



MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE « ABBES LAGHROUR » DE KHENCHELA
FACULTE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIE



Département des Sciences de la Matière

N° de série : M /2022

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Filière : Génie civil

Spécialité : Structure

Etude d'un bâtiment R+7 avec Sous-Sol Selon (RPA99/version2003)

Réalisé par : -LITIM Youcef
- MEGHITHI Radouane

Membres de jury :
M. Dr. BOUTRID Abdelaziz
M. Dr. REFRAFI Salah

Dirigé par : M. Dr. BOUHADRA Abdelhakim

Présenté le .../06/2022



Remerciements

Louanges à Allah le miséricordieux, qui nous a donné le courage, la force, nous a éclairé la voie de la science et de la connaissance et par sa grâce on a réussi à mener à bien ce modeste travail.

Notre plus grande gratitude et toute notre reconnaissance vont en premier lieu à notre encadreur ;

Dr. BOUHADRA abdelhakim de l'université d'Abbas laghrour Khenchela nous le remercions pour son encadreur, et sa présence, ses conseils qui nous ont été très précieux.

On remercie chaleureusement les membres du jury de nous avoir fait l'honneur d'examiner notre travail.

On remercie vivement nos professeurs du département de génie civil (Faculté St de l'université Abbas laghrour Khenchela).

On ne saura terminer sans remercier toutes ces personnes dans l'ombre et dont la contribution à la réalisation de ce travail est non négligeable.

Dédicaces

En témoignage d'amour et d'affection, je dédie ce modeste travail avec une grande fierté à tous ceux qui me sont chers :

***Ma très chère mère, qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie.**

*** Mon très cher père, qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie.**

****Que Dieu vous protège et que la réussite soit toujours à ma portée pour que je suis puisse vous combler de bonheur.**

***Mes chère frère et mes sœurs et puisse Dieu vous donne santé, bonheur et réussite.**

***Mes amis et tous ceux qui m'ont soutenu et aidé.**

** à chaque professeur que j'ai rencontré dans ma carrière d'études et m'a appris avec une conscience et en particulier professeur BOUHADRA abd elhakim.*

LITIM YUCEF

Dédicaces

Je dédie ce succès et ce travail à ceux qui ont promis de m'élever quand j'étais jeune, Ils sont le phare de ma pensée mure,

Dédiée à toi, Père, à chaque goutte d'épuisement et de tremblement et de notre corps, À notre bonheur, à tes meilleurs espoirs, à ma mère qui m'a amené à l'espoir et à la sécurité, à ceux

Qui rêvent dans leur cœur. A ma mère, qui a apprivoisé les difficultés pour moi.

A mes frères et à mes sœurs, qui sont avec moi dans la tribulation, ce qui est ma joie.

Merci à mon professeur DOUHADRA Abd elhakim, qui a dirigé le travail et fait en sorte que le travail soit une image parfaite.

MEGHITHI RADOUANE

Résumé :

Ce projet consiste principalement en l'étude d'une structure (R+7+S-Sol) usage (habitation), La structure est implantée à SETIF, zone de sismicité élevée (zone IIA). L'étude est conforme aux Règles Parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003 Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

Pour l'étude et la conception d'un projet de bâtiment public, Nous avons calculé et ferrailé les différents éléments de la structure en béton armé de cet bâtiment, organisé en six chapitres

Chapitre :

- **Chapitre I** : Présentation du projet, et caractéristique des matériaux.
- **Chapitre II** : Descente de charge et Pré dimensionnement des éléments.
- **Chapitre III** : calcul des éléments secondaires.
- **Chapitre IV** : Etude sismique.
- **Chapitre V** : calcul des éléments structuraux.
- **Chapitre VI** : Etude des fondations.

Abstract :

SUMMARY This Project consists mainly of the study of a structure (R+7+S-Sol) use (dwelling), the structure is located in SETIF, a zone of high seismicity (zone IIA).the study complies with the seismic Rules alg reins 99 modified in 2003 the dimensioning as well as the reinforcement of the elements have been done in accordance with the rules for the design and calculation of reinforced concrete structures (CBA93), by adding the BAEL91. For the study and design of a public building project, we have calculated and scratched the various laments of the reinforced concrete structure of this building, organized inti six chapter:

- **Chapter I:** presentation of the project, and caractéristique of the materials.
- **Chapter II:** descent of load and pre dimensioning of the elements.
- **Chapter III:** calculates secondary elements.
- **Chapter IV:** seismic study.
- **Chapter V:** calculates structural elements.
- **Chapter VI:** study of the foundations.

ملخص:

هذا المشروع يتكون أساساً من دراسة لبنانية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكّلة من الخرسانة المسلحة تتألف من طابق تحت ارضي وطابق ارضي وسبعة طوابق الواقعة في سطيف المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 2 من اجل ذلك للمعايير المقاومة للزلازل الجزائرية على هذه البنائة هي وفقاً RPA 99, version 2003 كانت الدراسة المطبقة. أما بخصوص القياس والتسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكّلة للبنائة فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر ومن اجل دراسة و تصميم أي منشأ عمراني هناك عدة مراحل ملخصة في ستة محاور وهي كالتالي:

المحور الأول: عرض المشروع وخصائص البناء

المحور الثاني: نزول الحمولة والتحجيم المسبق للعناصر

المحور الثالث : حساب العناصر الثانوية

المحور الرابع : الدراسة الزلزالية

المحور الخامس : حساب العناصر الأساسية

المحور السادس : حساب الأساسات

SOMMAIRE :

CHAPITRE I :

I.1	Introduction Générale :	1
I.2	Présentation de l'ouvrage :	1
I.2.1	Localisation du terrain :	1
I.2.2	Organisation de l'intérieur :	1
I.2.3	Système de contreventement :	2
I.2.4	Dimensions de l'ouvrage :	2
I.3	Caractéristiques des matériaux :	2
I.3.1	Introduction :	2
I.3.2	Le béton :	3
I.3.3	L'acier :	6
I.4	Justifications de calcul :	8
I.4.1	États-limites ultimes (E.L.U) :	8
I.4.2	États limites de service (E.LS) :	9

CHAPITRE II :

II.	Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments :	11
II.1	Introduction :	11
II.1.1	Les charges permanentes (<i>DTR B.C.2.2</i>) :	11
II.1.2	Les charges d'exploitation (<i>DTR B.C.2.2</i>) :	11
II.2	Descente des charges :	11
II.2.1	Plancher terrasse (inaccessible) :	12
II.2.2	Plancher d'étage courant :	12
II.2.3	Dalle pleine pour S-Sol :	13
II.2.4	Balcon de terrasse :	13
II.2.5	Balcon d'étage courant :	14
II.2.6	Mur extérieur :	14
II.2.7	Volée d'escalier (étage courant) :	15
II.2.8	À première volée d'escalier (RDC) :	15
II.2.9	Deuxième et troisième volée d'escalier (RDC) :	16
II.2.10	Palier de (repos, départ, arrivé) d'escalier (S-Sol) :	16
II.2.11	Volée d'escalier (S-Sol) :	17
II.2.12	Palier de (repos, départ, arrivé) d'escalier (étage courant) :	17
II.2.13	Palier de (repos, départ, arrivé) d'escalier (RDC) :	18
II.3	Prédimensionnement des éléments structuraux :	18
II.3.1	Les planchers :	18

II.3.2	Les poutres :	19
II.3.3	Les poteaux :	20
II.3.4	Les voiles :	31
II.3.5	Poutrelles :.....	33
II.3.6	L'acrotère :	33
II.3.7	L'escalier :.....	34
II.3.8	Balcon :	36
CHAPITRE III :		
III.	Calcul des éléments secondaires	37
III.1	Calcul l'acrotère :	37
	Introduction :.....	37
III.1.1	Evaluation des charges :.....	37
III.1.2	Calcul des coordonnées du centre de gravité de l'acrotère :	38
III.1.3	Calcul des sollicitations :.....	39
III.1.4	Combinaison des sollicitations :.....	39
III.1.5	Ferraillage de l'acrotère :	39
III.1.6	Vérifications à l'ELU :	42
III.1.7	Vérifications à l'ELS :.....	44
III.2	Les Balcons :	45
III.2.1	Introduction :	45
III.2.2	Evaluation des charges :.....	45
III.2.3	Combinaison des charges :.....	45
III.2.4	Schéma statique:.....	46
III.2.5	Calcul des sollicitations:.....	46
III.2.6	Calcul du Ferraillage à l'ELU :	46
III.2.7	Vérifications à l'ELU :	48
III.2.8	Vérifications à l'ELS :.....	49
III.2.9	Vérification de la flèche (ELS) :	49
III.2.10	Schéma de Ferraillage du balcon :.....	50
III.3	Les escaliers :.....	50
III.3.1	Introduction :	50
III.3.2	Composition d'un escalier :.....	50
III.3.3	Pour étage courant :.....	51
III.3.4	Pour RDC :	65
III.3.5	Pour S-Sol :	77
III.3.6	Etude de la poutre palière :.....	89
III.4	L'ascenseur :.....	97

III.4.1	Introduction :	97
III.4.2	Etude de l'ascenseur :	98
III.4.3	Evaluation des charges :	98
III.4.4	Les charges sollicitant la dalle machinerie.....	100
III.4.5	Combinaison des charges :	100
III.4.6	Calcul des sollicitations.....	100
III.4.7	Calcul du ferrailage à l'ELU :	102
III.4.8	Vérifications à ELU :	104
III.4.9	Vérification des contraintes à L'ELS :	106
III.5	Calcul du plancher :	107
III.5.1	Introduction :	107
III.5.2	Dimensionnement de la poutrelle :	108
III.5.3	Etude du plancher à corps creux :	108
III.5.4	Type de poutrelles :	110
III.5.5	Etude d'un plancher terrasse :	110
III.5.6	Vérifications à l'ELU :	118
III.5.7	Vérifications à l'ELS :	118
III.5.8	Etude des dalles pleine :	124
III.5.9	Vérifications à l'ELS :	134

CHAPITRE IV :

IV.	Etude Dynamique :	140
IV.1	Introduction :	140
IV.2	Objectif de l'étude dynamique :	140
IV.3	Modélisation de la structure étudiée :	140
IV.3.1	Modélisation de la structure :	140
IV.4	Combinaison d'action :	142
IV.5	Méthodes de calculs :	142
IV.5.1	Méthode statique équivalente :	143
IV.5.2	Méthodes dynamiques :	147
IV.6	Résultats de calcul (ROBOT) :	152
IV.6.1	Périodes et facteurs de participation modale :	152
IV.6.2	Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement :	153
IV.7	Vérification des méthodes :	154
IV.7.1	Vérification de la période :	154
IV.7.2	Vérification de l'effort tranchant à la base :	155
IV.8	Calcul des déplacements :	155
IV.9	Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P- Δ :	156

IV.10	Conclusion :	157
CHAPITRE V :		
V.	Ferraillage des éléments structuraux.....	159
V.1	Introduction :	159
V.2	Ferraillage des poteaux :	159
V.2.1	Introduction :	159
V.2.2	Exemple de calcul : (poteau 55*55).....	161
I.4.3	Schéma de ferraillage des poteaux.....	168
V.3	Ferraillage des poutres :	169
V.3.1	Introduction :	169
V.3.2	Combinaisons des charges :	169
V.3.3	Recommandation du (<i>RPA 99/version 2003</i>) :	169
V.3.4	Poutres principale :	170
V.3.5	Vérification à l'ELS :	173
V.3.6	Poutre secondaires :	175
I.4.4	Schéma des ferraillages des poutres :	180
V.4	Les voiles :	180
V.4.1	Introduction :	180
V.4.2	Recommandation du (<i>RPA99/2003</i>) :	181
V.4.3	Les sollicitations :	182
V.4.4	Exemple de calcul d'un voile plein (20cm) :	183
V.4.4.1	Détermination des sollicitations :	183
V.4.5	Schéma ferraillage de voile :	187
CHAPITRE VI :		
VI	Etude d'infrastructure :	188
VI.1	Introduction :	188
VI.1.1	Le rôle assuré par les fondations :	188
VI.1.2	Classification des fondations :	188
VI.1.3	Calcul des fondations :	188
VI.1.4	Semelles isolées :	189
VI.2	Radier général :	190
VI.2.1	Introduction :	190
VI.2.2	Surface nécessaire :	190
VI.2.3	Prédimensionnement radier :	190
VI.2.4	Vérification de la stabilité du radier :	192
VI.2.5	Calcul des contraintes :	194
VI.2.6	Ferraillage du radier :	195

VI.3	Etude du voile périphérique :.....	201
VI.3.1	Introduction :.....	201
VI.3.2	Prédimensionnement :.....	201
VI.3.3	Évaluation des charges :.....	202
VI.3.4	Effort dans la dalle :	202
VI.3.5	Calcul du ferrailage :.....	203
VI.3.6	Condition de non fragilité :	203
VI.3.7	Vérification de l'effort tranchant :	203
VI.3.8	Vérification à L'ELS :.....	204
	Conclusion :	205
VII.	LES ANNEXES :	207
VII.1	ANNEXE 01 : Les plans d'architecture.	207
VII.2	ANNEXE 02 : Les plans du ferrailage.	207
VII.3	ANNEXE 03 : Les plans du coffrage.	207

Liste des tableaux :

Tableau I.1 : Valeurs de limite d'élasticité garantie f_e	7
Tableau II.1 : Charges dues à la terrasse	12
Tableau II.2 : charges dues au plancher d'étage courant	12
Tableau II.3 : charges dues à la dalle pleine de S-Sol	13
Tableau II.4 : charges dues au balcon de terrasse	13
Tableau II.5 : charges dues au balcon d'étage courant	14
Tableau II.6 : charges dues au mur extérieur	14
Tableau II.7 : charges dues à la volée d'escalier (étage courant)	15
Tableau II.8 : charges dues à la première volée d'escalier (RDC)	15
Tableau II.9 : charges dues à la deuxième et troisième volée (RDC)	16
Tableau II.10 : charges dues au palier de repos d'escalier (S-Sol)	16
Tableau II.11 : charges dues à la volée d'escalier (S-Sol)	17
Tableau II.12 : charges dues au palier de repos d'escalier (étage courant)	17
Tableau II.13 : charges dues au palier de repos d'escalier (RDC)	18
Tableau II.14 : Loi des dégression des charges d'exploitation	22
Tableau II.15 : Les charges permanentes pour chaque niveau poteau intermédiaire	24
Tableau II.16 : Les charges permanentes pour chaque niveau poteau de rive	25
Tableau II.17 : Charge d'exploitation concentrée sur les poteaux	26
Tableau II.18 : Charge permanente et d'exploitation concentré sur le poteau intermédiaire	27
Tableau II.19 : Charge permanente et d'exploitation concentré sur le poteau de rive	27
Tableau II.20 : Vérification de la section des poteaux aux règles RPA	28
Tableau III.1 : Moments de la dalle de l'ascenseur	31
Tableau III.2 : Efforts tranchant de la dalle de l'ascenseur	101
Tableau III.3 : Moments fléchissant en travées et appuis à l'ELU (plancher)	115
Tableau III.4 : Moments fléchissant en travées et appuis à l'ELS (plancher)	115
Tableau IV.1 : Valeurs des facteurs de qualités de la variante 1	144
Tableau IV.2 : Caractéristique dynamique de la structure	146
Tableau IV.3 : Poids de chaque étage de la structure	150
Tableau IV.4 : Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau	152
Tableau IV.5 : Périodes et facteurs de participation modale	152
Tableau IV.6 : L'effort tranchant à la base	155

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements	156
Tableau IV.8 : Vérification des effets ($P - \Delta$) sans ($x - x$)	157
Tableau IV.9 : Vérification des effets ($P - \Delta$) sans ($y - y$)	157
Tableau V.1 : les sollicitations les plus défavorables (poutres)	169
Tableau V.2 : Présentation des résultats des moments pour les poutres principales	170
Tableau V.3 : Armatures nécessaires pour les poutres principales	172
Tableau V.4 : Présentation des résultats des moments pour les poutres secondaires	175
Tableau V.5 : Armatures nécessaires pour les poutres secondaires	177
Tableau VI.1 : Contraintes sous le radier à l'ELU	194
Tableau VI.2 : Contraintes sous le radier à l'ELS	194
Tableau VI.3 : Calcul des moments	195
Tableau VI.4 : Ferrailage des panneaux du radier	196
Tableau VI.5 : Vérification des contraintes	196
Tableau VI.6 : Ferrailage des nervures (sens porteur)	197
Tableau VI.7 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)	197
Tableau VI.8 : Vérification des contraintes	198
Tableau VI.9 : Ferrailage des nervures (sens porteur)	198
Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)	198
Tableau VI.11 : Vérification des contraintes	199
Tableau VI.12 : Ferrailage du voile périphérique	202
Tableau VI.13 : Vérification des contraintes à l'ELS	203

Liste des figures :

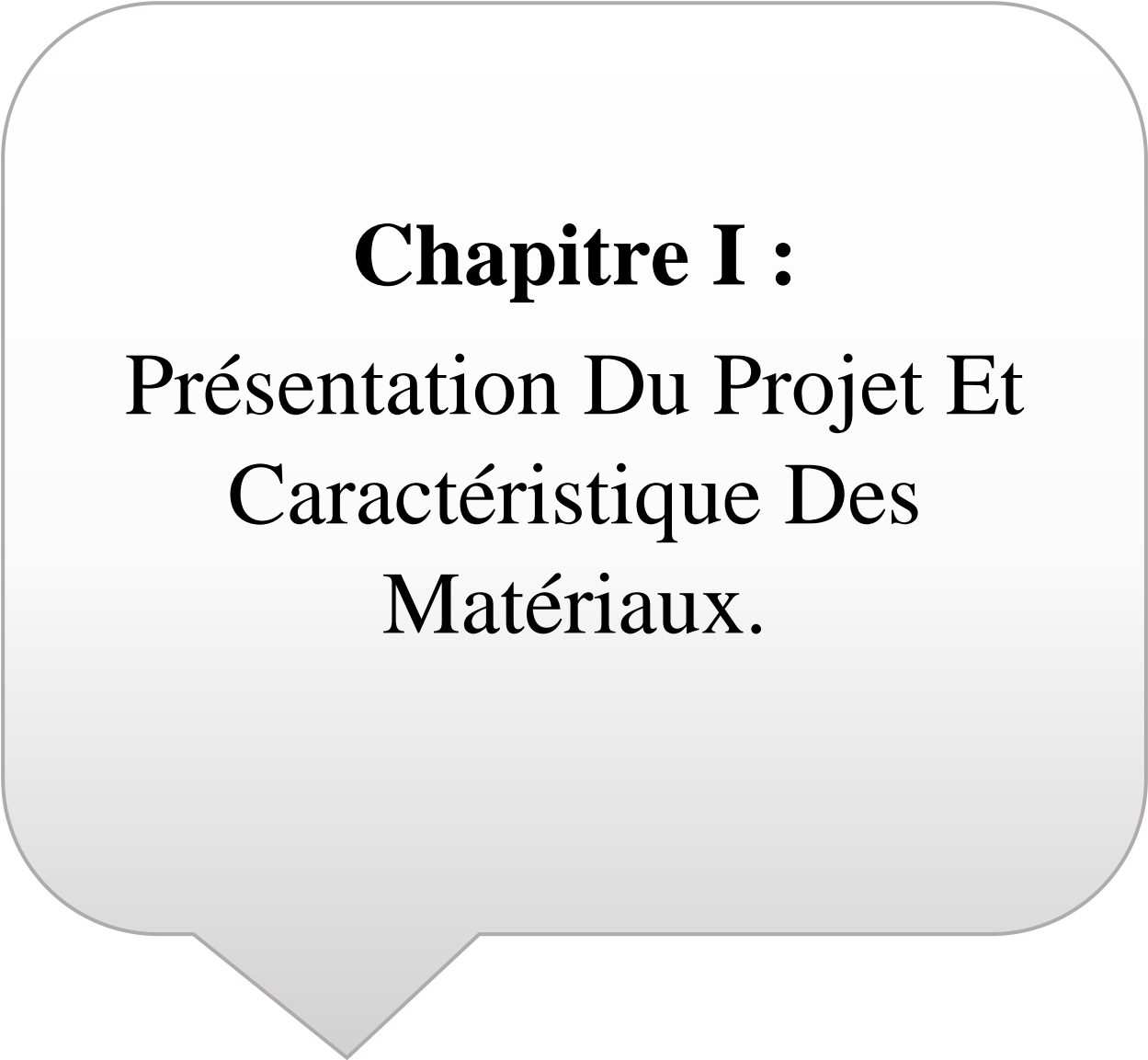
Fig.I.1 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU	5
Fig.I.2 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS	6
Fig.I.3 : Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU	8
Fig.I.4 : Diagramme des déformations de la section (Règle des Pivots)	9
Fig.II.1 : Dalle à corps creux	19
Fig.II.2 : Dimensionnement de poutres	20
Fig.II.3 : surface afférente du poteau intermédiaire	23
Fig.II.4 : surface afférente du poteau du rive	25
Fig.II.5 : Poutrelle en T	33
Fig.II.6 : Dimensions de l'acrotère	34
Fig.III.1 : Schéma statique d'acrotère	38
Fig.III.2 : Ferrailage de l'acrotère	45
Fig.III.3 : Schéma statique de balcon	46
Fig.III.4 : Diagramme des sollicitations de balcon	46
Fig.III.5 : Ferrailage du balcon	50
Fig.III.6 : Composition d'un escalier (étage courant)	51
Fig.III.7 : dimensionnement d'escalier (étage courant)	51
Fig.III.8 : Schéma de type des escaliers (étage courant)	53
Fig.III.9 : Schéma statique d'escalier et leur chargement à ELU (étage courant)	53
Fig.III.10 : Schéma statique d'escalier et leur chargement à ELS (étage courant)	53
Fig.III.11 : Charge équivalente à ELU (étage courant)	54
Fig.III.12 : Charge équivalente à ELS (étage courant)	54
Fig.III.15 : Schéma de type des escaliers (RDC)	56
Fig.III.16 : Schéma statique d'escalier et leur chargement à ELU (RDC)	67
Fig.III.17 : Schéma statique d'escalier et leur chargement à ELS (RDC)	67
Fig.III.18 : Charge équivalente à ELU (RDC)	67
Fig.III.19 : Charge équivalente à ELS (RDC)	68
Fig.III.21 : Schéma de type des escaliers (S-Sol)	68
Fig.III.22 : Schéma statique d'escalier et leur chargement à ELU (S-Sol)	79

Fig.III.23 : Schéma statique d'escalier et leur chargement à ELS (S-Sol)	79
Fig.III.24 : Charge équivalente à ELU (S-Sol)	79
Fig.III.25 : Charge équivalente à ELS (S-Sol)	80
Fig.III.27 : La poutre palière	80
Fig.III.28 : Schéma de ferrailage des escaliers S- SOL	90
Fig.III.29 : Schéma de ferrailage des escaliers RDC et Etage Courant	96
Fig.III.30 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	96
Fig.III.31 : Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique	97
Fig.III.32 : Schéma descriptif d'un ascenseur	98
Fig.III.33 : Plancher a corps creux	99
Fig. IV.1 : Modélisation en 3D de la structure	108
Fig.IV.2 : modélisation en 3D de la structure	141
Fig. IV.3 : Position des voiles	141
Fig.IV.4 : Mode 1	151
Fig.IV.4 : Mode2	153
Fig. IV.4 : Mode 3	154
Fig.V.1 : Schéma de ferrailage de poteaux (55.55)	154
Fig.V.2 : Schéma de ferrailage des (poutres)	169
Fig.V.3 : Diagramme d'une section partiellement comprimée	180
Fig.V.4 : Schéma des ferrailages de voile	185
Fig.VI.1 : Semelle isolée sous poteau	189
Fig.VI.2 : Schéma statique du bâtiment	193
Fig.VI.3 : Contraintes sous le radier	194
Fig.VI.4 : Ferrailage des nervures sens porteur et sens non porteur	201

LISTE DES SYMBOLES :

f_{cj}	Résistance en compression à j jour du béton.
f_{tj}	Résistance à la traction à j jour du béton.
E_{ij}	Résistance à la traction à j jour du béton.
E_{vj}	Module de déformation différé du béton.
f_{bu}	Résistance conventionnelle ultime à la compression.
ε_{bc}	Déformation unitaire du béton.
σ_{bc}	Contrainte de compression dans le béton.
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton en compression.
$\bar{\tau}_u$	Contraintes limites de cisaillement.
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte admissible d'acier.
\bar{f}	La flèche admissible.
λ	L'élancement de l'élément poteau.
l_f	Longueur de flambement.
μ_{bu}	Moment réduit.
A_s	Section d'armature tendue.
A'_s	Section d'armature comprimée.
A_{min}	Section minimale d'armature.
A_t	Section d'armature transversale.
S_t	Espacement des armatures transversales.
T_u	Le moment de torsion ultime.
V	Effort tranchant.
M_k	Moment de renversement dans chaque étage.
δ_{ek}	Déplacement du aux forces sismiques.
Δ_k	Déplacement relatif du niveau (k).
M_{af}	Moment ultime fictif.
A'_{sf}	Section d'armature fictive
B_r	Section réduite du poteau en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie. (En cm ²).
A_s	Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.
f_e	Limite d'élasticité de l'acier.
α	Coefficient en fonction de l'élancement mécanique λ .

C_p	Facteur de force horizontale élément en console RPA99/V2003 (tableau 6.1).
e_1	Excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales.
e_a	Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution) qui s'ajoute à l'excentricité résultant des efforts appliqués.
e_2	Excentricité due aux effets de second ordre, liés à la déformation de la structure.
A	Coefficient d'accélération de zone.
D	Facteur d'amplification dynamique moyen.
Q	Facteur de qualité.
R	Coefficient de comportement.
W_T	Poids totale de la structure.
η	Facteur de correction d'amortissement.
T	Période fondamentale de la structure.
$[K]$	Matrice de rigidité.
$\{U\}$	Vecteur de déplacement.



Chapitre I :
Présentation Du Projet Et
Caractéristique Des
Matériaux.

I. Présentation de projet et caractéristique des matériaux

I.1 Introduction Générale :

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir faire. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les six années de formation.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R+07+S-Sol (*selon RPA99/version 2003*), présentant une régularité tant en plan qu'en élévation, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques).

Après une descende des charges et un Prédimensionnement des éléments de notre structure, une étude sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis « AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL » particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Ce logiciel nous permet la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure. Les efforts engendrés ans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le code de calcul (*BAEL et CBA93*) et le (*RPA99/version2003*).

I.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment composé d'un rez de chaussée à usage commercial, de sept étages d'habitation et un sous-sol, avec une terrasse inaccessible au dernier niveau, la circulation entre les différents niveaux se fait à l'aide d'une cage d'escaliers, et d'un ascenseur.

I.2.1 Localisation du terrain :

L'ouvrage est implanté dans la wilaya de Sétif classée en zone sismique II.A selon le règlement parasismique Algérien (*RPA99 /version 2003*). Le site considéré comme un site meuble (S3) avec une contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2\text{bars}$.

I.2.2 Organisation de l'intérieur :

- Le RDC dispose deux logements F3 et quatre espaces commercial avec un poste transformateur et cage d'escalier et ascenseur.
- Les sept étages courants dispos quatre logements (deux F3, deux F4) avec cage d'escalier et ascenseur dans chaque étage.

CHAPITRE I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

- Les escaliers sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place.

I.2.3 Système de contreventement :

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du (*RPA 99 /version2003*). Et puisqu'il répond aux conditions de l'article (**A.3.4**) du (*RPA99/version 2003*), pour les structures en béton armé on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse 17m en zone II, la stabilité du bâtiment sera assurée par un système de contreventement mixte (voile-portique).

I.2.4 Dimensions de l'ouvrage :

I.2.4.1 Dimensions en élévation :

- Hauteur du bloc est de 24.93 m.
- La hauteur de la dalle de l'ascenseur est de 3 m.
- Hauteur du sous-sol est de 2.50 m.
- Hauteur du rez-de-chaussée est de 3.51 m.
- Hauteur du l'étage courant est de 3.06 m.

I.2.4.2 Dimensions en plan :

- Longueur total : $L= 35.40$ m (sens longitudinal).
- Largeur total : $l= 15.80$ m (sens transversal).

I.3 Caractéristiques des matériaux :

I.3.1 Introduction :

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.

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton arme (*CBA 93*) et les règlements en vigueur en Algérie.

I.3.2 Le béton :

Le béton hydraulique est un mélange optimal de liants (ciments artificiels), de granulats naturels ou artificiels (sables, gravillons, graviers...), d'eau et éventuellement d'adjuvants (entraîneurs d'air, plastifiants, hydrofuges...).

Ses principales caractéristiques sont :

- ✚ Une bonne résistance en compression simple.
- ✚ Une mauvaise résistance en traction.

I.3.2.1 Matériaux composant le béton :

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenable de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et de l'eau.

I.3.2.1.1 Le ciment :

- ✓ Le ciment joue le rôle entre produits employés dans la construction.
- ✓ La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

I.3.2.1.2 Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles

- **Sables :**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

- **Pierrailles :**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.3.2.2 Dosage du béton :

Le béton utilisé est un béton courant dosé à 350 kg/m³ de ciment. Sa composition courante pour 1 m³ est comme suit :

- ✓ Ciment : 350kg de CPJ45.
- ✓ Gravier : 800 litres de 15/25 mm
- ✓ Sable : 400 litres de 0/5mm.

CHAPITRE I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

✓ Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

I.3.2.3 Résistance du béton :

I.3.2.3.1 Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de diamètre qu'égal à 16 cm et d'une hauteur de 32 cm.

Pour un dosage courant de 350 kg/m^3 de ciment CPJ425, la caractéristique en compression à 28 jours est estimé à 25 MPa ($f_{c28}=25\text{MPa}$).

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = 1.1f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours.}$$

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

$$f_{cj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = 0.275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours.}$$

I.3.2.3.2 Résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} [\text{MPa}] \quad \text{Si } f_{cj} < 60 \text{ MPa} \quad (\text{CBA } 93/\text{A.2.11.2})$$

I.3.2.3.3 Résistance minimal du béton :

La résistance caractéristique nominale f_{c28} dit être de 15 MPa quant on utilise des aciers de haute adhérence et 12 MPa lorsque l'on utilise des aciers lisses. (CBA 93/A.2.11.4)

I.3.2.4 Contrainte limite :

I.3.2.4.1 A l'état limite ultime (ELU) :

Selon le (C.B.A 93, A.4.5.2), la contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

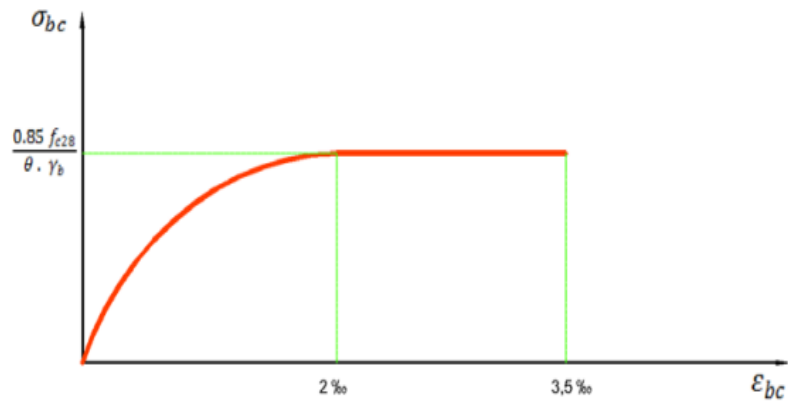


Fig. I.1 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU

σ_{bc} : Contrainte ultime du béton en compression.

$\gamma_b = 1$: Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$: En situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1.15$: En situations accidentelles.

Donc : $\sigma_{bc} = 14.17$ MPa (pour les situations durables).

$f_{bu} = 18.48$ MPa (pour les situations accidentelles).

- **contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

Avec : $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.20f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$ cas normal (fissuration peu nuisible).

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$ cas où la fissuration est préjudiciable.

I.3.2.5 A l'état limite de service (ELS) :

Selon le (C.B.A 93, A.4.5.2), la contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par :

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

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

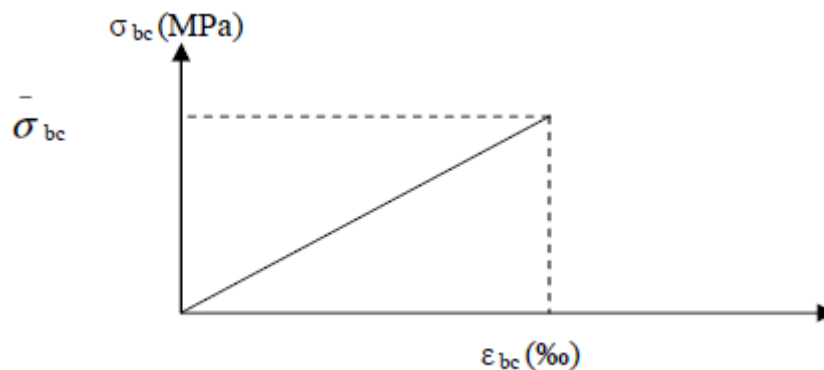


Fig. I.2 Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

I.3.2.6 Module de déformation longitudinale :

Selon le (C.B.A 93, A2.1.2), le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

- ✓ Module instantané : pour les charges appliquées avant 24h.

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

- ✓ Module différé : pour les charges de long de durée.

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

Dans notre cas on a : $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$;

$$\text{Donc : } E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

$$E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

I.3.2.7 Coefficient de Poisson :

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson par définition, est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Selon le (C.B.A93 A.2.1.3) :

$\nu = 0.0$ Dans le calcul des sollicitations à l'ELU.

$\nu = 0.2$ Dans le calcul des déformations à l'ELS.

I.3.3 L'acier :

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

CHAPITRE I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone ;
- ✓ Aciers durs pour 0.25 à 0.4%de carbone ;
- ✓ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$.

I.3.3.1 Caractéristiques mécaniques :

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

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Type	Nuance	Limite d'élasticité $f_e\ (\text{MPa})$	Emploi
Barre (HA)	FeE40	400	Emploi courant
Rondes Lisses (RL)	FeE22	215	Emploi courant
	FeE24	235	
Treillis	$\phi \leq 6\text{mm}$	520	Emploi courant
	$\phi > 6\text{mm}$	441	

Tab I.1 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e .

I.3.3.2 Contraintes limites :

I.3.3.2.1 Etat limite ultime "ELU " : (C.B.A 93 A.4.3.2)

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence HA FeE40 type 1 (limite d'élasticité $f_e = 400\text{MPa}$), et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE24 ($f_e = 235\text{MPa}$).

Selon le (C.B.A 93, A2.2.2), le module d'élasticité longitudinal de l'acier « E_s » est pris égal à

$$E_s = 2.105\ \text{MPa} .$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{400}{1.15} = 447,82\ \text{MPa}. \text{ (Situations durables).}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{400}{1} = 400\ \text{MPa}. \text{ (Situations accidentelles).}$$

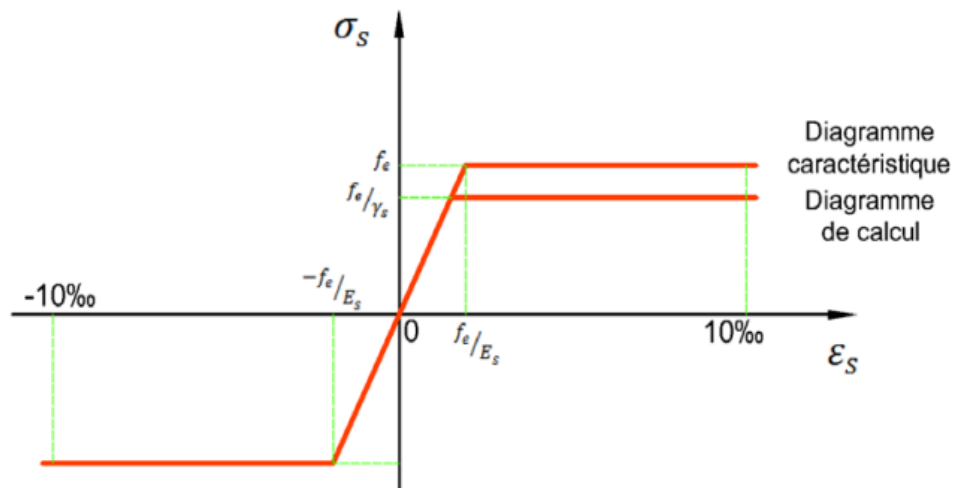


Fig.I.3 : Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$e_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} ; E_s = 200000 \text{ Mpa.}$$

γ_s : Coefficient de sécurité (=1 cas situation accidentelles ; 1.15 cas générale).

I.3.3.2.2 Etat limite de service "ELS" : (C.B.A 93 A.4.5.3)

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

- ✚ Fissuration peu préjudiciable : la contrainte n'est pas limitée.
- ✚ Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$.
- ✚ Fissuration très préjudiciable: $\bar{\sigma}_s = \min(0,5 \cdot f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$.

Avec :

η : Coefficient de fissuration (=1 pour les RL, =1.6 pour les HA).

I.4 Justifications de calcul :

On se base dans notre calcul sur la théorie des états limites. Un état limite est un état particulier pour le quel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite, et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

Au-delà d'un état limite la structure (ou l'un de ses éléments) est mise hors service, c'est à dire qu'elle ne répondra plus aux fonctions pour lesquelles elle a été conçue. On distingue deux catégories d'états limites :

I.4.1 États-limites ultimes (E.L.U) :

Correspondent à la limite :

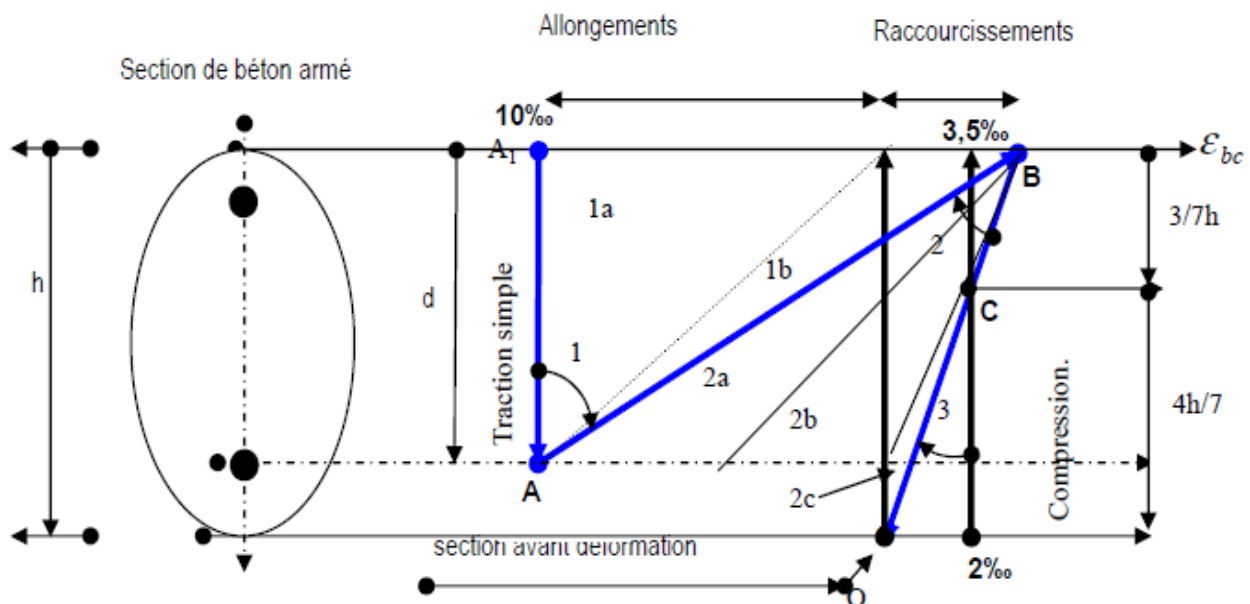
CHAPITRE I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

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

❖ Hypothèses de calcul (Règlement C.B.A 93 A.4.3.2) :

- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Les sections droites restent planes s'il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures de béton.
- Le raccourcissement relatif du béton est limité à :
 $\varepsilon_b = 2\text{‰}$ En compression simple (ex. : poteaux).
 $\varepsilon_b = 3,5\text{‰}$ En flexion simple (ex. : poutres).
- L'allongement relatif de l'acier est limité à $\varepsilon_s = 10\text{‰}$.
- Le diagramme de déformation de la section passe par l'un des trois pivots : A, B ou C.

❖ Diagramme des déformations de la section : (C.B.A 93 A.4.3.3)



FigI.4 : Diagramme des déformations de la section (Règle des Pivots)

I.4.2 États limites de service (E.LS) :

Ils sont relatifs surtout aux conditions d'exploitation :

- État limite de compression du béton ou de traction des aciers ;
- État limite d'ouverture de fissures pour la sécurité des ouvrages.

CHAPITRE I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

❖ Hypothèses de calcul (*Règlement C.B.A 93 A.4.5.1*) :

- L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le béton tendu est négligé.
- Les sections droites restent planes s'il n'y a pas de glissement relatif entre béton et acier.
- Par convention le rapport n du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton ou coefficient d'équivalence à pour valeur 15.

Chapitre II :
Descente Des Charges Et
Prédimensionnement Des
Eléments.

CHAPITRE II : Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments

II. Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments :

II.1 Introduction :

II.1.1 Les charges permanentes (DTR B.C.2.2) :

La charge permanente comprend non seulement le poids des éléments porteurs, mais aussi les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : plafond, sol, enduits et revêtement quelconques ainsi que ceux des éléments de la construction soutenus ou supportés par les éléments porteurs tels que cloisons fixes, conduits de fumée, gaines de ventilation, etc...

La valeur de telles charges se calcule d'après le volume des matériaux et leur densité la plus grande dans la condition d'emploi.

II.1.2 Les charges d'exploitation (DTR B.C.2.2) :

Les charges d'exploitation sont celles qui résultant de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrage qui constituent ces locaux, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes et pour un mode normal d'occupation. En pratique toutefois, certains équipements fixes légers peuvent être inclus dans les valeurs fixées pour les charges d'exploitation(4)

Les charges d'entretien correspondent aux matériels et matériaux qui peuvent être placés sur les ouvrages lors des travaux de réfection et de transformation.

