prendre une valeur de B = 1.5 m

$$S_{semelle} = 84.345 \text{ m}^2$$

$$S_{batiment} = 237.35 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{total \text{ (semelles)}}}{S_{batiment}} = \frac{84.345}{237.35} = 0.35$$

La surface totale des semelles représente 35 % de la surface du bâtiment.

♦ **Conclusion :**

Le type des fondations adéquates pour notre structure sera les semelles filantes.

B. Calcul de la hauteur de la semelle :

$$h = d + 0.05 \text{ avec : } d = B - b/4$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \quad h \geq \frac{1.5-0.60}{4} + 5 = 0.275 \text{ on prend: } h = 40 \text{ cm}$$

d : hauteur utile

b : côté du Poteau

C. Vérification du poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times h \times u_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA (Article A.5.2.4.2)}$$

Q_u : l'effort sur le Poteau le plus défavorable à l'ELU

$$u_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 \quad \longrightarrow \quad u_c = (0.60 + 0.35 + 2 \times 0.4) \times 2 = 3.5 \text{ m}$$

$$Q_u = 1224.85 \text{ kn} \leq 0.045 \times 0.35 \times 3.5 \times \frac{25}{1.5} = 918.7 \text{ kn} \dots \text{ CNV}$$

Pour éviter le poinçonnement on va augmenter la hauteur de la semelle, on va prendre $h = 0.45 \text{ m}$

$$u_c = (0.60 + 0.35 + 2 \times 0.45) \times 2 = 3.7 \text{ m}$$

$$Q_u = 1224.85 \text{ kn} \leq 1248.75 \text{ kn} \dots\dots C_v$$

D. Vérification au renversement :

Selon le RPA99 (article 10.1.5) on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$

$$e = 0.035 \square 0.4 \dots\dots cv$$

Donc il n'Ya pas de risque de renversement

VI.2.4 Calcul de Ferrailage :

❖ Ferrailage principal :

Avec :

N_u = effort amené par l'ouvrage sur la semelle

A = largeur de la semelle

d = hauteur de la semelle moins l'enrobage

$$F_e = \text{Limite élastique de l'acier} \quad A_s // B = \frac{N(B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1659.68(150-35)}{8 \times 350 \times 348} = 19.58 \text{ cm}^2$$

♦ **Choix d'armature : 10HA16 ;** $A_s = 20.11 \text{ cm}^2 \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$

❖ Ferrailage de répartition

Puisqu'il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents N_i donc On met seulement des aciers de construction

$$A_r = \frac{22.24}{4} = 5.027 \text{ cm}^2$$

♦ **Choix d'armature : 6HA12** $A_s = 6.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$

VI.3 Poutre de redressement :

VI.3.1 Définition :

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle.

VI.3.2 Calcul des sollicitations :

Les sollicitations (moment et effort tranchant) sont calculées à l'aide du logiciel ETABS.

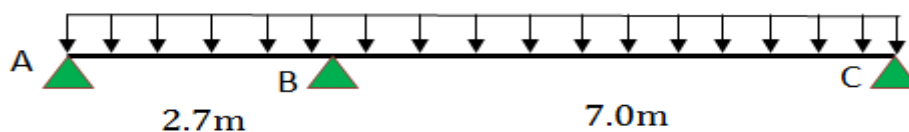


Figure VI.1 : la distribution des charges ponctuelle sur la poutre.

Le calcul du ferrailage se fait comme étant une poutre en T renversé :

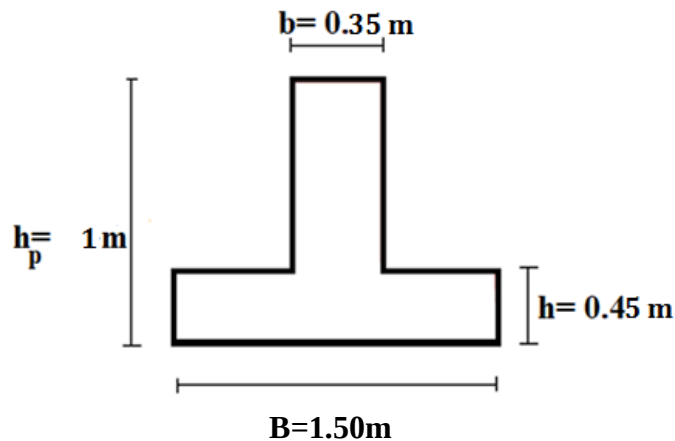


Figure VI.2 : Coupe de la semelle filante.

$$B = 1.5 \text{ m} ; \quad b_p = 0.35 \text{ m} ; \quad h_p = 1.0 \text{ m} ; \quad h = 0.45 \text{ m} ; \quad d = 1 \times h = 0.9 \text{ m}$$

Tableau VI.2 : Résultats du moment maximal.