II.2 Descente des charges :

G : charge permanente

Q : charges d'exploitation

CHAPITRE II : Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments

II.2.1 Plancher terrasse (inaccessible) :

Matériaux	Epaisseur [cm]	γ (kg/m^3)	PoidsG (kg/m^2)
Protection en gravillons roulés	5	1700	85
Étanchéités multicouches	6	600	36
Isolation thermique en liège	4	400	16
Forme de pente en béton	10	2200	220
Plancher en corps creux	20+5=25	1400	350
Plaques au plâtre	2	100	2
			G=709 [kg/m²]
			Q= 100 [kg/m²]

$$G = 7,09 [kN/m^2] \quad Q = 1,00 [kN/m^2]$$

Tableau II-1 : charges dues à la terrasse

II.2.2 Plancher d'étage courant :

Matériaux	Epaisseur [cm]	γ (kg/m^3)	PoidsG (kg/m^2)
Cloisons légères	/	/	100
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	3	1800	54
Plancher en corps creux	20+5=20	1400	350
Plaques au plâtre	2	100	2
			G=590 [kg/m²]
			Q= 250 [kg/m²]

$$G = 5,90 [kN/m^2] \quad Q = 2,50 [kN/m^2]$$

Tableau II-2 : charges dues au plancher d'étage courant

CHAPITRE II : Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments

II.2.3 Dalle pleine pour S-Sol :

Matériaux	Epaisseur [cm]	γ (kg/m^3)	Poids G (kg/m^2)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	3	1800	54
Dalle pleine	15	2500	375
Plaques au plâtre	2	100	2
			G= 515 [kg/m²]
			Q= 250 [kg/m²]

$$G = 5,15 [kN/m^2] \quad Q = 2,50 [kN/m^2]$$

Tableau II-3 : charges dues à la dalle pleine de S-Sol

II.2.4 Balcon de terrasse :

Matériaux	Epaisseur [cm]	γ (kg/m^3)	Poids G (kg/m^2)
Protection en gravillons roulés	5	1700	85
Étanchéités multicouches	6	600	36
Isolation thermique en liège	4	400	16
forme de pente en béton	10	2200	220
Dalle pleine	15	2500	375
Enduit plâtre	2	100	2
			G= 734 [kg/m²]
			Q= 1 [kg/m²]

$$G = 7,34 [kN/m^2] \quad Q = 1 [kN/m^2]$$

Tableau II-4 : charges dues au balcon de terrasse

CHAPITRE II : Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments

II.2.5 Balcon d'étage courant :

Matériaux	Epaisseur [cm]	γ (kg/m^3)	PoidsG (kg/m^2)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	3	1800	54
Dalle pleine	15	2500	375
Enduit plâtre	2	100	2
			G= 515 [kg/m²]
			Q= 350 [kg/m²]

$$G = 5,15 [kN/m^2] \quad Q = 3,50 [kN/m^2]$$

Tableau II-5 : charges dues au balcon d'étage courant

II.2.6 Mur extérieur :

Mur extérieur de 30 cm (double paroi)

Matériaux	Epaisseur [cm]	γ (kg/m^3)	PoidsG (kg/m^2)
Enduit extérieur au mortier	2	1800	36
cloison extérieure	15	2100	315
vide d'aire	5	0	0
cloison intérieure	10	1400	140
enduit intérieur en plâtre	2	100	2
			G=529 [kg/m²]

Avec 30% d'ouverture : $5.29 * 0.70 = 3.703 [kN/m^2]$

$$\text{Donc : } G = 3.703 [kN/m^2]$$

Tableau II-6 : charges dues au mur extérieur

CHAPITRE II : Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments

II.2.7 Volée d'escalier (étage courant) :

Matériaux	Epaisseur [cm]	γ (kg/m^3)	Poids G (kg/m^2)
Carrelage	2	2200	44
Mortier	2	2000	40
Lit de sable	3	1800	54
Poids propre de la marche	17/2	2200	187
Poids Propre de la paillasse	12/Cos29.54	2500	344.82
Enduit plâtre	2	100	2
Garde-corps	/	/	50
			G=722 [kg/m²]
			Q=250 [kg/m²]

$$G = 7.22 [kN/m^2] \quad Q = 2.50 [kN/m^2]$$

Tableau II-7 : charges dues à la volée d'escalier (étage courant)

II.2.8 À première volée d'escalier (RDC) :

Matériaux	Epaisseur [cm]	γ (kg/m^3)	Poids G (kg/m^2)
Carrelage	2	2200	44
Mortier	2	2000	40
Lit de sable	3	1800	54
Poids propre de la marche	17/2	2200	187
Poids Propre de la paillasse	12/Cos29	2500	343
Enduit plâtre	2	100	2
Garde-corps	/	/	50
			G=720 [kg/m²]
			Q=250 [kg/m²]

$$G = 7.20 [kN/m^2] \quad Q = 2.50 [kN/m^2]$$

Tableau II-8 : charges dues à la première volée d'escalier (RDC)

CHAPITRE II : Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments

II.2.9 Deuxième et troisième volée d'escalier (RDC) :

Matériaux	Epaisseur [cm]	γ (kg/m^3)	Poids (kg/m^2)
Carrelage	2	2200	44
Mortier	2	2000	40
Lit de sable	3	1800	54
Poids propre de la marche	17/2	2200	187
Poids Propre de la paillasse	12/Cos41.77	2500	402.24
Enduit plâtre	2	100	2
Garde-corps	/	/	50
			G= 780[kg/m^2]
			Q= 250 [kg/m^2]

$$G = 7.80 [kN/m^2] \quad Q = 2.50 [kN/m^2]$$

Tableau II-9 : charges dues à la deuxième et troisième volée (RDC)

II.2.10 Palier de (repos, départ, arrivé) d'escalier (S-Sol) :

Matériaux	Epaisseur [cm]	γ (kg/m^3)	Poids (kg/m^2)
Carrelage	2	2200	44
Mortier	2	2000	40
Lit de sable	3	1800	54
Poids Propre de la paillasse	12/Cos27.5	2500	338.2
Enduit plâtre	2	100	2
Garde-corps	/	/	50
			G= 528.2 [kg/m^2]
			Q=250 [kg/m^2]

$$G = 5.282 [kN/m^2] \quad Q = 2.50 [kN/m^2]$$

Tableau II-10 : charges dues au palier de repos d'escalier (S-Sol)

CHAPITRE II : Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments

II.2.11 Volée d'escalier (S-Sol) :

Matériaux	Epaisseur [cm]	γ (kg/m^3)	Poids (kg/m^2)
Carrelage	2	2200	44
Mortier	2	2000	40
Lit de sable	3	1800	54
Poids propre de la marche	17/2	2200	187
Poids Propre de la paillasse	12/Cos27.5	2500	338.2
Enduit plâtre	2	100	2
Garde-corps	/	/	50
			G=715.2 [kg/m²]
			Q=250 [kg/m²]

$$G = 7.152 [kN/m^2] \quad Q = 2.50 [kN/m^2]$$

Tableau II-11 : charges dues à la volée d'escalier (S-Sol)

II.2.12 Palier de (repos, départ, arrivé) d'escalier (étage courant) :

Matériaux	Epaisseur [cm]	γ (kg/m^3)	Poids $G(kg/m^2)$
Carrelage	2	2200	44
Mortier	2	2000	40
Lit de sable	3	1800	54
Poids Propre de la paillasse	12/Cos29.54	2500	344.82
Enduit plâtre	2	100	2
Garde-corps	/	/	50
			G= 535[kg/m²]
			Q=250 [kg/m²]

$$G = 5.35 [kN/m^2] \quad Q = 2.50 [kN/m^2]$$

Tableau II-12 : charges dues au palier de repos d'escalier (étage courant)

CHAPITRE II : Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments

II.2.13 Palier de (repos, départ, arrivé) d'escalier (RDC) :

Matériaux	Épaisseur [cm]	γ (kg/m^3)	Poids G (kg/m^2)
Carrelage	2	2200	44
Mortier	2	2000	40
Lit de sable	3	1800	54
Poids Propre de la paillasse	12/Cos29	2500	343
Enduit plâtre	2	100	2
Garde-corps	/	/	50
			G= 533[kg/m^2]
			Q=250 [kg/m^2]

$$G = 5.33 [kN/m^2] \quad Q = 2.50 [kN/m^2]$$

Tableau II-13 : charges dues au palier de repos d'escalier (RDC)

II.3 Prédimensionnement des éléments structuraux :

Le Prédimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants. De la structure il sera fait selon les règles techniques algériennes (CBA93) et (RPA99) et dont le but est d'arriver à déterminer des épaisseurs économiques afin d'éviter un surcoût d'acier et du béton.

II.3.1 Les planchers :

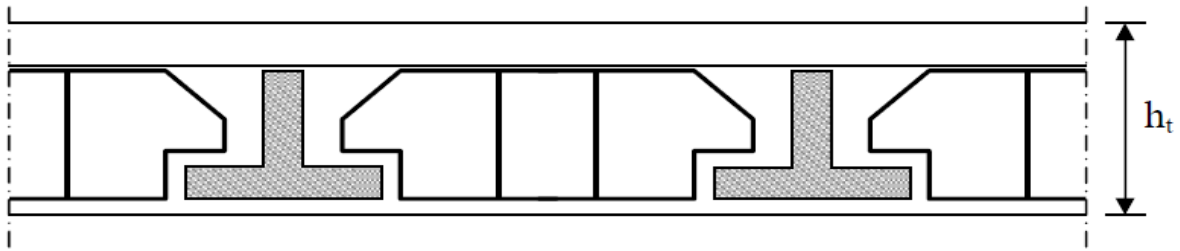
Les planchers réalisés dans notre structure sont à corps creux qui ne prend pas en considération dans la résistance de l'ouvrage, ils sont juste pour minimiser la rigidité dans le plan de structure

L'épaisseur des dalles ne dépend que de la plus grande portée l'ouvrage

$$\text{Tel que : } h_t \geq \frac{l}{22.5}$$

$$h_t \geq \frac{535}{22.5} = 23.78 \text{ cm} \quad \text{Donc : } h_t = 20 + 5 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

Pour les dalles, on les utilise pour les balcons : $h_t \geq 15 \text{ cm}$



FigII.1 : Dalle à corps creux.

II.3.2 Les poutres :

D'une manière générale, on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. Il y a deux types des poutres :

✓ Les poutres principales :

Elles reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les réparties aux poteaux sur lesquelles ces poutres reposants.

- Elles relient les poteaux.
- Elles supportent la dalle.
- D'après les règles de (*BAEL91*) on a : $L = 5.35 \text{ m} = 535 \text{ cm}$
- Donc :

$$\frac{535}{15} \leq h \leq \frac{535}{10} \rightarrow 35.66 \leq h \leq 53.5$$

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

$$\frac{1}{2}h \leq b \leq \frac{2}{3}h \rightarrow 27.5 \leq b \leq 30 \text{ cm}$$

on adopte: $b = 30 \text{ cm}$

D'après le (*RPA99version2003*) :

- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{c. v}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{c. v}$
- $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \text{c. v}$

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

L : La longueur plus grande portée entre deux appuis.

CHAPITRE II : Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments

✓ Les poutres secondaires (chainages) :

- Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

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

Tel que $L = 5.10 \text{ m} = 510 \text{ cm}$

$$\frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \rightarrow 34 \leq h \leq 51$$

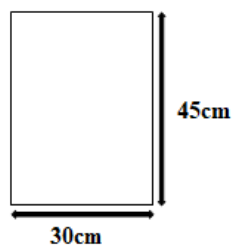
On prend : $h = 40 \text{ cm}$

$$\frac{1}{2}h \leq b \leq \frac{2}{3}h \rightarrow 20 \leq b \leq 26.66 \text{ cm}$$

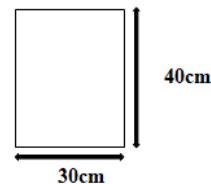
On adopte : $b = 30 \text{ cm}$

D'après le (*RPA99version2003*) :

- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{c. v}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{c. v}$
- $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \text{c. v}$



Poutres principal



Poutres secondaires

FigII.2 : dimensionnement des poutres.

II.3.3 Les poteaux :

Le poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui suppose des charge répartie sur une surface S comme le montre la figure ci – dessous.

Avec : S est la surface supporté par le poteau le plus défavorable.

Dans premier temps on prend la section des poteaux comme des raisons d'architecture

$$(50 \times 50)$$

On suppose une charge moyenne de $1(\text{t}/\text{m}^2)$ par étage .les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du (*RPA99version2003*).

CHAPITRE II : Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante (CBA93/B.8.4.1) :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r F_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

- B_r : Section réduite du poteau en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie. (En cm^2)
- A_s : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.
- F_{c28} : Résistance à la compression du béton = 25 MPa.
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400 MPa.
- γ_b : 1.5
- γ_s : 1.15
- α : Coefficient en fonction de l'élançement mécanique λ .

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \quad (\text{CBA93/B.8.4.1})$$

On se fixe un élançement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée.

Selon (CBA93/B.8.4.1), Puisque la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours les valeurs de α sont divisé par 1,1.

$$\text{Alors : } \alpha = \frac{0.85}{1.1 \left(1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right)}$$

$$\text{On pose : } \beta(\lambda) = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1.2$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \approx 348 \text{ MPa}$$

En écrit B_r en fonction de N_u :

$$B_r \geq \left(\frac{1,1\beta(\lambda)N_u}{\left(\frac{f_{bc}}{0,9} + 0.85 \frac{A_s}{B_r} f_{su}\right)} \right)$$

CHAPITRE II : Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments

$\frac{A_s}{B_r}$: représente le taux d'acier dans la section du poteau.

Pour notre cas on va retenir le ferrailage minimal pour un poteau, qui est selon l'article(RPA99/version2003/A.7.4.2), pour la zone sismique IIA : 0.8%.

Donc on peut simplifier notre formule :

$$B_r \geq \left(\frac{1,1N_u}{\left(\frac{14,16}{0,9} + 0,85 * 0,008 * 348\right)} \right)$$

En final : $B_r \geq \left(\frac{1,32N_u}{18,1*10^3}\right) [m^2]$ avec N_u en [KN]

II.3.3.1 Dégression verticale des charges d'exploitation :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment $Q_1, Q_2, Q_3 \dots Q_n$. les charge d'exploitation 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'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage (étage1) : $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inferieur :

- ☞ (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) $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots Q_n)$ $n > 5$

Niveaux	Loi de dégression de la Surcharges identiques	Valeur des planchers [KN/m ²]	Valeur des Escaliers [KN/m ²]	Valeur des Balcons [KN/m ²]
Terrasse	Q_0	1	/	1
7 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	2.5	2.5	3.5
6 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3.85	4.75	5.75
5 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05	6.75	7.75

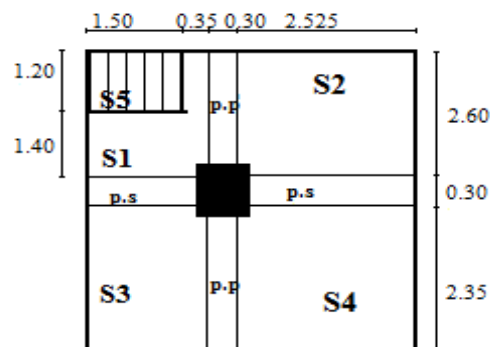
CHAPITRE II : Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments

4 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.10	8.50	9.5
3 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots Q_5)$	7.00	10.00	11
2 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots Q_6)$	7.75	11.25	12.25
1 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.70(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots Q_7)$	8.35	12.25	13.25
RDC	$Q_0 + 0.65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots Q_{RDC})$	8.80	13	14

Tableau II-14 : loi des dégression des charges d'exploitation

II.3.3.2 Détermination du chargement :

Poteau intermédiaire :



FigII.3 : Surface afférente du poteau intermédiaire.

Calcul de la section :

$$S_1 = 1.40 * 1.85 + 1.20 * 0.35 = 3.01 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.60 * 2.525 = 6.565 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.35 * 1.85 = 4.3475 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.35 * 2.525 = 5.934 \text{ m}^2$$

$$S_5 = 1.50 * 1.20 = 1.8 \text{ m}^2$$

$$\text{Poutre principale : } S = b * h = 0.3 * 0.45 = 0.135 \text{ m}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } S = b * h = 0.3 * 0.40 = 0.12 \text{ m}^2$$

$$\text{Poteau : } (Br) \text{ m}^2$$

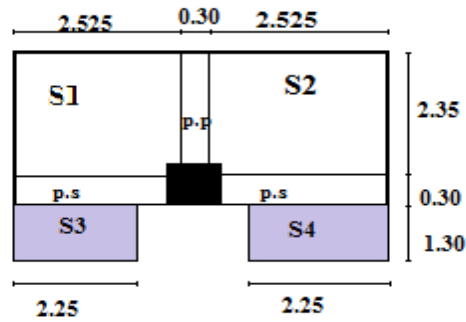
CHAPITRE II : Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments

Plancher (Niveau)	Charge Permanente			
	Elément	Volume ou surface	Densité	G [KN]
Terrasse	Plancher	21.912[m ²]	7.09[KN/m ²]	155.36
	Poutres Principales	0.71 [m ³]	25[KN/m ³]	17.80
	Poutres secondaires	0.56[m ³]	25[KN/m ³]	14.03
	Poteau	2.61 Br [m ³]	25[KN/m ³]	65.25Br
Total terrasse				187.2 + 65.25Br
Étage courant	Plancher	20.112[m ²]	5.90[KN/m ²]	118.66
	Poutres Principales	0.71 [m ³]	25[KN/m ³]	17.80
	Poutres secondaires	0.56[m ³]	25[KN/m ³]	14.03
	Poteau	2.61 Br [m ³]	25[KN/m ³]	65.25Br
	escalier (volée)	1.8 m ²	7.22 [KN/m ²]	12.996
Total étage courant				163.5 + 65.25Br
RDC	Plancher	20.112[m ²]	5.90[KN/m ²]	118.66
	Poutres Principales	0.71 [m ³]	25[KN/m ³]	17.80
	Poutres secondaires	0.56[m ³]	25[KN/m ³]	14.03
	Poteau	3.06 Br[m ³]	25[KN/m ³]	76.5Br
	escalier (volée)	1.8 m ²	7.80[KN/m ²]	14.04
Total RDC				164.53 + 76.5Br
Étage S-Sol	Plancher	20.112[m ²]	5.15[KN/m ²]	103.58
	Poutres Principales	0.71 [m ³]	25[KN/m ³]	17.80
	Poutres secondaires	0.56[m ³]	25[KN/m ³]	14.03
	Poteau	2.05 Br[m ³]	25[KN/m ³]	51.25Br
	Escalier (volée)	1.8 m ²	7.152 [KN/m ²]	12.87
Total S-Sol				148.3 + 51.25Br

Tableau II-15 : Les charges permanentes pour chaque niveau.

Poteau de rive :

CHAPITRE II : Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments



FigII.4 : Surface afférente du poteau de rive.

Calcul de la section :

$$S_1 = S_2 = 2.35 * 2.525 = 5.93 \text{ m}^2 \text{ (Plancher)}$$

$$S_3 = S_4 = 1.30 * 2.25 = 2.93 \text{ m}^2 \text{ (Balcon)}$$

$$\text{Poutre principale : } S = b * h = 0.3 * 0.45 = 0.135 \text{ m}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } S = b * h = 0.3 * 0.40 = 0.12 \text{ m}^2$$

$$\text{Poteau : } (Br) \text{ m}^2$$

Plancher (Niveau)	Charge Permanente			
	Elément	Volume ou surface	Densité	G [KN]
Terrasse	Plancher	11.86[m ²]	7.09[KN/m ²]	84.09
	Poutres Principales	0.358 [m ³]	25[KN/m ³]	8.95
	Poutres secondaires	0.642 [m ³]	25[KN/m ³]	16.05
	Poteau	2.61 Br [m ³]	25[KN/m ³]	65.25Br
	Balcon terrasse	5.86 [m ²]	7.34 [KN/m ²]	43.01
	L'acrotère	5.48 [m ²]	1.73 [KN/m ²]	9.48
Total terrasse				161.6 + 65.25Br
Etage courant	Plancher	11.86[m ²]	5.90[KN/m ²]	69.97
	Poutres Principales	0.358 [m ³]	25[KN/m ³]	8.95
	Poutres secondaires	0.642[m ³]	25[KN/m ³]	16.05
	Poteau	2.61 Br [m ³]	25[KN/m ³]	65.25Br
	Balcon étage courant	5.86 [m ²]	5.15 [KN/m ²]	30.18

CHAPITRE II : Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments

	Mur extérieur	8.2 [m]	3.703[KN/m ²]	30.36
Total étage courant				155.5 + 65.25Br
RDC	Plancher	11.86[m ²]	5.90[KN/m ²]	69.97
	Poutres Principales	0.358 [m ³]	25[KN/m ³]	8.95
	Poutres secondaires	0.642[m ³]	25[KN/m ³]	16.05
	Poteau	3.06 Br[m ³]	25[KN/m ³]	76.5Br
	Balcon étage courant	5.86 [m ²]	5.15 [KN/m ²]	30.18
	Mur extérieur	8.2 [m]	3.703[KN/m ²]	30.36
Total RDC				155.5 + 76.5Br
Etage S-Sol	Plancher	11.86[m ²]	5.15[KN/m ²]	61.08
	Poutres Principales	0.358 [m ³]	25[KN/m ³]	8.95
	Poutres secondaires	0.642[m ³]	25[KN/m ³]	16.05
	Poteau	2.05 Br[m ³]	25[KN/m ³]	51.25Br
Total S-Sol				86.1 + 51.25Br

Tableau II-16 : Les charges permanentes pour chaque niveau (poteau de rive).

II.3.3.3 Charge d'exploitation concentrée sur les poteaux (rive et intermédiaire(ou centre)) dans chaque niveau :

Niveaux		Terrasse	7 ^{ème}	6 ^{ème}	5 ^{ème}	4 ^{ème}	3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{er}	RDC
Valeurs après dégression [KN/m ²]	Plancher	1	2.5	3.85	5.05	6.10	7	7.75	8.35	8.80
	Escalier	/	2.5	4.75	6.75	8.5	10	11.25	12.25	13
	Balcon	1	3.5	5.75	7.75	9.5	11	12.25	13.25	14
Surface [m ²]	Poteau de centre	Plancher	21.912	20.11	20.112	20.112	20.112	20.112	20.112	20.112
		Escalier	/	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8

CHAPITRE II : Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments

	Poteau de rive	Plancher	11.86	11.86	11.86	11.86	11.86	11.86	11.86	11.86	11.86
		Balcon	5.86	5.86	5.86	5.86	5.86	5.86	5.86	5.86	5.86
Valeurs concentrés [KN]	Poteau de centre	Plancher	21.912	50.28	77.43	101.57	122.68	140.78	155.87	167.94	176.99
		Escalier	/	4.50	8.55	12.15	15.3	18	20.25	22.05	23.4
	Poteau de rive	Plancher	11.86	29.65	45.66	59.89	72.35	83.02	91.92	99.03	104.37
		Balcon	5.86	20.51	33.70	45.42	55.67	64.46	71.79	77.65	82.04

Tableau II-17 : Charge d'exploitation concentrée sur les poteaux

II.3.3.4 Charges permanentes et d'exploitations concentrées sur le poteau intermédiaire (centre) dans chaque niveau :

niveaux	Pour chaque niveau séparé		Charge cumulé	
	Charge permanente G	Charge d'exploitation Q	Charge permanente G	Charge d'exploitation Q
Terrasse	187.2 + 65.25Br	21.912	187.2 + 65.25Br	21.912
6^{ème}	163.5 + 65.25Br	54.78	350.7 + 130.5Br	76.692
5^{ème}	163.5 + 65.25Br	85.98	514.2 + 195.75Br	162.672
4^{ème}	163.5 + 65.25Br	113.72	677.7 + 261Br	276.392
3^{ème}	163.5 + 65.25Br	137.98	841.2 + 326.25Br	414.372
2^{ème}	163.5 + 65.25Br	158.78	1004.7 + 391.5Br	573.152
1^{er}	163.5 + 65.25Br	176.12	1168.2 + 456.75Br	749.272
RDC	164.53 + 76.5Br	189.99	1332.7 + 533.25Br	939.262

CHAPITRE II : Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments

S-Sol	148.3 + 51.25Br	200.39	1481.03 + 584.5Br	1139.652
--------------	--------------------	--------	----------------------	----------

Tableau II-18 : Charges permanentes et d'exploitations concentrées sur le poteau intermédiaire

II.3.3.5 Charges permanentes et d'exploitations concentrées sur le poteau de rive dans chaque niveau :

niveaux	Pour chaque niveau séparé		Charge cumulé	
	Charge permanente G	Charge d'exploitation Q	Charge permanente G	Charge d'exploitation Q
Terrasse	161.6 + 65.25Br	17.72	161.6 + 65.25Br	17.72
6^{ème}	155.5 + 65.25Br	50.16	317.1 + 130.5Br	67.88
5^{ème}	155.5 + 65.25Br	79.36	472.6 + 195.75Br	147.24
4^{ème}	155.5 + 65.25Br	105.31	628.1 + 261Br	252.55
3^{ème}	155.5 + 65.25Br	128.02	783.6 + 326.25Br	380.57
2^{ème}	155.5 + 65.25Br	147.48	939.1 + 391.5Br	528.05
1^{er}	155.5 + 65.25Br	163.71	1094.6 + 456.75Br	691.76
RDC	155.5 + 76.5Br	176.68	1250.1 + 533.25Br	868.44
S-Sol	86.1 + 51.25Br	186.41	1336.2 + 584.5Br	1054.85

Tableau II-19 : Charges permanentes et d'exploitations concentrées sur le poteau de rive

CHAPITRE II : Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments

Selon ((CBA93/ B.6.2.1.1) on tenant compte de solidarité, on majorant la réaction d'appuis N_u forfaitairement par 10% puisque on a des poutres à plus de deux travées pour le poteau de centre mais pas de majoration pour les poteaux de rive

II.3.3.6 Dimensionnement des poteaux de(7^{ème} ; 6^{ème} et 5^{ème} étage) :

a) Poteau intermédiaire :

$$G = 514.2 + 195.75Br \text{ KN}$$

$$Q = 162.672 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELU ; } N_u = 1.1[1.35G + 1.5Q]$$

$$N_u = 1.1[1.35(514.2 + 195.75Br) + 1.5(162.672)]$$

$$N_u = 1007.6 + 290.69Br$$

b) Poteau de rive :

$$G = 472.6 + 195.75Br \text{ KN}$$

$$Q = 147.24 \text{ KN}$$

A l'ELU ;

$$N_u = 1.35(472.6 + 195.75Br) + 1.5(147.24)$$

$$N_u = 858.87 + 264.26Br$$

Alors les dimensions de poteau se calculent à partir de poteau intermédiaire :

$$Br \geq \left(\frac{1.32N_u}{18.1 * 10^3} \right) = \left(\frac{1.32(1007.6 + 290.69Br)}{18.1 * 10^3} \right)$$

On connaît que $Br = a^2 = 0.075 [m^2] \Rightarrow a = \sqrt{Br} = \sqrt{0.075} = 0.27 \approx 0.30 \text{ m}$

On adopter les dimensions pour les poteaux : $35 * 35 \text{ cm}^2$

II.3.3.7 Dimensionnement des poteaux de(4^{ème} ; 3^{ème} et 2^{ème} étage) :

a) Poteau intermédiaire :

$$G = 1004.7 + 391.5Br \text{ KN}$$

$$Q = 573.152 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELU ; } N_u = 1.1[1.35G + 1.5Q]$$

CHAPITRE II : Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments

$$N_u = 1.1[1.35(1004.7 + 391.5Br) + 1.5(573.152)]$$

$$N_u = 2351.71 + 581.38Br$$

b) Poteau de rive :

$$G = 939.1 + 391.5Br \text{ KN}$$

$$Q = 528.05 \text{ KN}$$

A l'ELU ;

$$N_u = 1.35(939.1 + 391.5Br) + 1.5(528.05)$$

$$N_u = 2059.86 + 528.53Br$$

Alors les dimensions de poteau se calculent à partir de poteau intermédiaire :

$$Br \geq \left(\frac{1.32N_u}{18.1 * 10^3} \right) = \left(\frac{1.32(2059.86 + 528.53Br)}{18.1 * 10^3} \right)$$

On connaît que $Br = a^2 = 0.16 [m^2] \Rightarrow a = \sqrt{Br} = \sqrt{0.16} = 0.40 \text{ m}$

On adopter les dimensions pour les poteaux : $45 * 45 \text{ cm}^2$

II.3.3.8 Dimensionnement des poteaux de(1^{er} ; RDC et S – Sol) :

a) Poteau intermédiaire :

$$G = 1481.03 + 584.5Br \text{ KN}$$

$$Q = 1139.652 \text{ KN}$$

A l'ELU ; $N_u = 1.1[1.35G + 1.5Q]$

$$N_u = 1.1[1.35(1481.03 + 584.5Br) + 1.5(1139.652)]$$

$$N_u = 3908.81 + 867.98Br$$

b) Poteau de rive :

$$G = 1336.2 + 584.5Br \text{ KN}$$

$$Q = 1054.85 \text{ KN}$$

A l'ELU ;

$$N_u = 1.35(1336.2 + 584.5Br) + 1.5(1054.85)$$

$$N_u = 3386.15 + 789.08Br$$

CHAPITRE II : Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments

Alors les dimensions de poteau se calculent à partir de poteau intermédiaire :

$$Br \geq \left(\frac{1.32N_u}{18.1 * 10^3} \right) = \left(\frac{1.32(3908.81 + 867.98Br)}{18.1 * 10^3} \right)$$

On connaît que $Br = a^2 = 0.30 [m^2] \Rightarrow a = \sqrt{Br} = \sqrt{0.30} = 0.547 \approx 055 m$

On adopter les dimensions pour les poteaux : $55 * 55 \text{ cm}^2$

II.3.3.9 Vérification de la section des poteaux aux conditions des règles RPA :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes : (*RPA99/version2003/A.7.4.1*) pour la zone IIA.

Poteau	Conditions		
(35 * 35)	$\min(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm}$	$\min(35; 35) \geq 25 \text{ cm}$	C.V
	$\min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	$\min(35; 35) \geq \frac{261}{20} = 13.05$	C.V
	$\frac{1}{4} < \left(\frac{b_1}{h_1}\right) < 4$	$\frac{1}{4} < \left(\frac{35}{35}\right) < 4$	C.V
(45 * 45)	$\min(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm}$	$\min(45; 45) \geq 25 \text{ cm}$	C.V
	$\min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	$\min(45; 45) \geq \frac{261}{20} = 13.05$	C.V
	$\frac{1}{4} < \left(\frac{b_1}{h_1}\right) < 4$	$\frac{1}{4} < \left(\frac{45}{45}\right) < 4$	C.V
(55 * 55)	$\min(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm}$	$\min(55; 55) \geq 25 \text{ cm}$	C.V
	$\min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	$\min(55; 55) \geq \frac{261}{20} = 13.05$	C.V
	$\frac{1}{4} < \left(\frac{b_1}{h_1}\right) < 4$	$\frac{1}{4} < \left(\frac{55}{55}\right) < 4$	C.V

Tableau II-20 : Vérification de la section des poteaux aux règles RPA

II.3.4 Les voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires l'épaisseur minimale est de 15 cm. de plus, l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité comme suit :

D'après le (*RPA99version2003*), on a :

$$L \geq 4a$$

CHAPITRE II : Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

- **Pour l'étage courant :**

$$h_e = 3.06 \text{ m} = 306 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{306}{20} a \geq 15.3 \text{ cm}$$

On adopte $a = 20\text{cm}$

Vérification de la condition ($L \geq 4a$) :

$$L \geq 4 * 20 L \geq 80\text{cm}$$

- Sens longitudinal : $L_{\min} = 330 \text{ cm} > 4 a = 80 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$
- Sens transversal : $L_{\min} = 195 \text{ cm} > 4 a = 80 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$

- **Pour RDC :**

$$h_e = 3.51 \text{ m} = 351 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{351}{20} a \geq 17.55 \text{ cm}$$

On adopte $a = 20\text{cm}$

Vérification de la condition ($L \geq 4a$) :

$$L \geq 4 * 20 L \geq 80\text{cm}$$

- Sens longitudinal : $L_{\min} = 330 \text{ cm} > 4 a = 80 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$
- Sens transversal : $L_{\min} = 195 \text{ cm} > 4 a = 80 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$

Avec :

L : la longueur du voile.

a : l'épaisseur du voile. $a_{\min} = 15 \text{ cm}$

h_e : Hauteur libre d'étage.

CHAPITRE II : Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments

II.3.5 Poutrelles :

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure (b_1) selon (BAEL/A.4.1.3) est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessous.

- La moitié de la distance entre parements de deux nervures voisines.
- Le 1/10e de la portée des poutres.
- Les 2/3 de la distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché.

Mais pour raisons commerciales les dimensions de la dalle en corps-creux on a :

$$h_t = 25 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm et } b = 60 \text{ cm}$$

Et la largeur : $0.8h \geq b_0 \geq 0.3h \rightarrow 20 \geq b_0 \geq 7.7$

On adopte : $b_0 = 12 \text{ cm}$ donc $b_1 = \frac{(b-b_0)}{2} = 24 \text{ cm}$

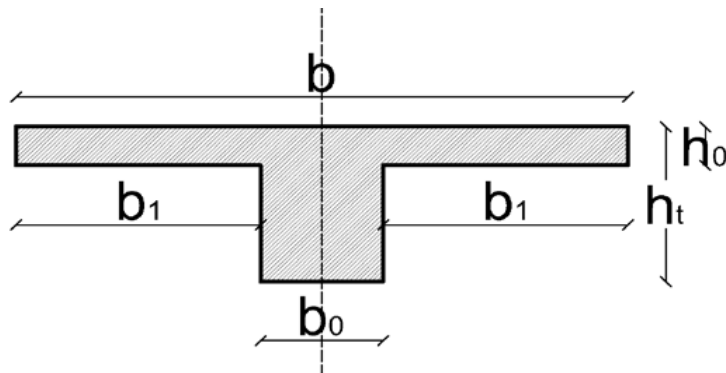


Fig.II.5 : Poutrelle en T

II.3.6 L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité qui se situe au niveau de la terrasse, il forme en quelque sorte un petit garde-corps. Il est considéré comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible.

CHAPITRE II : Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments

La surface de l'acrotère est :

$$S = \frac{(0.02 * 0.1)}{2} + (0.08 * 0.1) + (0.1 * 0.6) \\ = 0.069 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = (0.069 * 25) = 1.73 \text{ KN /m}$$

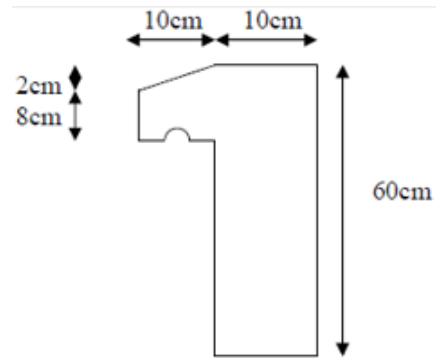


Fig. II.6 : Dimensions de l'acrotère

II.3.7 L'escalier :

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL : $59\text{cm} < (g + 2h) < 66\text{cm}$

h : varie de 16cm à 20cm.

On adopt: h = 17cm

$$59\text{cm} < (g + 2 * 17) < 66\text{cm} \rightarrow 59\text{cm} < (g + 34) < 66\text{cm}$$

$$25\text{cm} < g < 32\text{cm}$$

On adopt g = 30cm.

✓ Rez de chaussée :

Pour le rez de chaussée la hauteur d'étage est de 3.51 m, on a 03 volées,

- Première volée est de 0.83m.
- Deuxième et troisième volée sont de 1.34m.

Première volée(1) :

$$H = 0.83\text{m} = 83\text{cm}$$

$$\text{Nombre des marches : } N = \frac{H}{h} \rightarrow N = \frac{83}{17} \rightarrow N = 4.88 = 5 \text{ marches}$$

$$\text{La longueur de la ligne de Volée sera : } l = (N - 1) * g = 4 * 30 = 120\text{cm} ; H = 83 \text{ cm.}$$

$$\text{La longueur de la paillasse : } L_{\text{max}} = 1.50\text{m} = 150\text{cm}$$

$$\text{L'angle de l'inclinaison de la paillasse } \alpha : \tan \alpha = \frac{H}{L} \rightarrow \tan \alpha = \frac{83}{150}$$

$$\alpha = 29^\circ$$

CHAPITRE II : Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments

Deuxième et troisième volée(2) :

La même hauteur pour les deux volées $H = 1.34\text{m} = 134\text{cm}$.

Nombre des marches : $N = \frac{H}{h} \rightarrow N = \frac{134}{17} \rightarrow N = 7.88 = 8$ marches

La longueur de la ligne de foulée sera : $l = (N - 1) * g = 7 * 30 = 210\text{cm}$;

$$H = 134 \text{ cm.}$$

La longueur de la paille : $L_{\max} = 1.50\text{m} = 150\text{cm}$.

L'angle de l'inclinaison de la paille α : $\tan \alpha = \frac{H}{L} \rightarrow \tan \alpha = \frac{134}{150}$

$$\alpha = 41.77^\circ$$

✓ Pour S-Sol :

Pour le S-Sol la hauteur d'étage est de 2.50 m,

Dans ce cas on a deux volées dans S-Sol, la hauteur de chaque volée 1.25m.

$$H = 1.25\text{m} = 125\text{cm}$$

Nombre des marches : $N = \frac{H}{h} \rightarrow N = \frac{125}{17} \rightarrow N = 7.35 = 8$ marches

La longueur de la ligne de Volée sera : $l = (N - 1) * g = 7 * 30 = 210\text{cm}$; $H = 125 \text{ cm}$.

La longueur de la paille : $L_{\max} = 2.40\text{m} = 240\text{cm}$

L'angle de l'inclinaison de la paille α : $\tan \alpha = \frac{H}{L} \rightarrow \tan \alpha = \frac{125}{240}$

$$\alpha = 27.5^\circ$$

✓ L'étage courant :

La hauteur d'étage courant est de $H = 3.06\text{m} = 306\text{cm}$

Dans ce cas on a deux volées dans chaque étage, la hauteur de chaque volée 1.53m

Nombre des marches dans chaque volée : $N = \frac{H}{h} \rightarrow N = \frac{153}{17} \rightarrow N = 9$ marches.

La longueur de la ligne de foulée sera : $l = (N - 1) * g = 8 * 30 = 240\text{cm}$.

La longueur de la paille : $L_{\max} = 2.70\text{m} = 270\text{cm}$.

L'angle de l'inclinaison de la paille α : $\tan \alpha = \frac{H}{L} \rightarrow \tan \alpha = \frac{153}{270}$

$$\alpha = 29.54^\circ$$

CHAPITRE II : Descente de charges et Pré dimensionnement des éléments

L'épaisseur de la volée :

Condition de la résistance : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

$$L = \sqrt{270^2 + 153^2} = 310 \text{ cm.}$$

$$\frac{310}{30} \leq e \leq \frac{310}{20} \rightarrow 10.33 \leq e \leq 15.50$$

On prend comme épaisseur : $e = 15 \text{ cm}$

II.3.8 Balcon :

II.3.8.1 Condition de résistance au feu :

- $e = 6\text{cm}$ pour 1/2 heure de coupe-feu.
- $e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 9\text{cm}$ pour 1 heure 1/2 de coupe-feu.
- $e = 11\text{cm}$ pour 2 heures de coupe-feu.
- $e = 15\text{cm}$ pour 3 heures de coupe-feu.
- $e = 17.5\text{cm}$ pour 4 heures de coupe-feu.

D'où : $e = 15\text{cm}$

II.3.8.2 Isolation phonique :

L'épaisseur minimale du plancher est entre 14 cm et 16 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

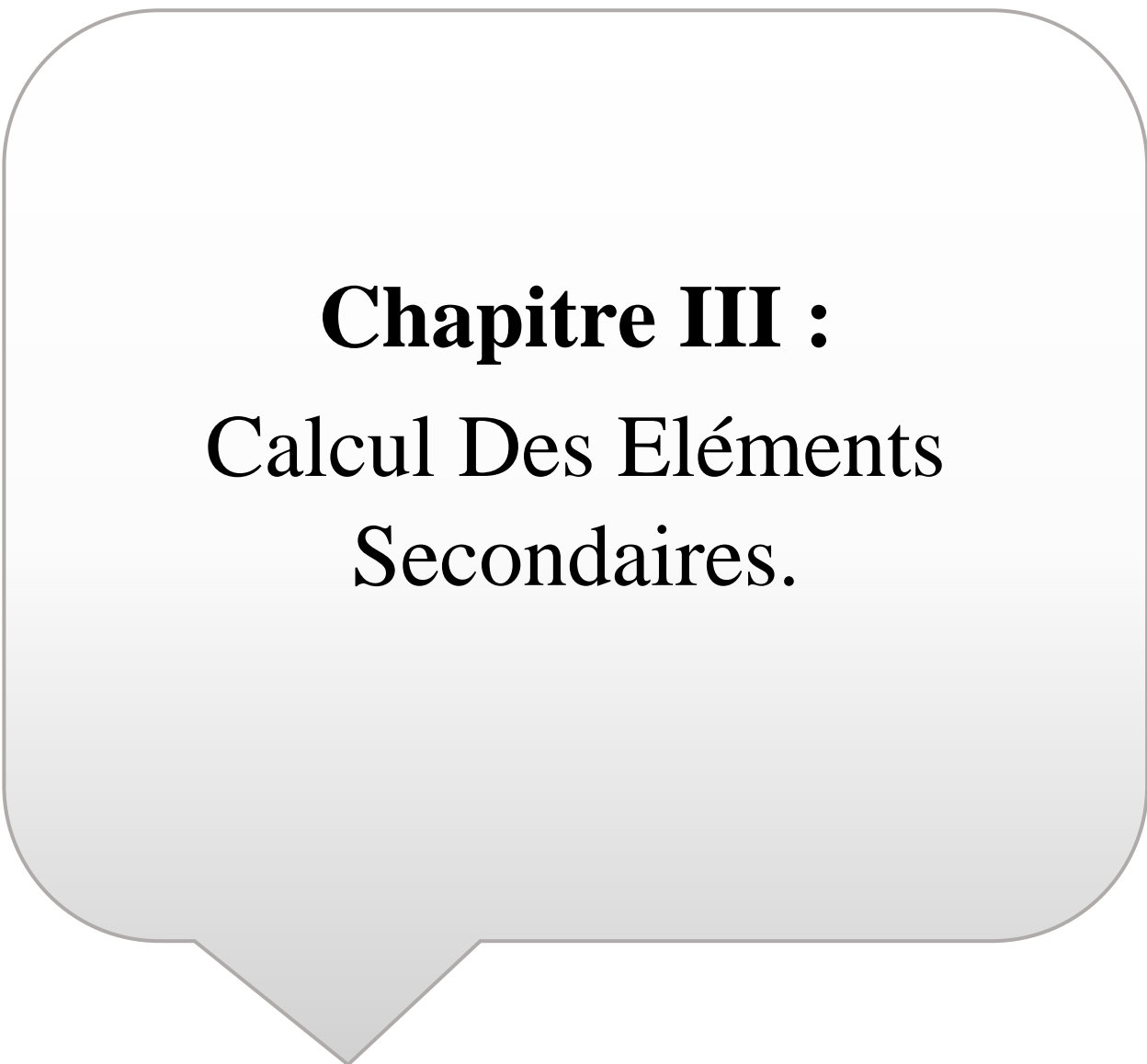
En prend : $e = 15 \text{ cm}$.

En générale le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

$$\frac{L}{15} < e < \frac{L}{20} + 7 \quad \text{Avec : } L_{\max} = 1.65 \text{ m} = 165 \text{ cm}$$

On adopte : $e = 15 \text{ cm}$.

Le balcon est constitué par une console en béton armé.



Chapitre III :
Calcul Des Eléments
Secondaires.

III. Calcul des éléments secondaires

Introduction :

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

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

- L'acrotère.
- Les balcons.
- Les escaliers.
- Planchers en corps creux.
- La dalle de l'ascenseur.

III.1 Calcul l'acrotère :

Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire surmontant le bâtiment en Béton-Armé, elle sera assimilée à une console encastrée à sa base (plancher terrasse), sollicitée en flexion composée sous l'action verticale de son poids propre G et l'action horizontale F_p .

Le calcul sera conduit selon les hypothèses suivantes :

- ✚ On effectue le calcul pour une bonde d'acrotère de largeur unitaire = 1m.
- ✚ L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

III.1.1 Evaluation des charges :

III.1.1.1 Charge permanente :

Comme il est déjà calculé dans le deuxième chapitre de présente étude, sa valeur vaut :

$$G = 1.73\text{KN/ml}$$

III.1.1.2 Charges d'exploitation :

Suite au rôle (garde-corps) de l'acrotère, cette dernière est soumise, selon (DTR BC 2.2/7.7), à la charge variable suivante : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

III.1.1.3 L'effort sismique :

D'après l'*RPA99/Version2003*(Art6.2.3), Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone *RPA99/V2003* (tableau 4.1). $A = 0.15$

C_p : Facteur de force horizontale élément en console *RPA99/V2003* (tableau 6.1). $C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère. $W_p = G = 1.73 \text{ KN/ml}$

D'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1.73 \rightarrow F_p = 0.83 \text{ KN/ml}$

$Q = \max (F_p, Q) \rightarrow Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

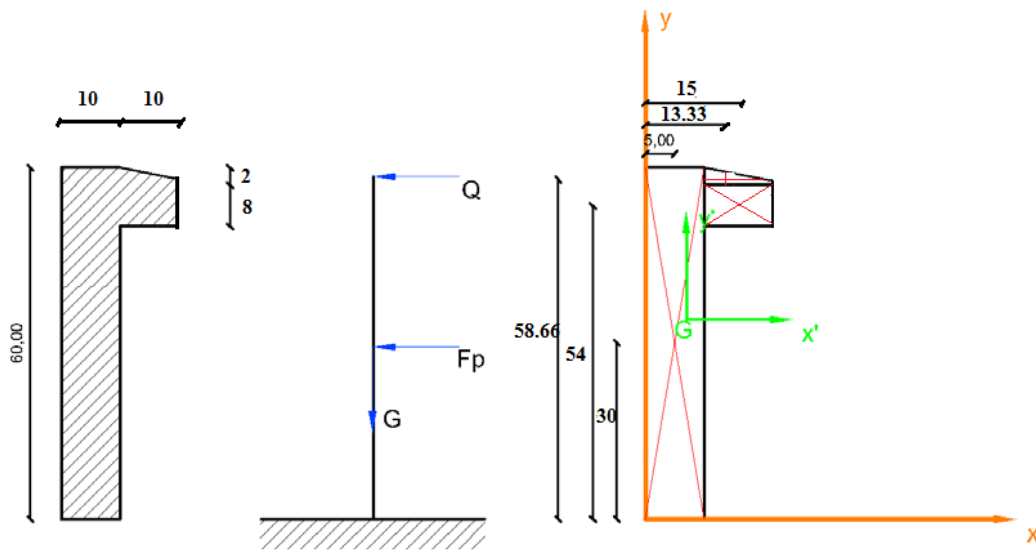


Fig.III.1 : Schéma statique d'acrotère.

III.1.2 Calcul des coordonnées du centre de gravité de l'acrotère :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} = \frac{A_1 X_1 + A_2 X_2 + A_3 X_3}{A_1 + A_2 + A_3} \\ Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{A_1 Y_1 + A_2 Y_2 + A_3 Y_3}{A_1 + A_2 + A_3} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} = \frac{(0.6 * 0.1) * 0.05 + (0.08 * 0.1) * 0.15 + \left(\frac{(0.02 * 0.1)}{2}\right) * 0.133}{(0.6 * 0.1) + (0.08 * 0.1) + \left(\frac{(0.02 * 0.1)}{2}\right)} = 0.062 \text{ m} \\ = \frac{(0.6 * 0.1) * 0.3 + (0.08 * 0.1) * 0.55 + \left(\frac{(0.02 * 0.1)}{2}\right) * 0.58}{(0.6 * 0.1) + (0.08 * 0.1) + \left(\frac{(0.02 * 0.1)}{2}\right)} = 0.34 \text{ m} \end{array} \right.$$

III.1.3 Calcul des sollicitations :

La section la plus critique dans l'acrotère est celle qui trouve au niveau de l'encastrement, et qui est sollicitée par :

$$\text{Sous } G: \begin{cases} N_G = G = 1.73 \text{ KN/ml} \\ M_G = G * (X_G - X_1) = 1.73 * (0.062 - 0.05) = 0.020 \text{ KN/ml} \approx 0 \text{ KN/ml} \\ V_G = 0 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{Sous } Q: \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN/ml} \\ M_Q = Q * L = 1 * 0.6 = 0.6 \text{ KN/ml} \\ V_Q = Q = 1 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{Sous } F_P: \begin{cases} N_E = 0 \text{ KN/ml} \\ M_E = F_P * Y_G = 0.83 * 0.34 = 0.28 \text{ KN/ml} \\ V_E = F_P = 0.83 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

On remarque que $M_Q > M_E$ et $V_Q > V_E$ donc on va utiliser les sollicitations de la charge d'exploitation.

III.1.4 Combinaison des sollicitations :

$$\text{à L'ELU: } \begin{cases} N_U = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 * 1.73 + 1.5 * 0 = 2.34 \text{ KN/ml} \\ M_U = 1.35M_G + 1.5M_Q = 0 + 1.5 * 0.6 = 0.9 \text{ KN/ml} \\ V_U = 1.35V_G + 1.5V_Q = 0 + 1.5 * 1 = 1.5 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{à L'ELS: } \begin{cases} N_{ser} = N_G + N_Q = 1.73 + 0 = 1.73 \text{ KN/ml} \\ M_{ser} = M_G + M_Q = 0 + 0.6 = 0.6 \text{ KN/ml} \\ V_{ser} = V_G + V_Q = 0 + 1 = 1.5 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.1.5 Ferrailage de l'acrotère :

III.1.5.1 Calcul du Ferrailage à L'ELU :

L'acrotère est considéré comme section rectangulaire de largeur $b=100\text{cm}$ et $h=10\text{cm}$ avec un enrobage $d'=2\text{cm}$ (élément exposé aux intempéries). $d = 8\text{cm}$

Calcul de l'excentricité totale : (CBA93/A.4.3.5)

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

e_1 : Excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution) qui s'ajoute à l'excentricité résultant des efforts appliqués.

e_2 : Excentricité due aux effets de second ordre, liés à la déformation de la structure.

Peut être tenu en compte de façon forfaitaire lorsque la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left\{ 15; 20 \frac{(e_1 + e_a)}{h} \right\}$$

Avec :

$$e_1 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.9}{2.34} = 0.384 \text{ m} = 38.4 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2; \frac{60}{250} \right\} = 2\text{cm}$$

$$l_f = 2L = 2 * 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } \frac{l_f}{h} = \frac{1.2}{0.1} = 12 \leq \max \left\{ 15 ; 20 \frac{(e_1+e_a)}{h} \right\} = \max \left\{ 15 ; 20 \frac{(38.4+2)}{10} \right\} = 80.8$$

→ condition vérifier.

Donc (e_2) ce calcul à partir de formule suivante :

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset) = \frac{3(120)^2}{10^4 * 10} (2 + 2 * 0) = 0.86 \text{ KN/m}$$

Avec :

\emptyset = généralement égal à 2

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = 0$$

$$\text{On final } e = e_1 + e_a + e_2 = 0.384 + 0.02 + 0.00808 = 0.41\text{m} = 41\text{cm}$$

Le moment fictif :

$$M_{uf} = N_U \left(e + d + \frac{h}{2} \right) = 2.34 \left(0.41 + 0.08 + \frac{0.1}{2} \right) = 1.26 \text{ KN.m}$$

Le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uf}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.26}{1 * 0.08^2 * 14.17 * 10^3} = 0.014$$

Nécessité des armatures comprimé (A's) :

A partir de (*Jean Perchat ; Jean Raux/pratique du BAEL91/modifiées99*) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_{uf}}{M_{ser}} = \frac{1.26}{0.6} = 2.1 \\ \theta = 1 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} FeE400 \\ f_{c28} \leq 30MPa \end{array} \right. \Rightarrow 10^4 \mu_{lu} = 3440 \theta \cdot \gamma + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 = 5399 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.54$$

$\mu_{bu} = 0.014 < \mu_{lu} = 0.54 \rightarrow A's = 0$ Acier comprimé n'est pas nécessaire

Calcul des armatures tendues (As) :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.014}) = 0.018$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.08(1 - 0.4 * 0.018) = 0.0794 \text{ m}$$

Comme $\alpha = 0.018 < 0.259$: l'ELU est atteint en pivot A $\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = 10 \text{ ‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5 \text{ ‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$

La section fictive de l'acier tendue :

$$A_{sf} = \frac{M_{uf}}{Z_b \sigma_s} = \frac{1.26}{0.0794 * 348 * 10^3} = 4.56 * 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.456 \text{ cm}^2$$

La section réelle des armatures tendue :

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_U}{\sigma_{su}} = 4.56 * 10^{-5} - \frac{2.34}{348 * 10^3} = 3.89 * 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.389 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimal :

La fragilité définie ici se réfère aux contraintes normales de la traction ; elle n'exclut pas l'utilité de certaines précautions à l'égard de la fragilité vis – à- vis de contraintes de cisaillement ou de compression. (*BAEL91/modifiées99/A.4.2.1*)

La section minimale provienne de (*BAEL91/modifiées99/A.4.2.1*)et (*BAEL91/B.6.4*),de conditions de non fragilité :

$$A_s \geq \max \left[\frac{b * h}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = \max \left[\frac{1 * 0.1}{1000}; 0.23 * 1 * 0.08 \frac{2.1}{400} \right] = 1 \text{cm}^2$$

Donc : $A_s = 1 \text{cm}^2$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 25 = 2.1 \text{MPa}$

III.1.5.2 Description des armatures :

Armatures principales :

$A_s = 1 \text{cm}^2 \rightarrow$ On adopte : 4 HA 8 avec $A_s = 2.01 \text{cm}^2$

Calcul de l'espacement : (BAEL91/modifiées99/A.8.2.4.2)

- Direction la plus sollicitée.
- Charges concentrée.

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

On adopte $S_t \leq 20 \text{ cm}$.

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition : (BAEL91/modifiées99/A.8.2.4.1)

Les armatures disposées suivant deux directions perpendiculaires sont telles (en chaque point) que le rapport de la section armant la direction la moins sollicitée (armatures de répartition) à celle armant la direction orthogonale (la plus sollicitée) est au moins égale à :

- ✚ 1/3 si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés,
- ✚ 1/4 dans le cas contraire.

Pas de charges concentrées $\rightarrow A_r \geq \frac{A_s}{4} - \frac{2.51}{4} = 0.6275 \text{cm}^2$

Donc : on adopte : 3HA8 Avec : $A_r = 1.50 \text{ cm}^2$

Calcul de l'espacement : (BAEL91/modifiées99/A.8.2.4.2)

- Direction la plus sollicitée.
- Charges concentrée.

$$S_t \leq \min (3h, 33 \text{cm}) = \min (30 \text{ cm}, 33 \text{ cm})$$

On adopte $S_t \leq 30 \text{ cm}$.

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

III.1.6 Vérifications à l'ELU :

Langueur de scellement droit : (BAEL91/modifiées99/A.6.1.2.2.1)

Les barres rectilignes de diamètre \emptyset et de limite d'élasticité F_e sont ancrées sur une longueur l_s dite (longueur de scellement droit). A défaut de calcul précis, on adopte les valeurs forfaitaires suivantes pour le rapport $\frac{l_s}{\emptyset}$:

✚ 40 pour les aciers à haute adhérence Fe E 400 d'au ψ_s au moins égal à 1.5.

La longueur de scellement est adoptée par des valeurs forfaitaires suivantes :

Pour FeE400 $\rightarrow l_s = 40\emptyset = 40 * 0.008 = 0.32m = 32cm$.

Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL91/modifiées99/A.6.1.3)

Quand toutes les barres sont de même diamètre et, soit isolées, soit groupées en paquets égaux, la formule devient : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d*\sum U_i}$

La contrainte d'adhérence τ_{se} doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\tau_{seu} = \psi_s f_{t28}$$

$$\tau_{seu} = \psi_s f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d*\sum U_i} = \frac{1.5*10^3}{0.9*80*125.6} = 0.166 \text{ MPa.}$$

Avec : $\sum U_i = 5 * \pi\emptyset = 5 * 3.14 * 0.8 = 12.56cm$. (Sommes des périmètres utiles des barres).

$$V_u = 1.5 \text{ KN (Effort tranchant).}$$

$$\text{En final : } \tau_{se} = 1.66 < \tau_{seu} = 3.15 \text{ [MPa]} \quad \text{condition vérifiée}$$

Vérification à l'effort tranchant à ELU : (BAEL91/modifiées99/A.5.1.1)

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Expression dans laquelle b_0 désigne la largeur de l'âme, d la hauteur utile de la poutre et V_u la valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{1.5 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.08} = 0.019 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \min \left[\frac{0.15 \cdot 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u = 0.019 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ [MPa]} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.1.7 Vérifications à l'ELS :

On doit vérifier que : $\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.633 \text{ MPa} \approx 202 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence.

Calcul des contraintes σ_{bc} et σ_s :

La position de l'axe neutre :

$$by^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(dA_s - d'A_s') = 0 \quad / \quad A_s' = 0$$

$$y = \frac{15(A_s + \hat{A}_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d\hat{A}_s)}{7.5(A_s + \hat{A}_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15(2.01)}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(8 * 2.01)}{7.5(2.01)^2}} - 1 \right]$$

$$y = 1.92 \text{ cm}$$

L'inertie de la section :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100(1.92)^3}{3} + 15 * 2.01(8 - 1.92)^2 = 1350.47 \text{ cm}^4$$

Par conséquent :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{0.6 * 10^6}{1350.47 * 10^4} * 19.2 = 0.85 \frac{\text{MPa}}{\text{mm}} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{0.6 * 10^6}{1350.47 * 10^4} (80 - 19.2) = 40.52 \frac{\text{MPa}}{\text{mm}} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

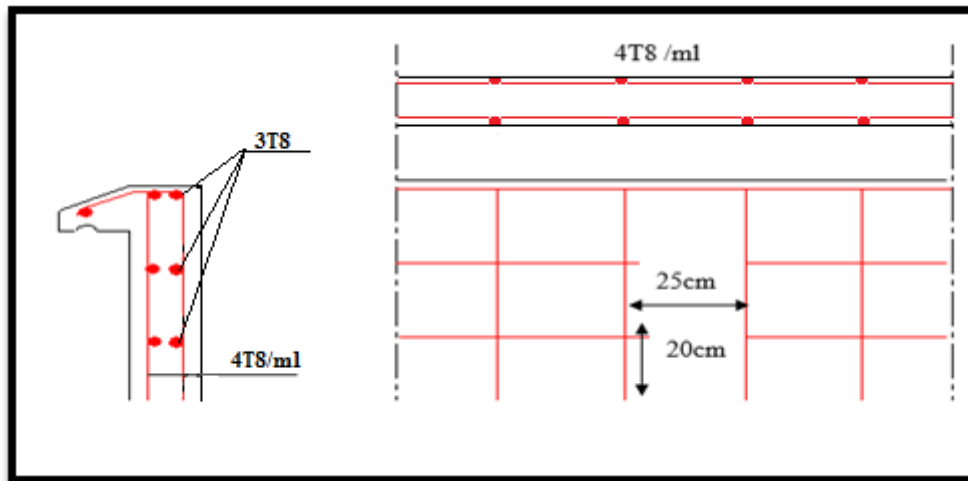


Fig.III.2 : Ferrailage de l'acrotère.

III.2 Les Balcons :

III.2.1 Introduction :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

On adopte : $e = 15 \text{ cm}$.

III.2.2 Evaluation des charges :

III.2.2.1 Charge permanente :

- Poids propre : $G = 7,34 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- La charge des murs (charge concentrée) : $P = 3.703 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

III.2.2.2 Charge d'exploitation :(DTR.B.C.2.2/7.1)

La charge au m^2 sur les balcons ne sera pas inférieure à : $3,50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Elle doit être accrue jusqu'à : $[6.0 \text{ kN/m}^2\text{]}$

Lorsqu'une accumulation de personnes est possible (cas de bâtiments recevant du public et précisée dans le D.P.M)

- La charge variable serait : $Q = 3,50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

III.2.3 Combinaison des charges :

$$\text{A l'ELU : } \begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 7.34 + 1.5 * 3.5 = 15.165 \text{ kN/ml} \\ p_u = 1.35P = 1.35 * 3.703 = 5 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$\text{A l'ELS: } \begin{cases} q_{\text{ser}} = G + Q = 7.34 + 3.5 = 10.84 \text{ KN/ml} \\ p_{\text{ser}} = P = 3.703 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \end{cases}$$

III.2.4 Schéma statique:

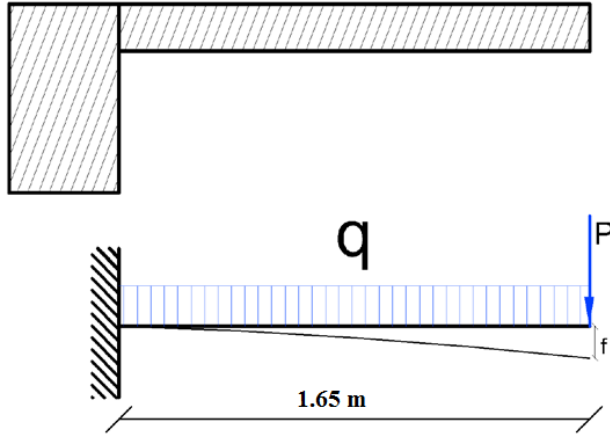


Fig.III.3 : Schéma statique de balcon.

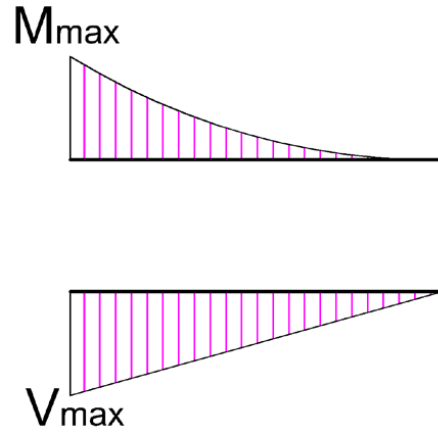


Fig.III.4 : diagramme des sollicitations de balcon.

III.2.5 Calcul des sollicitations:

A l'ELU:

$$\begin{aligned} \color{red}{\oplus} \color{blue}{\ominus} M_{G,u} &= \frac{q_u l^2}{2} = \frac{15.16 \cdot 1.65^2}{2} = 20.63 \text{ KN.m} \\ \color{red}{\oplus} \color{blue}{\ominus} M_{P,u} &= P_u l = 5 \cdot 1.65 = 8.25 \text{ KN.m} \\ \color{red}{\oplus} \color{blue}{\ominus} V_{G,u} &= q_u l = 15.16 \cdot 1.65 = 25.74 \text{ KN} \\ \color{red}{\oplus} \color{blue}{\ominus} V_{P,u} &= p_u = 5 \text{ KN} \end{aligned}$$

A l'ELS:

$$\begin{aligned} \color{red}{\oplus} \color{blue}{\ominus} M_{G,ser} &= \frac{q_{ser} l^2}{2} = \frac{10.84 \cdot 1.65^2}{2} = 14.76 \text{ KN.m} \\ \color{red}{\oplus} \color{blue}{\ominus} M_{P,ser} &= P_{ser} l = 3.703 \cdot 1.65 = 6.11 \text{ KN.m} \\ \color{red}{\oplus} \color{blue}{\ominus} V_{G,ser} &= q_{ser} l = 10.84 \cdot 1.65 = 17.87 \text{ KN} \\ \color{red}{\oplus} \color{blue}{\ominus} V_{P,ser} &= p_{ser} = 3.703 \text{ KN} \end{aligned}$$

III.2.6 Calcul du Ferrailage à l'ELU :

$$\begin{aligned} \text{On a: } d &= 0.9 h \Rightarrow d = 18 \text{ cm} & h &= 20 \text{ cm} \\ f_{c28} &= 25 \text{ MPa} & ; \text{ Acier } & \text{ FeE400} \\ f_{bu} &= \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} & \gamma_b &= 1.5 \end{aligned}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{G.u} + M_{P.u}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{(20.63 + 8.25)10^3}{1 * 180^2 * 14.17} = 0.063$$

Donc pas d'armatures comprimées

Calcul des armatures tendues :

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.065$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 17.53$$

Comme $\alpha = 0.065 < 0.259$ l'ELU est atteint en pivot A \rightarrow $\begin{cases} \varepsilon_s = 10 \text{ ‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5 \text{ ‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$

La section de l'acier tendue :

$$A_s = \frac{M_{G.u} + M_{P.u}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{(20.63 + 8.25)10^3}{17.53 * 348} = 4.73 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimal :

La fragilité définie ici se réfère aux contraintes normales de la traction ; elle n'exclut pas l'utilité de certaines précautions à l'égard de la fragilité vis-à-vis de contraintes de cisaillement ou de compression. (BAEL91/modifiées99/A.4.2.1)

La section minimale provienne de (BAEL91/modifiées99/A.4.2.1) et (BAEL91/B.6.4), de conditions de non fragilité :

$$A_{\min} > \frac{0.23b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 100 * 18 * 21}{400} \Rightarrow A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.73 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Description des armatures :

Armatures principales :

$$A_s = 4.73 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte: 5T16 avec: } (A_s = 10.055 \text{ cm}^2).$$

Calcul de l'espacement : (BAEL91/modifiées99/A.8.2.4.2)

- Direction la plus sollicitée.
- Charges concentrée.

$$S_t \leq \min (2 h, 25 \text{ cm}) = \min (36 \text{ cm}, 25 \text{ cm})$$

On adopte $S_t \leq 25 \text{ cm}$.

$$S_t = 20 \text{ cm}.$$

Armatures de répartition : (BAEL91/modifiées99/A.8.2.4.1)

Les armatures disposées suivant deux directions perpendiculaires sont telles (en chaque point) que le rapport de la section armant la direction la moins sollicitée (armatures de répartition) à celle armant la direction orthogonale (la plus sollicitée) est au moins égale à :

- ✚ 1/3 si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés,
- ✚ 1/4 dans le cas contraire.

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 2.11 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 2.11 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte: 4T 10 avec: } (A_r = 3.14 \text{ cm}^2)$$

Calcul de l'espacement : (BAEL91/modifiées99/A.8.2.4.2)

- Direction perpendiculaire à la plus sollicitée.
- Charges concentrée.

$$S_t \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = \min (54 \text{ cm}, 33 \text{ cm})$$

On adopte $S_t \leq 33 \text{ cm}$.

$$S_t = 25 \text{ cm}.$$

III.2.7 Vérifications à l'ELU :

Longueur de scellement droit :

Selon (BAEL91/modifiées99/A.6.1.2.1), la longueur de scellement est comme suite :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 * 400}{4 * 2.84} = 56.34 \text{ cm}$$

$$\tau_{su} = 0.6\psi_s^2 f_{tj} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1.5$ pour les HA.

On calcul suivant (BAEL91/modifiées99/A.6.1.2.5.3), un crochet normal dont la longueur d'ancrage : $l_s = 0.4 l_s = 0.4 * 56.34 = 22.54 \text{ cm} \approx 23 \text{ cm}$

Vérification à l'effort tranchant à ELU :

Suivant (BAEL91/modifiées99/A.5.1.1), on doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{(25.74+5)10^{-3}}{1*0.18} = 0.17 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right] = \min \left[\frac{0.15*25}{1.5}; 4\text{MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa} \end{array} \right. \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

Donc : $\tau_u = 0.17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

III.2.8 Vérifications à l'ELS :

Le calcul se fait selon les règles de (C.B.A 93) et (BAEL91/modifiées99), la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

On à : $M_{ser} = M_{G.ser} + M_{p.ser} = 14.76 + 6.11 = 20.87 \text{ KN.m}$

$$A_s = 8.044 \text{ cm}^2; \dot{A}_s = 0 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre :

$$by^2 + 30\dot{A}_s(y - d) - 30A_s(d - y) = 0$$

$$y = \frac{15(A_s + \dot{A}_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d\dot{A}_s)}{7.5(A_s + \dot{A}_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 * 10.055}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(18 * 10.055)}{7.5(10.055)^2}} - 1 \right] = 6.01 \text{ cm}$$

L'inertie de la section :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100(6.01)^3}{3} + 15 * 10.055(18 - 6.01)^2 = 28918.68 \text{ cm}^4$$

Par conséquent :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{20.87 * 10^6}{28918.68 * 10^4} * 60.1 = 4.33 \text{ MPa/mm} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{20.87 * 10^6}{28918.68 * 10^4} (180 - 60.1) = 128.82 \frac{\text{MPa}}{\text{mm}} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

III.2.9 Vérification de la flèche (ELS) :

Suivant (BAEL91/modifiées99/B.6.5.1), il n'est pas indispensable de procéder à la vérification de la flèche si tous les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} h \geq \frac{L}{16} \\ A_s \leq \frac{4.2b_0d}{f_e} \\ L \geq 8.00 \text{ m} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 18 \text{ cm} \leq \frac{L}{16} = \frac{165}{16} = 10.31 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.} \\ A_s = 4.73 \text{ cm}^2 \geq \frac{4.2b_0d}{f_e} = \frac{4.2 * 100 * 18}{400} = 18.9 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.} \\ L = 1.65 \text{ m} \leq 8.00 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Puisque toutes les conditions sont vérifiées on n'a pas besoin de vérifier la flèche Profondément.

III.2.10 Schéma de Ferrailage du balcon :

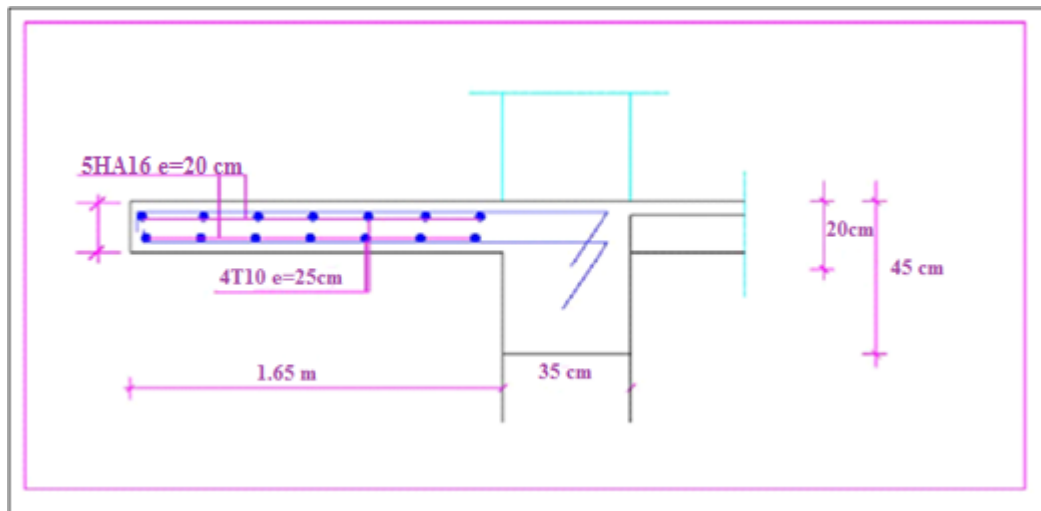


Fig.III.5 : Ferrailage de balcon.

III.3 Les escaliers :

III.3.1 Introduction :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

III.3.2 Composition d'un escalier :

Il est caractérisés par :

- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La contre marche : la partie verticale d'une marche.
- La paillasse : plafond qui monte sous marches.

- Le palier : la partie horizontale.
- La volée : suite ininterrompues des marches.

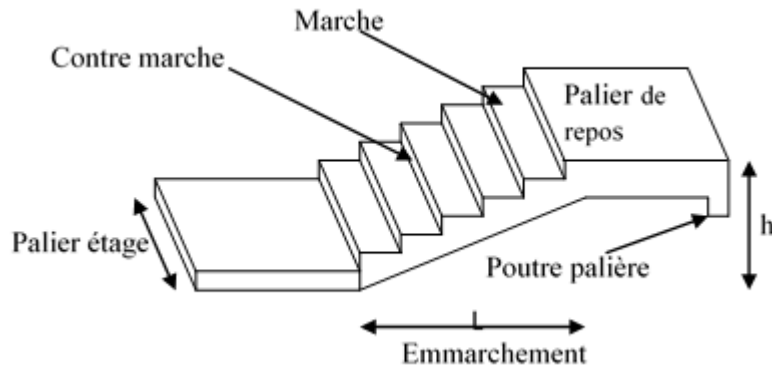


Figure.III.6 : Composition d'un escalier.

III.3.3 Pour étage courant :

III.3.3.1 Dimensionnement d'escalier :

Pour les deux volées :

Le choix de dimension en fonction de la condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir les conditions suivantes :

- ✚ Pour passer d'un étage à l'autre difficilement, on prend « h » entre 14 et 20cm :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

Et « g » entre le 22cm et 33cm : $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

- ✚ Pour vérifier que la condition convient on utilise la

Formule empirique de « BLONDEL » :

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

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

Dans notre cas nous avons :

$$14\text{cm} \leq h = 17\text{cm} \leq 20\text{cm}$$

$$22\text{cm} \leq g = 30\text{cm} \leq 33\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq g + 2h = 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$$

Donc on adopte : $h = 17\text{cm}$

$$g = 30\text{cm}$$

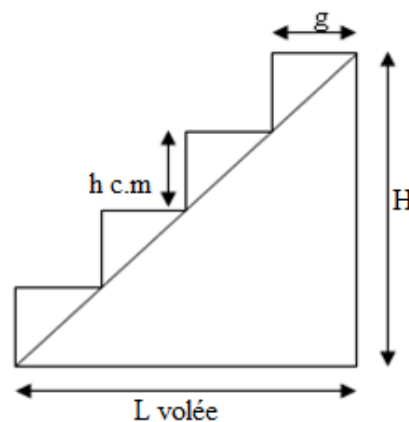


Figure.III.7: dimensionnement d'escalier.

- Nombre de marche et de contre marche :

$$N = \frac{H}{h} \rightarrow N = \frac{153}{17} \rightarrow N = 9 \text{ marches.}$$

- La longueur de la volée :

$$L_v = (N - 1) \times g = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

- La longueur de la pailasse :

$$L_{\max} = 2.70\text{m} = 270\text{cm.}$$

- L'angle d'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_{\max}} = \frac{153}{270} = 0.566$$

$$\alpha = 29.54$$

- L'épaisseur de la pailasse :

Condition de la résistance : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

$$L = \sqrt{270^2 + 153^2} = 310 \text{ cm.}$$

$$\frac{310}{30} \leq e \leq \frac{310}{20} \rightarrow 10.33 \leq e \leq 15.50$$

On prend comme épaisseur : $e = 15 \text{ cm}$

III.3.3.2 Evaluation des charges :

- **Volée :**

La charge permanente : $G = 7.22 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

La charge d'exploitation : $Q = 2.50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

- **Palier :**

La charge permanente : $G = 5.35 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

La charge d'exploitation : $Q = 2.50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles ; La section est soumise à la flexion simple.

III.3.3.3 Les combinaisons des charges :

- On a la combinaison à ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \dots\dots\dots \text{pour (1ml)}$$

Volée(Pailasse) : $q_{u1} = 1.35 \times 7.22 + 1.5 \times 2.5 = 13.50 \text{ KN/ml}$

Palier : $q_{u2} = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 2.5 = 10.97 \text{ KN/ml}$

- On a la combinaison à ELS :

$$q_{ser} = G + Q$$

Volée(Paillasse) : $q_{ser1} = 7.22 + 2.5 = 9.72 \text{ KN/ml}$

Palier : $q_{ser1} = 5.35 + 2.5 = 7.85 \text{ KN/ml}$

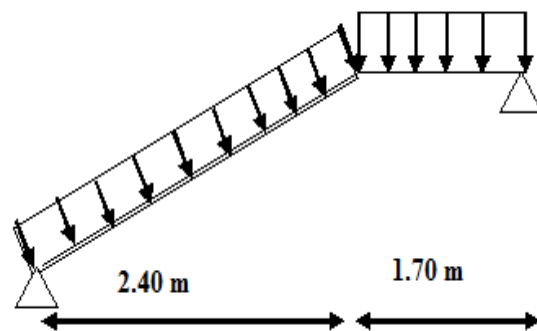


Fig.III.8 : Schéma de type des escaliers

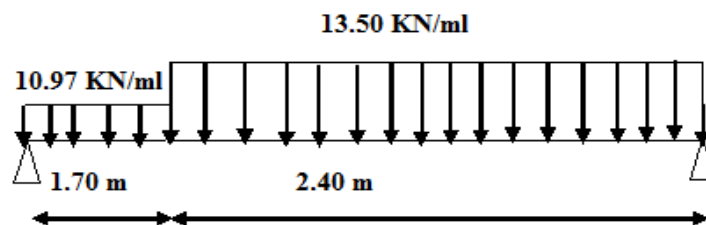


Fig.III.9 : Schéma statique d'escalier et leur chargement à ELU.

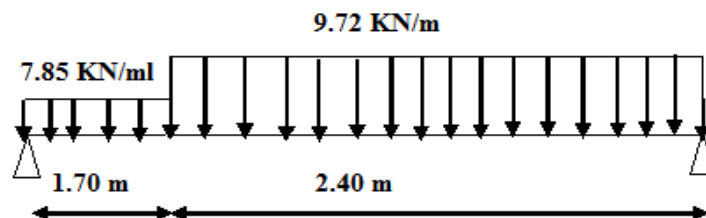


Fig.III.10 : Schéma statique d'escalier et leur chargement à ELS.

➤ Charge équivalent à l'ELU :

$$q_{\text{éq}} = \frac{q_{u1}l_1 + q_{u2}l_2}{l_1 + l_2}$$

donc : $q_{\text{éq}} = \frac{13.50 * 2.40 + 10.97 * 1.70}{2.40 + 1.70}$

Alors: $q_{\text{éq}} = 12.45 \text{ KN/ml}$

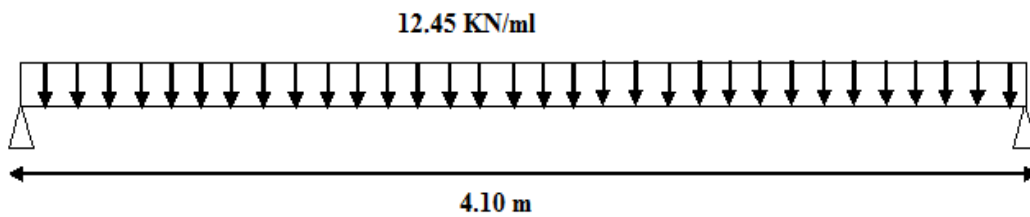


Fig.III.11 : Charge équivalente à ELU.

➤ Charge équivalent à l'ELS :

$$q_{\text{éq}} = \frac{q_{\text{ser1}}l_1 + q_{\text{ser2}}l_2}{l_1 + l_2}$$

donc : $q_{\text{éq}} = \frac{9.72 * 2.40 + 7.85 * 1.70}{2.40 + 1.70}$

Alors: $q_{\text{éq}} = 8.94 \text{ KN/ml}$

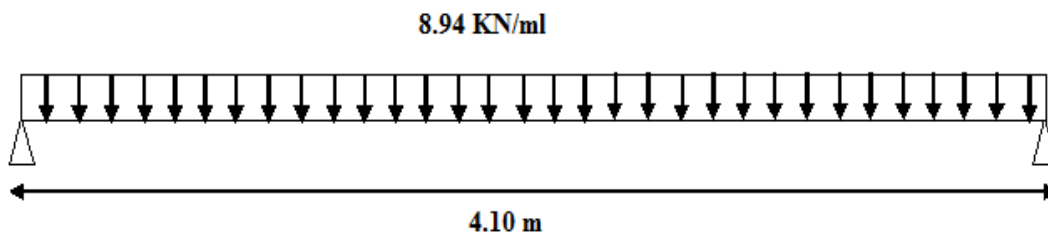


Fig.III.12 : Charge équivalente à ELS.