	ELU	ELS
Moment en travée (KN.m)	675.55	373.33
Moment en appui (KN.m)	802.34	443.40
Effort tranchant (KN)	734.26	/

Tableau VI.3 : résultat de Calcul de Ferrailage.

	M (KN. m)	h	b	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix de ferrailage	A _{adopté} (cm ²)
Travée	675.55	1	0.35	23.65	3.91	3T20+3T20+3T16	24.88
Appui	802.34	1	0.35	28.84	3.91	3T20+3T20+6T16	30.91

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)[1]**

A_{min} < A_{adopté}Vérifiée

❖ **Armatures transversales :**

D'après le BAEL 91 :

$$\varnothing_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \varnothing_l) \text{ cm [3]}$$

$$\Rightarrow \varnothing_t = \text{Min} (100/35 ; 35/10 ; 1.2)$$

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

❖ **L'espacement : [3]**

$$S_t \leq L/10 \Rightarrow \text{On adopte : } S_t = 20 \text{ cm .}$$

❖ **Vérification à L'ELS :**

a) **En travée :**

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

$$\gamma = \frac{675.55}{373.33} = 1.8$$

$$\alpha < \frac{1.8-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.65$$

$$\alpha_{Travée} = 0.22 \quad \text{Alors : } 0.22 \leq 0.65 \dots cv$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton : $\sigma_b \leq \sigma_{bc}$.

b) En appuis :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

$$\gamma = \frac{802.34}{443.40} = 1.8$$

$$\alpha < \frac{1.8-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.65$$

$$\alpha_{Travée} = 0.28 \quad \text{Alors : } 0.28 \leq 0.65 \dots cv$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton : $\sigma_b \leq \sigma_{bc}$.

❖ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2fc28 / \gamma b ; 5MPa) \dots \text{(Fissuration non préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 4MPa) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{734.26 \times 10^3}{350 \times 900} = 2.33 \text{ MPa}$$

$$2.33 \leq 3.33 \text{ Mpa} \dots CV$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.3.3 Armatures de peau

D'après le CBA (Art. A.7.3), on doit mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures, vue la hauteur de la section des nervures qui est importante.

$$\phi_t = 0.2\%(b_0 \times h) = 0.002 \times (35 \times 100) = 7.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_p = 2HA16 + 2HA14 = 7.10 \text{ cm}^2$$

VI.3.4 Schéma de ferrailage :

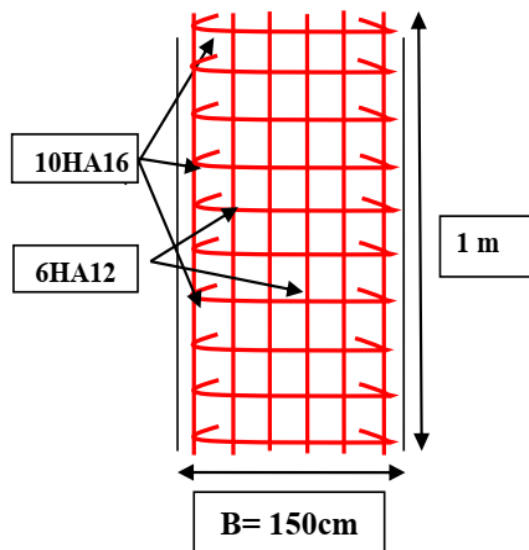


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage de semelle filante.

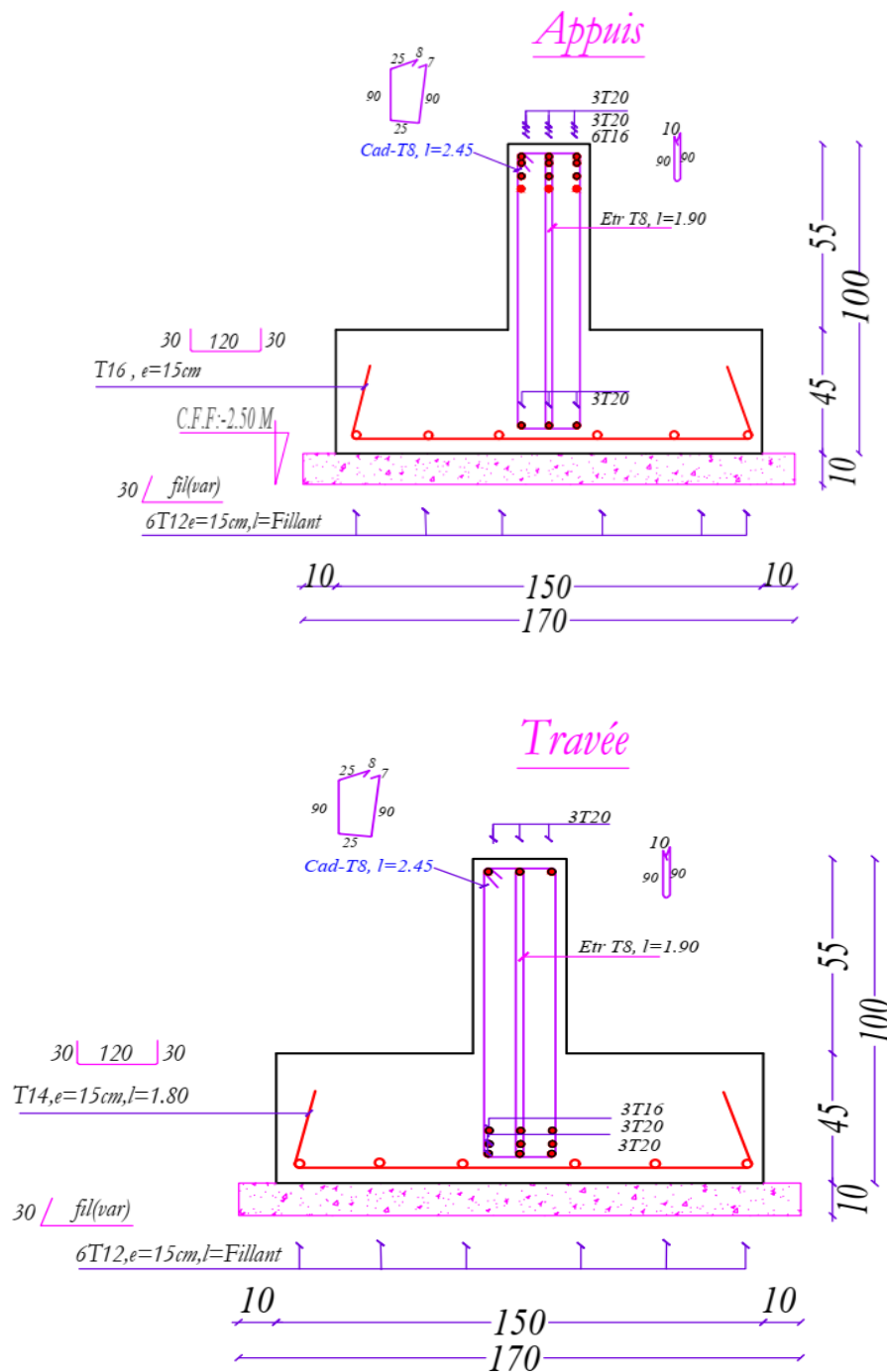


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de poutre de rigidité

VI.4 L'étude des longrines :

Les points d'appuis d'un bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines qui s'opposent au déplacement relatif de ces points dans le plan horizontal.

Pour cela les longrines ont pour rôle :

- Chainer les semelles entre elles.
- Rigidifier l'infrastructure.
- Empêcher le déplacement des semelles l'une par rapport à l'autre

VI.4 .1 Prédimensionnement :

D'après le règlement RPA 2003 (art 10.1.1) [3]

Les longrines auront des dimensions minimales :

- (25×30) cm²... Sites de catégorie S2, S3
- (30×30) cm²... Site de catégorie S4

Notre site c'est ferme S3, Pour des raisons constructives nous adapterons une section de dimensions suivantes : (35×35) cm².

VI.4 .2 Ferrailage de la longrine :

Les longrines doivent calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force est égale à :

$$F = \frac{N_u(max)}{\alpha} > 20KN$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

D'après l'article (RPA Article 10.1.1) [3] :

$\alpha = 12$ (site S3, zone IIa),

Nu (max) : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

Nu (max) : 1224.85KN = 805.3884 KN.

$F = 1224.85/12 = 102.070 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots\dots cv$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{102.070}{348} = 2.93cm^2$$

Etat limite service

Si la fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$N_{ser} = 1224.85 \text{ KN}$

$$\sigma_{ser} = \frac{\frac{N_{ser}}{\alpha}}{A_s} \leq \sigma_a$$

$$A_{ser} = \frac{\frac{N_{ser}}{\alpha}}{\sigma_s} = \frac{\frac{1224.85 \times 10^3}{12}}{201.63} = 5.06cm^2$$

Recommandation de RPA 99 v2003 Article 10.1.1) [3] :

La section d'armature minimales donnée par RPA:

$$A_{min} = 0.6\% \times b \times h$$

$$A_{min} = 0.006 \times 35 \times 35 = 7.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_u, A_{ser}, A_{min}) = 7.35cm^2$$

On adopte : 6T14 ($A_s=9.24 \text{ cm}^2$)