III.3.3.4 Calcul des sollicitations :

On tenant en considération l'effet de l'encastrement aux extrémités, et selon(BAEL91/modifiées99/A.5.1.1) on aura comme moments :

$$\begin{cases} M_{appuis} = 0.3M_0 \\ M_{travée} = 0.85M_0 \end{cases}$$

✚ A l'ELU :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{12.45 * 4.1^2}{8} = 26.16 [KN.m]$$

$$V_a = -V_b = \frac{q_u l}{2} = \frac{12.45 * 4.1}{2} = 25.52 [KN]$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{appuis} = M_{a,u} = -0.3M_0 = -0.3 * 26.16 = -7.85 [KN.m] \\ M_{travée} = M_{t,u} = 0.85M_0 = 0.85 * 26.16 = 22.24 [KN.m] \end{cases}$$

✚ A l'ELS :

$$M_0 = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{8.94 * 4.1^2}{8} = 18.79 [KN.m]$$

$$V_a = -V_b = \frac{q_{ser} l}{2} = \frac{8.94 * 4.1}{2} = 18.33 [KN]$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{appuis} = M_{a,ser} = -0.3M_0 = -0.3 * 18.79 = -5.64 [KN.m] \\ M_{travée} = M_{t,ser} = 0.85M_0 = 0.85 * 18.79 = 15.97 [KN.m] \end{cases}$$

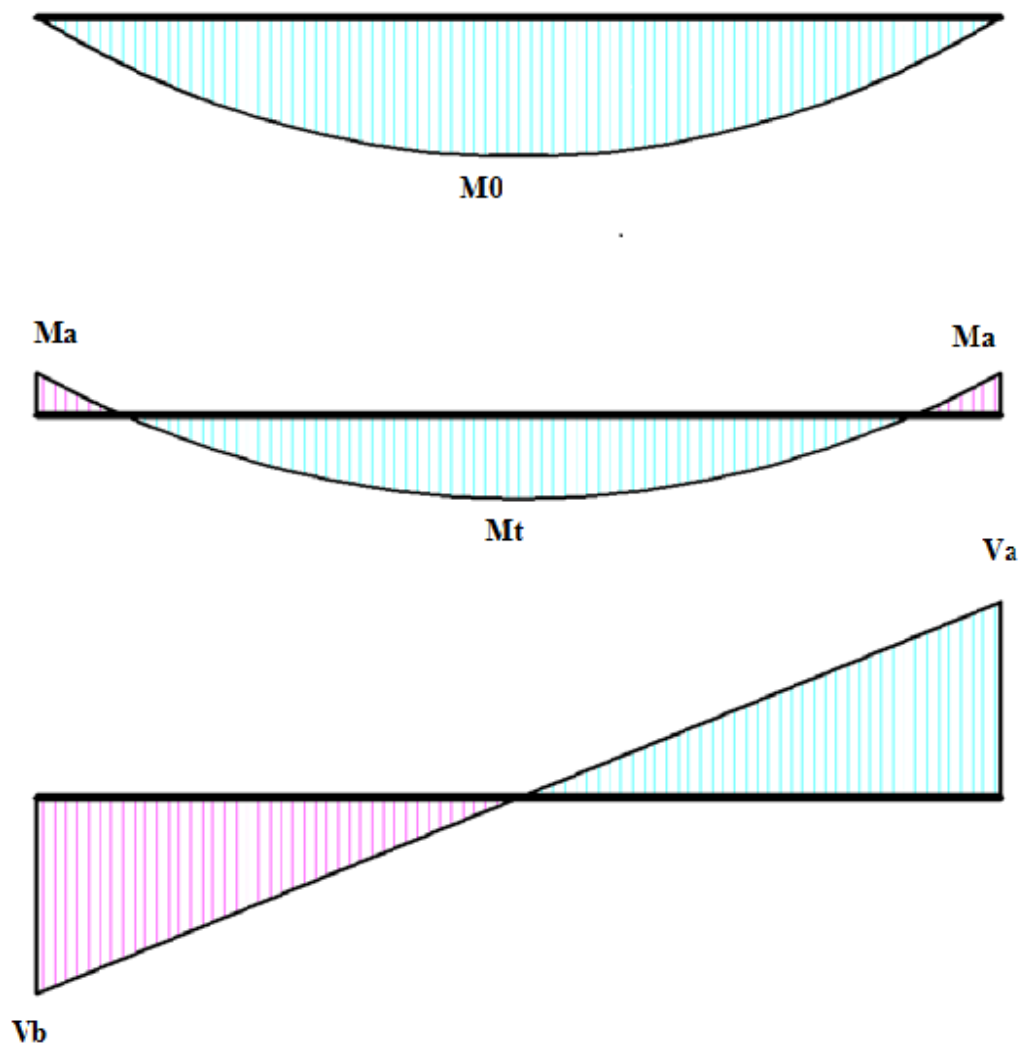


Fig.III.13 : diagramme des sollicitations d'escalier

III.3.3.5 Calcul de ferrailage à l'ELU :

On a $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 0.153\text{m}$; $h = 17 \text{ cm}$

a) Ferrailage à travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{t,u}}{bd^2f_{bu}} = \frac{22.24}{1 * (0.153)^2 * 14.2 * 10^3} = 0.067$$

Nécessité des armatures comprimées (A's) :

A partir de (*Jean Perchat ; Jean Roux /pratique de BAEL91*)

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_{t,u}}{M_{t,ser}} = \frac{22.24}{15.97} = 1.4 \\ \theta = 1 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{FeE400} \\ f_{c28} \leq 30 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow 10^4 \mu_{lu} = 3440 \gamma \theta + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 = 2991 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.299$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow \dot{A}_s = 0 \text{ acier comprimé n' pas nécessaire.}$$

Calcul des armatures tendues A_s :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.067}) = 0.087$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.153(1 - 0.4 * 0.087) = 0.148 \text{ m} = 14.8 \text{ cm}$$

$$\text{Comme } \alpha = 0.088 < 0.259: \text{ l'ELU est atteint en pivot A } \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

La section d'acier tendue :

$$A_{s,u} = \frac{M_{t,u}}{Z_b \sigma_s} = \frac{22.24}{0.148 * 348 * 10^3} = 4.32 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 4.32 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimal :

La section minimale provienne de (BAEL91/modifiées99/A.4.2.1) et (BAEL91/modifiées99/B.6.4), de conditions de non fragilité :

$$A_{s \text{ min}} \geq \text{Max} \left[\frac{b * h}{1000}; 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = \text{Max} \left[\frac{1 * 0.17}{1000}; 0.23 * 1 * 0.153 \frac{2.1}{400} \right] = 1.85 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.85 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = \text{max} [A_{s \text{ min}}; A_{s,u}] = \text{max} [1.85; 4.32] = 4.32 \text{ cm}^2$$

Description des armatures :

Armatures principales :

$$A_s = 4.32 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte: } 5T12 \text{ avec: } A_s = 5.655 \text{ cm}^2$$

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

(BAEL91/modifiées99/A.8.2.4.2)

$$\text{charge répartie } \rightarrow S \leq \text{min}\{3h; 33 \text{ cm}\} = \text{min}\{51; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow S = 20 \text{ cm}$$

Armatures répartition :

Selon (BAEL91/modifiées99/A.8.2.4.1) la section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales.

$$\text{pas de charge concentrées} \rightarrow A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5.655}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte : 5T10 avec : $A_r = 3.925 \text{ cm}^2$

L'espaceur des armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min\{4h; 45 \text{ cm}\} = \min\{68; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

b) Ferraillage aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a,u}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.85}{1 * 0.153^2 * 14.2 * 10^3} = 0.024$$

Nécessité des armatures comprimées (A's) :

A partir de (Jean Perchat ; Jean Roux /pratique de BAEL91)

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_{a,u}}{M_{a,ser}} = \frac{7.85}{5.64} = 1.4 \\ \theta = 1 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{FeE400} \\ f_{c28} \leq 30 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow 10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma\theta + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 = 2991 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.299$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow \dot{A}_s = 0 \text{ acier comprimé n'asnécessaire.}$$

Calcul des armatures tendues A_s:

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.024}) = 0.03$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.153(1 - 0.4 * 0.03) = 0.15 \text{ m} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Comme } \alpha = 0.003 < 0.259: \text{ l'ELU est atteint en pivot } A \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

La section d'acier tendue :

$$A_{s,u} = \frac{M_{a,u}}{Z_b \sigma_s} = \frac{7.85}{0.15 * 348 * 10^3} = 1.50 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.50 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage minimal :

La section minimale provienne de (BAEL91/modifiées99/A.4.2.1) et (BAEL91/modifiées99/B.6.4), de conditions de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq \text{Max} \left[\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = \text{Max} \left[\frac{1 \cdot 0.17}{1000}; 0.23 * 1 * 0.153 \frac{2.1}{400} \right] = 1.85 * 10^{-4} \text{m}^2 = 1.85 \text{cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = \text{max}[A_{s \min}; A_{s,u}] = \text{max}[1.85; 1.50] = 1.85 \text{ cm}^2$$

Description des armatures :

Armatures principales :

$$A_s = 1.85 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte: } 5\text{T}10 \text{ avec: } A_s = 3.925 \text{ cm}^2$$

L'espaceur des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

(BAEL91/modifiées99/A.8.2.4.2)

$$\text{charge répartie} \rightarrow S \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = \min\{51; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow S = 20 \text{ cm}$$

Armatures répartition :

Selon (BAEL91/modifiées99/A.8.2.4.1) la section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales.

$$\text{pas de charge concentrées} \rightarrow A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.925}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte : 5T8 avec : $A_r = 2.515 \text{ cm}^2$

L'espaceur des armatures de répartition :

$$S_t \leq \min\{4h; 45 \text{ cm}\} = \min\{68; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

III.3.3.6 Vérification à L'ELU :

Diamètre minimale :

Quand dans (BAEL91/modifiées99/A.7.2.1) le diamètre des barres dans la table doit être :

$$\emptyset \leq \frac{h_0}{10} = \frac{17}{10} = 1.7 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

Longueur de scellement droit :

Selon (BAEL91/modifiées99/A.6.1.2.1), la longueur de scellement est comme suit :

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 * 400}{4 * 2.83} = 42.40 \text{ cm}$$

Avec : $\tau_{su} = 0.6\psi_s^2 f_{tj} = 0.6 * (1.5)^2 * 2.1 = 2.83 MPa$

On calcul suivant (BAEL91/modifiées99/A.6.1.2.5.3), un crochet normal dont la longueur d'ancrage :

$$\dot{\lambda}_s = 0.4l_s = 0.4 * 42.40 = 16.96 \text{ cm} \approx 20\text{cm}$$

Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres :

Selon (BAEL91/modifiées99/A.6.1.3), la contrainte d'adhérence τ_{su} doit être inférieur à la valeur limite ultime τ_{seu} :

$$\tau_{seu} = \psi_s f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 MPa$$

Avec : $\psi_s = 1.5$ pour les HA

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d * \sum U} = \frac{25.52 * 10^3}{0.9 * 153 * 188.4} = 0.98 MPa$$

Avec : $\sum U = 5 * \pi * \emptyset = 5 * 3.14 * 1.2 = 18.84 \text{ cm} \rightarrow$
somme des périmètres utiles des barres.

$$V_u = 25.52 \text{ KN} \rightarrow \text{effort tranchant}$$

En final : $\tau_{se} = 0.98 < \tau_{seu} = 3.15 \text{ [MPa]}$ condition vérifiée

Vérification à l'effort tranchant à ELU :

Suivant (BAEL91/modifiées99/A.5.1.1), on doit vérifier la condition suivant :

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{25.52 * 10^{-3}}{1 * 0.153} = 0.167 MPa \\ \bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa \right] = \min \left[\frac{0.2 * 25}{1.5}; 5 MPa \right] = 3.33 MPa (\text{fissuration peu préjudiciable}) \end{array} \right.$$

Donc :

$$\tau_u = 0.167 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ [MPa]}$$
 condition vérifiée

III.3.3.7 Vérification des contraintes à l'ELS : (Jean-pierre Mougin : Béton armé :

BAEL91/modifiées99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = 400MPa \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa. \end{array} \right. \quad \text{fissuration peu préjudiciable}$$

a) **En travée :**

On a: $M_{t,ser} = 15.97KNm/ml$; $A_s = 5.655cm^2$; $A's = 0cm^2$

$$y = \frac{15(A_s + \dot{A}_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + \dot{d}\dot{A}_s)}{7.5(A_s + \dot{A}_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15(5.655 * 10^{-4})}{1} \left[\sqrt{1 + \frac{1 * 0.153}{7.5 * 5.655 * 10^{-4}}} - 1 \right] = 0.043m$$

L'inertie de la section :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + \dot{A}_s(y - \dot{d})^2]$$

$$I = \frac{1 * 0.043^3}{3} + 15[5.655 * 10^{-4}(0.153 - 0.043)^2] = 1.29 * 10^{-4}m$$

Par conséquent :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{t,ser}}{I} y = 5.32MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \text{condition vérifiée} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{t,ser}}{I} (d - y) = 204.27MPa < \bar{\sigma}_s = 400MPa \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

b) **Aux appuis :**

On a: $M_{a,ser} = 5.64KNm/ml$; $A_s = 3.925cm^2$; $A's = 0cm^2$

$$y = \frac{15(A_s + \dot{A}_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + \dot{d}\dot{A}_s)}{7.5(A_s + \dot{A}_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15(3.925 * 10^{-4})}{1} \left[\sqrt{1 + \frac{1 * 0.153}{7.5 * 3.925 * 10^{-4}}} - 1 \right] = 0.037m$$

L'inertie de la section :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + \dot{A}_s(y - \dot{d})^2]$$

$$I = \frac{1 * 0.037^3}{3} + 15[3.925 * 10^{-4}(0.153 - 0.037)^2] = 0.96 * 10^{-4}m$$

Par conséquent :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{a,ser}}{I} y = 1.997MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \text{condition vérifiée} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{a,ser}}{I} (d - y) = 96 MPa < \bar{\sigma}_s = 400MPa \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

III.3.3.8 Vérification de la flèche (ELS) :

Suivant (BAEL91/modifiées99/B.6.5.1), il n'est pas indispensable de procéder à la vérification de la flèche si tous les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left[\frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10M_0} \right] \\ A_s \leq \frac{4.2bd}{f_e} \\ L \leq 8.00 m \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 17cm \geq \max \left[\frac{4.1}{16}; \frac{15.97 * 4.1}{10 * 26.16} \right] = 25.03 cm \quad \text{condition non vérifiée} \\ A_s = 5.655 cm^2 \leq \frac{4.2 * 100 * 153}{400} = 16.07 cm^2 \quad \text{condition vérifiée} \\ L = 4.1 m \leq 8.00 m \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque une condition n'est pas vérifiée on doit vérifier la flèche suivant les principes (BAEL91/modifiées99/B.6.5.2), comme suite :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

Avec : $\bar{f} = \frac{L}{250}$ pour : L est plus ou égal 2m

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{410}{250} = 1.64 cm$$

Calcul du moment d'inertie de la section non fissurée (I_0):

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + n \left[A_s \left(\frac{h}{2} - \bar{d} \right)^2 + \dot{A}_s \left(\frac{h}{2} - \dot{d} \right)^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{1 * 0.17^3}{12} + 15 \left[5.655 * 10^{-4} \left(\frac{0.17}{2} - 0.02 \right)^2 \right] = 4.1 * 10^{-4}m^4$$

Calcul du facteur(λ) :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{5.655 * 10^{-4}}{1 * 0.153} = 0.004$$

$$\rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})} = \frac{0.05 * 2.1}{0.004(2+3*1)} = 5.25 \text{ MPa} \quad \text{Pour les déformations instantanées.}$$

$$\rightarrow \lambda_v = \frac{0.02 * f_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})} = \frac{2\lambda_i}{5} = \frac{2 * 5.25}{5} = 2.1 \text{ MPa} \quad \text{Pour les déformations de longue durée.}$$

Calcul des moments :

Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_G) :

$$M_{t,G} = \frac{G * L^2}{8} = \frac{7.22 * 4.1^2}{8} = 15.17 \text{ KN.m}$$

Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j) :

$$M_{t,j} = \frac{J * L^2}{8} = \frac{5.318 * 4.1^2}{8} = 11.17 \text{ KN.m}$$

Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations (M_p) :

$$M_{t,p} = M_{t,ser} = 15.97 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre(y) et l'inertie de la section(I) :

$$y = \frac{15(A_s + \hat{A}_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + \hat{d}\hat{A}_s)}{7.5(A_s + \hat{A}_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 * 5.655 * 10^{-4}}{1} \left[\sqrt{1 + \frac{0.153 * 1}{7.5 * 5.655 * 10^{-4}}} - 1 \right] = 0.043 \text{ m}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[A_s(d - y)^2 + \hat{A}_s(y - \hat{d})^2 \right]$$

$$= \frac{1 * 0.043^3}{3} + 15 [5.655 * 10^{-4} (0.153 - 0.043)^2] = 1.28 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{sg} = \frac{15M_g}{I} (d - y) = \frac{15 * 15.17}{1.28 * 10^{-4}} (0.153 - 0.043) = 195.55 \text{ MPa} \\ \sigma_{sj} = \frac{15M_j}{I} (d - y) = \frac{15 * 11.17}{1.28 * 10^{-4}} (0.153 - 0.043) = 143.99 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = \frac{15M_p}{I} (d - y) = \frac{15 * 15.97}{1.28 * 10^{-4}} (0.153 - 0.043) = 205.86 \text{ MPa} \end{cases}$$

Calcul des paramètres (μ) :

$$\begin{cases} \mu_g = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.004 * 195.55 + 2.1} = 0.30 \\ \mu_j = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.004 * 143.99 + 2.1} = 0.17 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.004 * 205.86 + 2.1} = 0.68 \end{cases}$$

Calcul de l'inertie fissurée :

$$\begin{cases} I_{fgv} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g} = \frac{1.1 * 4.1 * 10^{-4}}{1 + 2.1 * 0.30} = 2.77 * 10^{-4} m^4 \\ I_{fji} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = \frac{1.1 * 4.1 * 10^{-4}}{1 + 5.25 * 0.30} = 1.75 * 10^{-4} m^4 \\ I_{fji} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} = \frac{1.1 * 4.1 * 10^{-4}}{1 + 5.25 * 0.17} = 2.38 * 10^{-4} m^4 \\ I_{fpi} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} = \frac{1.1 * 4.1 * 10^{-4}}{1 + 5.25 * 0.68} = 0.99 * 10^{-4} m^4 \end{cases}$$

Calcul des flèches :

$$\begin{cases} f_{gv} = \frac{M_{t,G} * l^2}{10 * E_v * I_{fgv}} = \frac{15.17 * 4.1^2}{10 * 10818.87 * 2.77 * 10^{-1}} = 8.50 * 10^{-3} m \\ f_{gi} = \frac{M_{t,G} * l^2}{10 * E_i * I_{fji}} = \frac{15.17 * 4.1^2}{10 * 32164.2 * 1.75 * 10^{-1}} = 4.53 * 10^{-3} m \\ f_{ji} = \frac{M_{t,j} * l^2}{10 * E_i * I_{fji}} = \frac{11.17 * 4.1^2}{10 * 32164.2 * 2.38 * 10^{-1}} = 2.45 * 10^{-3} m \\ f_{pi} = \frac{M_{t,p} * l^2}{10 * E_i * I_{fpi}} = \frac{15.97 * 4.1^2}{10 * 32164.2 * 0.99 * 10^{-1}} = 8.43 * 10^{-3} m \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

$$\Delta f = (8.50 * 10^{-3} - 2.45 * 10^{-3}) + (8.43 * 10^{-3} - 4.53 * 10^{-3}) \leq \bar{f} = 1.04 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.955 \text{ cm} \leq \bar{f} = 1.04 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.3.4 Pour RDC :

Le choix de dimension en fonction de la condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir les conditions suivantes :

- Pour passer d'un étage à l'autre difficilement, on prend « h » entre 14 et 20cm :

Pour le rez de chaussée la hauteur d'étage est de 3.51 m, on a 03 volées,

- Première volée est de 0.83m.
- Deuxième et troisième volée sont de 1.34m.

Première volée(1) :

$$H = 0.83\text{m} = 83\text{cm}$$

➤ Nombre des marches : $N = \frac{H}{h} \rightarrow N = \frac{83}{17}$

$$\rightarrow N = 4.88 = 5 \text{ marches } 14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

➤ La longueur de la ligne de Volée sera :

$$l = (N - 1) * g = 4 * 30 = 120\text{cm} ; H = 83 \text{ cm.}$$

➤ La longueur de la paillasse :

$$L_{\text{max}} = 1.50\text{m} = 150\text{cm}$$

➤ L'angle de l'inclinaison de la paillasse α :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} \rightarrow \tan \alpha = \frac{83}{150}$$

$$\alpha = 29^\circ$$

Deuxième et troisième volée(2) :

➤ La même hauteur pour les deux volées

$$H = 1.34\text{m} = 134\text{cm.}$$

➤ Nombre des marches :

$$N = \frac{H}{h} \rightarrow N = \frac{134}{17} \rightarrow N = 7.88 = 8 \text{ marches}$$

➤ La longueur de la ligne de foulée sera :

$$l = (N - 1) * g = 7 * 30 = 210\text{cm} ;$$

$$H = 134 \text{ cm.}$$

➤ La longueur de la paillasse :

$$L_{\max} = 1.50\text{m} = 150\text{cm.}$$

➤ L'angle de l'inclinaison de la paillasse α :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} \rightarrow \tan \alpha = \frac{134}{150}$$

$$\alpha = 41.77^\circ$$

III.3.4.1 Evaluation des charges :

III.3.4.2 Evaluation des charges :

➤ **Volée :**

La charge permanente : $G = 7.20 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

La charge d'exploitation : $Q = 2.50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

➤ **Palier :**

La charge permanente : $G = 5.33 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

La charge d'exploitation : $Q = 2.50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles ; La section est soumise à la flexion simple.

III.3.4.3 Les combinaisons des charges :

- On a la combinaison à ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \dots\dots\dots \text{pour (1ml)}$$

Volée(Paillasse) : $q_{u1} = 1.35 \times 7.20 + 1.5 \times 2.5 = 13.47 \text{ KN/ml}$

Palier : $q_{u2} = 1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 2.5 = 10.94 \text{ KN/ml}$

- On a la combinaison à ELS :

$$q_{\text{ser}} = G + Q$$

Volée(Paillasse) : $q_{\text{ser}1} = 7.20 + 2.5 = 9.70 \text{ KN/ml}$

Palier : $q_{\text{ser}1} = 5.33 + 2.5 = 7.83 \text{ KN/ml}$

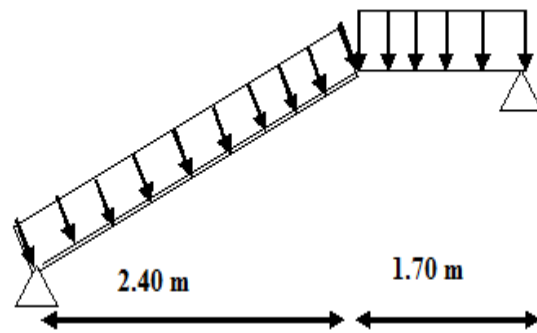


Fig.III.14 : Schéma de type des escaliers

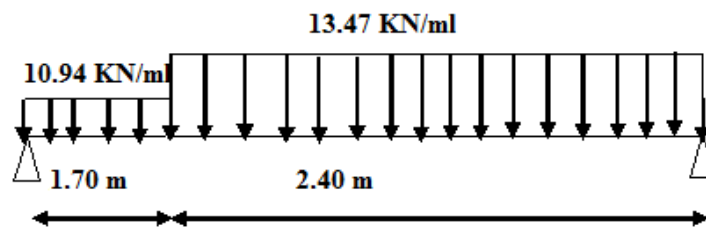


Fig.III.15 : Schéma statique d'escalier et leur chargement à ELU.

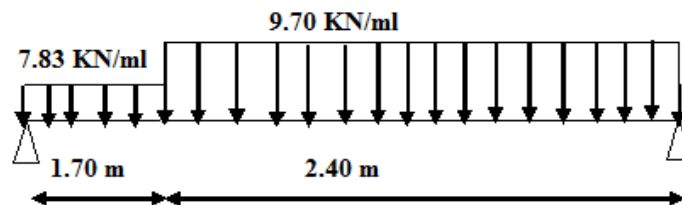


Fig.III.16 : Schéma statique d'escalier et leur chargement à ELS.

➤ Charge équivalent à l'ELU :

$$q_{\text{éq}} = \frac{q_{u1}l_1 + q_{u2}l_2}{l_1 + l_2}$$

$$\text{donc : } q_{\text{éq}} = \frac{13.47 * 2.40 + 10.94 * 1.70}{2.40 + 1.70}$$

Alors: $q_{\text{éq}} = 12.42 \text{ KN/ml}$

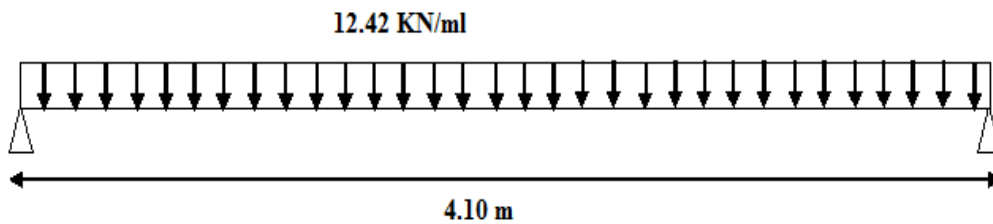


Fig.III.17 : Charge équivalente à ELU.

➤ Charge équivalent à l'ELS :

$$q_{\text{éq}} = \frac{q_{\text{ser1}}l_1 + q_{\text{ser2}}l_2}{l_1 + l_2}$$

donc : $q_{\text{éq}} = \frac{9.70 * 2.40 + 7.83 * 1.70}{2.40 + 1.70}$

Alors: $q_{\text{éq}} = 8.92 \text{ KN/ml}$

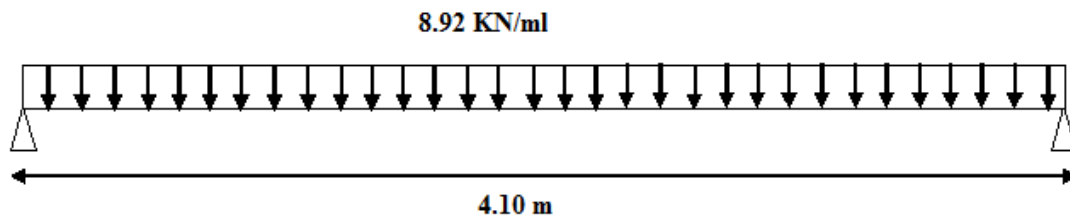


Fig.III.18 : Charge équivalente à ELS.

III.3.4.4 Calcul des sollicitations :

On tenant en considération l'effet de l'encastrement aux extrémités, et selon(BAEL91/modifiées99/A.5.1.1) on aura comme moments :

$$\begin{cases} M_{\text{appuis}} = 0.3M_0 \\ M_{\text{travée}} = 0.85M_0 \end{cases}$$

✚ A l'ELU :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{12.42 * 4.1^2}{8} = 26.10 [KN.m]$$

$$V_a = -V_b = \frac{q_u l}{2} = \frac{12.42 * 4.1}{2} = 25.46 [KN]$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{appuis} = M_{a,u} = -0.3M_0 = -0.3 * 26.10 = -7.83 [KN.m] \\ M_{travée} = M_{t,u} = 0.85M_0 = 0.85 * 26.10 = 22.19 [KN.m] \end{cases}$$

✚ A l'ELS :

$$M_0 = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{8.92 * 4.1^2}{8} = 18.74 [KN.m]$$

$$V_a = -V_b = \frac{q_{ser} l}{2} = \frac{8.92 * 4.1}{2} = 18.29 [KN]$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{appuis} = M_{a,ser} = -0.3M_0 = -0.3 * 18.74 = -5.62 [KN.m] \\ M_{travée} = M_{t,ser} = 0.85M_0 = 0.85 * 18.74 = 15.93 [KN.m] \end{cases}$$

III.3.4.5 Calcul de ferrailage à l'ELU :

On a $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 0.153 \text{ m}$; $h = 17 \text{ cm}$

c) Ferrailage à travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{t,u}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22.19}{1 * (0.153)^2 * 14.2 * 10^3} = 0.067$$

Nécessité des armatures comprimées (A's) :

A partir de (*Jean Perchat ; Jean Roux /pratique de BAEL91*)

$$\begin{cases} \gamma = \frac{M_{t,u}}{M_{t,ser}} = \frac{22.19}{15.93} = 1.4 \\ \theta = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{FeE400} \\ f_{c28} \leq 30 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow 10^4 \mu_{lu} = 3440 \gamma \theta + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 = 2991 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.299$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow \dot{A}_s = 0$ acier comprimé n'pasnécessaire.

Calcul des armatures tendues A_s :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.067}) = 0.087$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.153 (1 - 0.4 * 0.087) = 0.148 \text{ m} = 14.8 \text{ cm}$$

Comme $\alpha = 0.088 < 0.259$: l'ELU est atteint en pivot A $\rightarrow \begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$

La section d'acier tendue :

$$A_{s,u} = \frac{M_{t,u}}{Z_b \sigma_s} = \frac{22.19}{0.148 * 348 * 10^3} = 4.30 * 10^{-4} m^2 = 4.30 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimal :

La section minimale provienne de (BAEL91/modifiées99/A.4.2.1) et (BAEL91/modifiées99/B.6.4), de conditions de non fragilité :

$$A_{s \text{ min}} \geq \text{Max} \left[\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = \text{Max} \left[\frac{1 \cdot 0.17}{1000}; 0.23 * 1 * 0.153 \frac{2.1}{400} \right] = 1.85 * 10^{-4} m^2 = 1.85 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = \text{max} [A_{s \text{ min}}; A_{s,u}] = \text{max} [1.85; 4.30] = 4.30 \text{ cm}^2$$

Description des armatures :

Armatures principales :

$$A_s = 4.30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte: } 5T12 \text{ avec: } A_s = 5.655 \text{ cm}^2$$

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

(BAEL91/modifiées99/A.8.2.4.2)

$$\text{charge répartie} \rightarrow S \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = \min\{51; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow S = 20 \text{ cm}$$

Armatures répartition :

Selon (BAEL91/modifiées99/A.8.2.4.1) la section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales.

$$\text{pas de charge concentrées} \rightarrow A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5.655}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte : 5T10 avec : $A_r = 3.925 \text{ cm}^2$

L'espacement des armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min\{4h; 45 \text{ cm}\} = \min\{68; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

d) Ferrailage aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a,u}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.83}{1 * 0.153^2 * 14.2 * 10^3} = 0.024$$

Nécessité des armatures comprimées (A's) :

A partir de (Jean Perchat ; Jean Roux /pratique de BAEL91)

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_{a,u}}{M_{a,ser}} = \frac{7.83}{5.62} = 1.4 \\ \theta = 1 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{FeE400} \\ f_{c28} \leq 30 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow 10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma\theta + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 = 2991 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.299$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow \dot{A}_s = 0$ acier comprimé n'pasnécessaire.

Calcul des armatures tendues A_s:

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.024}) = 0.03$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.153(1 - 0.4 * 0.03) = 0.15 \text{ m} = 15 \text{ cm}$$

Comme $\alpha = 0.003 < 0.259$: l'ELU est atteint en pivot A $\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$

La section d'acier tendue :

$$A_{s,u} = \frac{M_{a,u}}{Z_b \sigma_s} = \frac{7.83}{0.15 * 348 * 10^3} = 1.50 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.50 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimal :

La section minimale provienne de (BAEL91/modifiées99/A.4.2.1) et (BAEL91/modifiées99/B.6.4), de conditions de non fragilité :

$$A_{s \text{ min}} \geq \text{Max} \left[\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = \text{Max} \left[\frac{1 \cdot 0.17}{1000}; 0.23 * 1 * 0.153 \frac{2.1}{400} \right] = 1.85 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.85 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = \text{max}[A_{s \text{ min}}; A_{s,u}] = \text{max}[1.85; 1.50] = 1.85 \text{ cm}^2$$

Description des armatures :

Armatures principales :

$$A_s = 1.85 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte: 5T10 avec: } A_s = 3.925 \text{ cm}^2$$

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

(BAEL91/modifiées99/A.8.2.4.2)

$$\text{charge répartie} \rightarrow S \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = \min\{51; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow S = 20 \text{ cm}$$

Armatures répartition :

Selon (BAEL91/modifiées99/A.8.2.4.1) la section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales.

$$\text{pas de charge concentrées} \rightarrow A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.925}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte : 5T8 avec : $A_r = 2.515 \text{ cm}^2$

L'espacement des armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min\{4h; 45 \text{ cm}\} = \min\{68; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

III.3.4.6 Vérification à L'ELU :

Diamètre minimale :

Quand dans (BAEL91/modifiées99/A.7.2.1) le diamètre des barres dans la table doit être :

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{17}{10} = 1.7 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

Longueur de scellement droit :

Selon (BAEL91/modifiées99/A.6.1.2.1), la longueur de scellement est comme suit :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 * 400}{4 * 2.83} = 42.40 \text{ cm}$$

Avec : $\tau_{su} = 0.6\psi_s^2 f_{tj} = 0.6 * (1.5)^2 * 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$

On calcul suivant (BAEL91/modifiées99/A.6.1.2.5.3), un crochet normal dont la longueur d'ancrage :

$$\dot{l}_s = 0.4l_s = 0.4 * 42.40 = 16.96 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres :

Selon (BAEL91/modifiées99/A.6.1.3), la contrainte d'adhérence τ_{su} doit être inférieur à la valeur limite ultime τ_{seu} :

$$\tau_{seu} = \psi_s f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec : $\psi_s = 1.5$ pour les HA

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d * \sum U} = \frac{25.46 * 10^3}{0.9 * 153 * 188.4} = 0.98 \text{ MPa}$$

Avec : $\sum U = 5 * \pi * \varnothing = 5 * 3.14 * 1.2 = 18.84 \text{ cm} \rightarrow$
somme des périmètres utiles des barres.

$$V_u = 25.46 \text{ KN} \rightarrow \text{effort tranchant}$$

En final : $\tau_{se} = 0.98 < \tau_{seu} = 3.15 \text{ [MPa]}$ condition vérifiée

Vérification à l'effort tranchant à ELU :

Suivant (BAEL91/modifiées99/A.5.1.1), on doit vérifier la condition suivant :

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{25.46 * 10^{-3}}{1 * 0.153} = 0.166 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[\frac{0.2 * 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable)} \end{array} \right.$$

Donc :

$$\tau_u = 0.166 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ [MPa]} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.3.4.7 Vérification des contraintes à l'ELS : (Jean-pierre Mougin : Béton armé :

BAEL91/modifiées99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{fissuration peu préjudiciable} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

a) En travée :

On a : $M_{t,ser} = 15.93 \text{ KNm/ml}; A_s = 5.655 \text{ cm}^2; A's = 0 \text{ cm}^2$

$$y = \frac{15(A_s + \dot{A}_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d\dot{A}_s)}{7.5(A_s + \dot{A}_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15(5.655 * 10^{-4})}{1} \left[\sqrt{1 + \frac{1 * 0.153}{7.5 * 5.655 * 10^{-4}}} - 1 \right] = 0.043 \text{ m}$$

L'inertie de la section :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + \dot{A}_s(y - \dot{d})^2]$$

$$I = \frac{1 * 0.043^3}{3} + 15[5.655 * 10^{-4}(0.153 - 0.043)^2] = 1.29 * 10^{-4}m$$

Par conséquent :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_{bc} = \frac{M_{t,ser}}{I} y = 5.31MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa & \text{condition vérifiée} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{t,ser}}{I} (d - y) = 203.75MPa < \bar{\sigma}_s = 400MPa & \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

b) Aux appuis :

On a: $M_{a,ser} = 5.62KNm/ml$; $A_s = 3.925cm^2$; $A's = 0cm^2$

$$y = \frac{15(A_s + \dot{A}_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + \dot{d}\dot{A}_s)}{7.5(A_s + \dot{A}_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15(3.925 * 10^{-4})}{1} \left[\sqrt{1 + \frac{1 * 0.153}{7.5 * 3.925 * 10^{-4}}} - 1 \right] = 0.037m$$

L'inertie de la section :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + \dot{A}_s(y - \dot{d})^2]$$

$$I = \frac{1 * 0.037^3}{3} + 15[3.925 * 10^{-4}(0.153 - 0.037)^2] = 0.96 * 10^{-4}m$$

Par conséquent :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_{bc} = \frac{M_{a,ser}}{I} y = 2.27MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa & \text{condition vérifiée} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{a,ser}}{I} (d - y) = 101.86 MPa < \bar{\sigma}_s = 400MPa & \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

III.3.4.8 Vérification de la flèche (ELS) :

Suivant (BAEL91/modifiées99/B.6.5.1), il n'est pas indispensable de procéder à la vérification de la flèche si tous les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} h \geq \max \left[\frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10 M_0} \right] \\ A_s \leq \frac{4.2bd}{f_e} \\ L \leq 8.00 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} h = 17 \text{ cm} \geq \max \left[\frac{4.1}{16}; \frac{15.93 * 4.1}{10 * 26.10} \right] = 25.02 \text{ cm} & \text{condition non vérifiée} \\ A_s = 5.655 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 * 100 * 153}{400} = 16.07 \text{ cm}^2 & \text{condition vérifiée} \\ L = 4.1 \text{ m} \leq 8.00 \text{ m} & \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Puisque une condition n'est pas vérifiée on doit vérifier la flèche suivant les principes (BAEL91/modifiées99/B.6.5.2), comme suite :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

Avec : $\bar{f} = \frac{L}{250}$ pour : L est plus ou égal 2m

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{410}{250} = 1.64 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie de la section non fissurée (I_0):

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + n \left[A_s \left(\frac{h}{2} - \bar{d} \right)^2 + A_s \left(\frac{h}{2} - \bar{d} \right)^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{1 * 0.17^3}{12} + 15 \left[5.655 * 10^{-4} \left(\frac{0.17}{2} - 0.02 \right)^2 \right] = 4.1 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul du facteur(λ) :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{5.655 * 10^{-4}}{1 * 0.153} = 0.004$$

$$\rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 * 2.1}{0.004 (2 + 3 * 1)} = 5.25 \text{ MPa} \quad \text{Pour les déformations instantanées.}$$

$$\rightarrow \lambda_v = \frac{0.02 * f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{2\lambda_i}{5} = \frac{2 * 5.25}{5} = 2.1 \text{ MPa} \quad \text{Pour les déformations de longue durée.}$$

Calcul des moments :

Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_G) :

$$M_{t,G} = \frac{G * L^2}{8} = \frac{7.20 * 4.1^2}{8} = 15.13 \text{ KN.m}$$

Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j) :

$$M_{t,j} = \frac{J * L^2}{8} = \frac{5.30 * 4.1^2}{8} = 11.14 \text{ KN.m}$$

Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations (M_p) :

$$M_{t,p} = M_{t,ser} = 15.93 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre(y) et l'inertie de la section(I) :

$$y = \frac{15(A_s + \dot{A}_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + \dot{d}\dot{A}_s)}{7.5(A_s + \dot{A}_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 * 5.655 * 10^{-4}}{1} \left[\sqrt{1 + \frac{0.153 * 1}{7.5 * 5.655 * 10^{-4}}} - 1 \right] = 0.043 \text{ m}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + \dot{A}_s(y - \dot{d})^2]$$

$$= \frac{1 * 0.043^3}{3} + 15 [5.655 * 10^{-4} (0.153 - 0.043)^2] = 1.28 * 10^{-4} m^4$$

Calcul des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{sg} = \frac{15M_g}{I} (d - y) = \frac{15 * 15.13}{1.28 * 10^{-4}} (0.153 - 0.043) = 195.04 \text{ MPa} \\ \sigma_{sj} = \frac{15M_j}{I} (d - y) = \frac{15 * 11.14}{1.28 * 10^{-4}} (0.153 - 0.043) = 143.60 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = \frac{15M_p}{I} (d - y) = \frac{15 * 15.93}{1.28 * 10^{-4}} (0.153 - 0.043) = 205.35 \text{ MPa} \end{cases}$$

Calcul des paramètres (μ) :

$$\begin{cases} \mu_g = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.004 * 195.04 + 2.1} = 0.30 \\ \mu_j = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.004 * 143.60 + 2.1} = 0.16 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.004 * 205.35 + 2.1} = 0.32 \end{cases}$$

Calcul de l'inertie fissurée :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fgv} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g} = \frac{1.1 * 4.1 * 10^{-4}}{1 + 2.1 * 0.30} = 2.77 * 10^{-4} m^4 \\ I_{fgi} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = \frac{1.1 * 4.1 * 10^{-4}}{1 + 5.25 * 0.30} = 1.75 * 10^{-4} m^4 \\ I_{fji} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} = \frac{1.1 * 4.1 * 10^{-4}}{1 + 5.25 * 0.16} = 2.45 * 10^{-4} m^4 \\ I_{fpi} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} = \frac{1.1 * 4.1 * 10^{-4}}{1 + 5.25 * 0.32} = 1.68 * 10^{-4} m^4 \end{array} \right.$$

Calcul des flèches :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = \frac{M_{t,G} * l^2}{10 * E_v * I_{fgv}} = \frac{15.13 * 4.1^2}{10 * 10818.87 * 2.77 * 10^{-1}} = 8.49 * 10^{-3} m \\ f_{gi} = \frac{M_{t,G} * l^2}{10 * E_i * I_{fgi}} = \frac{15.13 * 4.1^2}{10 * 32164.2 * 1.75 * 10^{-1}} = 4.52 * 10^{-3} m \\ f_{ji} = \frac{M_{t,j} * l^2}{10 * E_i * I_{fji}} = \frac{11.14 * 4.1^2}{10 * 32164.2 * 2.45 * 10^{-1}} = 2.38 * 10^{-3} m \\ f_{pi} = \frac{M_{t,p} * l^2}{10 * E_i * I_{fpi}} = \frac{15.93 * 4.1^2}{10 * 32164.2 * 1.68 * 10^{-1}} = 4.96 * 10^{-3} m \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

$$\Delta f = (8.49 * 10^{-3} - 2.38 * 10^{-3}) + (4.96 * 10^{-3} - 4.52 * 10^{-3}) \leq \bar{f} = 1.04 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.655 \text{ cm} \leq \bar{f} = 1.04 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

Profondément.

III.3.5 Pour S-Sol :

Pour le S-Sol la hauteur d'étage est de 2.50 m,

Dans ce cas on a deux volées dans S-Sol, la hauteur de chaque volée 1.25m.

$$H = 1.25m = 125cm$$

➤ Nombre des marches :

$$N = \frac{H}{h} \rightarrow N = \frac{125}{17} \rightarrow N = 7.35 = 8 \text{ marches}$$

➤ La longueur de la ligne de Volée sera :

$$l = (N - 1) * g = 7 * 30 = 210cm ; H = 125 \text{ cm.}$$

➤ La longueur de la paillasse :

$$L_{\max} = 2.40\text{m} = 240\text{cm}$$

➤ L'angle de l'inclinaison de la paillasse α :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} \rightarrow \tan \alpha = \frac{125}{240}$$

$$\alpha = 27.5^\circ$$

III.3.5.1 Evaluation des charges :

➤ **Volée :**

La charge permanente : $G = 7.152 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

La charge d'exploitation : $Q = 2.50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

➤ **Palier :**

La charge permanente : $G = 5.282 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

La charge d'exploitation : $Q = 2.50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles ; La section est soumise à la flexion simple.

III.3.5.2 Les combinaisons des charges :

• On a la combinaison à ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots \text{pour (1ml)}$$

Volée(Paillasse) : $q_{u1} = 1.35 \times 7.152 + 1.5 \times 2.5 = 13.41 \text{ KN/ml}$

Palier : $q_{u2} = 1.35 \times 5.282 + 1.5 \times 2.5 = 10.88 \text{ KN/ml}$

• On a la combinaison à ELS :

$$q_{ser} = G + Q$$

Volée(Paillasse) : $q_{ser1} = 7.152 + 2.5 = 9.65 \text{ KN/ml}$

Palier : $q_{ser1} = 5.282 + 2.5 = 7.78 \text{ KN/ml}$

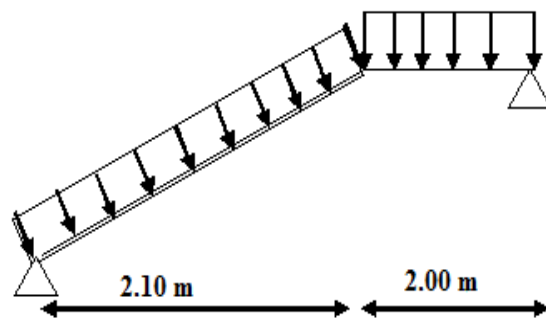


Fig.III.19 : Schéma de type des escaliers

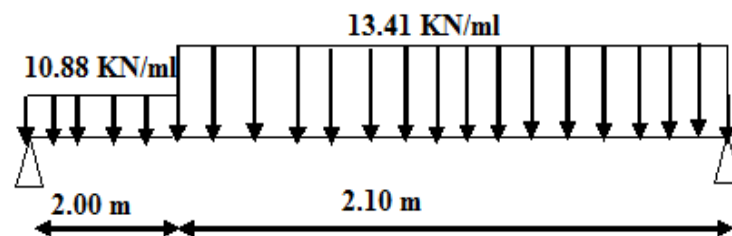


Fig.III.20 : Schéma statique d'escalier et leur chargement à ELU.

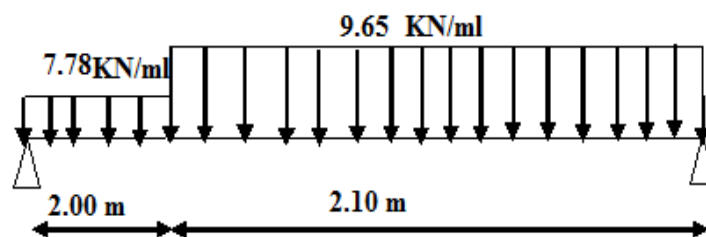


Fig.III.21 : Schéma statique d'escalier et leur chargement à ELS.

➤ Charge équivalent à l'ELU :

$$q_{\text{éq}} = \frac{q_{u1}l_1 + q_{u2}l_2}{l_1 + l_2}$$

donc : $q_{\text{éq}} = \frac{13.41 * 2.10 + 10.88 * 2}{2.10 + 2.00}$

Alors: $q_{\text{éq}} = 12.18 \text{ KN/ml}$

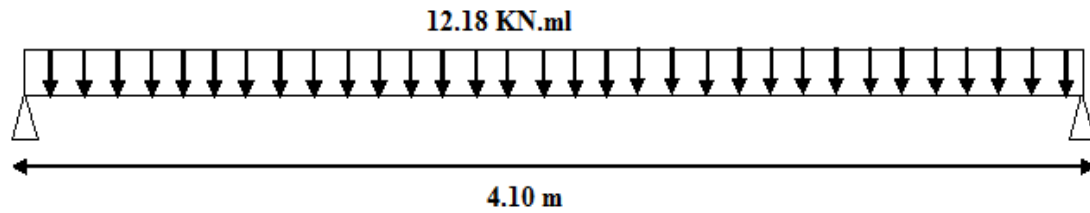


Fig.III.22 : Charge équivalente à ELU.