❖ **Condition de non fragilité :** (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 350 \times 315 \times \frac{2.1}{400} = 133.12 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{\text{adopté}} \Rightarrow 1.33 < 9.24 \quad \dots\dots\dots (CV).$$

❖ **L'espacement « e » :**

$$S_t \leq \min (15\phi_l \quad 20 \text{ cm})$$

$$S_t \leq (15 \times 1.4 ; 20 \text{ cm})$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Armatures transversales :**

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \leq 0.4 \text{ Mpa}$$

$$A_t \leq 0.4 \times b \times S_t / f_e \quad \Rightarrow \quad A_t \leq 0.52 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T8 ($A = 2.01 \text{ cm}^2$)

VI.4 .3 Schéma de ferrailage :

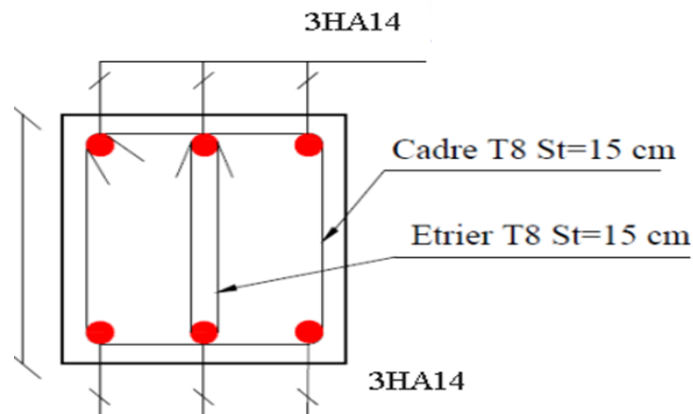


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de La longrine

Conclusion :

Pour la réalisation de notre construction, L'étude du sol est une étape nécessaire. Elle permet de connaître les caractéristiques du sol, et permet de bien choisir le type de fondation qu'il peut supporter et de ne prendre aucun risque dans notre construction.

Pour notre projet, et vue de la moyenne capacité portante du sol, et les charges peu élevées du bâtiment, nous choisirons une semelle filante croisée pour notre projet.

CHAPITRE VII

Suivie d'un chantier

Introduction :

Un projet de construction nécessite une organisation, un suivi et un contrôle du chantier rigoureux, afin de respecter les délais et l'enveloppe financière fixée, d'être approvisionnés au bon moment, etc. Le maître d'œuvre ainsi que le bureau d'études techniques doivent s'assurer que l'entreprise respecte le projet dans les conditions du marché. Ils doivent également contrôler que les travaux respectent la réglementation, notamment en matière de respect des normes de construction mais aussi de conditions de travail, d'environnement, de sécurité, de qualité d'exécution, ...

VII.2. Présentation du projet :