➤ Charge équivalent à l'ELS :

$$q_{\text{éq}} = \frac{q_{\text{ser1}}l_1 + q_{\text{ser2}}l_2}{l_1 + l_2}$$

donc : $q_{\text{éq}} = \frac{9.65 * 2.10 + 7.78 * 2}{2.10 + 2.00}$

Alors: $q_{\text{éq}} = 8.73 \text{ KN/ml}$

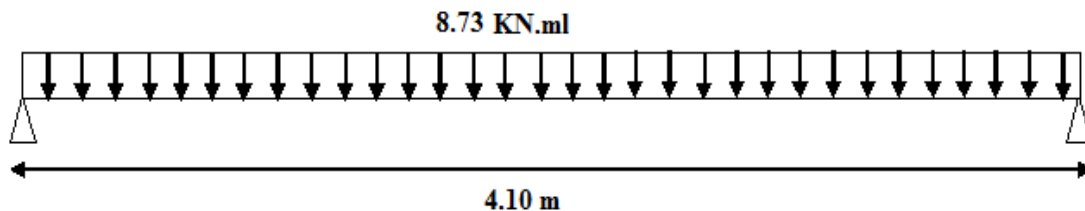


Fig.III.23 : Charge équivalente à ELS.

III.3.5.3 Calcul des sollicitations :

On tenant en considération l'effet de l'encastrement aux extrémités, et selon(BAEL91/modifiées99/A.5.1.1) on aura comme moments :

$$\begin{cases} M_{\text{appuis}} = 0.3M_0 \\ M_{\text{travée}} = 0.85M_0 \end{cases}$$

✚ A l'ELU :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{12.18 * 4.1^2}{8} = 25.59 [KN.m]$$

$$V_a = -V_b = \frac{q_u l}{2} = \frac{12.18 * 4.1}{2} = 24.97 [KN]$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{appuis} = M_{a,u} = -0.3M_0 = -0.3 * 25.59 = -7.68 [KN.m] \\ M_{travée} = M_{t,u} = 0.85M_0 = 0.85 * 25.59 = 21.75 [KN.m] \end{cases}$$

✚ A l'ELS :

$$M_0 = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{8.73 * 4.1^2}{8} = 18.34 [KN.m]$$

$$V_a = -V_b = \frac{q_{ser} l}{2} = \frac{8.73 * 4.1}{2} = 17.90 [KN]$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{appuis} = M_{a,ser} = -0.3M_0 = -0.3 * 18.34 = -5.50 [KN.m] \\ M_{travée} = M_{t,ser} = 0.85M_0 = 0.85 * 18.34 = 15.59 [KN.m] \end{cases}$$

III.3.5.4 Calcul de ferrailage à l'ELU :

On a $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 0.153 \text{ m}$; $h = 17 \text{ cm}$

a) Ferrailage à travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{t,u}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21.75}{1 * (0.15)^2 * 14.2 * 10^3} = 0.068$$

Nécessité des armatures comprimées (A's) :

A partir de (*Jean Perchat ; Jean Roux /pratique de BAEL91*)

$$\begin{cases} \gamma = \frac{M_{t,u}}{M_{t,ser}} = \frac{21.75}{15.59} = 1.4 \\ \theta = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{FeE400} \\ f_{c28} \leq 30 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow 10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma\theta + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 = 2991 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.299$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow \hat{A}_s = 0$ acier comprimé n'pasnécessaire.

Calcul des armatures tendues A_s :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.068}) = 0.088$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.15(1 - 0.4 * 0.088) = 0.145 \text{ m} = 14.5 \text{ cm}$$

Comme $\alpha = 0.088 < 0.259$: l'ELU est atteint en pivot A $\rightarrow \begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$

La section d'acier tendue :

$$A_{s,u} = \frac{M_{t,u}}{Z_b \sigma_s} = \frac{21.75}{0.145 * 348 * 10^3} = 4.31 * 10^{-4} m^2 = 4.31 cm^2$$

Le ferrailage minimal :

La section minimale provienne de (BAEL91/modifiées99/A.4.2.1) et (BAEL91/modifiées99/B.6.4), de conditions de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq \text{Max} \left[\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = \text{Max} \left[\frac{1 \cdot 0.17}{1000}; 0.23 * 1 * 0.15 \frac{2.1}{400} \right] = 1.81 * 10^{-4} m^2 = 1.81 cm^2$$

$$\rightarrow A_s = \text{max} [A_{s \min}; A_{s,u}] = \text{max} [1.81; 4.31] = 4.31 cm^2$$

Description des armatures :

Armatures principales :

$$A_s = 4.31 cm^2 \rightarrow \text{on adopte: } 5T12 \text{ avec: } A_s = 5.655 cm^2$$

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

(BAEL91/modifiées99/A.8.2.4.2)

$$\text{charge répartie} \rightarrow S \leq \min\{3h; 33 cm\} = \min\{51; 33 cm\} = 33 cm \Rightarrow S = 20 cm$$

Armatures répartition :

Selon (BAEL91/modifiées99/A.8.2.4.1) la section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales.

$$\text{pas de charge concentrées} \rightarrow A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5.655}{4} = 1.41 cm^2$$

Donc : on adopte : 5T10 avec : $A_r = 3.925 cm^2$

L'espacement des armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min\{4h; 45 cm\} = \min\{68; 45 cm\} = 45 cm \rightarrow S_t = 20 cm$$

b) Ferrailage aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a,u}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.68}{1 * 0.15^2 * 14.2 * 10^3} = 0.0024$$

Nécessité des armatures comprimées (A's) :

A partir de (Jean Perchat ; Jean Roux /pratique de BAEL91)

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_{a,u}}{M_{a,ser}} = \frac{7.68}{5.50} = 1.4 \\ \theta = 1 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{FeE400} \\ f_{c28} \leq 30 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow 10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma\theta + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 = 2991 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.299$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow \dot{A}_s = 0$ acier comprimé n'pasnécessaire.

Calcul des armatures tendues A_s:

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0024}) = 0.003$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.15(1 - 0.4 * 0.003) = 0.15 \text{ m} = 15 \text{ cm}$$

Comme $\alpha = 0.003 < 0.259$: l'ELU est atteint en pivot A $\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$

La section d'acier tendue :

$$A_{s,u} = \frac{M_{a,u}}{Z_b \sigma_s} = \frac{7.68}{0.15 * 348 * 10^3} = 1.47 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.47 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimal :

La section minimale provienne de (BAEL91/modifiées99/A.4.2.1) et (BAEL91/modifiées99/B.6.4), de conditions de non fragilité :

$$A_{s \text{ min}} \geq \text{Max} \left[\frac{b * h}{1000}; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = \text{Max} \left[\frac{1 * 0.17}{1000}; 0.23 * 1 * 0.15 \frac{2.1}{400} \right] = 1.81 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = \text{max}[A_{s \text{ min}}; A_{s,u}] = \text{max}[1.81; 1.47] = 1.81 \text{ cm}^2$$

Description des armatures :

Armatures principales :

$$A_s = 1.81 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte: 5T10 avec: } A_s = 3.925 \text{ cm}^2$$

L'espaceement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

(BAEL91/modifiées99/A.8.2.4.2)

charge répartie $\rightarrow S \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = \min\{51; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow S = 20 \text{ cm}$

Armatures répartition :

Selon (BAEL91/modifiées99/A.8.2.4.1) la section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales.

$$\text{pas de charge concentrées} \rightarrow A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.925}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte : 5T8 avec : $A_r = 2.515 \text{ cm}^2$

L'espaceur des armatures de répartition :

$$S_t \leq \min\{4h; 45 \text{ cm}\} = \min\{68; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

III.3.5.5 Vérification à L'ELU :

Diamètre minimale :

Quand dans (BAEL91/modifiées99/A.7.2.1) le diamètre des barres dans la table doit être :

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{17}{10} = 1.7 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

Longueur de scellement droit :

Selon (BAEL91/modifiées99/A.6.1.2.1), la longueur de scellement est comme suit :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 * 400}{4 * 2.83} = 42.40 \text{ cm}$$

Avec : $\tau_{su} = 0.6\psi_s^2 f_{tj} = 0.6 * (1.5)^2 * 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$

On calcul suivant (BAEL91/modifiées99/A.6.1.2.5.3), un crochet normal dont la longueur d'ancrage :

$$\dot{l}_s = 0.4l_s = 0.4 * 42.40 = 16.96 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres :

Selon (BAEL91/modifiées99/A.6.1.3), la contrainte d'adhérence τ_{su} doit être inférieur à la valeur limite ultime τ_{seu} :

$$\tau_{seu} = \psi_s f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec : $\psi_s = 1.5$ pour les HA

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d * \sum U} = \frac{24.97 * 10^3}{0.9 * 150 * 188.4} = 0.98 \text{ MPa}$$

Avec : $\sum U = 5 * \pi * \varnothing = 5 * 3.14 * 1.2 = 18.84 \text{ cm} \rightarrow$
somme des périmètres utiles des barres.

$$V_u = 24.97 \text{ KN} \rightarrow \text{effort tranchant}$$

En final : $\tau_{se} = 0.98 < \tau_{seu} = 3.15 \text{ [MPa]}$ condition vérifiée

Vérification à l'effort tranchant à ELU :

Suivant (BAEL91/modifiées99/A.5.1.1), on doit vérifier la condition suivant :

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{24.97 * 10^{-3}}{1 * 0.15} = 0.166 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[\frac{0.2 * 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable)} \end{array} \right.$$

Donc :

$$\tau_u = 0.166 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ [MPa]} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.3.5.6 Vérification des contraintes à l'ELS : (Jean-pierre Mougín : Béton armé :

BAEL91/modifiées99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{fissuration peu préjudiciable} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

a) En travée :

On a : $M_{t,ser} = 15.59 \text{ KNm/ml}; A_s = 5.655 \text{ cm}^2; A's = 0 \text{ cm}^2$

$$y = \frac{15(A_s + \dot{A}_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + \dot{d}\dot{A}_s)}{7.5(A_s + \dot{A}_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15(5.655 * 10^{-4})}{1} \left[\sqrt{1 + \frac{1 * 0.15}{7.5 * 5.655 * 10^{-4}}} - 1 \right] = 0.043 \text{ m}$$

L'inertie de la section :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[A_s(d - y)^2 + \dot{A}_s(y - \dot{d})^2 \right]$$

$$I = \frac{1 * 0.043^3}{3} + 15[5.655 * 10^{-4}(0.15 - 0.043)^2] = 1.24 * 10^{-4}m$$

Par conséquent :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{t,ser}}{I} y = 5.41MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \text{condition vérifiée} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{t,ser}}{I} (d - y) = 201.8MPa < \bar{\sigma}_s = 400MPa \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

b) Aux appuis :

On a: $M_{a,ser} = 5.50KNm/ml$; $A_s = 3.925cm^2$; $A's = 0cm^2$

$$y = \frac{15(A_s + \dot{A}_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + \dot{d}\dot{A}_s)}{7.5(A_s + \dot{A}_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15(3.925 * 10^{-4})}{1} \left[\sqrt{1 + \frac{1 * 0.15}{7.5 * 3.925 * 10^{-4}}} - 1 \right] = 0.037m$$

L'inertie de la section :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + \dot{A}_s(y - \dot{d})^2]$$

$$I = \frac{1 * 0.037^3}{3} + 15[3.925 * 10^{-4}(0.15 - 0.037)^2] = 0.92 * 10^{-4}m$$

Par conséquent :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{a,ser}}{I} y = 2.21MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \text{condition vérifiée} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{a,ser}}{I} (d - y) = 101.33MPa < \bar{\sigma}_s = 400MPa \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

III.3.5.7 Vérification de la flèche (ELS) :

Suivant (BAEL91/modifiées99/B.6.5.1), il n'est pas indispensable de procéder à la vérification de la flèche si tous les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left[\frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10M_0} \right] \\ A_s \leq \frac{4.2bd}{f_e} \\ L \leq 8.00 m \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \begin{cases} h = 17 \text{ cm} \geq \max \left[\frac{4.1}{16}; \frac{15.59 * 4.1}{10 * 25.59} \right] = 25.63 \text{ cm} & \text{condition non vérifiée} \\ A_s = 5.655 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 * 100 * 15}{400} = 15.75 \text{ cm}^2 & \text{condition vérifiée} \\ L = 4.1 \text{ m} \leq 8.00 \text{ m} & \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Puisque une condition n'est pas vérifiée on doit vérifier la flèche suivant les principes (BAEL91/modifiées99/B.6.5.2), comme suite :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

Avec : $\bar{f} = \frac{L}{250}$ pour : L est plus ou égal 2m

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{410}{250} = 1.64 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie de la section non fissurée (I_0):

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

$$I_0 = \frac{1 * 0.17^3}{12} + 15 \left[5.655 * 10^{-4} \left(\frac{0.17}{2} - 0.02 \right)^2 \right] = 4.1 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul du facteur (λ):

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{5.655 * 10^{-4}}{1 * 0.153} = 0.004$$

$$\rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 * 2.1}{0.004 \left(2 + 3 * 1 \right)} = 5.25 \text{ MPa} \quad \text{Pour les déformations instantanées.}$$

$$\rightarrow \lambda_v = \frac{0.02 * f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{2 \lambda_i}{5} = \frac{2 * 5.25}{5} = 2.1 \text{ MPa} \quad \text{Pour les déformations de longue durée.}$$

Calcul des moments :

Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_G) :

$$M_{t,G} = \frac{G * L^2}{8} = \frac{7.152 * 4.1^2}{8} = 15.03 \text{ KN.m}$$

Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j) :

$$M_{t,j} = \frac{J * L^2}{8} = \frac{5.252 * 4.1^2}{8} = 11.04 \text{ KN.m}$$

Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations (M_p) :

$$M_{t,p} = M_{t,ser} = 15.59 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre(y) et l'inertie de la section(I) :

$$y = \frac{15(A_s + \dot{A}_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + \dot{d}\dot{A}_s)}{7.5(A_s + \dot{A}_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 * 5.655 * 10^{-4}}{1} \left[\sqrt{1 + \frac{0.153 * 1}{7.5 * 5.655 * 10^{-4}}} - 1 \right] = 0.043 \text{ m}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + \dot{A}_s(y - \dot{d})^2]$$

$$= \frac{1 * 0.043^3}{3} + 15 [5.655 * 10^{-4} (0.153 - 0.043)^2] = 1.28 * 10^{-4} m^4$$

Calcul des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{sg} = \frac{15M_g}{I} (d - y) = \frac{15 * 15.03}{1.28 * 10^{-4}} (0.153 - 0.043) = 193.75 \text{ MPa} \\ \sigma_{sj} = \frac{15M_j}{I} (d - y) = \frac{15 * 11.04}{1.28 * 10^{-4}} (0.153 - 0.043) = 142.31 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = \frac{15M_p}{I} (d - y) = \frac{15 * 15.59}{1.28 * 10^{-4}} (0.153 - 0.043) = 182.69 \text{ MPa} \end{cases}$$

Calcul des paramètres (μ) :

$$\begin{cases} \mu_g = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.004 * 193.75 + 2.1} = 0.29 \\ \mu_j = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.004 * 142.31 + 2.1} = 0.16 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.004 * 182.69 + 2.1} = 0.73 \end{cases}$$

Calcul de l'inertie fissurée :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gv}} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g} = \frac{1.1 * 4.1 * 10^{-4}}{1 + 2.1 * 0.29} = 2.80 * 10^{-4} m^4 \\ I_{f_{gi}} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = \frac{1.1 * 4.1 * 10^{-4}}{1 + 5.25 * 0.29} = 1.79 * 10^{-4} m^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} = \frac{1.1 * 4.1 * 10^{-4}}{1 + 5.25 * 0.16} = 2.45 * 10^{-4} m^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} = \frac{1.1 * 4.1 * 10^{-4}}{1 + 5.25 * 0.73} = 0.93 * 10^{-4} m^4 \end{array} \right.$$

Calcul des flèches :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = \frac{M_{t,G} * l^2}{10 * E_v * I_{f_{gv}}} = \frac{15.03 * 4.1^2}{10 * 10818.87 * 2.80 * 10^{-1}} = 8.34 * 10^{-3} m \\ f_{gi} = \frac{M_{t,G} * l^2}{10 * E_i * I_{f_{gi}}} = \frac{15.03 * 4.1^2}{10 * 32164.2 * 1.79 * 10^{-1}} = 4.39 * 10^{-3} m \\ f_{ji} = \frac{M_{t,j} * l^2}{10 * E_i * I_{f_{ji}}} = \frac{11.04 * 4.1^2}{10 * 32164.2 * 2.45 * 10^{-1}} = 2.36 * 10^{-3} m \\ f_{pi} = \frac{M_{t,p} * l^2}{10 * E_i * I_{f_{pi}}} = \frac{15.59 * 4.1^2}{10 * 32164.2 * 0.93 * 10^{-1}} = 8.76 * 10^{-3} m \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

$$\Delta f = (8.34 * 10^{-3} - 2.36 * 10^{-3}) + (8.76 * 10^{-3} - 4.39 * 10^{-3}) \leq \bar{f} = 1.04 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 1.035 \text{ cm} \leq \bar{f} = 1.04 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.3.6 Etude de la poutre palière :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

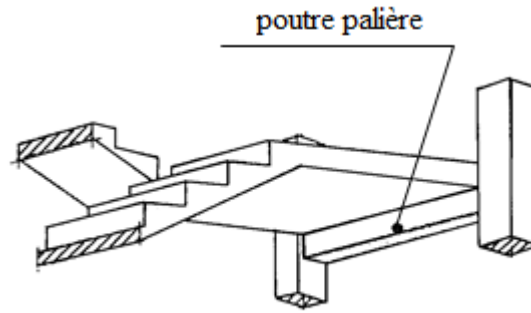


Fig.III.24 : la poutre palière.

III.3.6.1 Prédimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le (CBA93) et vérifié en considérant l' (RPA99/version2003).

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

Tel que $L = 4.35 \text{ m} = 435 \text{ cm}$

$$\frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10} \rightarrow 29 \leq h \leq 43.5$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$

$$\frac{1}{2}h \leq b \leq \frac{2}{3}h \rightarrow 20 \leq b \leq 26.66 \text{ cm}$$

On adopte : $b = 30 \text{ cm}$

D'après le (RPA99version2003) :

- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{c.v}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{c.v}$
- $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \text{c.v}$

Donc on choisit une section de la poutre palière ($b * h = 30 * 40 \text{ cm}^2$)

III.3.6.2 Calcul des sollicitations :

✚ A'ELU :

Poids propre de la poutre : $(0.30 * 0.40 * 25) = 3 \text{ KN/ml}$

Poids du mur : $3.703 * \left(\frac{3.06}{2} - 0.40\right) = 4.18 \text{ KN/ml}$

Réactions des paliers et paillasse : $R = 25.52 \text{ KN/ml}$

Combinaisons des charges :

$$q_u = 1.35G + R = 1.35(3 + 4.18) + 25.52 = 35.21 \text{ KN/ml} \quad \text{Avec : } Q = 0 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{35.21 * 4.35^2}{8} = 83.28 [\text{KN.m}]$$

$$V_a = -V_b = \frac{q_u l}{2} = \frac{35.21 * 4.35}{2} = 76.58 [\text{KN}]$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{appuis} = M_{a,u} = 0.3M_0 = 0.3 * 83.28 = 24.98 [\text{KN.m}] \\ M_{travée} = M_{t,u} = 0.85M_0 = 0.85 * 83.28 = 70.79 [\text{KN.m}] \end{cases}$$

A l'ELS :

Poids propre de la poutre : $(0.30 * 0.40 * 25) = 3 \text{ KN/ml}$

Poids du mur : $3.703 * \left(\frac{3.06}{2} - 0.40\right) = 4.18 \text{ KN/ml}$

Réactions des paliers et paillasse : $R = 18.33 \text{ KN/ml}$

Combinaisons des charges :

$$q_{ser} = 1.35G + R = 1.35(3 + 4.18) + 18.33 = 28.02 \text{ KN/ml} \quad \text{Avec : } Q = 0 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{28.02 * 4.35^2}{8} = 66.28 [\text{KN.m}]$$

$$V_a = -V_b = \frac{q_u l}{2} = \frac{28.02 * 4.35}{2} = 60.94 [\text{KN}]$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{appuis} = M_{a,ser} = 0.3M_0 = 0.3 * 66.28 = 19.88 [\text{KN.m}] \\ M_{travée} = M_{t,ser} = 0.85M_0 = 0.85 * 66.28 = 56.34 [\text{KN.m}] \end{cases}$$

Moment de torsion ultime (T_u):

$$T_u = C \frac{l}{2} = V_u 0.1 \frac{4.35}{2} = 76.58 * 0.1 \frac{4.35}{2} = 16.66 [\text{KN.m}]$$

III.3.6.3 Calcul de ferrailage à l'ELU :

On a $b = 30 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 36 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$

III.3.6.3.1 Armatures longitudinal:

a) Ferrailage à travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{t,u}}{bd^2f_{bu}} = \frac{70.79}{0.3 * (0.36)^2 * 14.2 * 10^3} = 0.13$$

Nécessité des armatures comprimées (A's) :

A partir de (Jean Perchat ; Jean Roux /pratique de BAEL91)

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_{t,u}}{M_{t,ser}} = \frac{70.79}{56.34} = 1.26 \\ \theta = 1 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{FeE400} \\ f_{c28} \leq 30 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow 10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma\theta + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 = 2509.4 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.251$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow \dot{A}_s = 0$ acier comprimé n'pasnécessaire.

Calcul des armatures tendues A_s :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.13}) = 0.175$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.36(1 - 0.4 * 0.175) = 0.33 \text{ m} = 33 \text{ cm}$$

Comme $\alpha = 0.048 < 0.259$: l'ELU est atteint en pivot A $\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$

La section d'acier tendue :

$$A_{s,u} = \frac{M_{t,u}}{Z_b \sigma_s} = \frac{70.79}{0.33 * 348 * 10^3} = 6.16 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 6.16 \text{ cm}^2$$

Description des armatures :

$$A_{s,u} = 6.16 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte: } 3\text{T}12 \text{ et } 2\text{T}14 \text{ avec: } A_s = 6.47 \text{ cm}^2$$

b) Ferraillage aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a,u}}{bd^2f_{bu}} = \frac{24.98}{0.3 * 0.36^2 * 14.2 * 10^3} = 0.045$$

Nécessité des armatures comprimées (A's) :

A partir de (Jean Perchat ; Jean Roux /pratique de BAEL91)

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_{a,u}}{M_{a,ser}} = \frac{24.98}{19.88} = 1.26 \\ \theta = 1 \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} \text{FeE400} \\ f_{c28} \leq 30 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow 10^4 \mu_{lu} = 3440 \gamma \theta + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 = 2991 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.251$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow \dot{A}_s = 0 \text{ acier comprimé n'asnécessaire.}$$

Calcul des armatures tendues A_s :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.045}) = 0.058$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.36(1 - 0.4 * 0.058) = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Comme } \alpha = 0.058 < 0.259: \text{ l'ELU est atteint en pivot } A \rightarrow \begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'acier tendue :

$$A_{s,u} = \frac{M_{a,u}}{Z_b \sigma_s} = \frac{24.98}{0.35 * 348 * 10^3} = 2.05 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.05 \text{ cm}^2$$

Description des armatures :

$$A_{s,u} = 2.05 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte: 3T12 avec: } A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

III.3.6.3.2 Armatures transversales :

Selon (BAEL91/modifiées99/A.5.1.2.3) la section des armatures transversales

$$A_t \geq b_0 S_t \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$k = 1 \text{ flexion simple}$$

$$\alpha = 90^\circ \rightarrow \text{armatures d'âme droites}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{76.58 * 10^{-3}}{0.30 * 0.36} = 0.71 \text{ MPa}$$

$$b_0 = 0.30 \text{ m} \rightarrow \text{largeur de la poutre}$$

Calcul l'espace des armatures transversales (S_t):

L'espace des cours s'armatures transversales selon (BAEL91/modifiées99/A.5.1.2.2) :

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40\text{cm}\} = \min\{0.9 * 36; 40\text{cm}\} = 32.4 \text{ cm}$$

L'espace des cours s'armatures transversales selon (RPA99/version2003/A.7.5. 2.2)

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \left\{ \frac{40}{4}; 12 * 1.2 \right\} = 10 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$\phi = 1.4 \text{ cm} \rightarrow$ le plus petit des diamètres des armatures longitudinales.

Hors zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

En final, la section des armatures transversales :

$$A_t \geq b_0 S_t \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28k})}{0.9f_e(\cos \alpha + \sin \alpha)} = (30 * 15) \frac{1.15(0.71 - 0.3 * 2.1 * 1)}{0.9 * 400 * 1} = 0.12 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimal transversal minimal :

Suivant (BAEL91/modifiées99/A.5.1.2.2), la section minimale d'armatures d'âme :

$$A_t \geq \frac{0.4 \text{ MPa} * b_0 * S_t}{f_e} = \frac{0.4 \text{ MPa} * 30 * 15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Suivant (RPA99/version2003/A.7.5. 2.2), la section minimale d'armatures d'âme :

$$A_t \geq 0.003 * b_0 * S_t = 0.003 * 30 * 15 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max[0.12; 0.45; 1.35] = 1.35 \text{ cm}^2$$

III.3.6.3.3 Ferrailage sous sollicitations de torsion :

a) Calcul de la contrainte tangentielle de torsion :

Selon (BAEL91/modifiées99/A.5.4.2.), les contraintes de cisaillement dues à la torsion pour une section pleine se calculent comme suit :

$$\tau_{Tu} = \frac{T_u}{2\Omega \dot{b}_0}$$

Avec :

$$T_u = 16.66 \text{ [KN.m]} \rightarrow \text{le moment de torsion ultime}$$

$$\dot{b}_0 = \frac{0.30}{6} = 0.05 \text{ m}$$

$$a = b = 0.30 \text{ m}$$

\rightarrow diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section

$$\Omega = (b - b_0)(h - b_0) = (0.30 - 0.05)(0.40 - 0.05) = 0.088 \text{ m}^2$$

$\Omega \rightarrow$ l'aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois

$$\text{Donc : } \rightarrow \tau_{Tu} = \frac{16.66 * 10^{-3}}{2 * 0.088 * 0.05} = 1.89 \text{ MPa}$$

b) Détermination des armatures de torsion :

Les armatures longitudinales :

Suivant (BAEL91/modifiées99/A.5.4.4.), l'armature longitudinale résistante à la torsion est comme suit :

$$\frac{\sum A_l f_e}{U \gamma_s} = \frac{T_u}{2\Omega}$$

Avec :

$$\sum A_l = A_{s,T} \rightarrow \text{la section des armatures longitudinales engendrée par la torsion:}$$

$U \rightarrow$ le périmètre de contour d'aire Ω

$$U = [(b - b_0) + (h - b_0)] * 2 = [(0.30 - 0.05) + (0.40 - 0.05)] * 2 = 1.2 \text{ m}$$

Par conséquent on n'aura :

$$A_{s,T} = \frac{\gamma_s U T_u}{2 f_e \Omega} = \frac{1.15 * 1.2 * 16.66}{2 * 400 * 10^3 * 0.088} = 3.27 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

Les armatures transversales :

Suivant (BAEL91/modifiées99/A.5.4.4.), l'armature transversale résistante à la torsion est comme suit :

$$\frac{A_{t,T} f_e}{S_t \gamma_s} = \frac{T_u}{2\Omega}$$

$$A_{t,T} = \frac{\gamma_s S_t T_u}{2 f_e \Omega} = \frac{1.15 * 0.15 * 16.66}{2 * 400 * 10^3 * 0.088} = 0.41 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

c) Description des armatures totales :

Armatures longitudinales :

$$A_{s,T} = 3.27 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte: 3T12 avec: } A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$A_t = 0.41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte: } 4T8 \text{ avec: } A_s = 2.012 \text{ cm}^2$$

L'espace des armatures transversales est comme suit :

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40\text{cm}\} = \min\{0.9 * 36; 40\text{cm}\} = 32.4 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

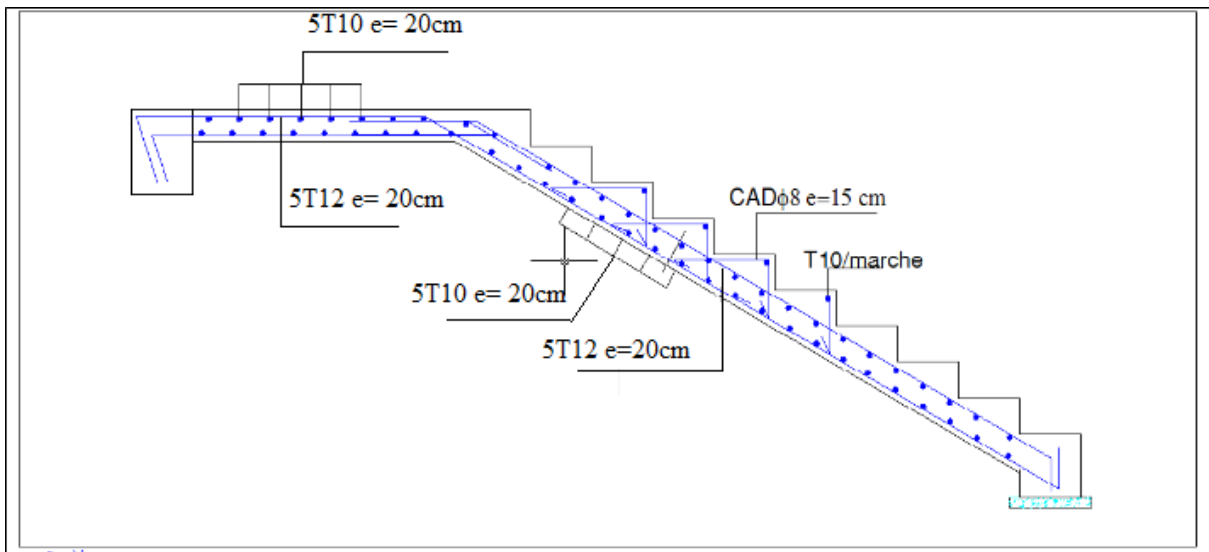


Fig.III.25 Schéma de ferrailage des escaliers S-Sol.

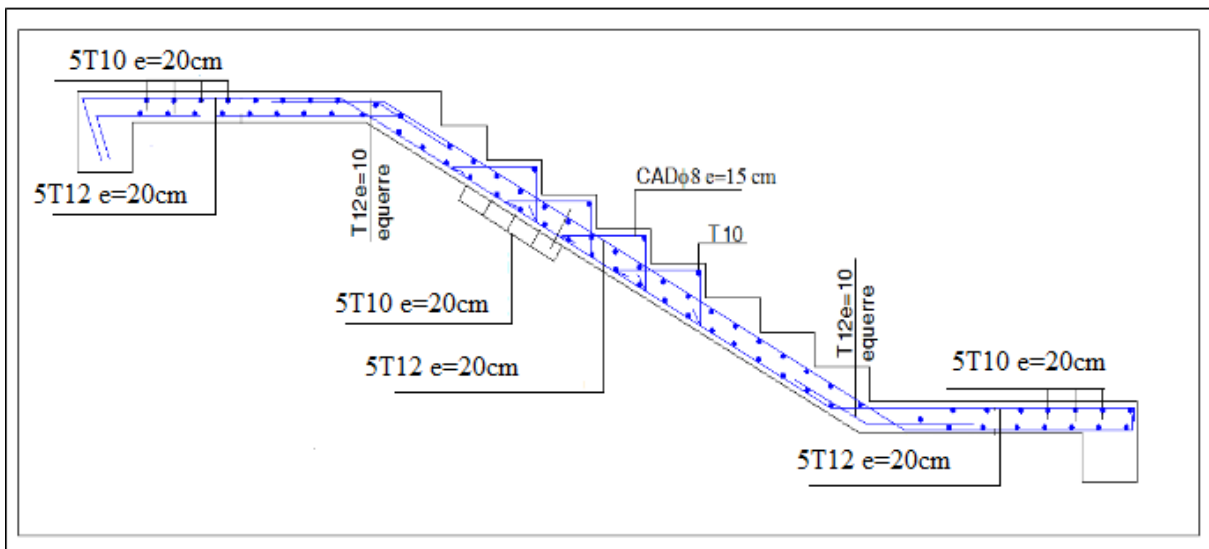


Fig.III.26 Schéma de ferrailage des escaliers RDC et Etage courant.

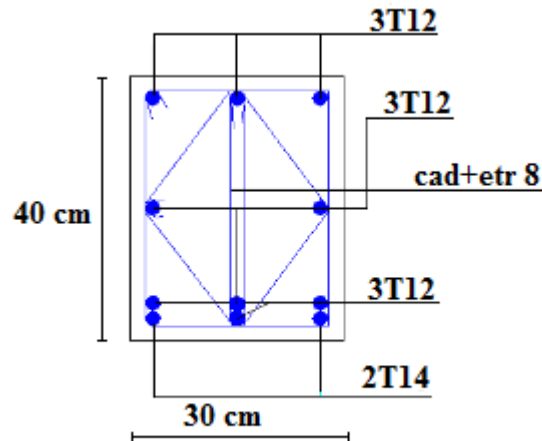


Fig.III.27 Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.4 L'ascenseur :

III.4.1 Introduction :

Un ascenseur est un appareil élévateur destiné à transporter verticalement des personnes d'un niveau à un autre. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

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

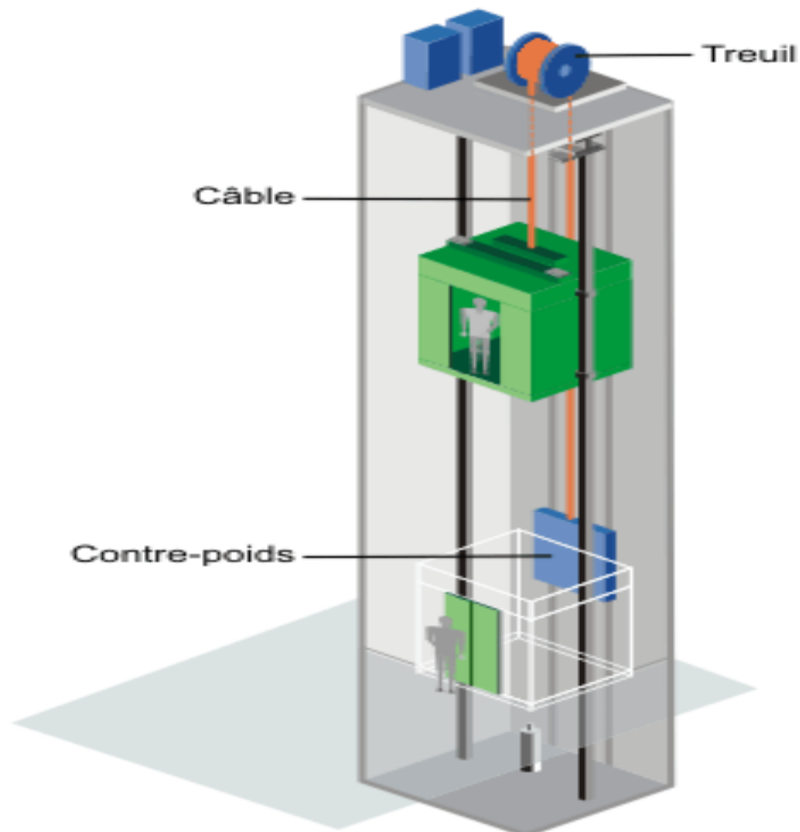


Fig.III.28 : Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique.

III.4.2 Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur est composé de trois éléments essentiels :

- ✚ Le treuil de levage et sa poulie.
- ✚ La cabine ou la benne.
- ✚ Le contre poids.

Dimension de l'ascenseur :

$$L_x = 2.20\text{m}$$

$$L_y = 2.20\text{m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{2.20}{2.20} = 1$$

III.4.3 Evaluation des charges :

- Poids de la Cabine et ces accessoires : $C = 25,40 \text{ KN}$
- Surcharge nominale (6 personnes) : $N = 6,30 \text{ KN}$
- Poids du contre poids : $J = C + 0,5N = 25,40 + 0,5 \times 6,3 = 28,55 \text{ KN}$
- Poids de treuil : $G2 = 28 \text{ KN}$
- Poids propre de la dalle (pour une épaisseur $e = 20\text{cm}$) : $G1 = 5 \text{ KN/m}^2$

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

III.4.3.1 Détermination de la force d'inertie(F_i) :

Le mouvement dans l'ascenseur passe par trois phases :

- Mouvement uniforme accéléré lors du démarrage.
- Mouvement uniforme et silencieux.
- Mouvement uniforme et retardé lors du freinage.

Pour calculer on prend le cas le plus défavorable.

D'après la deuxième loi de Newton : $\Sigma F = m a$

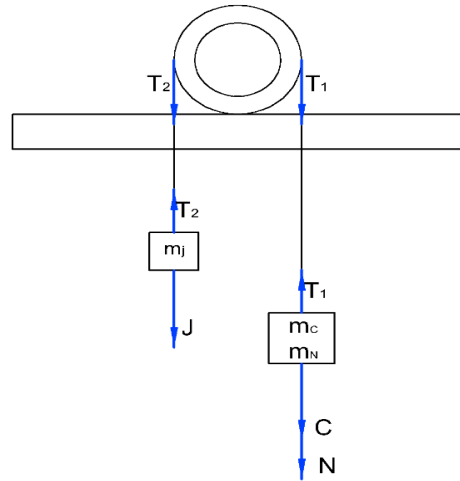


Fig.III.29 : Schéma statique d'un ascenseur

Avec :

- a : l'accélération.
- m : la masse.
- F : les forces.

$$T_1 - C - N = (m_c + m_n)a \dots \dots \dots (01)$$

$$J - T_2 = m_j a \dots \dots \dots (02)$$

$$T_1 = -T_2 = T$$

$$\text{De (02)} \rightarrow T = J - m_j a \dots \dots \dots (03)$$

Si on pose (03) dans (01) on a :

$$J - C - N = (m_c + m_n)a + m_j a \dots \dots \dots (04)$$

$$\text{De (04)} \rightarrow a = \frac{J-C-N}{(m_c+m_n+m_j)} = \frac{28.55-25.40-6.13}{(25.40+6.13+28.55)/10} = 0.52 \text{ m/s}^2$$

$$\text{De (04)} : T_2 = m_j a + J = \frac{28.55}{10} * 0.52 + 28.55 = 30.03 \text{ KN}$$

$$F_i = T_1 + T_2 = 60.06 \text{ KN}$$

III.4.3.2 Détermination de la force dynamique maximale qui excite la dalle(F_p) :

On néglige l'amortissement dû au travail et on suppose que le moteur est équilibré (pas d'excentricité) car l'amortissement représente beaucoup moins d'importance pour la réponse maximale que dans le cas de charge périodiques.

Puisque on ignore la fonction qui représente la charge impulsive, on va prendre un spectre qui nous donne la réponse maximale la plus défavorable (c'est le cas d'une impulsion rectangulaire) dont le facteur d'amplification dynamique $D=2$.

$$F_p = D \cdot (C + N) = 2(25,40 + 6,30) = 63,4 \text{ KN}$$

III.4.4 Les charges sollicitant la dalle machinerie

Poids de la Cabine et ces accessoires : $C = 25,40 \text{ KN}$

Surcharge nominal : $N = 6,30 \text{ KN}$

Poids du contre poids : $J = 28,55 \text{ KN}$

Poids de treuil : $G_2 = 2 \text{ KN}$

Poids propre de la dalle : $G_1 = 5 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation répartie : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Force d'inertie : $F_i = 60 \text{ [KN]}$

Force perturbatrice due à l'effet dynamique : $F_p = 63,4 \text{ KN}$

III.4.5 Combinaison des charges :

Charge répartie :

$$\text{ELU} \quad q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 1 = 8,25 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} \quad q_s = G + Q = 5 + 1 = 6 \text{ KN}$$

Charge Concentrée :

$$\begin{aligned} \text{ELU} \quad P_u &= 1,35G + 1,5Q \\ &= 1,35 \times (25,40 + 28,55 + 2 + 60 + 63,4) + 1,5 \times 6,30 \\ &= 251,57 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\text{ELS} \quad P_s = G + Q = (25,40 + 28,55 + 2 + 60 + 63,4) + 6,30 = 185,65 \text{ KN}$$

III.4.6 Calcul des sollicitations

III.4.6.1 Les Moments :

Sous charge localisé :

$$M_{0,x} = M_1 P$$

$$M_{0,y} = M_2 P$$

$$a = a_0 + h_0 + 2\xi h_1 = 0,8 + 0,2 = 1 \text{ m}$$

$$b = b_0 + h_0 + 2\xi h_1 = 0,8 + 0,2 = 1 \text{ m}$$

Avec :

$$h_0 = 0,2 \text{ m} \rightarrow \text{Eraisneur de la dalle}$$

$$h_1 = 0 \text{ m} \rightarrow \text{Epaisseur de revêtement}$$

$$\xi = 1 \text{ pour revêtement en béton}$$

$$\xi = 0,75 \text{ pour revêtement moins résistant}$$

M_1, M_2 De l'abaque de Pigeaud on fonction de

$$\frac{a}{l_x}; \frac{b}{l_y}; \alpha = \frac{l_x}{l_y} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,098 \\ M_2 = 0,098 \end{cases}$$

Sous charge uniformément répartie :

$$\hat{M}_{0,x} = \mu_x q l_x^2 \rightarrow \text{pour parallèle à } l_x$$

$$\hat{M}_{0,y} = \mu_y M_{0,x} \rightarrow \text{pour parallèle à } l_y$$

Avec :

$$\text{pour sollicitation à l'ELU et à l'ELS} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)} = 0,036 \\ \mu_y = \alpha^3 [1,9 - 0,9\alpha] = 1 \end{cases}$$

$$\text{pour déformations à l'ELS} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)} = 0,041 \\ \mu_y = \alpha^3 \left[1 + \frac{3}{2}(1 - \alpha)^2 \right] = 1 \end{cases}$$

Moment minimal à respecter :

Puisque $M_{t,x} = M_{t,y}$ donc la condition $M_{t,y} \geq M_{t,x}$ à est vérifiée à l'ELS et l'ELU.