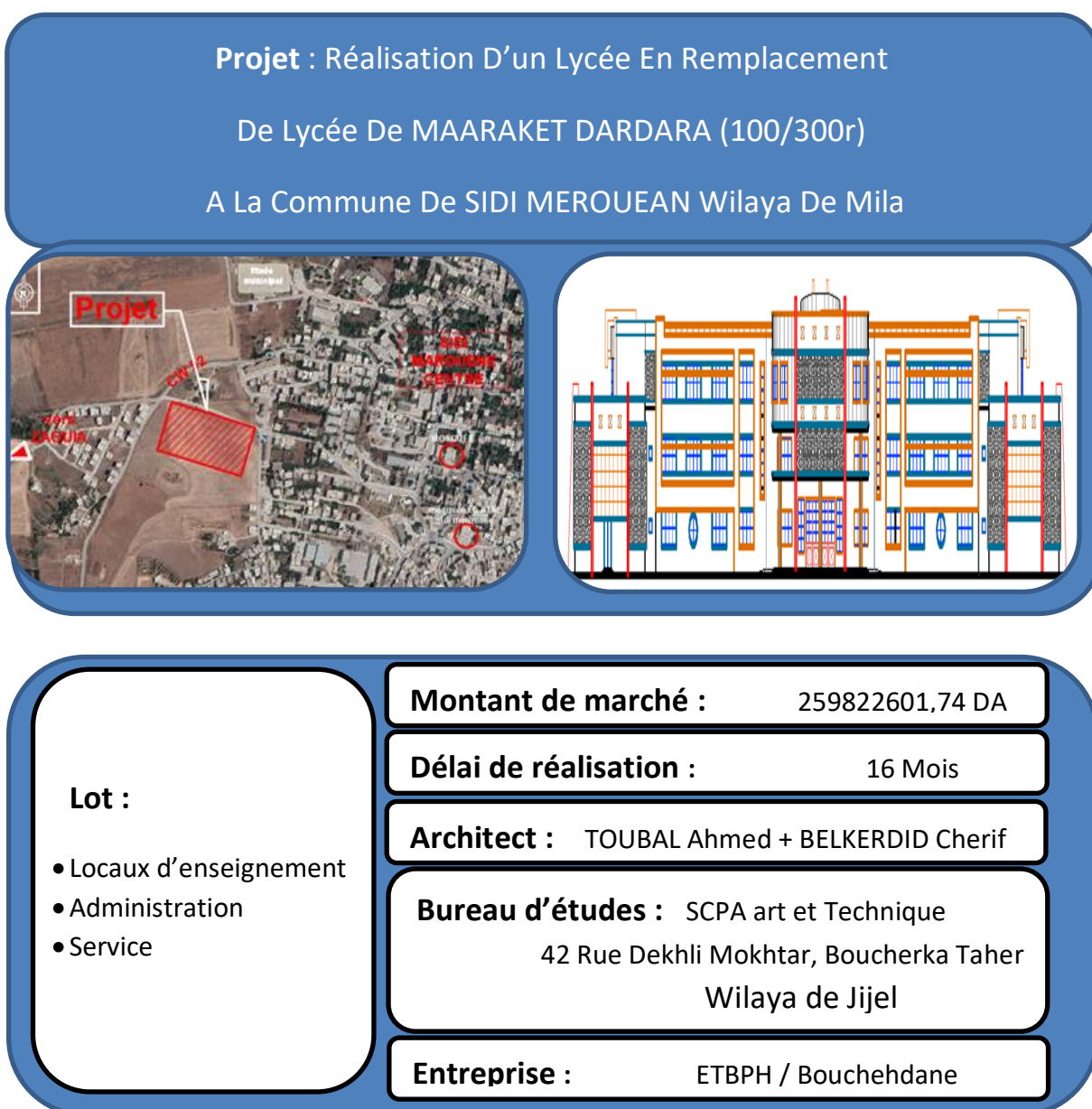


Figure.VII.1 : Schéma représente les intervenants de projet

La conception du projet met en rapport le maître d'ouvrage avec le maître d'œuvre, les ingénieurs spécialisés, les bureaux d'études techniques et pour l'exécution du projet le client ou maître d'ouvrage avec l'entreprise.

Ces deux rapports sont chacun régis par un contrat de louage d'ouvrage dont les obligations générales sont de concevoir et d'exécuter le projet conformément aux documents contractuels et aux règles de l'art et de le livrer dans les délais convenus

Les intervenants dans cette construction (aire de repos) sont généralement les suivants :

- Maître d'ouvrage : Direction Des Equipements Publics W De Mila.
- Architecte : TOUBAL AHMED
- Bureau d'études : SCPA art et technique.
- Montant de projet : 259822601.74 DA

VII.3. Installation du chantier :

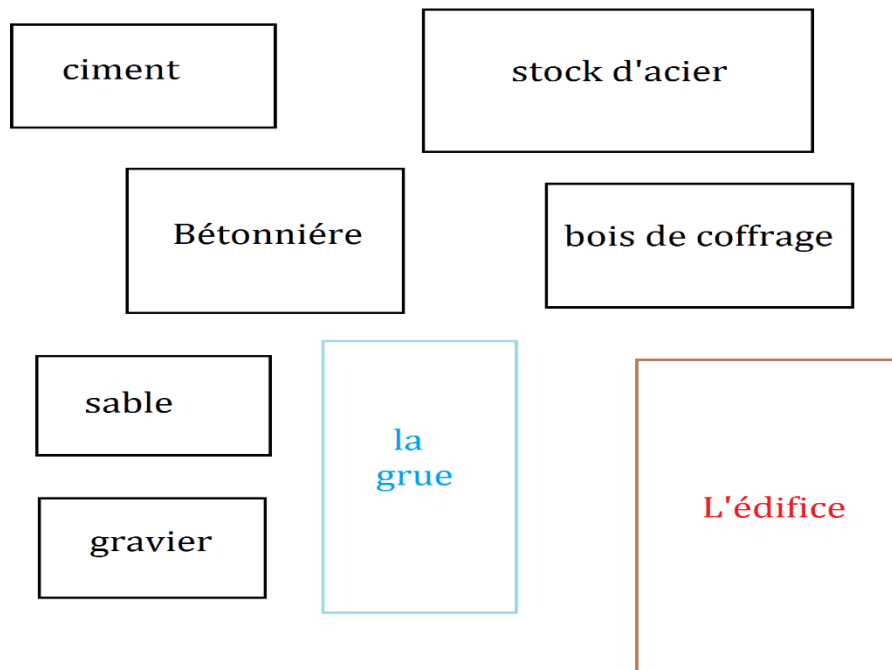


Figure.VII.2 : Schéma représente l'organisation sur chantier

VII.4. Le matériel et engins existant sur le chantier :

VII.4.1. La grue :

Une grue est un appareil de levage et de manutention réservé aux lourdes charges. Cet engin de levage est construit de manière différente selon son utilisation. Chaque grue a une charte qui définit clairement sa capacité de levage en rapport avec le rayon et l'angle de la flèche.

- On peut déplacer la position de la grue car c'est une grue mobile



Figure.VII.3 : la grue mobile

VII.4.2. Pelleteuse hydraulique

La pelleteuse hydraulique imite le mouvement du bras humain grâce à un système de vérins et d'articulations diverses. En cabine, le conducteur commande l'ouverture ou la fermeture des vannes du distributeur hydraulique grâce à des leviers et des pédales.

Elle est idéale pour les travaux de terrassement, de démolition et de construction comme :

- La réalisation de tranchées dans les travaux d'assainissement et d'espaces verts,
- Le creusement de fondations avant coulage des semelles et longrines,
- Les travaux de déblaiement et de nivellement de terres, pierres, graviers, sable...



Figure.VII.4 : Pelleteuse hydraulique

VII.4.3. Bétonnière :

Une bétonnière est une machine servant à malaxer les différents constituants du mortier (ciment, sable, eau) ou du béton.



Figure.VII.5 : la bétonnière

VII.4.4. Le chargeur et le rétro-chargeur :

Figure.VII.6 : Photo sur le chargeur et le rétro-chargeur

- Pour retirer la terre du terrain.
- Pour dégager les voies sur le chantier.
- Pour charger les camions.
- Pour décaper le terrain et les surfaces.
- Pour le nettoyage.
- Pour faire les travaux de remblais

VII.4.5. Camion :

- Des camions au gabarit routier équipé d'une benne basculante pour permettre le transport de matériaux sur chantier ou sur le réseau routier national.

- Utilisé aussi pour transporter les déblais en dehors du chantier et pour apporter des remblais au chantier.



Figure.VII.7 : camions

VII.4.6 Camion malaxeur :

Un camion malaxeur ou bétonnière portée, appelé communément camion toupie, désigne un malaxeur de béton monté sur un camion ou une remorque destinée à livrer un mélange de béton de ciment frais et homogène. Le camion est pour l'essentiel pourvu d'un réservoir rotatif en forme de toupie et incliné suivant un axe presque horizontal.



Figures VII.8: camion malaxeur

VII.5 Installation des espaces de stockage :

Ce sont des surfaces de stockage des matières qui sont réparties sur le chantier.

VII.5.1. Stockage du bois de coffrage :

Figures VII.9: stockage du bois de coffrage

On a constaté que le bois de coffrage est bien stocké à un bon état

VII.5.2. Stockage de l'acier, gravier et sable :

Figures VII.10: stockage du gravier et du sable

- ♣ On a constaté que le stockage d'acier est mauvais parce qu'il est posé en direct sur l'herbe.
- ♣ On a constaté que le gravier et le sable ont bien stockés car ils sont près de la bétonnière qui rend le gâchage plus rapide.

VII.5.3 stockages du ciment :



Figures VII.11: stockage du ciment

On a constaté que le ciment est bien stocké, il est posé sur et couvert avec une grandebâche prêt de la bétonnière.

VII.6. Implantation de projet

VII.6.1 le terrassement

Le terrassement est le travail consistant à déplacer des quantités importantes de matériaux (sols, roches, sous-produits...) dans divers buts. Le remaniement des terrains naturels entraîne une modification généralement définitive de la topographie et du paysage, en créant des ouvrages en terre soit en remblai soit en déblai.



Figures VII.12: terrassement de terrain

- Le travail commence directement avec l'excavation des terres du terrain car il ne contient ni des arbres ni des herbes ni autres obstacles.
- Les travaux de déblaiement s'effectuent à l'aide d'un camion et un chargeur.

- Après avoir creusé une grande fouille, on décape sa surface pour lui donner le même niveau
- La fouille est bien réalisée on peut commencer avec le piquetage et le traçage des semelles.

VII.6.2. Piquetage et traçage :

Le piquetage consiste à reporter sur le terrain l'axe ou les limites des ouvrages ou des propriétés suivant un plan d'implantation.

Cela se fait au moyen de piquets (d'où le terme), matérialisant les futurs bâtiments, clôtures et axes de canalisation projeté ou



Figures VII.13: le piquetage et traçage

VII.6.3. Béton de propreté :

Le béton de propreté est un béton maigre faiblement dosé en ciment. Il est étalé sur le sol ou en fond de fouilles afin de créer une surface de travail plane et non

terreuse.il protège le sol des intempéries et permet de travailler au propre d'où son nom et il éviteégalement le contact de la terre avec le béton de fondation.