Les moments dus aux charges concentrées et charges réparties :

	ELU	ELS Pour sollicitation	ELS Pour déformations
$\hat{M}_{0,x} [\text{KN/m}]$	1,43	1,04	1,19
$\hat{M}_{0,y} [\text{KN/m}]$	1,43	1,04	1,19
$M_{0,x} [\text{KN/m}]$	24,65	18,19	18,19
$M_{0,y} [\text{KN/m}]$	24,65	18,19	18,19
$M_a [\text{KN/m}]$	-7,82	-5,77	-5,81

M_t [KN/m]	22,16	16,34	16,47
--------------	-------	-------	-------

Tableau III-1 : Moments de la dalle de l'ascenseur

III.4.6.2 Les efforts tranchants :

$$\text{Sous charge localisé : quel que soit } \alpha \rightarrow \begin{cases} V_b = \frac{P}{2a + b} \\ V_a = \frac{P}{3b} \leq V_b \end{cases}$$

$$\text{Sous charge uniformément répartie: } \alpha \geq 0.4 \rightarrow \begin{cases} \dot{V}_x = q \frac{l_x}{21 + \frac{\alpha}{2}} \\ \dot{V}_y = q \frac{l_x}{3} \leq V_x \end{cases}$$

Les efforts tranchants dus aux charges concentrés et charges réparties :

	ELU	ELS
V_a [KN/m]	83,85	61,88
V_b [KN/m]	83,85	61,88
\dot{V}_x [KN/m]	6,05	4,4
\dot{V}_y [KN/m]	6,05	4,4
V_x [KN/m]	90	66,28
V_y [KN/m]	90	66,28

Tableau III-2: Efforts tranchant de la dalle de l'ascenseur

III.4.7 Calcul du ferrailage à l'ELU :

On a: b = 100cm ; d = 18cm

III.4.7.1 Ferrailage en travée (sens x-x et sens y-y) :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{t,u}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22.16}{1 * 0,18^2 * 14,2 * 10^3} = 0,048$$

Nécessité des armatures comprimées (\dot{A}_c) :

A partir de (Jean Perchat ; Jean Roux/Pratique du BAEL91)

$$\begin{cases} \gamma = \frac{M_{t,u}}{M_{t,ser}} = \frac{20.74}{15.3} = 1.35 \\ \theta = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} FeE400 \\ f_{c28} \leq 30MPa \end{cases} \Rightarrow 10^4 \mu_{lu} = 3440\theta\gamma + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 = 2922.2 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.28$$

$\mu_{bu} < \mu_{lim} \rightarrow \dot{A}_s = 0$ acier comprimé n'pas nécessaire

Calcul des armatures tendues (A_s) :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.048}) = 0.062$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 * 0.062) = 0.17 \text{ m} = 17.55 \text{ cm}$$

comme $\alpha = 0.062 < 0.259$: l'ELU est atteint en pivot A \rightarrow $\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$

La section d'acier tendue :

$$A_{s,u} = \frac{M_{t,u}}{Z_b \sigma_s} = \frac{22.16}{0.17 * 348 * 10^3} = 3.63 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.63 \text{ cm}^2$$

III.4.7.2 Ferrailage sur appuis (sens x-x et sens y-y) :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a,u}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.82}{1 * 0.18^2 * 14.2 * 10^3} = 0.017$$

Nécessité des armatures comprimées (\dot{A}_s) :

A partir de (*Jean Perchat ; Jean Roux/Pratique du BAEL91*)

$$\begin{cases} \gamma = \frac{M_{a,u}}{M_{a,ser}} = \frac{7.32}{5.4} = 1.35 \\ \theta = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{FeE400} \\ f_{c28} \leq 30 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow 10^4 \mu_{lu} = 34400\gamma + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 = 2922.2 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.28$$

$\mu_{bu} < \mu_{lim} \rightarrow \dot{A}_s = 0$ acier comprimé n'pas nécessaire

Calcul des armatures tendues (A_s) :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.017}) = 0.021$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 * 0.021) = 0.17 \text{ m} = 17.84 \text{ cm}$$

comme $\alpha = 0.03 < 0.259$: l'ELU est atteint en pivot A \rightarrow $\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$

La section d'acier tendue :

$$A_{s,u} = \frac{M_{a,u}}{Z_b \sigma_s} = \frac{7.82}{0.17 * 348 * 10^3} = 1.26 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.26 \text{ cm}^2$$

III.4.7.3 Le ferrailage minimal :

La section minimale selon (BAEL91/modifiées99/B.7.4), de conditions de non fragilité :

$$A_{sy,min} \geq \begin{cases} bh * 0.0012 & \text{ronds lisses (FeE215/FeE235)} \\ bh * 0.0008 \text{ FeE400} & \text{ou TS} > 6\text{mm} = bh * 0.0008 = 1.6\text{cm}^2 \\ bh * 0.0006 \text{ FeE500} & \text{ou TS} \leq 6\text{mm} \end{cases}$$

$$A_{sx,min} \geq \frac{3 - \alpha}{2} A_{sy,min} = 2.4\text{cm}^2$$

Donc :

$$\text{A la travée} \rightarrow A_s = \max[A_{sy,min}; A_{sx,min}; A_{s,u}] = \max[1.6; 2.4; 3.63] = 3.63\text{cm}^2$$

$$\text{Aux appuis} \rightarrow A_s = \max[A_{sy,min}; A_{sx,min}; A_{s,u}] = \max[1.6; 2.4; 1.26 + 3.63] = 1.26\text{cm}^2$$

III.4.7.4 Description des armatures :

A la travée $\rightarrow A_s = 3,63 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on adopte : 6T 10 avec : $A_s = 4,71 \text{ cm}^2$

Aux appuis $\rightarrow A_s = 1.26 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on adopte : 6T 8 avec : $A_s = 3.01 \text{ cm}^2$

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

(BAEL91/modifiées99/A.8.2.4.2)

Charge concentrée $\rightarrow S \leq \min\{2h, 25 \text{ cm}\} = \min\{30, 25\} = 25\text{cm} \Rightarrow S = 15\text{cm}$

Diamètre minimal :

Quand dans (BAEL91/modifiées99/A.7.2.1) Le diamètre des barres dans la table doit être :

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{20}{10} = 20 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.4.8 Vérifications à ELU :

Longueur de scellement droit :

Selon (BAEL91/modifiées99/A.6.1.2.1), la longueur de scellement est comme suite :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{0.8 * 400}{4 * 2.83} = 28.26 \approx 30\text{cm}$$

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{tj} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$

$\psi_s = 1.5$ pour les HA

On calcul suivant (*BAEL91/modifiées99/A.6.1.2.5.3*), un crochet normal dont la longueur d'ancrage : $\dot{l}_s = 0.4l_s = 0.4 * 30 = 12\text{cm}$

Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres :

Selon (*BAEL91/modifiées99/A.6.1.3*), La contrainte d'adhérence τ_{se} doit être inférieure à la valeur limite ultime τ_{seu} :

$$\tau_{seu} = \psi_s f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec : $\psi_s = 1.5$ pour les HA

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d * \sum U} = \frac{90 * 10^3}{0.9 * 180 * 188.5} = 2.94 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sum U = 6 * \pi \Phi = 6 * 3.14 * 1 = 18.85\text{cm} \rightarrow \text{somme des périmètres utiles des barres}$$

$$V_u = 90 \text{ KN} \rightarrow \text{Effort tranchant}$$

En finale : $\tau_{se} = 2.94 < \tau_{seu} = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Vérification à l'effort tranchant à ELU :

Suivant (*BAEL91/modifiées99/A.5.1.1*), on doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{90 * 10^{-3}}{1 * 0.18} = 0.5 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[\frac{0.2 * 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable)} \end{array} \right.$$

Donc : $\tau_u = 0.5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Nécessité d'armatures d'âme :

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{bd} = \frac{90 * 10^{-3}}{1 * 0.18} = 0.5 \text{ MPa} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

Armatures d'âme ne sont pas nécessaires.

Arrêt des armatures aux appuis :

$$l_1 = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} l_s = 30 \text{ cm} \\ \lambda \cdot l_x = 0.14 * 220 = 31 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow l_1 = 31 \text{ cm}$$

$$l_2 = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} l_s = 30 \text{ cm} \\ \frac{l_1}{2} = \frac{31}{2} = 15.5 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow l_1 = 30 \text{ cm}$$

Avec : $\lambda = 0.05 + 0.3 \frac{M_{G,x}}{M_{O,x}} = 0.05 + 0.3 \frac{7.32}{24.4} = 0.14$

Vérification au poinçonnement : (BAEL91/modifiées99/A.5.2.4.2)

La dalle de l'ascenseur risque au poinçonnement sous l'effet de la force concentré appliquée par l'un des appuis du moteur.

$$P_u = 251.57 \text{ KN} \leq 0.045 U_c h \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 592.5 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

- P_u : La charge de calcul vis – à – vis de l'état limite ultime.
- h : L'épaisseur totale de la dalle.
- $U_c = 2(a + b) = 3.95 \text{ m} \rightarrow$ Le périmètre du contour.

III.4.9 Vérification des contraintes à L'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{fissuration peu préjudiciable} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

III.4.9.1 En travée :

On a : $M_{t.ser} = 16.34 \frac{\text{KNm}}{\text{ml}}; A_s = 4.71 \text{ cm}^2; \dot{A}_s = 0 \text{ cm}^2$

$$y = \frac{15(A_s + \dot{A}_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + \dot{d} \cdot \dot{A}_s)}{7.5(A_s + \dot{A}_s)^2}} - 1 \right] = 0.044 \text{ m}$$

L'inertie de la section :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[A_s(d - y)^2 + \dot{A}_s(y - \dot{d})^2 \right] = 1.60 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

Par conséquent :

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{a,ser}}{I} y = 4.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{a,ser}}{I} (d - y) = 210 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

III.4.9.2 Aux appuis :

On a: $M_{a,ser} = -5.77 \frac{KNm}{ml}$; $A_s = 3.01 \text{ cm}^2$; $\dot{A}_s = 0 \text{ cm}^2$

$$y = \frac{15(A_s + \dot{A}_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + \dot{d} \cdot \dot{A}_s)}{7.5(A_s + \dot{A}_s)^2}} - 1 \right] = 0.036 \text{ m}$$

L'inertie de la section :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[A_s(d - y)^2 + \dot{A}_s(y - \dot{d})^2 \right] = 1.1 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

Par conséquent :

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{a,ser}}{I} y = 1.9 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} & \text{condition vérifiée} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{a,ser}}{I} (d - y) = 114.12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} & \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

III.4.9.3 Vérification de la flèche (ELS) :

Suivant (BAEL91/modifiées99/ B.6.5.1), il n'est pas indispensable de procéder à la vérification de la flèche si toutes les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} h \geq \text{Max} \left[\frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10 M_0} \right] \\ A_s \leq \frac{4.2bd}{f_e} \\ L \leq 8.00 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} h = 15 \text{ cm} \geq \text{Max} \left[\frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10 M_0} \right] = \text{Max} \left[\frac{2.2}{16}; \frac{16.47 * 2.2}{10 * 19.38} \right] = 18 \text{ cm} & \text{condition vérifiée} \\ A_s = 4.71 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2b_0 d}{f_e} = \frac{4.2 * 100 * 18}{400} = 18.9 \text{ cm}^2 & \text{condition vérifiée} \\ L = 2.2 \text{ m} \leq 8.00 \text{ m} & \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Puisque toutes les conditions sont vérifiées on n'a pas besoin de vérifier la flèche suivant les principes (BAEL91/ modifiées99/ B.6.5.2).

III.5 Calcul du plancher :

III.5.1 Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Nous avons adopté comme plancher pour notre bâtiment un plancher en corps creux qui a pour avantages :

- une bonne isolation phonique et thermique.
- plus léger que la dalle pleine, ce qui implique une diminution du poids total de la structure.

➤ **Dalle à corps creux :**

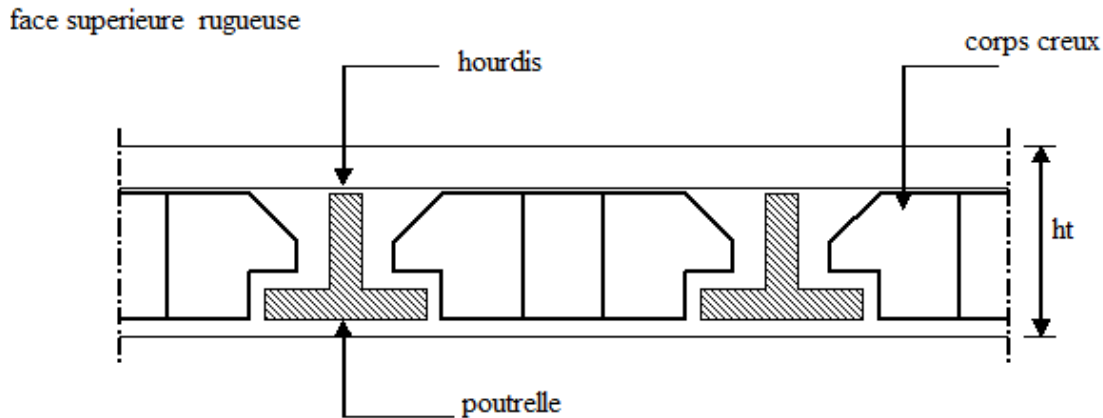


Fig. III. 30 : Plancher a corps creux

III.5.2 Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65 cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis.

- ✚ Hauteur du plancher : $h_t = 25 \text{ cm}$
- ✚ Epaisseur de la nervure : $h_0 =$
- ✚ Largeur de la nervure :

III.5.3 Etude du plancher à corps creux :

D'après le BAEL91 pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

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

✚ **Méthode forfaitaire**

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire ; cette méthode est applicable que seulement si les « 04 » conditions suivantes sont remplies :

- 1) $Q < 2G ; 5 \text{ kN/m}^2$
- 2) Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées.
- 3) Les rapports portés successives des travées sont dans un rapport entre 0,8 et 1,25
- 4) la fissuration est considérée comme non préjudiciable on peut pour les dalles évaluées les valeurs.

Dans notre cas la condition (3) non vérifiée donc il faut utiliser la méthode de CAQUOT MINORE.

La méthode de CAQUOT

Elle s'applique essentiellement aux planchers des constructions industrielles et également à des planchers à charge d'exploitation modérée.

➤ Principe de la méthode :

Cette méthode, due à « Albert Caquot », repose sur la méthode des trois moments, qu'elle simplifiée et corrigé pour tenir compte :

- De la variation du moment d'inertie efficace des sections transversales le long de la ligne moyenne, ce qui a pour effet de réduire les moments sur appuis et d'accroître les moments en travée.
- De l'amortissement des effets du chargement des travées successives, qui est plus important que l'amortissement prévu par la continuité théorique, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation.

➤ Applications de la méthode :

Soit l'appui « i » d'une poutre continue, entourer par les deux travées Ouest (w) et Est (e) de longueurs respectives L_w et L_e

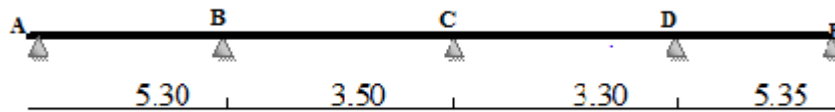
- ✓ La charge répartie uniforme q_w et q_e .
- ✓ Des charges concentrées P_w et P_e appliquées à des distances a_w et a_e de l'appui.
- ✓ Les longueurs réduites de chaque travée \dot{L} :

$\dot{L} = L$: Pour une travée de rive.

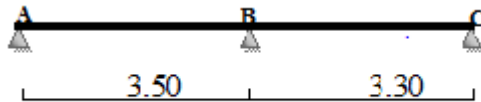
$\dot{L} = 0.8L$: Pour une travée intermédiaire.

III.5.4 Type de poutrelles :

Type 1 :



Type 2 :



III.5.5 Etude d'un plancher terrasse :

III.5.5.1 Evaluation des charges :

Le calcul fait pour une bande de 65 cm.

$$Q = 1 * 0.65 = 0.65 \text{ KN/m}$$

$$G = 7.09 * 0.65 = 4.61 \text{ KN/m}$$

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(4.61) + 1.5(0.65) = 7.20 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = G + Q = 4.61 + 0.65 = 5.26 \text{ KN/m}$

III.5.5.2 Calcul des sollicitations :

a) ELU :

Les travées ont tout le même moment d'inertie.

Moment sur appui :

$$L'_1 = 5.30 \text{ m (Travée de rive)}$$

$$L'_2 = 0.8 * 3.50 = 2.80 \text{ m (Travée intermédiaire)}$$

$$L'_3 = 0.8 * 3.30 = 2.64 \text{ m (Travée intermédiaire)}$$

$$L'_4 = 5.35 \text{ m (Travée de rive)}$$

$$q_w = q_e = q_u = 7.20 \text{ KN/m}$$

$$M_a = -\frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8.5(L'_w + L'_e)}$$

Appui A : $M_A = 0 \text{ KN.m}$

Appui B : $M_B = -\frac{7.20 * 5.30^3 + 7.20 * 2.80^3}{8.5(5.30 + 2.80)} = -17.86 \text{ KN.m}$

Appui C : $M_C = -\frac{7.20 \cdot 2.80^3 + 7.20 \cdot 2.64^3}{8.5(2.80 + 2.64)} = -6.28 \text{ KN.m}$

Appui D : $M_D = -\frac{7.20 \cdot 2.64^3 + 7.20 \cdot 5.35^3}{8.5(2.64 + 5.35)} = -18.18 \text{ KN.m}$

Appui E : $M_E = 0 \text{ KN.m}$

✚ L'effort tranchant et les moments en travée :

- L'effort tranchant :

$$T_W = \frac{(M_W - M_e)}{l} - \frac{ql}{2}$$

$$T_e = \frac{(M_W - M_e)}{l} + \frac{ql}{2}$$

Travée AB :

$$T_W = \frac{(0 - (-17.86))}{5.30} - \frac{7.20 * 5.30}{2} = -15.71 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{(0 - (-17.86))}{5.30} + \frac{7.20 * 5.30}{2} = 22.45 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_W = \frac{(-17.86 - (-6.28))}{3.50} - \frac{7.20 * 3.50}{2} = -15.91 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{(-17.86 - (-6.28))}{3.50} + \frac{7.20 * 3.50}{2} = 9.29 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_W = \frac{(-6.28 - (-18.18))}{3.30} - \frac{7.20 * 3.30}{2} = -8.27 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{(-6.28 - (-18.18))}{3.30} + \frac{7.20 * 3.30}{2} = 15.49 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_W = \frac{(-18.18 - 0)}{5.35} - \frac{7.20 * 5.35}{2} = -22.66 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{(-18.18 - 0)}{5.35} + \frac{7.20 * 5.35}{2} = 15.86 \text{ KN}$$

- Moment en travée :

$$M_t(x) = q \frac{x}{2}(l - x) + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l}$$

Avec : $x = -\frac{T_w}{q}$

Travée AB :

$$x = \frac{15.71}{7.20} = 2.18 \text{ m}$$

$$M_t = 7.20 \frac{2.18}{2} (5.30 - 2.18) + 0 \left(1 - \frac{2.18}{5.30}\right) + (-17.86) \frac{2.18}{5.30} = 17.14 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$x = \frac{15.91}{7.20} = 2.21 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_t &= 7.20 \frac{2.21}{2} (3.50 - 2.21) + (-17.86) \left(1 - \frac{2.21}{3.50}\right) + (-6.28) \frac{2.21}{3.50} \\ &= -0.28 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Travée CD :

$$x = \frac{8.27}{7.20} = 1.15 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_t &= 7.20 \frac{1.15}{2} (3.30 - 1.15) + (-6.28) \left(1 - \frac{1.15}{3.30}\right) + (-18.18) \frac{1.15}{3.30} \\ &= -1.53 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Travée DE :

$$x = \frac{22.66}{7.20} = 3.15 \text{ m}$$

$$M_t = 7.20 \frac{3.15}{2} (5.35 - 3.15) + (-18.18) \left(1 - \frac{3.15}{5.35}\right) + 0 * \frac{3.15}{5.35} = 17.47 \text{ KN.m}$$

b) ELS :

Les travées ont tout le même moment d'inertie.

✚ Moment sur appui :

$$L'_1 = 5.30 \text{ m (Travée de rive)}$$

$$L'_2 = 0.8 * 3.50 = 2.80 \text{ m (Travée intermédiaire)}$$

$$L'_3 = 0.8 * 3.30 = 2.64 \text{ m (Travée intermédiaire)}$$

$$L'_4 = 5.35 \text{ m (Travée de rive)}$$

$$q_w = q_e = q_s = 5.26 \text{ KN/m}$$

$$M_a = -\frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8.5(L'_w + L'_e)}$$

Appui A : $M_A = 0 \text{ KN.m}$

Appui B : $M_B = -\frac{5.26 \cdot 5.30^3 + 5.26 \cdot 2.80^3}{8.5(5.30 + 2.80)} = -13.05 \text{ KN.m}$

Appui C : $M_C = -\frac{5.26 \cdot 2.80^3 + 5.26 \cdot 2.64^3}{8.5(2.80 + 2.64)} = -4.59 \text{ KN.m}$

Appui D : $M_D = -\frac{5.26 \cdot 2.64^3 + 5.26 \cdot 5.35^3}{8.5(2.64 + 5.35)} = -13.28 \text{ KN.m}$

Appui E : $M_E = 0 \text{ KN.m}$

✚ L'effort tranchant et les moments en travée :

• **L'effort tranchant :**

$$T_w = \frac{(M_w - M_e)}{l} - \frac{ql}{2}$$

$$T_e = \frac{(M_w - M_e)}{l} + \frac{ql}{2}$$

Travée AB :

$$T_w = \frac{(0 - (-13.05))}{5.30} - \frac{5.26 \cdot 5.30}{2} = -11.48 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{(0 - (-13.05))}{5.30} + \frac{5.26 \cdot 5.30}{2} = 16.49 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_w = \frac{(-13.05 - (-4.59))}{3.50} - \frac{5.26 \cdot 3.50}{2} = -11.62 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{(-13.05 - (-4.59))}{3.50} + \frac{5.26 \cdot 3.50}{2} = 6.79 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_w = \frac{(-4.59 - (-13.28))}{3.30} - \frac{5.26 \cdot 3.30}{2} = -6.05 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{(-4.59 - (-13.28))}{3.30} + \frac{5.26 * 3.30}{2} = 11.31 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_W = \frac{(-13.28 - 0)}{5.35} - \frac{5.26 * 5.35}{2} = -16.55 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{(-13.28 - 0)}{5.35} + \frac{5.26 * 5.35}{2} = 11.59 \text{ KN}$$

- **Moment en travée :**

$$M_t(x) = q \frac{x}{2} (l - x) + M_W \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l}$$

Avec : $x = -\frac{T_W}{q}$

Travée AB :

$$x = \frac{11.48}{5.26} = 2.18 \text{ m}$$

$$M_t = 5.26 \frac{2.18}{2} (5.30 - 2.18) + 0 \left(1 - \frac{2.18}{5.30}\right) + (-13.05) \frac{2.18}{5.30} = 12.52 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$x = \frac{11.62}{5.26} = 2.21 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_t &= 5.26 \frac{2.21}{2} (3.50 - 2.21) + (-13.05) \left(1 - \frac{2.21}{3.50}\right) + (-4.59) \frac{2.21}{3.50} \\ &= -0.21 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Travée CD :

$$x = \frac{6.05}{5.26} = 1.15 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_t &= 5.26 \frac{1.15}{2} (3.30 - 1.15) + (-4.59) \left(1 - \frac{1.15}{3.30}\right) + (-13.28) \frac{1.15}{3.30} \\ &= -1.12 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Travée DE :

$$x = \frac{16.55}{5.26} = 3.15 \text{ m}$$

$$M_t = 5.26 \frac{3.15}{2} (5.35 - 3.15) + (-13.28) \left(1 - \frac{3.15}{5.35}\right) + 0 * \frac{3.15}{5.35} = 12.46 \text{ KN.m}$$

Travée	AB		BC	CD	DE
L (m)	5.30		3.50	3.30	5.35
L'(m)	5.30		2.80	2.64	5.35
T _w (KN)	-15.71		-15.91	-8.27	-22.66
T _e (KN)	22.45		9.29	15.49	15.86
x (m)	2.18		2.21	1.15	3.15
M _t (KN.m)	17.14		-0.28	-1.53	17.47
Appui	A	B	C	D	E
M _a (KN.m)	0	-17.86	-6.28	-18.18	0

Tableau III-3 : Moments fléchissant en travées et appuis à l'ELU

Travée	AB		BC	CD	DE
L (m)	5.30		3.50	3.30	5.35
L'(m)	5.30		2.80	2.64	5.35
T _w (KN)	-11.48		-11.62	-6.05	-16.55
T _e (KN)	16.49		6.79	11.31	11.59
x (m)	2.18		2.21	1.15	3.15
M _t (KN.m)	12.52		-0.21	-1.12	12.46
Appui	A	B	C	D	E
M _a (KN.m)	0	-13.05	-4.59	-13.28	0

Tableau III-4 : Moments fléchissant en travées et appuis à l'ELS

III.5.5.3 Calcul du ferrailage à l'ELU :

III.5.5.3.1 Les armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes : on a : $b_0 = 12 \text{ cm}$; $b = 60 \text{ cm}$; $b_1 = 24 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$;

$\hat{d} = 2 \text{ cm}$; $d = 23 \text{ cm}$ soumise aux sollicitations suivantes :

$M^a_u \text{ max(KN.m)}$	$M^t_u \text{ max(KN.m)}$	$M^a_{ser} \text{ max(KN.m)}$	$M^t_{ser} \text{ max(KN.m)}$	$T_w \text{ max(KN)}$	$T_e \text{ max(KN)}$
-18.18	17.47	-13.28	12.52	-22.66	22.45

Suivant (Jean- Pierre Mougin ; Béton armé : BAEL modifié99 et DTU associés) on commence par rechercher a quel cas correspond un problème donné, en considérant tout d'abord le cas lamiteux l'axe neutre restitué au raccord entre nervure et table :

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{5}{23} = 0.21$$

$$0.167 \leq \alpha_0 \leq 0.259 \Rightarrow \mu_0 = 1.14\alpha_0 - 0.57\alpha_0^2 - 0.07 = 0.144$$

Puisons calcule le moment capable de la table :

$$M_t = \mu_0 b d^2 f_{bc} = 0.144 * 0.6 * 0.23^2 * 14.20 * 10^3 = 64.90$$

$$M_{t,u} = 17.47 \text{ KN.m} < M_t = 64.90 \rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table}$$

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance. On conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table b

a) ferraillage en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{t,u}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{17.47}{0.6 * 0.23^2 * 14.2 * 10^3} = 0.039$$

Nécessité des armatures comprimées (As) :

A partir de (Jean Perchat- Jean Roux/pratique du BAEL91)

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_{t,u}}{M_{t,ser}} = \frac{17.47}{12.52} = 1.39 \\ \theta = 1 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} FeE400 \\ f_{c28} \leq 30 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow 10^4 \mu_{lu} = 3440 \theta \gamma + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050$$

$$= 2922.2 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.29$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lim} \rightarrow \dot{A}_S = 0 \text{ Acier comprimé n'est pas nécessaire}$$

Calcul des armatures tendues (As) :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.039}) = 0.050$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.23(1 - 0.4 * 0.050) = 0.2254 \text{ m} = 22.54 \text{ cm}$$

Comme $\alpha = 0.050 < 0.259$: L'ELU est attien en pivot A $\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = 10\% \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\% \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ Mpa} \end{array} \right.$

La section d'acier tendue :

$$A_{su} = \frac{M_{t.u}}{Z_b \sigma_s} = \frac{17.47}{0.22 * 348 * 10^3} = 2.28 * 10^{-4} m^2 = 2.28 cm^2$$

b) ferrailage sur appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a.u}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18.18}{0.6 * 0.23^2 * 14.2 * 10^3} = 0.040$$

Nécessité des armatures comprimées (As) :

A partir de (Jean Perchat- Jean Roux/pratique du BAEL91)

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_{a.u}}{M_{t.ser}} = \frac{18.18}{13.28} = 1.37 \\ \theta = 1 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} FeE400 \\ f_{c28} \leq 30Mpa \end{array} \right. \Rightarrow 10^4 \mu_{lu} = 3440\theta\gamma + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050$$

$$= 2887.8 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.29$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lim} \rightarrow \dot{A}_s = 0 \text{ Acier comprimé n'est pas nécessaire}$$

Calcul des armatures tendues (As) :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.040}) = 0.051$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.23(1 - 0.4 * 0.051) = 0.2253m = 22.53cm$$

Comme $\alpha = 0.051 < 0.259$: L'ELU est attien en pivot A $\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = 10\% \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\% \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348Mpa \end{array} \right.$

La section d'acier tendue :

$$A_{su} = \frac{M_{a.u}}{Z_b \sigma_s} = \frac{18.18}{0.22 * 348 * 10^3} = 2.37 * 10^{-4} m^2 = 2.37 cm^2$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a.u}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18.18}{0.6 * 0.23^2 * 14.2 * 10^3} = 0.040$$

c) Ferrailage minimale :

La section minimale provienne de (BAEL modifié99/A.4.2.1)et (BAEL modifié99/B.6.4), de

conditions de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq \max \left[\frac{b * h}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = \max \left[\frac{60 * 25}{1000}; 0.23 * 60 * 23 \frac{2.1}{400} \right] = 1.66 cm^2$$

Donc :

A la travée $\rightarrow A_s = \max[A_{s \text{ min}}; A_{s \text{ u}}] = \max[1.66; 2.28] = 2.28 \text{ cm}^2$

Aux appuis $\rightarrow A_s = \max[A_{s \text{ min}}; A_{s \text{ u}}] = \max[1.66; 2.37] = 2.37 \text{ cm}^2$

d) description des armatures :

A la travée $\rightarrow A_s = 2.28 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on adopte: 3T12 avec: $A_s = 3.393 \text{ cm}^2$

Aux appuis $\rightarrow A_s = 2.37 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on adopte: 3T12 avec: $A_s = 3.393 \text{ cm}^2$

III.5.5.3.2 Les armatures transversales :

Selon l'article (BAEL modifié99/A.7.2.2) :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right] \Rightarrow \phi_t \leq 7.14 \text{ mm, donc on prend } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

L'espacement des cours d'armatures transversales selon (RPA99/version2003/A.7.5.2.2) :

Zone nodale : $S_t \leq \min \left[\frac{h}{4}; 12\phi_l \right] = \min \left[\frac{25}{4}; 12 * 1.2 \right] = 6.25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$

$\phi_l = 1.2 \text{ cm} \rightarrow$ le plus petit des diametres des armatures longitudinales.

Hors zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2} = 12.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

III.5.6 Vérifications à l'ELU :

Vérification à l'effort tranchant à ELU :

Suivant (BAEL modifié99/A.5.1.1) on doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{22.66 * 10^{-3}}{0.12 * 0.23} = 0.82 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \min \left[\frac{0.2 * 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \text{(fissuration peu préjudiciable)}$$

Donc : $\tau_u = 0.82 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

III.5.7 Vérifications à l'ELS :

Le calcul se fait selon les règles de (C.B.A 93) et (BAEL91/modifiées99), la fissuration peu préjudiciable.

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Puisque l'axe neutre tombe dans la table de compression notre section se comporte comme une section rectangulaire de largeur b.

III.5.7.1 En travée :

On a: $M_{t \text{ ser}} = 12.52 \text{ KNm/ml}$; $A_s = 3.393 \text{ cm}^2$; $A_s' = 0 \text{ cm}^2$

La position de l'axe neutre :

$$by^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(dA_s - d'A_s') = 0 \quad / \quad A_s' = 0$$

$$y = \frac{15(A_s + \dot{A}_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d\dot{A}_s)}{7.5(A_s + \dot{A}_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15(3.393 * 10^{-4})}{1} \left[\sqrt{1 + \frac{0.6 * 0.23}{7.5 * 3.393 * 10^{-4}}} - 1 \right]$$

$$y = 0.055 \text{ m}$$

L'inertie de la section :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{0.6(0.055)^3}{3} + 15 * 3.393 * 10^{-4}(0.23 - 0.055)^2 = 1.89 \text{ m}^4$$

Par conséquent :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y = 3.64 \frac{\text{MPa}}{\text{mm}} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} & \text{condition vérifiée} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) = 227.99 \frac{\text{MPa}}{\text{mm}} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} & \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

III.5.7.2 Aux appuis :

On a: $M_a \text{ ser} = 13.28 \text{ KNm/ml}$; $A_s = 3.393 \text{ cm}^2$; $A_s' = 0 \text{ cm}^2$

La position de l'axe neutre :

$$by^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(dA_s - d'A_s') = 0 \quad / \quad A_s' = 0$$

$$y = \frac{15(A_s + \dot{A}_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d\dot{A}_s)}{7.5(A_s + \dot{A}_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15(3.393 * 10^{-4})}{1} \left[\sqrt{1 + \frac{0.6 * 0.23}{7.5 * 3.393 * 10^{-4}}} - 1 \right]$$

$$y = 0.055 \text{ m}$$

L'inertie de la section :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{0.6(0.055)^3}{3} + 15 * 3.393 * 10^{-4}(0.23 - 0.055)^2 = 1.89 \text{ m}^4$$

Par conséquent :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 3.86 \frac{\text{MPa}}{\text{mm}} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \text{condition vérifiée} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 241.83 \frac{\text{MPa}}{\text{mm}} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{MPa} \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

III.5.7.3 Vérification de la flèche (ELS) :

Suivant (BAEL91/modifiées99/B.6.5.1), il n'est pas indispensable de procéder à la vérification de la flèche si tous les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left[\frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10 M_0} \right] \\ A_s \leq \frac{4.2bd}{f_e} \\ L \leq 8.00 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 17 \text{ cm} \geq \max \left[\frac{5.35}{16}; \frac{15.59 * 5.35}{10 * 25.59} \right] = 33.44 \text{ cm} \quad \text{condition non vérifiée} \\ A_s = 3.393 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 * 60 * 23}{400} = 14.49 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée} \\ L = 5.35 \text{ m} \leq 8.00 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque une condition n'est pas vérifiée on doit vérifier la flèche suivant les principes (BAEL91/modifiées99/B.6.5.2), comme suite :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

Avec : $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5 \text{ cm}$ pour : L est plus ou égal 5m

$$\bar{f} = \frac{535}{1000} + 0.5 = 1.04 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie de la section non fissurée (I_0):

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + n \left[A_s \left(\frac{h}{2} - \dot{d} \right)^2 + \dot{A}_s \left(\frac{h}{2} - \dot{d} \right)^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{0.6 * 0.25^3}{12} + 15 \left[3.393 * 10^{-4} \left(\frac{0.25}{2} - 0.02 \right)^2 \right] = 8.37 * 10^{-4} m^4$$

Calcul du facteur(λ) :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3.393 * 10^{-4}}{0.6 * 0.23} = 0.002$$

$$\rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 * 2.1}{0.002 \left(2 + 3 * \frac{0.12}{0.6} \right)} = 20.19 \text{ MPa} \quad \text{Pour les déformations instantanées.}$$

$$\rightarrow \lambda_v = \frac{0.02 * f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{2\lambda_i}{5} = \frac{2 * 20.19}{5} = 8.08 \text{ MPa} \quad \text{Pour les déformations de longue durée.}$$

Calcul des moments :

Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_G) :

$$M_{t,G} = \frac{G * L^2}{8} = \frac{3.43 * 5.35^2}{8} = 12.27 \text{ KN.m}$$

Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j) :

$$M_{t,j} = \frac{J * L^2}{8} = \frac{2.04 * 5.35^2}{8} = 7.30 \text{ KN.m}$$

Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations (M_p) :

$$M_{t,p} = M_{t,ser} = 12.52 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre(y) et l'inertie de la section(I) :

$$y = \frac{15(A_s + \dot{A}_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + \dot{d}\dot{A}_s)}{7.5(A_s + \dot{A}_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 * 3.393 * 10^{-4}}{1} \left[\sqrt{1 + \frac{0.23 * 0.6}{7.5 * 3.393 * 10^{-4}}} - 1 \right] = 0.033 \text{ m}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[A_s(d-y)^2 + \dot{A}_s(y-d)^2 \right]$$

$$= \frac{0.6 * 0.033^3}{3} + 15[3.393 * 10^{-4}(0.23 - 0.033)^2] = 2.05 * 10^{-4} m^4$$

Calcul des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{sg} = \frac{15M_g}{I} (d-y) = \frac{15 * 12.27}{2.05 * 10^{-4}} (0.23 - 0.033) = 203.53 \text{ MPa} \\ \sigma_{sj} = \frac{15M_j}{I} (d-y) = \frac{15 * 7.30}{2.05 * 10^{-4}} (0.23 - 0.033) = 105.23 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = \frac{15M_p}{I} (d-y) = \frac{15 * 12.52}{2.05 * 10^{-4}} (0.23 - 0.033) = 180.61 \text{ MPa} \end{cases}$$

Calcul des paramètres (μ) :

$$\begin{cases} \mu_g = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.002 * 203.53 + 2.1} = 0.014 \\ \mu_j = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.002 * 105.23 + 2.1} = -0.24 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.002 * 180.61 + 2.1} = -0.036 \end{cases}$$

Calcul de l'inertie fissurée :

$$\begin{cases} I_{fgv} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g} = \frac{1.1 * 8.37 * 10^{-4}}{1 + 20.19 * 0.014} = 7.18 * 10^{-4} m^4 \\ I_{fgi} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = \frac{1.1 * 8.37 * 10^{-4}}{1 + 8.08 * 0.014} = 8.27 * 10^{-4} m^4 \\ I_{fji} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} = \frac{1.1 * 8.37 * 10^{-4}}{1 + 8.08 * (-0.24)} = -9.80 * 10^{-4} m^4 \\ I_{fpi} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} = \frac{1.1 * 8.37 * 10^{-4}}{1 + 8.08 * (-0.036)} = 12.29 * 10^{-4} m^4 \end{cases}$$

Calcul des flèches :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = \frac{M_{t,G} * l^2}{10 * E_v * I_{f_{gv}}} = \frac{12.27 * 5.35^2}{10 * 10818.87 * 7.18 * 10^{-1}} = 4.52 * 10^{-3}m \\ f_{gi} = \frac{M_{t,G} * l^2}{10 * E_i * I_{f_{gi}}} = \frac{12.27 * 5.35^2}{10 * 32164.20 * 8.27 * 10^{-1}} = 1.32 * 10^{-3}m \\ f_{ji} = \frac{M_{t,j} * l^2}{10 * E_i * I_{f_{ji}}} = \frac{7.30 * 5.35^2}{10 * 32164.20 * (-9.80) * 10^{-1}} = -0.66 * 10^{-3}m \\ f_{pi} = \frac{M_{t,p} * l^2}{10 * E_i * I_{f_{pi}}} = \frac{12.52 * 5.35^2}{10 * 32164.20 * 12.29 * 10^{-1}} = 0.91 * 10^{-3}m \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

$$\Delta f = (4.52 * 10^{-3} - (-0.66 * 10^{-3})) + (0.91 * 10^{-3} - 1.32 * 10^{-3}) \leq \bar{f} = 1.04$$

$$\Delta f = 4.77 * 10^{-3}m \approx 0.50 \text{ cm} \leq \bar{f} = 1.04 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.5.7.4 Ferrailage de la dalle de compression :

Suivant (BAEL91/modifiées99/B.6.8.4.2.3), la dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 30 cm : pour les armatures parallèle aux nervures.

La section des armatures perpendiculaires aux nervures(As) :

$$\text{si } l \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_s \geq \frac{200}{f_e} [cm^2] f_e \text{ en Mpa}$$

$$\text{si } 50\text{cm} < l \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_s \geq \frac{4 l}{f_e} [cm^2] \quad f_e \text{ en Mpa}$$

l : Longueur entre l'axe des poutrelles (cm).

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à ($A_s/2$),

Dans notre cas : $f_e = 400 \text{ Mpa}; l = 60\text{cm}$

Pour la section des armatures perpendiculaires aux nervures (A_s) :

$$50\text{cm} < l \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_s \geq \frac{4 * 60}{400} = 0.6 [cm^2]$$

Pour la section des armatures parallèle aux nervures (A'_s) :

$$A'_s \geq \frac{A_s}{2} = 0.3 \frac{A_s}{2}$$

Diamètre minimale :

Quand dans (BAEL91/modifiées99/A.7.2.1.), le diamètre des barres dans la table doit être :

$$\emptyset \leq \frac{h_0}{10} = \frac{5}{10} = 0.5 \text{ cm}$$

III.5.8 Etude des dalles pleine :

Les planches du S-Sol de notre ouvrage sont en dalles pleines d'épaisseur ($h = 15 \text{ cm}$) toutes les dalles sont égales de forme rectangulaire ($l_x = 5.00 \text{ m}$; $l_y = 5.35 \text{ m}$) supportant une charge uniformément répartie q

Le calcul sera conduit selon l'hypothèse suivante :

- La dalle est à l'abri des intempéries, donc la fissuration est peu préjudiciable avec un enrobage $\hat{d} = 2 \text{ cm}$.
- La dalle sera calculée comme une poutre de largeur unitaire ($b=1 \text{ m}$) soumise à la flexion simple.
- Toutes les dalles pleines sont considérées appuyées sur les quatre cotés.