Figures VII.14: mise en place du béton de propreté

VII.7 Les principaux travaux suivis sur chantier :

VII.7.1 le voile périphérique :



Figures VII.15: ferrailage et coffrage de voile périphérique

VII.7.2 la dalle solidaire :

La dalle solidaire est un élément structurel au même type que les autres planchers.

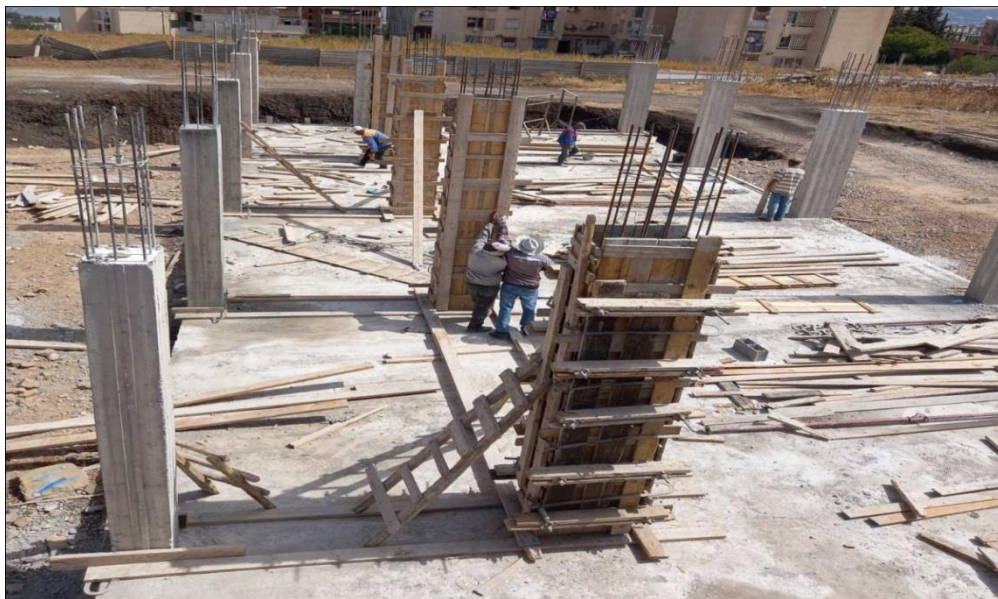


Figures VII.16: ferrailage de la dalle solidaire

VII.7.3 les poteaux :

Le rôle des poteaux est de porter les systèmes planchers-poutres par points D'appuis isolés, supporter les charges verticales et participer à la stabilité transversale par le système poteau-poutre pour combattre les efforts horizontaux (vent, dissymétrie des charges, changement de température,).

Les poteaux sont exposés aux différents types de charges : Compression, sollicitations et flexion : le poteau travaille comme une poutre verticale qui subit aussi un effort normal de compression.



Figures VII.17: coffrage et décoffrages des poteaux

Remarque :

- Respecter l'enrobage 2.5 - 3 cm.
- Respecter le dosage du béton 350 Kg/m³.
- Assurer l'utilisation de vibreur pendant le coulage pour éliminer les vides.
- Assurer l'alignement et la verticalité des poteaux

VII.7.4 les poutres :

Les poutres sont des éléments de construction dont la longueur est très supérieure à ses autres dimensions, employées dans de nombreux types de structures, tels que bâtiments, charpentes et ponts .et ce sont ceux qui transmettent les charges des planchers aux poteaux et aux voiles.



Figures VII.18 : ferrailage et coffrage de poutre

VII.7.5 les dalles :

Les dalles sont des éléments horizontaux séparant les différents étages d'un bâtiment. En général, deux types de dalles sont utilisés :

- ♣ Dalles pleines : on n'utilise que du béton armé, elle est caractérisée par un coffrage plein et une armature importante (barres d'aciers de diamètre considérable).
- ♣ Dalles corps creux ou bien dalles à hourdis : on utilise des hourdis en plus du béton armé.



Figures VII.19 : coffrage en cours de plancher

VII.7.6 les semelles :

Une semelle de fondation est un ouvrage d'infrastructure, généralement en béton armé, qui reprend les charges d'un organe de structure d'une construction et qui transmet et répartit ces charges sur le sol (fond de coffre ou niveau d'assise).

On a des semelles filantes qui généralement situées sous un mur ou un voile.