III.5.8.1 Méthode de calcul :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5}{5.35} = 0.93 \rightarrow 0.4 \leq \alpha \leq 1$$

Dalles porte sur les deux sens

$$M_{0,x} = \mu_x q l_x^2 \rightarrow \text{bande parallèle à } l_x$$

$$M_{0,y} = \mu_y q l_y^2 \rightarrow \text{bande parallèle à } l_y$$

Avec :

$$\text{pour sollicitation à l'ELU et à l'ELS} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1 + 2.4\alpha^3)} = 0.043 \\ \mu_y = \alpha^3 [1.9 - 0.9\alpha] = 0.85 \end{cases}$$

$$\text{pour déformations à l'ELS} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1+2\alpha^3)} = 0.048 \\ \mu_y = \alpha^3 \left[1 + \frac{3}{2}(1-\alpha)^2 \right] = 0.89 \end{cases}$$

III.5.8.1.1 Les moments dus aux charges réparties :

✚ ELU :

$$M_{0,x} = \mu_x q l_x^2 \text{ Avec : } \mu_x = 0.043$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(5.15) + 1.5(2.5) = 10.70 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0,x} = 0.043 * 10.70 * 5^2 = 11.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{0,y} = \mu_y M_{0,x} \text{ Avec : } \mu_y = 0.85$$

$$M_{0,y} = 0.85 * 11.50 = 9.78 \text{ KN.m}$$

✚ ELS :

$$M_{0,x} = \mu_x q l_x^2 \text{ Avec : } \mu_x = 0.048$$

$$q_{ser} = G + Q = 5.15 + 2.5 = 7.65 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0,x} = 0.048 * 7.65 * 5^2 = 9.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{0,y} = \mu_y M_{0,x} \text{ Avec : } \mu_y = 0.89$$

$$M_{0,y} = 0.89 * 9.18 = 8.17 \text{ KN.m}$$

III.5.8.1.2 Le moment total appliqué sur la dalle :

✚ Pour $M_{0,x}$:

➤ ELU :

$$M_t = 0.8M_{0,x} = 0.8 * 11.50 = 9.20 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3M_{0,x} = 0.3 * 11.50 = 3.45 \text{ KN.m}$$

Condition de (BAEL91/modifiées99) :

$$M_d = 0.5M_{0,x} = 0.5 * 11.50 = 5.75 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0.3M_{0,x} = 0.3 * 11.50 = 3.45 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 13.80 \text{ KN.m} < 1.25M_{0,x}$$

$$= 14.75 \text{ KN.m} \text{ condition non vérifiée}$$

$$M_t = 0.85M_{0,x} = 0.85 * 11.50 = 9.78 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 14.38 \text{ KN.m} = 1.25M_{0,x}$$

$$= 14.75 \text{ KN.m} \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$M_t = 0.9M_{0,x} = 0.9 * 11.50 = 10.35 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 14.95 \text{ KN.m} > 1.25M_{0,x} = 14.75 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **ELS :**

$$M_t = 0.8M_{0,x} = 0.8 * 9.18 = 7.34 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3M_{0,x} = 0.3 * 9.18 = 2.75 \text{ KN.m}$$

Condition de (BAEL91/modifiées99) :

$$M_d = 0.5M_{0,x} = 0.5 * 9.18 = 4.59 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0.3M_{0,x} = 0.3 * 9.18 = 2.75 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 11.01 \text{ KN.m} < 1.25M_{0,x} = 11.475 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$M_t = 0.85M_{0,x} = 0.85 * 9.18 = 7.80 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 11.47 \text{ KN.m} \approx 1.25M_{0,x} = 11.475 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$M_t = 0.9M_{0,x} = 0.9 * 9.18 = 8.26 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 11.93 \text{ KN.m} > 1.25M_{0,x}$$

$$= 11.475 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

✚ **Pour $M_{0,y}$:**

➤ **ELU :**

$$M_t = 0.8M_{0,y} = 0.8 * 9.78 = 7.82 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3M_{0,y} = 0.3 * 9.78 = 2.93 \text{ KN.m}$$

Condition de (BAEL91/modifiées99) :

$$M_d = 0.5M_{0,y} = 0.5 * 9.78 = 4.89 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0.3M_{0,y} = 0.3 * 9.78 = 2.93 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 11.73 \text{ KN.m} < 1.25M_{0,y} = 12.225 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$M_t = 0.85M_{0,y} = 0.85 * 9.78 = 8.31 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 12.22 \text{ KN.m} \approx 1.25M_{0,y} = 12.225 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$M_t = 0.9M_{0,y} = 0.9 * 9.78 = 8.80 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 12.71 \text{ KN.m} > 1.25M_{0,y} = 12.23 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **ELS :**

$$M_t = 0.8M_{0,y} = 0.8 * 8.17 = 6.54 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3M_{0,y} = 0.3 * 8.17 = 2.45 \text{ KN.m}$$

Condition de (BAEL91/modifiées99) :

$$M_d = 0.5M_{0,y} = 0.5 * 8.17 = 4.09 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0.3M_{0,y} = 0.3 * 8.17 = 2.45 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 9.81 \text{ KN.m} < 1.25M_{0,y} = 10.21 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$M_t = 0.85M_{0,y} = 0.85 * 8.17 = 6.94 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 10.21 \text{ KN.m} = 1.25M_{0,y} = 10.21 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$M_t = 0.9M_{0,y} = 0.9 * 8.17 = 7.35 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 10.62 \text{ KN.m} > 1.25M_{0,y} = 10.21 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.5.8.1.3 L'effort tranchant :

$$\alpha \geq 0.4 \begin{cases} V_x = q \frac{l_x}{2} \frac{1}{\left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} \\ V_y = q \frac{l_y}{3} \end{cases}$$

$$\text{à l'ELU} \rightarrow \begin{cases} V_{u.x} = q_u \frac{l_x}{2} \frac{1}{\left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} = 10.70 \frac{5}{2} \frac{1}{\left(1 + \frac{0.93}{2}\right)} = 18.26 \text{ KN} \\ V_{u.y} = q_u \frac{l_y}{3} = 10.70 \frac{5.35}{3} = 19.08 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{à l'ELU} \rightarrow \begin{cases} V_{ser.x} = q_{ser} \frac{l_x}{2} \frac{1}{\left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} = 7.65 \frac{5}{2} \frac{1}{\left(1 + \frac{0.93}{2}\right)} = 13.05 \text{ KN} \\ V_{ser.y} = q_{ser} \frac{l_y}{3} = 7.65 \frac{5.35}{3} = 13.64 \text{ KN} \end{cases}$$

III.5.8.2 Calcul de ferrailage à l'ELU :

Suivant X :

a) **Ferrailage en travée :**

$$M_t = 9.20 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 3.45 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{t.u}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.20}{1 * 0.13^2 * 14.2 * 10^3} = 0.038$$

Nécessité des armatures comprimées (As) :

A partir de (Jean Perchat- Jean Roux/pratique du BAEL91)

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_{t.u}}{M_{t.ser}} = \frac{9.20}{7.34} = 1.25 \\ \theta = 1 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} FeE400 \\ f_{c28} \leq 30Mpa \end{array} \right. \Rightarrow 10^4 \mu_{lu} = 3440\theta\gamma + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050$$

$$= 2475 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.25$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lim} \rightarrow \dot{A}_S = 0 \text{ Acier comprimé n'est pas nécessaire}$$

Calcul des armatures tendues (As) :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.038}) = 0.048$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.13(1 - 0.4 * 0.048) = 0.1275m = 0.13m$$

Comme $\alpha = 0.048 < 0.259$: L'ELU est attien en pivot A $\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_S = 10\% \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\% \\ \sigma_S = \sigma_{su} = 348Mpa \end{array} \right.$

La section d'acier tendue :

$$A_{su} = \frac{M_{t.u}}{Z_b \sigma_S} = \frac{9.20}{0.13 * 348 * 10^3} = 2.03 * 10^{-4} m^2 = 2.03 cm^2$$

b) ferrailage sur appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a.u}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.45}{1 * 0.15^2 * 14.2 * 10^3} = 0.011$$

Nécessité des armatures comprimées (As) :

A partir de (Jean Perchat- Jean Roux/pratique du BAEL91)

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_{a.u}}{M_{a.ser}} = \frac{3.45}{2.75} = 1.25 \\ \theta = 1 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} FeE400 \\ f_{c28} \leq 30Mpa \end{array} \right. \Rightarrow 10^4 \mu_{lu} = 3440\theta\gamma + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050$$

$$= 2475 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.25$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lim} \rightarrow \dot{A}_S = 0 \text{ Acier comprimé n'est pas nécessaire}$$

Calcul des armatures tendues (As) :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.011}) = 0.014$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.13(1 - 0.4 * 0.014) = 0.1293m = 0.13m$$

Comme $\alpha = 0.014 < 0.259$: L'ELU est attien en pivot A $\rightarrow \begin{cases} \varepsilon_s = 10\% \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\% \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348Mpa \end{cases}$

La section d'acier tendue :

$$A_{su} = \frac{M_{a.u}}{Z_b \sigma_s} = \frac{3.45}{0.13 * 348 * 10^3} = 0.76 * 10^{-4} m^2 = 0.76 cm^2$$

c) Ferrailage minimale :

La section minimale provienne de (BAEL modifié99/A.4.2.1)et (BAEL modifié99/B.6.4), de conditions de non fragilité :

$$A_{s min} \geq \max \left[\frac{b * h}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = \max \left[\frac{1 * 15}{1000}; 0.23 * 100 * 13 \frac{2.1}{400} \right] = 1.57 cm^2$$

Donc :

A la travée $\rightarrow A_s = \max[A_{s min}; A_{su}] = \max[1.57; 2.03] = 2.03 cm^2$

Aux appuis $\rightarrow A_s = \max[A_{s min}; A_{su}] = \max[1.57; 0.76] = 1.57 cm^2$

d) description des armatures :

A la travée $\rightarrow A_s = 2.03 cm^2 \rightarrow$ on adopte: 5T8 avec: $A_s = 2.515 cm^2$

Aux appuis $\rightarrow A_s = 1.57 cm^2 \rightarrow$ on adopte: 4T8 avec: $A_s = 2.012 cm^2$

Suivant Y :

a) Ferrailage en travée :

$$M_t = 7.82 KN.m$$

$$M_a = 2.93 KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{t.u}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.82}{1 * 0.13^2 * 14.2 * 10^3} = 0.033$$

Nécessité des armatures comprimées (As) :

A partir de (Jean Perchat- Jean Roux/pratique du BAEL91)

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_{t.u}}{M_{t.ser}} = \frac{7.82}{6.54} = 1.20 \\ \theta = 1 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} FeE400 \\ f_{c28} \leq 30Mpa \end{array} \right. \Rightarrow 10^4 \mu_{lu} = 3440\theta\gamma + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050$$

$$= 303 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.03$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lim} \rightarrow \dot{A}_S = 0 \text{ Acier comprimé n'est pas nécessaire}$$

Calcul des armatures tendues (As) :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.033}) = 0.042$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.13(1 - 0.4 * 0.042) = 0.1278m = 0.13m$$

Comme $\alpha = 0.042 < 0.259$: L'ELU est attien en pivot A $\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_S = 10\% \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\% \\ \sigma_S = \sigma_{su} = 348Mpa \end{array} \right.$

La section d'acier tendue :

$$A_{\square u} = \frac{M_{t.u}}{Z_b \sigma_S} = \frac{7.82}{0.13 * 348 * 10^3} = 1.73 * 10^{-4} m^2 = 1.73 cm^2$$

b) ferraillage sur appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a.u}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.93}{1 * 0.15^2 * 14.2 * 10^3} = 0.001$$

Nécessité des armatures comprimées (As) :

A partir de (Jean Perchat- Jean Roux/pratique du BAEL91)

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_{a.u}}{M_{a.ser}} = \frac{2.93}{2.45} = 1.20 \\ \theta = 1 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} FeE400 \\ f_{c28} \leq 30Mpa \end{array} \right. \Rightarrow 10^4 \mu_{lu} = 3440\theta\gamma + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050$$

$$= 303 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.03$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lim} \rightarrow \dot{A}_S = 0 \text{ Acier comprimé n'est pas nécessaire}$$

Calcul des armatures tendues (As) :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.001}) = 0.001$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.13(1 - 0.4 * 0.001) = 0.1293m = 0.13m$$

Comme $\alpha = 0.001 < 0.259$: L'ELU est attien en pivot A $\rightarrow \begin{cases} \varepsilon_s = 10\% \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\% \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348\text{Mpa} \end{cases}$

La section d'acier tendue :

$$A_{su} = \frac{M_{a.u}}{Z_b \sigma_s} = \frac{2.93}{0.13 * 348 * 10^3} = 0.65 * 10^{-4} m^2 = 0.65 \text{ cm}^2$$

c) Ferraillage minimale :

La section minimale provienne de (BAEL modifié99/A.4.2.1)et (BAEL modifié99/B.6.4), de conditions de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq \max \left[\frac{b * h}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = \max \left[\frac{1 * 15}{1000}; 0.23 * 100 * 13 \frac{2.1}{400} \right] = 1.57 \text{ cm}^2$$

Donc :

A la travée $\rightarrow A_s = \max[A_{s \min}; A_{su}] = \max[1.57; 1.73] = 1.73 \text{ cm}^2$

Aux appuis $\rightarrow A_s = \max[A_{s \min}; A_{su}] = \max[1.57; 0.65] = 1.57 \text{ cm}^2$

d) description des armatures :

A la travée $\rightarrow A_s = 1.73 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on adopte: 4T8 avec: $A_s = 2.012 \text{ cm}^2$

Aux appuis $\rightarrow A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on adopte: 4T8 avec: $A_s = 2.012 \text{ cm}^2$

III.5.8.3 Vérification à l'ELU :

Suivant X :

Diamètre minimale :

Quand dans (BAEL91/modifiées99/A.7.2.1) le diamètre des barres dans la table doit être :

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

Longueur de scellement droit :

Selon (BAEL91/modifiées99/A.6.1.2.1), la longueur de scellement est comme suit :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{0.8 * 400}{4 * 2.83} = 28.27 \text{ cm}$$

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{tj} = 0.6 * (1.5)^2 * 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$

On calcul suivant (BAEL91/modifiées99/A.6.1.2.5.3), un crochet normal dont la longueur d'ancrage :

$$\dot{l}_s = 0.4l_s = 0.4 * 28.27 = 11.31 \text{ cm} \approx 12 \text{ cm}$$

Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres :

Selon (BAEL91/modifiées99/A.6.1.3), la contrainte d'adhérence τ_{su} doit être inférieur à la valeur limite ultime τ_{seu} :

$$\tau_{seu} = \psi_s f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec : $\psi_s = 1.5$ pour les HA

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d * \sum U} = \frac{18.26 * 10^3}{0.9 * 135 * 100.84} = 1.49 \text{ MPa}$$

Avec : $\sum U = 4 * \pi * \phi = 4 * 3.14 * 0.8 = 10.048 \text{ cm} \rightarrow$
somme des périmètres utiles des barres.

$$V_u = 18.26 \text{ KN} \rightarrow \text{effort tranchant}$$

En final : $\tau_{se} = 1.49 < \tau_{seu} = 3.15 \text{ [MPa]}$ condition vérifiée

Vérification à l'effort tranchant à ELU :

Suivant (BAEL91/modifiées99/A.5.1.1), on doit vérifier la condition suivant :

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{18.26 * 10^{-3}}{1 * 0.135} = 0.135 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[\frac{0.2 * 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable)} \end{array} \right.$$

Donc :

$$\tau_u = 0.135 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ [MPa]} \quad \text{condition vérifiée}$$

Nécessité d'armatures d'âme :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{bd} = \frac{18.26 * 10^{-3}}{1 * 0.135} = 0.135 \text{ MPa} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

Armatures d'âme ne sont pas nécessaires.

Arrêt des armatures aux appuis :

$$l_1 = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} l_s = 28.27 \text{ cm} \\ \lambda \cdot l_x = 0.14 * 5 = 70 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow l_1 = 70 \text{ cm}$$

$$l_2 = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} l_s = 28.27 \text{ cm} \\ \frac{l_1}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow l_2 = 35 \text{ cm}$$

Avec : $\lambda = 0.05 + 0.3 \frac{M_{a,x}}{M_{0,x}} = 0.05 + 0.3 \frac{3.45}{11.50} = 0.14$

Suivant Y :

Diamètre minimale :

Quand dans (BAEL91/modifiées99/A.7.2.1) le diamètre des barres dans la table doit être :

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

Longueur de scellement droit :

Selon (BAEL91/modifiées99/A.6.1.2.1), la longueur de scellement est comme suit :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{0.8 * 400}{4 * 2.83} = 28.27 \text{ cm}$$

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{tj} = 0.6 * (1.5)^2 * 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$

On calcul suivant (BAEL91/modifiées99/A.6.1.2.5.3), un crochet normal dont la longueur d'ancrage :

$$\dot{l}_s = 0.4 l_s = 0.4 * 28.27 = 11.31 \text{ cm} \approx 12 \text{ cm}$$

Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres :

Selon (BAEL91/modifiées99/A.6.1.3), la contrainte d'adhérence τ_{su} doit être inférieur à la valeur limite ultime τ_{seu} :

$$\tau_{seu} = \psi_s f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec : $\psi_s = 1.5$ pour les HA

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d * \sum U} = \frac{19.08 * 10^3}{0.9 * 135 * 100.84} = 1.56 \text{ MPa}$$

Avec : $\sum U = 5 * \pi * \varnothing = 4 * 3.14 * 0.8 = 10.048 \text{ cm} \rightarrow$

somme des périmètres utiles des barres.

$$V_u = 19.08 \text{ KN} \rightarrow \text{effort tranchant}$$

En final : $\tau_{se} = 1.56 < \tau_{seu} = 3.15 \text{ [MPa]}$ condition vérifiée

Vérification à l'effort tranchant à ELU :

Suivant (BAEL91/modifiées99/A.5.1.1), on doit vérifier la condition suivant :

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{19.08 * 10^{-3}}{1 * 0.135} = 0.141 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[\frac{0.2 * 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable)} \end{array} \right.$$

Donc :

$$\tau_u = 0.141 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ [MPa]} \quad \text{condition vérifiée}$$

Nécessité d'armatures d'âme :

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{bd} = \frac{19.08 * 10^{-3}}{1 * 0.135} = 0.141 \text{ MPa} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

Armatures d'âme ne sont pas nécessaires.

Arrêt des armatures aux appuis :

$$l_1 = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} l_s = 28.27 \text{ cm} \\ \lambda \cdot l_x = 0.14 * 5 = 70 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow l_1 = 70 \text{ cm}$$

$$l_2 = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} l_s = 28.27 \text{ cm} \\ \frac{l_1}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow l_2 = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } \lambda = 0.05 + 0.3 \frac{M_{a,x}}{M_{O,x}} = 0.05 + 0.3 \frac{3.45}{11.50} = 0.14$$

III.5.9 Vérifications à l'ELS :

Suivant X :

Le calcul se fait selon les règles de (C.B.A 93) et (BAEL91/modifiées99), la fissuration peu préjudiciable.

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Puisque l'axe neutre tombe dans la table de compression notre section se comporte comme une section rectangulaire de largeur b.

III.5.9.1 En travée :

On a: $M_{t\ ser} = 7.34 \text{ KNm/ml}$; $A_s = 2.515 \text{ cm}^2$; $A_s' = 0 \text{ cm}^2$

La position de l'axe neutre :

$$by^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(dA_s - d'A_s') = 0 \quad / \quad A_s' = 0$$

$$y = \frac{15(A_s + \dot{A}_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d\dot{A}_s)}{7.5(A_s + \dot{A}_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15(2.515 * 10^{-4})}{1} \left[\sqrt{1 + \frac{1 * 0.135}{7.5 * 2.515 * 10^{-4}}} - 1 \right]$$

$$y = 0.028 \text{ m}$$

L'inertie de la section :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{1(0.028)^3}{3} + 15 * 2.515 * 10^{-4}(0.135 - 0.028)^2 = 0.51 \text{ m}^4$$

Par conséquent :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 4.03 \frac{\text{MPa}}{\text{mm}} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} & \text{condition vérifiée} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 230.99 \frac{\text{MPa}}{\text{mm}} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} & \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

III.5.9.2 Aux appuis :

On a: $M_{a\ ser} = 2.45 \text{ KNm/ml}$; $A_s = 2.012 \text{ cm}^2$; $A_s' = 0 \text{ cm}^2$

La position de l'axe neutre :

$$by^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(dA_s - d'A_s') = 0 \quad / \quad A_s' = 0$$

$$y = \frac{15(A_s + \dot{A}_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d\dot{A}_s)}{7.5(A_s + \dot{A}_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15(2.012 * 10^{-4})}{1} \left[\sqrt{1 + \frac{1 * 0.135}{7.5 * 2.012 * 10^{-4}}} - 1 \right]$$

$$y = 0.026 \text{ m}$$

L'inertie de la section :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{1(0.026)^3}{3} + 15 * 2.012 * 10^{-4}(0.135 - 0.026)^2 = 0.42 \text{ m}^4$$

Par conséquent :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 1.52 \frac{\text{MPa}}{\text{mm}} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \text{condition vérifiée} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 95.38 \frac{\text{MPa}}{\text{mm}} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{MPa} \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

III.5.9.3 Vérification de la flèche (ELS) :

Suivant (BAEL91/modifiées99/B.6.5.1), il n'est pas indispensable de procéder à la vérification de la flèche si tous les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left[\frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10M_0} \right] \\ A_s \leq \frac{4.2bd}{f_e} \\ L \leq 8.00 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 17 \text{ cm} \geq \max \left[\frac{5}{16}; \frac{7.34 * 5}{10 * 9.18} \right] = 39.98 \text{ cm} \quad \text{condition non vérifiée} \\ A_s = 2.515 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 * 100 * 13.5}{400} = 14.18 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée} \\ L = 5 \text{ m} \leq 8.00 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque une condition n'est pas vérifiée on doit vérifier la flèche suivant les principes (BAEL91/modifiées99/B.6.5.2), comme suite :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

Avec : $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5 \text{ cm}$ pour : L est plus ou égal 5m

$$\bar{f} = \frac{5}{1000} + 0.5 = 1 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie de la section non fissurée (I_0):

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + n \left[A_s \left(\frac{h}{2} - \bar{d} \right)^2 + \hat{A}_s \left(\frac{h}{2} - \bar{d} \right)^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{1 * 0.15^3}{12} + 15 \left[2.515 * 10^{-4} \left(\frac{0.15}{2} - 0.02 \right)^2 \right] = 2.93 * 10^{-4} m^4$$

Calcul du facteur(λ) :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2.515 * 10^{-4}}{1 * 0.135} = 0.002$$

$$\rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 * 2.1}{0.002 (2 + 3 * 1)} = 10.5 \text{ MPa} \quad \text{Pour les déformations instantanées.}$$

$$\rightarrow \lambda_v = \frac{0.02 * f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{2\lambda_i}{5} = \frac{2 * 10.5}{5} = 4.2 \text{ MPa} \quad \text{Pour les déformations de longue durée.}$$

Calcul des moments :

Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_G) :

$$M_{t,G} = \frac{G * L^2}{8} = \frac{5.15 * 5^2}{8} = 16.09 \text{ KN.m}$$

Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j) :

$$M_{t,j} = \frac{J * L^2}{8} = \frac{3.75 * 5^2}{8} = 11.72 \text{ KN.m}$$

Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations (M_p) :

$$M_{t,p} = M_{t,ser} = 7.34 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre(y) et l'inertie de la section(I) :

$$y = \frac{15(A_s + \hat{A}_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + \hat{d}\hat{A}_s)}{7.5(A_s + \hat{A}_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 * 2.515 * 10^{-4}}{1} \left[\sqrt{1 + \frac{1 * 0.135}{7.5 * 2.515 * 10^{-4}}} - 1 \right] = 0.028 \text{ m}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[A_s(d - y)^2 + \dot{A}_s(y - \dot{d})^2 \right]$$

$$= \frac{1 * 0.028^3}{3} + 15 [2.515 * 10^{-4} (0.135 - 0.028)^2] = 0.51 * 10^{-4} m^4$$

Calcul des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{sg} = \frac{15M_g}{I} (d - y) = \frac{15 * 16.09}{0.51 * 10^{-4}} (0.135 - 0.028) = 506.36 \text{ MPa} \\ \sigma_{sj} = \frac{15M_j}{I} (d - y) = \frac{15 * 11.72}{0.51 * 10^{-4}} (0.135 - 0.028) = 368.84 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = \frac{15M_p}{I} (d - y) = \frac{15 * 7.34}{0.51 * 10^{-4}} (0.135 - 0.028) = 230.99 \text{ MPa} \end{cases}$$

Calcul des paramètres (μ) :

$$\begin{cases} \mu_g = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.002 * 506.36 + 2.1} = 0.40 \\ \mu_j = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.002 * 368.84 + 2.1} = 0.27 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.002 * 230.99 + 2.1} = 0.07 \end{cases}$$

Calcul de l'inertie fissurée :

$$\begin{cases} I_{fgv} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g} = \frac{1.1 * 2.93 * 10^{-4}}{1 + 4.2 * 0.40} = 1.20 * 10^{-4} m^4 \\ I_{fgi} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = \frac{1.1 * 2.93 * 10^{-4}}{1 + 10.5 * 0.40} = 0.62 * 10^{-4} m^4 \\ I_{fji} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} = \frac{1.1 * 2.93 * 10^{-4}}{1 + 10.5 * 0.27} = 0.84 * 10^{-4} m^4 \\ I_{fpi} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} = \frac{1.1 * 2.93 * 10^{-4}}{1 + 10.5 * 0.07} = 1.86 * 10^{-4} m^4 \end{cases}$$

Calcul des flèches :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = \frac{M_{t,G} * l^2}{10 * E_v * I_{f_{gv}}} = \frac{16.09 * 5^2}{10 * 10818.87 * 1.20 * 10^{-1}} = 30.98 * 10^{-3} m \\ f_{gi} = \frac{M_{t,G} * l^2}{10 * E_i * I_{f_{gi}}} = \frac{16.09 * 5^2}{10 * 32164.20 * 0.62 * 10^{-1}} = 20.17 * 10^{-3} m \\ f_{ji} = \frac{M_{t,j} * l^2}{10 * E_i * I_{f_{ji}}} = \frac{11.72 * 5^2}{10 * 32164.20 * 0.84 * 10^{-1}} = 10.84 * 10^{-3} m \\ f_{pi} = \frac{M_{t,p} * l^2}{10 * E_i * I_{f_{pi}}} = \frac{7.34 * 5^2}{10 * 32164.20 * 1.86 * 10^{-1}} = 3.07 * 10^{-3} m \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

$$\Delta f = (30.98 * 10^{-3} - 10.84 * 10^{-3}) + (3.07 * 10^{-3} - 20.17 * 10^{-3}) \leq \bar{f} = 1$$

$$\Delta f = 3.04 * 10^{-3} m \approx 0.304 \text{ cm} \leq \bar{f} = 1 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$



Chapitre IV :
Etude Dynamique.

IV. Etude Dynamique :**IV.1 Introduction :**

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ce implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.3 Modélisation de la structure étudiée :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est très complexe à cause du nombre de fonctions et des éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage à étudier.

IV.3.1 Modélisation de la structure :

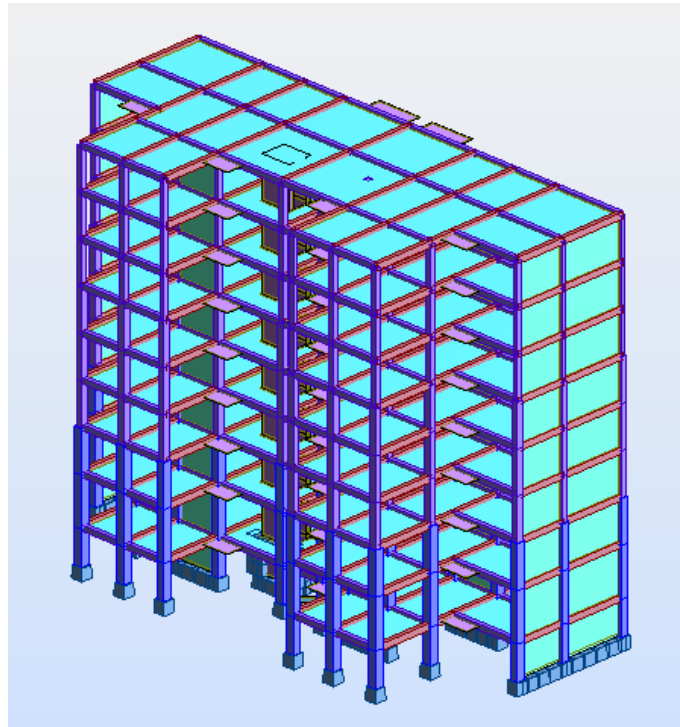


Figure IV-1 : Modélisation en 3D de la structure.

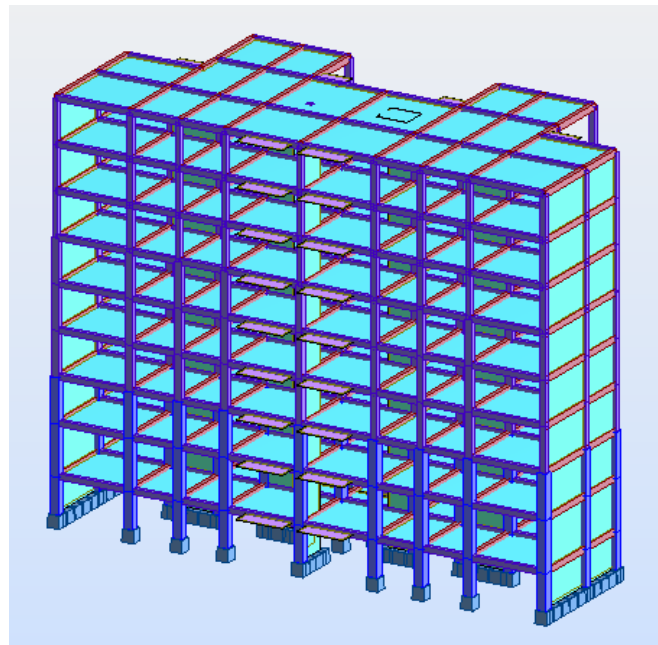


Figure IV-2 : Modélisation en 3D de la structure.

IV.4 Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

Ultime, service, accidentel.

✚ Selon (BAEL) :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

✚ Selon (RPA99/version 2003) :

$$G + Q \pm E_x$$

$$G + Q \pm E_y$$

$$0,8G \pm E_x$$

$$0,8G \pm E_y$$

Avec :

G : Ensembles des charges permanentes.

Q : Ensembles des charges d'exploitation.

E_x : Action sismique affectée à la structure en tant que spectre de réponse de calcul dans le sens (X-X)

E_y : Action sismique affectée à la structure en tant que spectre de réponse de calcul dans le sens (Y-Y)

IV.5 Méthodes de calculs :

Selon le (*RPA 99/version 2003*) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.5.1 Méthode statique équivalente :**IV.5.1.1 Principe de la méthode :**

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

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

IV.5.1.2 Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

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

- a) Le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II.
- b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les Conditions de hauteur énoncées en a), la condition complémentaire suivante :

Zone I : Tous groupes.

Notre bâtiment présente une régularité en élévation, avec une hauteur qui ne dépasse pas excessivement **65 m**, donc selon (*RPA 99/version 2003*), on peut appliquer la Méthode statique équivalente.

IV.5.1.3 Calcul de l'action sismique :

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

A: Coefficient d'accélération de zone

D: Facteur d'amplification dynamique moyen

Q: Facteur de qualité

R: Coefficient de comportement

W_T : Poids totale de la structure

❖ Caractéristiques Dynamique de la structure :

Zone IIa : sismicité faible.

Groupe d'usage : 2.

A : coefficient d'accélération de zone, **A = 0.15**

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- ✚ la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- ✚ la régularité en plan et en élévation.
- ✚ la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

Valeurs des pénalités P_q .

Critère « q »	Sans X-X	Sans Y-Y
1. Condition minimales sur les files de contreventement	Non Observé $P_q = 0.5$	Non Observé $P_q = 0.5$
2. Redondance en plan	Observé $P_q = 0$	Observé $P_q = 0$
3. Régularité en plan	Non Observé $P_q = 0.05$	Non Observé $P_q = 0.05$
4. Régularité en élévation	Non Observé $P_q = 0.5$	Non Observé $P_q = 0.5$
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non Observé $P_q = 0.05$	Non Observé $P_q = 0.05$
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé $P_q = 0$	Observé $P_q = 0$

Tableau IV-1 : Valeurs des facteurs de qualités de la variante 1.

$$Q = 1 + P \Rightarrow Q = 1 + 0.2 \Rightarrow Q = 1.2$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, de facteur -de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ Sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ Sec} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

Amortissement : $\xi = 7\%$

Donc :

$$\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0.88 > 0.7$$

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Avant tout, il faut calcul la période fondamentale du bâtiment en utilisant deux formules empirique suivant :

Estimation empirique avec la formule 1.

$$T_{emp} = C_t \times h_N^{3/4}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} h_N = 24.93\text{m ; hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.} \\ C_T = 0.050 ; \text{coefficient. fonction du système de contreventement du type de remplissage et donné par la tableau 4.6.} \\ D = 35.40\text{m ; est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.} \end{cases}$$

Donc : $T_{y1} = T_{x1} = 0.49\text{sec}$

Estimation empirique avec la formule 2.

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

L : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$L_x = 35.40 \text{ m} \quad L_y = 15.80\text{m}$$

$$T_{x2} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 24.93}{\sqrt{35.40}} = 0.38 \text{ sec} \Rightarrow T_{x2} = 0.38 \text{ Sec}$$

$$T_{y2} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 24.93}{\sqrt{15.80}} = 0.56 \text{ sec} \Rightarrow T_{y2} = 0.56 \text{ Sec}$$

Condition sur la période fondamentale du bâtiment retenir dans chaque direction considère La plus petite des 2 valeur données. Par la formule empirique.

$$T_{empirique} = \min(T_{x1}, T_{x2}) \text{ donc } T = 0.38 \text{ sec.}$$

Tableau.4.7 RPA99/version2003 page 34 (valeurs de T₁ et T₂)

$$\text{Site } S_3: T_1 = 0.15 \text{ sec et } T_2 = 0.50 \text{ sec.}$$

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

T : Période fondamentale de la structure.

$$\begin{cases} 0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow D_x = 2.5\eta = 2.5 * 0.88 = 2.2 \\ T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ Sec} \Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 * 0.88 \left(\frac{0.50}{0.38}\right)^{2/3} = 2.64 \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement.

$$R = 3.5$$

Sens	A	D	R	Q	W(KN)	V _{st}
Longitudinal	0.15	2.2	3.5	1.2	38481.38	4353.89
Transversal	0.15	2.64	3.5	1.2	38481.38	5224.67

Tab.IV-2 : Caractéristique dynamique de la structure.

IV.5.1.4 Modélisation des masses :

- ✚ Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est Plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés :
- ✚ La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- ✚ Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.5.1.5 La résultante de force sismique :

La résultante de force sismique à la base V_t , obtenue par combinaison de valeurs modales ne doit pas être inférieure à «80% »de la résultante des forces sismique déterminer par la méthode statique équivalente V par une valeur du période fondamentale donne par la formule empirique appropriée, Si ($V_d > 0,8V_s$).

IV.5.2 Méthodes dynamiques :

- a) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise ;
- b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.5.2.1 Méthode dynamique spectrale modale :**➤ Principe de la méthode :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Pour offrir plus de performance, de capacité de calcul de vitesse d'exécution et de précision pour l'analyse dynamique ; on utilise le logiciel « **ROBOT** ».

➤ Nombre de modes à considérer :

- a) 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 l'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.
 - ✚ où 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 dans chaque direction considérée.

- b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K = 3(N)^{1/2} \text{ et } T_K < 0,20$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K .

➤ **Spectre de réponse :**

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

Pour cette étude on a utilisé le logiciel Auto desk ROBOT Structural Analysais 2014.

➤ **Présentation du logiciel de calcul :**

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette analyse, et le progiciel (groupe de logiciels) **ROBOT structural Analysais Professional 2019**.

C'est une application collaborative, polyvalente et rapide, capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage EF automatique puissant, des algorithmes non- linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception international (BAEL, RPA,...).

Ce progiciel appartient à la catégorie CAO/DAO destiné à modéliser, analyse, et dimensionner les différents types de structures, la dernière étape générée par **Robot** est la création des documents pour la structure calculée et dimensionnée (les notes de calcul et les plans d'exécution).

Les principales caractéristiques du progiciel **Robot** sont les suivantes :

- ✚ La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu pour cet effet.
- ✚ La possibilité d'importer la géométrie de la structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO.

La possibilité de présentation graphique sur la structure étudiée ou par des tableaux les différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, contraintes, etc.).

IV.5.2.2 Modélisation de la structure :**IV.5.2.2.1 Analyse statique et dynamique :**

L'analyse statique et dynamique est utilisée pour déterminer la réponse de la structure soumise aux différents types de chargements.

a) Analyse statique :

Elle implique la résolution de l'équation $[K] * \{U\} = \{R\}$

Avec :




$[K]$: Matrice de rigidité.

$\{U\}$: Vecteur de déplacement.

$\{R\}$: Vecteur de chargement.

Pour chaque cas de chargement défini, le programme crée automatiquement le vecteur charge $\{R\}$ et calcul de déplacement $\{U\}$.

Chaque cas de chargement inclus :

-  Le poids propre de l'élément poutre ou poteau.
-  Les chargements concentrés ou répartis sur les éléments de portique.
-  Les charges uniformes sur les éléments plaques.

b) Analyse par le spectre de réponse :

L'équation d'équilibre dynamique d'une structure soumise à une excitation sismique est la suivante :

$$[K] \times \{U\} + [C] \times \{\dot{U}\} + [M] \times \{\ddot{U}\} = [M] \times \{\ddot{U}_s\}$$

Avec :

$[C]$: Matrice d'amortissement.

$\{\ddot{U}_s\}$: Accélération du sol.

$\{U\}, \{\dot{U}\}, \{\ddot{U}\}$: sont les déplacements, la vitesse et l'accélération la structure.

Les données précédemment calculés nous donnent un spectre d'accélération sismique, qui se présente comme le montre la figure suivante :

IV.5.2.2.2 Poids total de la structure "W" :

W : Poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) par la formule :

$$W = \sum W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : La charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération donné par le $\rightarrow \beta = 0.2$

Niveau	$W_{\text{étage}}$ (KN)
Sous-sol	4217.20
RDC	4808.99
1 ^{er} étage	4564.10
2 ^{émé} étage	4142.17
3 ^{émé} étage	4142.17
4 ^{émé} étage	4142.17
5 ^{émé} étage	3927.85
6 ^{émé} étage	3893.69
7 ^{émé} étage	4643.01.

Tab.IV-3 : Poids de chaque étage de la structure.

IV.5.2.2.3 Les données géométriques :

On calcule les données géométriques de notre structure par rapport au repère (OX, OY) comme le montre la figure suivante :

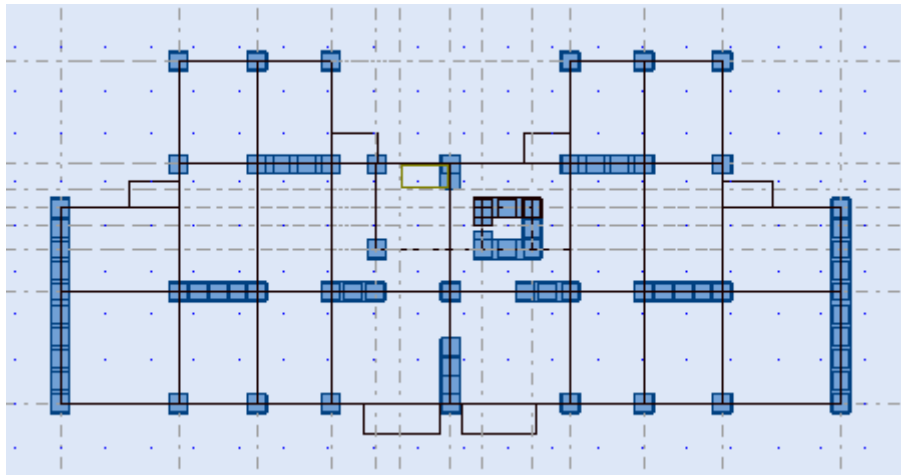


Fig.IV-3 : Position des voiles.

a) Centre de masse :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, Plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.), Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément(i).

X_i, Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément(i) par rapport à un repère global.

b) Centre de torsion :

Les coordonnées du centre des rigidités peuvent être déterminé par les formules ci-après

Avec :

$$X_{cj} = \frac{\sum I_{jy} X_j}{\sum I_{jy}} \quad \text{et} \quad Y_{cj} = \frac{\sum I_{jx} Y_j}{\sum I_{jx}}$$

Avec :

I_{yi} : Inertie de l'élément (i) dans le sens y ;

X_i : Abscisse de l'élément I_{yi} ;

I_{xi} : Inertie de l'élément (i) dans le sens x ;

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi} .

c) **L'excentricité théorique :**

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}| \text{ et } e_x = |x_{cm} - x_{ct}|$$

Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de gravité et de rigidité :

Etage	Position de center de masse		Position du center de torsion		Excentricité	
	XG(m)	YG(m)	XCR	YCR	e_{xt}	e_{yt}
Sous -sol	17.50	6.56	17.51	7.38	0.05	0.05
RDC	17.48	6.57	17.51	7.38	0.05	0.05
1	17.48	6.57	17.51	7.38	0.05	0.05
2	17.50	6.52	17.51	7.39	0.05	0.05
3	17.50	6.52	17.51	7.39	0.05	0.05
4	17.50	6.52	17.51	7.38	0.05	0.05
5	17.51	6.49	17.51	7.38	0.05	0.05
6	17.51	6.46	17.51	7.38	0.05	0.05
7	17.50	6.33	17.51	7.39	0.05	0.05

Tab.IV-4 : Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau.

IV.6 Résultats de calcul (ROBOT) :

IV.6.1 Périodes et facteurs de participation modale :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse cumulées U_x [%]	Masse cumulées U_y [%]	Nature	Masse modale U_x [%]	Masse modale U_y [%]
1	1.86	0.54	64.80	0.00	Translation	64.80	0.00
2	2.39	0.42	64.81	64.09	Translation	0.00	64.08
3	3.44	0.29	64.84	64.09	Torsion	0.03	0.00
4	6.95	0.14	81.97	64.09	/	17.12	0.00

5	9.73	0.10	81.97	84.89	/	0.00	20.81
6	14.17	0.07	81.98	84.89	/	0.01	0.00
7	15.25	0.07	88.79	84.89	/	6.82	0.00
8	19.95	0.05	88.80	84.89	/	0.00	0.00
9	20.39	0.05	88.95	84.93	/	0.16	0.03
10	20.48	0.05	88.95	90.94	/	0.00	6.01
11	24.31	0.04	90.03	90.94	/	1.07	0.00
12	24.43	0.04	90.07	90.94	/	0.05	0.00
13	24.85	0.04	90.22	90.94	/	0.14	0.00
14	25.69	0.04	92.33	90.94	/	2.11	0.00
15	28.28	0.04	92.52	90.94	/	0.19	0.00

Tab.IV-5 : Périodes et facteurs de participation modale.

IV.6.2 Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement :

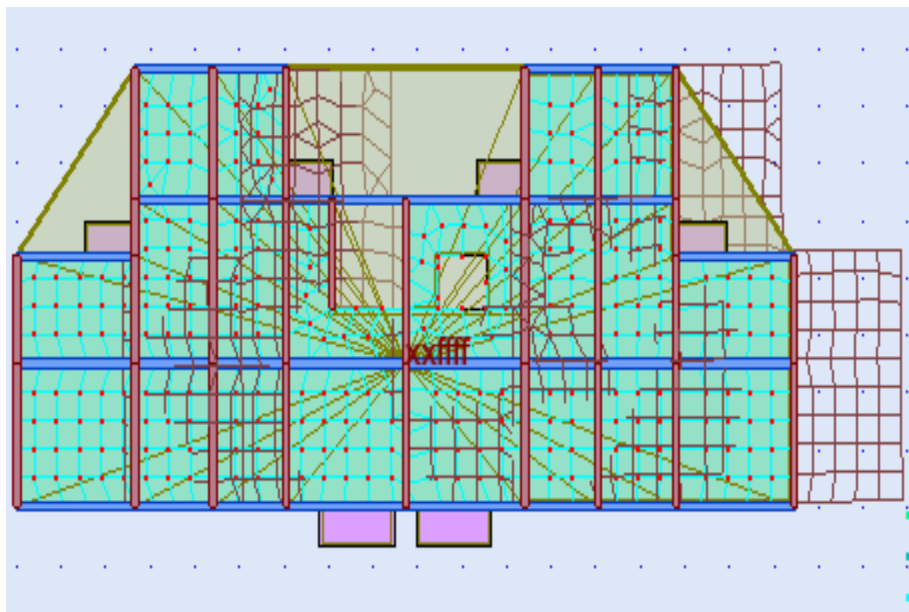


Fig.IV-4 : MODE 1 (translation).