Figures VII.20 : ferrailage de la semelle filante



Figures VII.21 : décoffrage de la semelle filante

VII.7.7. Examen des escaliers :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marche et contre marche, permettant d'accéder à un étage et de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. Pour faciliter le travail on a vu que :

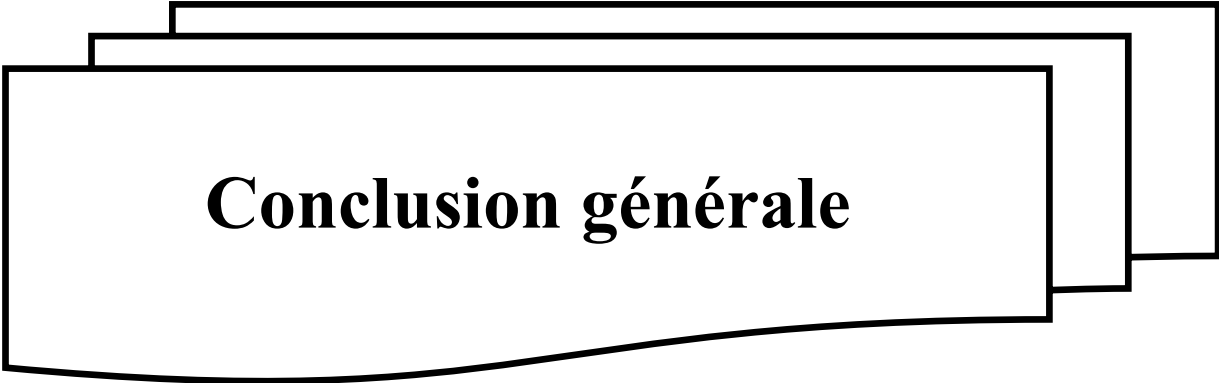
- Après le coulage du plancher de chaque étage un escalier est coulé et mis en place.
- Un seul type d'escalier existant sur le chantier.
- Les marches ont 17 cm de hauteur et les contre marches ont 30 cm de longueur posé sur deux volés incliner de presque 36 degrés.
- La poutre palière a 30 cm de largeur et 35 cm de hauteur.
- Le palier de repos est dimensionné comme suite : 15 cm d'épaisseur, 370 cm de longueur et de 178 cm de largeur.



Figures VII.22: Coffrage, ferrailage et coulage d'escalier

Conclusion :

Le travail sur ce projet nous a permis aussi de découvrir l'environnement qui entoure les constructions sur le terrain, l'installation et le matériel utilisé sur le chantier ainsi les différents travaux concernant la construction des bâtiments. Ce travail est le couronnement de cinq années d'étude. Nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous nous permettrons d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.



Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de notre stage effectué au sein du Direction Des Equipements Publics Wilaya de Mila on a travaillé sur le projet d'étude et de suivi pour la réalisation d'un lycée 1000 places pédagogiques. Ce dernier consiste à faire une étude et un suivi génie civil d'un bâtiment à usage scolaire (lycée) composer de blocs pédagogiques, de fonction, en cours de réalisation à Sidi Marouan dans la wilaya de Mila.

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel.

Notre projet consiste à faire une étude et un suivi génie civil d'un bâtiment à usage scolaire (lycée) composer de blocs pédagogiques, de fonction, en cours de réalisation à Sidi Marouan dans la wilaya de Mila.

Tout d'abord une étude bibliographique comportant des conceptions architecturales de lycées est faite afin d'avoir des informations sur les projets.

Ensuite En deuxième et troisième partie présente le prédimensionnement, la descente de charges et le calcul des éléments secondaires est faite afin qu'on puisse entamer la partie modélisation de notre projet en utilisant le logiciel Etabs. Par la suite, la méthode dynamique modale spectrale est choisie pour déterminer les sollicitations des blocs vis-à-vis le mouvement sismique. Sur la base des données du rapport du sol, nous avons dimensionné les fondations (coffrage et ferrailage).

A la fin une présentation de la mission de suivi sur chantier par la présentation des engins et le matériel existant sur chantier, l'installation des espaces de stockage et les principaux travaux suivis sur le chantier.



Références

RÉFÉRENCES

- [1] Les Règles de calcul de Béton Armé aux Etats Limite. BAEL 91 modifié 99,2000
- [2] Ministère de l'habitat. Document technique réglementaire D.T. R. - B.C. 2-41, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93.1993
- [3] Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Document technique règlementaire DTR B C 2 48, Règle parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ,2003
- [4] Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Document technique règlementaire DTR B C 2 .2, Charge permanentes et charges d'exploitation, CGS. 1988
- [5] Laboratoire géotechnique Osmane (LGO, Rapport géotechnique 2015.
- [6] Jean marie Husson. Etude des structures en béton (BAEL91 révisé99). Écoles d'ingénieurs génie civil. CASTELLIA. P39
- [7] Guettiche A .2020. Cours 3^{eme} génie civil. Béton armé 2 centre universitaire Abdelhafid boussouf, Mila.
- [8] Ministère de l'habitat. Document technique réglementaire DTR BC 2.33.1, règles de calcul des fondations superficielles