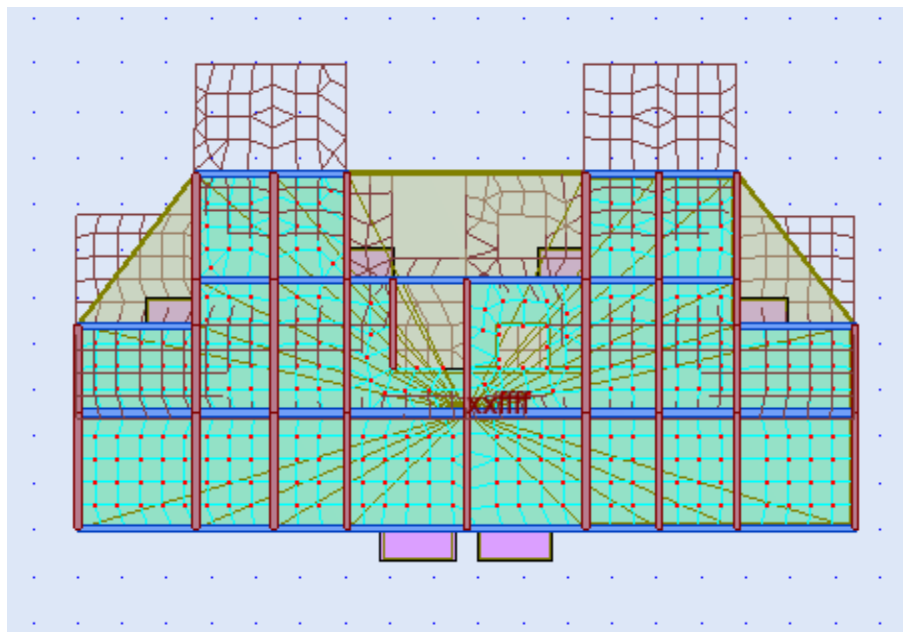


Fig.IV-5 : MODE 2(translation).

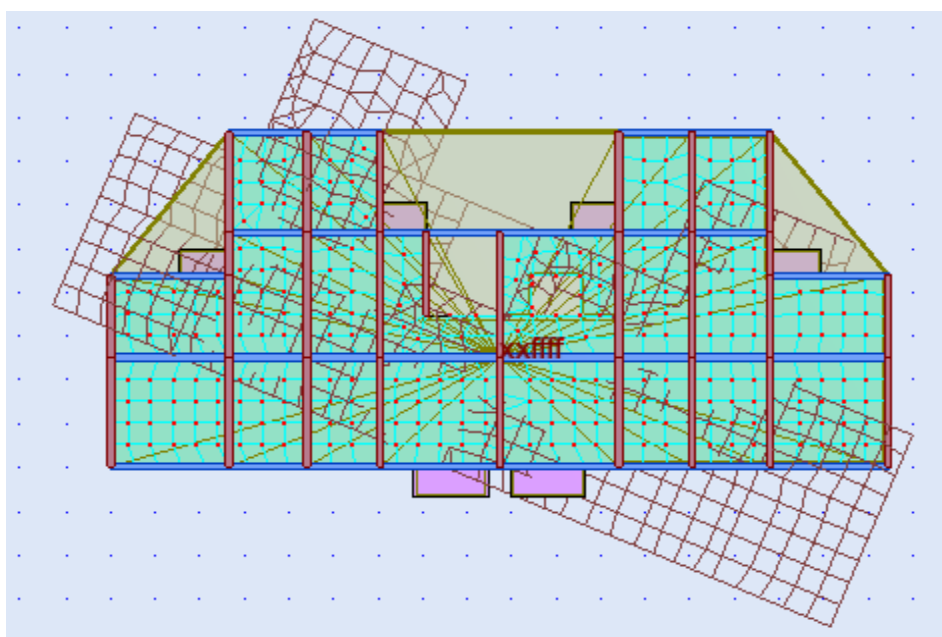


Fig.IV-6 : MODE 3(torsion).

IV.7 Vérification des méthodes :

IV.7.1 Vérification de la période :

Les valeurs de T , calculées à partir de méthodes numériques ne doivent pas dépasser

Celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% .

$$T_{dynamique} < 1.3 \times T_{empirique}$$

IV.7.1.1 Vérification de la période :

✚ La période donnée par LOGICIEL ROBOT : $T_{ROBOT} = 0.54$

✚ La période de formule empirique : $T_{empirique} = C_{Th} h_N^{3/4} = 0.56$

$$T_{ROBOT} = 0.54 \leq 1.3 * T_{empirique} = 0.73 \quad \text{condition vérifiée.}$$

IV.7.2 Vérification de l'effort tranchant à la base :

Sens	V_{dy} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	Observation
(x - x)	3479.60	4353.89	3483.89	Observé
(y - y)	3673.37	5224.67	4179.74	Observé

Tab.IV.6 : L'effort tranchant à la base.

IV.8 Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i .

R: Coefficient de comportement ($R = 3.5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\Delta_k < 1\%h_k$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent Ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Etage	$U_x(cm)$	$U_y(cm)$
SOUS SOL	0.099	0.072
RDC	0.380	0.236
1	0.478	0.283
2	0.595	0.352
3	0.661	0.404
4	0.685	0.435
5	0.692	0.457
6	0.661	0.460
7	0.615	0.451

Tab.IV-7 : Vérification des déplacements

IV.9 Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau

$$\langle k \rangle : P_k = \sum W_G(i) + \beta W_Q(i) \quad i = k \dots n$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau ($k - 1$) ;

h_k : Hauteur d'étage du niveau (k) ;

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

✚ si $0.10 < \theta_k \leq 0.20$: Les effets ($P - \Delta$) peuvent être pris en compte de manière approximative

En amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o de ordre par le facteur $1 / (1 - \theta)$.

✚ Si $0.20 > \theta_k$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Niveau	Sens ($x - x$)					Observation
	h_K (cm)	P_K (KN)	Δ_K (cm)	V_K (KN)	θ_k	
Sous-sol	250	67782.63	0.099	3479.60	0.0077	Observé
RDC	351	59609.04	0.380	3439.39	0.0187	Observé
7 ^{er} étage	306	51205.62	0.478	3297.47	0.02425	Observé
6 ^{er} étage	306	43303.37	0.595	3095.54	0.0272	Observé
5 ^{er} étage	306	35778.23	0.661	2830.05	0.0273	Observé
4 ^{er} étage	306	28253.08	0.685	2486.06	0.02544	Observé
3 ^{er} étage	306	20820.32	0.692	2063.96	0.02281	Observé
2 ^{er} étage	306	13578.91	0.661	1564.29	0.01875	Observé
1 ^{er} étage	306	6385.70	0.615	945.21	0.01357	Observé

Tab.IV.8 : Vérification des effets ($P - \Delta$) sans ($x - x$)

Niveau	Sens Y-Y					Observation
	h_K (cm)	P_K (KN)	Δ_K (cm)	V_K (KN)	θ_k	
Sous-sol	250	67782.63	0.072	3673.37	0.00531	Observé
RDC	351	59609.04	0.236	3622.73	0.01106	Observé
7 ^{er} étage	306	51205.62	0.283	3451.41	0.01372	Observé
6 ^{er} étage	306	43303.37	0.352	3219.53	0.01547	Observé
5 ^{er} étage	306	35778.23	0.404	2941.78	0.01605	Observé
4 ^{er} étage	306	28253.08	0.435	2592.89	0.01548	Observé
3 ^{er} étage	306	20820.32	0.457	2173.32	0.01487	Observé
2 ^{er} étage	306	13578.91	0.460	1667.73	0.01223	Observé
1 ^{er} étage	306	6385.70	0.451	1004.72	0.00936	Observé

Tab.IV.9 : Vérification des effets ($P - \Delta$) sans ($y - y$)

IV.10 Conclusion :

Le choix de la disposition des voiles pour le système portique pour la satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences dans les deux systèmes, selon le (*RPA99/version2003*) à savoir :

- ✚ La vérification de la période.
- ✚ La vérification de déplacement inter étages
- ✚ Justification vis-à-vis les déformations et effet ($P - \Delta$).
- ✚ Calcul des déplacements.



Chapitre V :
Ferrailage Des Eléments
Structuraux.

V. Ferrailage des éléments structuraux

V.1 Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le (BAEL 91 modifié 99) et le (RPA99/ V2003).

Pour déterminer le ferrailage de chaque élément on a utilisé le logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL2019** « 2019 » qui permettent la détermination des différents efforts internes.

V.2 Ferrailage des poteaux :

V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

✚	Selon (BAEL91) :	A l'ELU	$1.35G + 1.5Q$
		A l'ELS	$G + Q$
✚	Selon (RPA99/version2003) :	$G + Q \pm E$	$0.8G \pm E$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ✚ Effort normal maximal et le moment correspondant.
- ✚ Effort normal minimal et le moment correspondant.
- ✚ Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

V.2.1.1 Les armatures longitudinales : (RPA99/version2003/7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à la haut adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
 - ✚ Le pourcentage minimal d'armatures sera $0.8\% * b * h$ (en zone IIa)

$$\text{Poteau (35 * 35)} : 0.008 * 35 * 35 = 9.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (45 * 45)} : 0.008 * 45 * 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (55 * 55)} : 0.008 * 55 * 55 = 24.2 \text{ cm}^2$$

- ✚ Le pourcentage maximal en zone courant sera de :4% (zone IIa)

$$\text{Poteau (35 * 35)} : 0.04 * 35 * 35 = 49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (45 * 45)} : 0.04 * 45 * 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (55 * 55)} : 0.04 * 55 * 55 = 121 \text{ cm}^2$$

✚ Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6% (zone IIa)

$$\text{Poteau (35 * 35)} : 0.06 * 35 * 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (45 * 45)} : 0.06 * 45 * 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (55 * 55)} : 0.06 * 55 * 55 = 181.5 \text{ cm}^2$$

- La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ en zone II.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

V.2.1.2 Armatures transversales : (RPA99/version2003/7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = t * \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

- ✚ 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_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est en fonction de l'élancement géométrique λ_g .
- ✚ t : est l'espacement des armatures transversales, cet espacement est fixée

$$\text{comme suit : zone II} \Rightarrow \begin{cases} t \leq \min\{10\phi_l; 15 \text{ cm}\} & \text{dans la zone nodale.} \\ t = 15\phi_l & \text{hors zone nodale.} \end{cases}$$

ϕ_l : Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale % est donnée en fonction de l'élancement géométrique du poteau dans la direction considérée comme suite :

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{t * b} = 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow \frac{A_t}{t * b} = 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \text{On interpole entre les valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

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.

V.2.2 Exemple de calcul : (poteau 55*55)

$$b = 55 \text{ cm} ; h = 55 \text{ cm} ; d = 5 \text{ cm} ; d = 50 \text{ cm}$$

Les poteaux seront calculés à la flexion composée selon les 3 cas suivants :

$$1^{er} \text{ cas: } \begin{cases} N^{max} = 1958.47 \text{ KN traction} \\ M^{correspondant} = 36.96 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow 0.8G + Ex$$

$$2^{ème} \text{ cas: } \begin{cases} N^{min} = -40.74 \text{ KN compression} \\ M^{correspondant} = 52.64 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow ELU$$

$$3^{ème} \text{ cas: } \begin{cases} M^{max} = 54.42 \text{ KN.m} \\ N^{correspondant} = 1778.77 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow ELU$$

V.2.2.1 Ferraillage longitudinale :

V.2.2.1.1 1^{er} cas (N^{max} et $M^{correspondant}$) :

a) Détermination de la longueur de flambement de poteau :

Raideur des poutres :

$$\dot{K} = \frac{i}{L} = \frac{bh^3}{12L} = \frac{0.3 * 0.45^3}{12 * 5.35} = 4.26 * 10^{-4} m^3$$

Raideur des poteaux :

$$K = \frac{I}{L} = \frac{bh^3}{12L} = \frac{0.55 * 0.55^3}{12 * 3.06} = 24.92 * 10^{-4} m^3$$

Donc : $K > \dot{K}$ le poteau est plus raide que les poutres dans le sens de flambement considéré $\Rightarrow L_f = L_0 = 3.06 \text{ m pour RDC}$

b) Calcule de l'excentricité totale :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

D'après (CBA93/A.4.3.5), l'effet de seconde (e_2) ordre peut être tenu en compte de façon forfaitaire lorsque la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left\{ 15; 20 \frac{(e_1 + e_a)}{h} \right\}$$

Avec :

$$e_1 = \frac{M_{acc}}{N_{acc}} = \frac{36.96}{1958.47} = 1.89 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$L_f = L = 3.06 \text{ m}$$

Alors :

$$\frac{L_f}{h} = \frac{3.06}{0.55} = 5.56 \leq \max \left\{ 15; 20 \frac{(e_1 + e_a)}{h} \right\} = \max\{15; 1.41\} = 15$$

\Rightarrow condition vérifiée.

Le poteau sera justifié en flexion composée, avec une excentricité (e) qui incluse les effets de seconde ordre forfaitairement.

Pour (e_2) ce calcul à partir de formule suivante :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset) = \frac{3 * 306^2}{10^4 * 55} (2 + 0.35 * 2) = 1.38 \text{ cm}$$

Avec :

\emptyset = Le rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considéré ; ce rapport est généralement égale à 2.

α : Le rapport du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_{Ex}} = \frac{14.68}{14.68 + 27.09} = 0.35$$

En finale :

$$e = 1.89 + 2 + 1.38 = 5.27 \text{ cm.}$$

Selon (BAEL91/modifiée99) et (DTU associés) :

$e = 5.27 \text{ cm} \in AA' \Rightarrow$ Section entièrement tendue.

$$e_A = \frac{h}{2} - \dot{d} + e = \frac{0.55}{2} - 0.05 + 0.0527 = m$$

$$e_{A'} = \frac{h}{2} - \dot{d} - e = \frac{0.55}{2} - 0.05 - 0.0527 = m$$

$$A'_s = \max \left[\frac{N_u e_{A'}}{\sigma_s (d - \dot{d})}; A_{\min} = h * b \frac{2.1}{400} \right] = 15.88 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \left[\frac{N_u e_A}{\sigma_s (d - \dot{d})}; A_{\min} = h * b \frac{2.1}{400} \right] = 15.88 \text{ cm}^2$$

V.2.2.1.2 2^{ème} cas (N^{\min} et $M^{\text{correspondant}}$) :

a) Calcul de l'excentricité totale :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

D'après (CBA93/A.4.3.5), l'effet de seconde (e_2) ordre peut être tenu en compte de façon forfaitaire lorsque la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left\{ 15; 20 \frac{(e_1 + e_a)}{h} \right\}$$

Avec :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{52.64}{40.74} = 1.29 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$L_f = L = 3.06 \text{ m}$$

Alors :

$$\frac{L_f}{h} = \frac{3.06}{0.55} = 5.56 \leq \max \left\{ 15; 20 \frac{(e_1 + e_a)}{h} \right\} = \max \{ 15; 1.41 \} = 15$$

\Rightarrow condition vérifiée.

Le poteau sera justifié en flexion composée, avec une excentricité (e) qui incluse les effets de seconde ordre forfaitairement.

Pour (e_2) ce calcul à partir de formule suivante :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset) = \frac{3 * 306^2}{10^4 * 55} (2 + 0.69 * 2) = 1.73 \text{ cm}$$

Avec :

\emptyset =Le rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considéré ; ce rapport est généralement égale à 2.

α : Le rapport du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G + M_T} = \frac{3.12}{0.98 + 3.12 + 0.45} = 0.69$$

En finale :

$$e = 1.29 + 2 + 1.73 = 5.02 \text{ cm.}$$

b) Répartition des contraintes dans la section :

Selon (BAEL91/modifiée99) et (DTU associés) :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b * h * f_{bu}} = \frac{40.74 * 10^{-3}}{0.55 * 0.55 * 14.2} = 0.009 < 0.81$$

$$\psi_1 > \frac{2}{3} \rightarrow \zeta = \frac{(3\psi_1 - 1)(1 - \psi_1)}{4\psi_1} = 0.09$$

$$e_{NC} = \zeta h = 0.09 * 55 = 4.94$$

$e = 3.92 < e_{NC} = 4.94 \rightarrow$ section entièrement comprimée (ELU non atteint)

Donc : $A = \frac{4cm^2}{m}$ périmètre à condition que $02\% \leq \frac{A}{B} \leq 5\%$

Avec : $\begin{cases} A = 4 * (4 * 0.55) = 8.8 \text{ cm}^2 \\ B = 55 * 55 = 3025 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow 0.2\% \leq \frac{A}{B} = 0.5\% \leq 5\%$ condition vérifiée

V.2.2.1.3 3^{ème} cas (M^{max} et $N^{correspondant}$) :

a) Calcul de l'excentricité totale :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

D'après (CBA93/A.4.3.5), l'effet de seconde (e_2) ordre peut être tenu en compte de façon forfaitaire lorsque la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left\{ 15; 20 \frac{(e_1 + e_a)}{h} \right\}$$

Avec :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{54.42}{1778.77} = 0.031 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$L_f = L = 3.06 \text{ m}$$

Alors :

$$\frac{L_f}{h} = \frac{3.06}{0.55} = 5.56 \leq \max \left\{ 15; 20 \frac{(e_1 + e_a)}{h} \right\} = \max\{15; 1.41\} = 15$$

\Rightarrow condition vérifiée.

Le poteau sera justifié en flexion composée, avec une excentricité (e) qui incluse les effets de seconde ordre forfaitairement.

Pour (e_2) ce calcul à partir de formule suivante :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset) = \frac{3 * 306^2}{10^4 * 55} (2 + 0.62 * 2) = 1.65 \text{ cm}$$

Avec :

\emptyset =Le rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considéré ; ce rapport est généralement égale à 2.

α : Le rapport du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G + M_T} = \frac{23.14}{8.85 + 23.14 + 5.15} = 0.62$$

En finale :

$$e = 0.031 + 2 + 1.65 = 3.681 \text{ cm.}$$

b) Répartition des contraintes dans la section :

Selon (BAEL91/modifiée99) et (DTU associés) :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b * h * f_{bu}} = \frac{1778.77 * 10^{-3}}{0.55 * 0.55 * 14.2} = 0.41 < 0.81$$

$$\psi_1 < \frac{2}{3} \rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = 0.15$$

$$e_{NC} = \zeta h = 0.15 * 55 = 8.25 \text{ cm}$$

$$e = 3.681 < e_{NC} = 8.25 \rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

c) Calcul de section des armatures :

Selon (BAEL91/modifiée99) et (DTU associés) :

Le moment fictif :

$$M_{uf} = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 1778.77 \left(0.0368 + 0.50 - \frac{0.55}{2} \right) = 465.68 \text{ KN/m}$$

Le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uf}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{465.68}{0.55 * 0.5^2 * 14.2 * 10^3} = 0.24$$

Nécessité des armatures comprimées A's :

À partir de (BAEL91/modifiée99) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_{uf}}{M_{ser}} = \frac{465.68}{333.49} = 1.40 \\ \theta = 1 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} FeE400 \\ f_{c28} \leq 30 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow 10^4 \mu_{lu} = 3440\theta\gamma + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 = 2991 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.30$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lim} \rightarrow A'_s = 0 \text{ acier comprimée n'est pas nécessaire.}$$

Calcul des armatures tendues (As) :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.24}) = 0.35$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.50(1 - 0.4 * 0.35) = 43 \text{ cm}$$

Comme $\alpha = 0.51 > 0.259$: l'ELU est atteint en pivot B. C'est-à-dire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = \varepsilon_{bc} \frac{1 - \alpha}{\alpha} = 6.5 \text{ ‰} \\ \varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \\ \sigma_s = 348 \text{ Mpa à partir de diagramme } \sigma - \varepsilon \text{ de l'acier} \end{array} \right.$$

La section fictive de l'acier tendue :

$$A_{sf} = \frac{M_{uf}}{Z_b \sigma_s} = \frac{465.68}{0.43 * 348 * 10^3} = 31.12 \text{ cm}^2$$

La section réelle des armatures tendue :

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 31.12 - \frac{1778.77}{348 * 10^{-1}} = -19.99 \text{ cm}^2$$

→ valeur négative, on adopte le ferraillage minimale

d) le ferraillage minimal :

La section minimale provienne de (BAEL91/modifiée99/A.4.2.1) et (BAEL91/modifiée 99/B.6.4), de conditions de non fragilité et le pourcentage totale minimum des poutres selon (BAEL91/version2003/A.7.2.1) :

$$A_{smin} \geq \text{Max} \left[0.008bh; \frac{b * h}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = 24.2 \text{ cm}^2$$

Donc : → $A_s = 44.77 > A_{smin} = 24.2 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

e) description des armatures :

Finalement, on a obtenu le ferraillage des trios cas la section d'armature qui sera adoptée, est celle la plus grande soit pour la section d'armature comprimée ou pour la section d'armature tendue.

$$A_s = \max(A_{s,1}, A_{s,2}, A_{s,3}) = \max(15.88; 4; -10.52) = 15.88 \text{ cm}^2$$

$$\dot{A}_s = \max(\dot{A}_{s,1}, \dot{A}_{s,2}, \dot{A}_{s,3}) = \max(15.88; 4; -10.52) = 15.88 \text{ cm}^2$$

→ on adopte : 4T25 et 8T20 avec: $A_s = 44.77 \text{ cm}^2$

Armatures transversale :

Le ferraillage transversal se fera, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = t * \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Avec :

- $V_U = 56.36$
- $h_1 = 55$
- $f_e = 400$
- $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{l_f}{b} = \frac{306}{55} = 5.56 > 5$ donc $\rho_a = 2.5$
- t : est l'espacement des armatures transversales, cet espacement est fixé comme suit :

$$\text{Zone II} \rightarrow \begin{cases} t \leq \text{Min}(10\phi_l; 15\text{cm}) = 15\text{cm} \rightarrow \text{on adopte } 10\text{cm dans la zone nodale} \\ t \leq 15\phi_l = 30\text{cm} \rightarrow \text{on adopte } 15\text{cm hors zone nodale} \end{cases}$$

- $\phi_l = 20\text{mm}$: est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

Ferraillage minimale :

La quantité d'armatures transversales minimale en % est donnée en fonction de l'élanement géométrique du poteau dans la direction considérée comme suit :

Puisque : $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_t = (t * b)0.3\% = 2.47 \text{ cm}^2$

Donc : $\rightarrow A_t = \text{max}[A_{t,\text{min}}; A_{t,u}] = \text{max}[2.47; 1.41] = 2.47 \text{ cm}^2$

Description des armatures :

$$A_t = 2.47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte un cadre de HA10 et un cadre de HA8 avec: } A_t = 2.58 \text{ cm}^2$$

I.4.3 Schéma de ferraillage des poteaux :

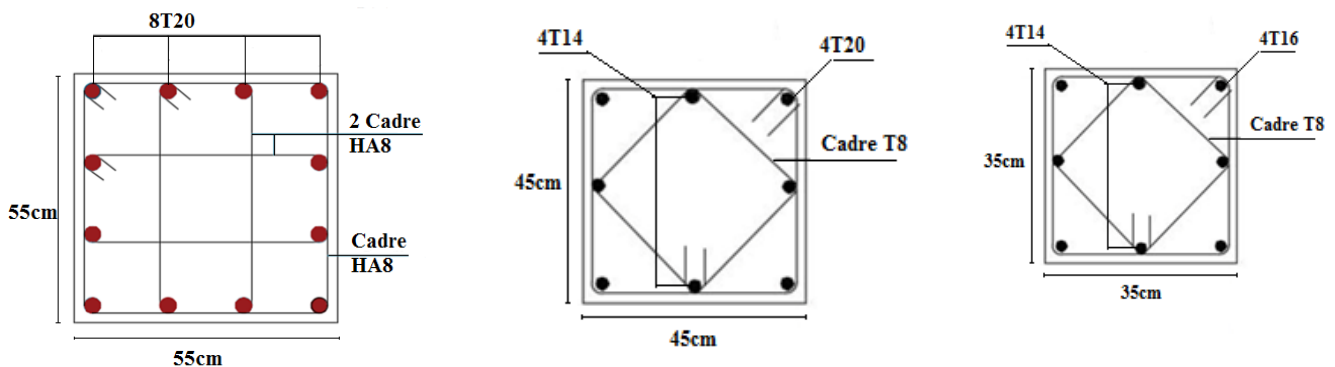


Fig.V.1 : Schéma de ferraillage des poteaux

V.3 Ferraillage des poutres :

V.3.1 Introduction :

Les poutres seront ferraillées en flexion simple. Le ferraillage est obtenu à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

	γ_b	γ_s	$f_{c28} (MPa)$	$f_{bu} (MPa)$	$f_e (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$
Situation durable	1.5	1.15	25	14.20	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Tab.V.1 : les sollicitations les plus défavorables.

V.3.2 Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

✚ Selon BAEL 91 :

$$\text{E.L.U : } 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{E.L.S : } G + Q$$

✚ Selon le R.P.A 99 :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

V.3.3 Recommandation du (RPA 99/version 2003) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% En zone courante.

6 % En zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de :

40 ϕ En zone II.

- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées .Le ferraillage sera fait pour une situation accidentelle (le cas la plus défavorable).

Les poutres seront ferraiées en travée pour une situation durable et en appui pour une situation accidentelle.

V.3.4 Poutres principale :

V.3.4.1 Présentation des résultats :

Combinaison	Section (cm ²)	$M_t^{max}(KN.m)$	$M_a^{max}(KN.m)$
1. 35G + 1.5Q	30*45	21.71	-44.26
G + Q	30*45	17.86	-32.07
0.8G ± E	30*45	55.86	-20.69
G + Q ± E	30*45	16.55	-34.31

Tab.V.2 : Présentation des résultats des moments pour les poutres principales.

V.3.4.2 Résultats du ferraillage :

a) Ferraillage en travée :

$$B = 45 * 30 \text{ cm}^2 ; F_e = 400 \text{ MPa.}$$

D'après (B.A.E.L 91) :

$$d = 0.9 h = 0.9(0.45) \Rightarrow d = 40.5 \text{ cm} = 0.405 \text{ m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{55.86 * 10^6}{300 * (405)^2 * 14.2} = 0.08$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.08}) = 1.15$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.50(1 - 0.4 * 1.15) = 27 \text{ cm}$$

b) Les armatures calculées :

$$A_s = \frac{M_f}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{55.86 * 10^6}{389.3 * 348} = 412.32 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4.12 \text{ cm}^2$$

c) Ferraillage sur appui :

$$B = 45 * 30 \text{ cm}^2 .$$

D'après (B.A.E.L 91):

$$d = 0.9 h = 0.9(0.45) \Rightarrow d = 0.405 \text{ m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{34.31 * 10^6}{300 * (405)^2 * 14.2} = 0.05$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.05}) = 0.64$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.50(1 - 0.4 * 0.64) = 37.2 \text{ cm}$$

d) Les armatures calculées :

$$A_s = \frac{M_f}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{44.26 * 10^6}{391.8 * 348} = 324.61 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 3.25 \text{ cm}^2$$

Combinaison	section	position	M_{max} (KN.m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{smin} \text{ calcul}$ (cm^2)	A_{smin}^{RPA} (cm^2)	$A_s(\text{cm}^2)$
1.5G + 1.5Q	30 * 45	En travée	21.71	2.23	1.46	6.75	3T20
		Aux appuis	-44.26	4.52	1.46	6.75	3T20
G + Q	30 * 45	En travée	17.86	1.98	1.46	6.75	3T20
		Aux appuis	-32.07	3.48	1.46	6.75	3T20
0.8 ± E	30 * 45	En travée	55.86	4.12	1.46	6.75	3T20
		Aux appuis	-20.69	3.25	1.46	6.75	3T20
G + Q ± E	30 * 45	En travée	16.55	1.5	1.46	6.75	3T20
		Aux appuis	-34.31	3.65	1.46	6.75	3T20

Tab.V.3 : Armatures nécessaires pour les poutres principales.

e) Vérification de la condition de non fragilité :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{s.min} \geq 0.23 * b * d \left(\frac{f_{tj}}{f_e} \right) = 0.23 * 300 * 405 \left(\frac{2.1}{400} \right)$$

$$A_{s.min} = 1.46 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.25 \text{ cm}^2 \geq A_{s.min} = 1.46 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

✚ Pourcentage d'acier exigé par le (RPA99/version 2003) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{min} > 0.5\% * b * h$

$$A_{min} \geq 0.5\% * b * h = 6.75 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Alors la section d'aciers à retenir est :

$$A_s = 6.75 \text{ cm}^2.$$

La section d'armature sur *appuis + travée* :

$$A_s = 3T20 = 9.426 \text{ cm}^2 \quad \text{on travée.}$$

$$A_s = 3T20 = 9.426 \text{ cm}^2 \quad \text{on appui.}$$

✚ Ferrailage maximale :

$$A_{max} = 4\% * b * h = 0.04 * 40 * 30 = 54 \text{ cm}$$

D'où : $9.426 + 9.426 = 18.85 \text{ cm}^2 < 54,00 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

V.3.4.3 Vérification à l'E.L.U :

a) Condition de non fragilité :✚ En travée :

$$9.426 \text{ cm}^2 \geq 1.46 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

✚ Sur appui :

$$9.426 \text{ cm}^2 \geq 1.46 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification contrainte tangentielle du béton :

$$T_{u,max} = 93.32 \text{ KN}$$

c) **Fissuration non préjudiciable : (BAEL.91. Art. A .5.1.2.1.1)**

$$\bar{\tau}_u \leq \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{93.32 * 10^{-3}}{0.30 * 0.405} = 0.77 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.77 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u 3.33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

V.3.4.4 Calcul des Armatures transversale :

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right) = \min \left(\frac{450}{35}; \frac{300}{10}; 12 \right) \text{ mm} = 12 \text{ mm}$$

On adopte un cadre $\phi 8 \Rightarrow 1 \text{ cadre T8}$

a) **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

A partir de (RPA99/version2003/7.5.2.2), les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

- Zone courante : $S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm.}$
- Zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) = 11.25 \text{ cm.}$

On adopte les espacements suivants :

- Zone courante : $S_t = 15 \text{ cm.}$
- Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm.}$

b) **Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 * 0.9d} = \frac{2 * 93.32}{0.3 * 0.9 * 0.405 * 10^3} = 1.71 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.71 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

V.3.5 Vérification à l'ELS :

✚ **En travée :**

$$M_{ser} \text{ sur traves} = 17.86 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15}{b} (A' + A) = 3.39 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{b} (A'_c + A_d) = 274.99 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 13.53 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 + 15A'(y_1 - c')^2 = 98851.88 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{17.86 * 10^2}{98851.88} = 0.018$$

$$\sigma_b = k * y * 10 = 2.44$$

$$\sigma_b^1 = 0.6 * f_{cj} = 15$$

$$\sigma_1 = 15k(d - y_1) * 10 = 72.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 83.39 < 347.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \sigma_b^1 \quad \text{condition vérifiée .}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{condition vérifiée .}$$

✚ Sur appuis :

$$M_{ser} \text{ sur appuis} = 32.07 \text{ kK.m}$$

$$D = \frac{15}{b} (A' + A) = 4.00 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{b} (A'_c + A_d) = 324.40 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 14.44 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 + 15A'(y_1 - c')^2 = 111706.04 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{32.07 * 10^2}{111706.04} = 0.029$$

$$\sigma_b = k * y * 10 = 4.19$$

$$\sigma_b^1 = 0.6 * f_{cj} = 15$$

$$\sigma_s = 101.03 < 347.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \sigma_b^1 \quad \text{condition vérifiée .}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{condition vérifiée .}$$

V.3.6 Poutre secondaires :

V.3.6.1 Présentation des résultats :

Combinaison	Section (cm ²)	$M_t^{max} (KN.m)$	$M_a^{max} (KN.m)$
1. 35G + 1.5Q	30*40	37.65	-42.50
G + Q	30*40	29.82	-30.94
0.8G ± E	30*40	45.23	-41.71
G + Q ± E	30*40	25.72	-44.53

Tab.V.4 : Présentation des résultats des moments pour les poutres secondaires.

V.3.6.2 Résultats du ferraillage :

a) Ferraillage en travée :

$$f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$B = 30 * 40 \text{ cm}^2 ; f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$M_{acc} = 45.23 \text{ KN.m}$$

D'après (B.A.E.L 91) :

$$d = 0.9 h = 0.9(0.40) \Rightarrow d = 36 \text{ cm} = 0.36 \text{ m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{45.23 * 10^6}{300 * (360)^2 * 14.2} = 0.082$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.082}) = 0.12$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.50(1 - 0.4 * 0.12) = 47.6 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures calculées :**

$$A_s = \frac{M_f}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{45.23 * 10^6}{298 * 1 * 348} = 4.36 \text{ cm}^2$$

b) Ferraillage sur appui :(situation accidentelle)

G + Q + E

$$B = 30 * 40 \text{ cm}^2 ; f_e = 400 \text{ MPA.}$$

D'Après (B.A.E.L 91) :

$$d = 0.9 h = 0.9(0.40) \Rightarrow d = 0.36 \text{ m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{45.23 * 10^6}{300 * (360)^2 * 14.2} = 0.081$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.081}) = 0.11$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.50(1 - 0.4 * 0.11) = 47.8 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures calculées :**

$$A_s = \frac{M_f}{\beta * d' * \sigma_s} = \frac{45.23 * 10^6}{297 * 4 * 348} = 430 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4.30 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

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

Combinaison	section	position	M_{max} (KN.m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{smin \text{ calcul}}$ (cm^2)	$A_{smin \text{ RPA}}$ (cm^2)	$A_s(\text{cm}^2)$
1.5G + 1.5Q	30 * 40	En travée	37.65	3.12	1.14	6.00	3T16
		Aux appuis	-42.50	4.12	1.14	6.00	3T16
G + Q	30 * 40	En travée	29.82	2.34	1.14	6.00	3T16
		Aux appuis	-30.94	2.94	1.14	6.00	3T16
0.8 ± E	30 * 40	En travée	45.23	4.12	1.14	6.00	3T16
		Aux appuis	-41.71	4.04	1.14	6.00	3T16
G + Q ± E		En travée	25.72	1.94	1.14	6.00	3T16

	30 * 40	Aux appuis	-44.53	4.30	1.14	6.00	3T16
--	------------	---------------	--------	------	------	------	------

Tab.V.5 : Armatures nécessaires pour les poutres secondaires.

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{s.min} \geq 0.23 * b * d \left(\frac{f_{tj}}{f_e} \right) = 0.23 * 30 * 36 \left(\frac{2.1}{400} \right) = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A = 4.30 \text{ cm}^2 \geq A_{s.min} = 1.14 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

a) Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{min} > 0.5\% * b * h$

$$A_{min} > 0.5\% * 30 * 40 = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Alors la section d'aciers à retenir est :

$$A_s = 4.15 \text{ cm}^2.$$

+ Section maximale (RPA) :

$$A_{max} = 4\% * b * h = 42 \text{ cm}^2$$

On a :

La section d'armature sur (*appuis + travée*) :

On travée : $A_s = 3T16 = 6.033 \text{ cm}^2$

On appui : $A_s = 3T16 = 6.033 \text{ cm}^2$

D'où : $A_s = 6.033 + 6.033 = 12.066 \text{ cm}^2 < A_{max} = 42,00 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$

V.3.6.3 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

+ en travée :

$$A = 4.15 \text{ cm}^2 \geq A_{s.min} = 1.14 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

+ sur appui :

$$A = 4.71 \text{ cm}^2 \geq A_{s.min} = 1.14 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification contrainte tangentielle du béton :

$$T_{umax} = 133.10 \text{ KN}$$

c) **Fissuration non préjudiciable : (BAEL.91. Art. A .5.1.2.1.1)**

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{133.10 * 10^{-3}}{0.30 * 0.36} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u 3.33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

V.3.6.4 Calcul des Armatures transversale :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{450}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) \text{ mm} = 12 \text{ mm}$$

On adopte un cadre $\phi 8 \Rightarrow 1 \text{ cadre T8}$

a) **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

A partir de (RPA99/version2003/7.5.2.2), les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

- Zone courante : $S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm.}$
- Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 8.75 \text{ cm.}$

On adopte les espacements suivants :

- Zone courante : $S_t = 15 \text{ cm.}$
- Zone nodale : $S_t = 8 \text{ cm.}$

b) **Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 * 0.9d} = \frac{2 * 133.10}{0.3 * 0.9 * 0.36 * 10^3} = 2.74 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.74 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

V.3.6.5 Vérification à l'ELS :

En travée :

$$M_{ser} \text{ sur traves} = 29.82 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15}{b} (A' + A) = 3.39 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{b} (A'_c + A_d) = 213.88 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 11.61 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 + 15A'(y_1 - c')^2 = 64246.87 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{29.82 * 10^2}{64246.87} = 0.046$$

$$\sigma_b = k * y * 10 = 5.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^1 = 0.6 * f_{cj} = 15$$

$$\sigma_1 = 15k(d - y_1) * 10 = 168.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 168.29 \text{ MPa} < 347.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \sigma_b^1 \quad \text{condition vérifiée .}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{condition vérifiée .}$$

 **sur appuis :**

$$M_{ser} \text{ sur traves} = 30.94 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15}{b} (A' + A) = 3.39 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{b} (A'_c + A_d) = 213.88 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 11.61 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 + 15A'(y_1 - c')^2 = 64246.87 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{30.94 * 10^2}{64246.87} = 0.048$$

$$\sigma_b = k * y * 10 = 5.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^1 = 0.6 * f_{cj} = 15$$

$$\sigma_s = 175.61 \text{ MPa} < 347.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \sigma_b^1 \quad \text{condition vérifiée .}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{condition vérifiée .}$$

I.4.4 Schéma des ferrailages des poutres :

✚ **Poutres principales** : $(30 * 45) \text{ cm}^2$

En travée : 3T20

Sur appui : 3T20.

✚ **Poutres longitudinales** : $(30 * 40) \text{ cm}^2$

En travée : 3T16

Sur appui : 3T16

Ferraillage en travée et en appui

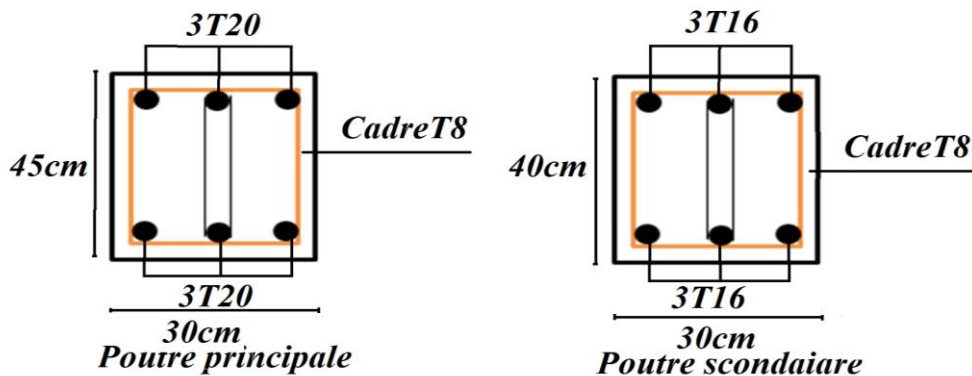


Fig.V.2 : Schéma des ferrailages des poutres principales.

V.4 Les voiles :

V.4.1 Introduction :

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales (au plus 20%), les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Pour cela l'avantage que présente l'utilisation des voiles est la réduction considérable des dommages sismiques des éléments non structuraux et du bâtiment en générale, et cela grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

- ✚ Pour éviter les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- ✚ Pour éviter le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.4.2 Recommandation du (RPA99/2003) :

V.4.2.1 Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.2\% * l_t * e$

l_t : Longueur de la zone tendue.

e : Épaisseur du voile. ($e = 20 \text{ cm}$)

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement : $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

- ✚ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

V.4.2.2 Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_i$.

V.4.2.3 Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

V.4.2.4 Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

V.4.2.5 Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{min} = 0.15\%(b * h) \Rightarrow \text{Globalement dans la section du voile.}$$

$$A_{min} = 0.10\%(b * h) \Rightarrow \text{En zone courante.}$$

a) L'espacement :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 .

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

b) Longueurs de recouvrement :

40 ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.

20 ϕ : Pour les barres situées dans.

V.4.3 Les sollicitations :

Les voiles seront calculés à la flexion composée uni-axiale en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter, à savoir :

$$\color{red}{+} \text{ Cas 1 : } N^{max} ; M^{correspondant} .$$

✚ Cas 2 : N^{min} ; $M^{correspondant}$.

✚ Cas 3 : M^{max} ; $N^{correspondant}$.

V.4.4 Exemple de calcul d'un voile plein (20cm) :

V.4.4.1 Détermination des sollicitations :

a) ELU :

$$M^{max} = 30.78 \text{ KN.m}$$

$$N^{corr} = 1838.50 \text{ KN}$$

$$I = \frac{e * L^3}{12} = \frac{0.20 * 3.51^3}{12} = 0.720726 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e * L = 0.20 * 3.51 = 0.702 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{L}{2} = \frac{3.51}{2} = 1.755 \text{ m}$$

Avec :

I : Inertie du voile.

Ω : Surface en plan du voile.

v : La position de l'axe neutre.

✚ Armatures verticales :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} * v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} * v$$

$$\sigma_1 = 269.39 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -168.23 \text{ KN/m}^2$$

La zone courante est armée par le minimum exigé par le (RPA 99version 2003)

$$A_{min} = 0.2\% * l_t * e$$

Permet de découper la zone comprimée en bande dont la largeur (d) est tel que :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = 1.755 \text{ m}$$

On adopte : $d = 1.5\text{m}$

h_e : Hauteur d'étage.

L_c : Longueur de la zone comprimée.

D'après le (RPA 99) on a :

✚ La section globale :

$$A \geq 0.15\% * e * d$$

$$A \geq 0.0015 * 20 * 150 = 4,50 \text{ cm}^2$$

✚ En zone courante :

$$0.10 \% * e * d = 0.001 * 20 * 150 = 3,00 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5HA10$

b) ELA :

$$M = 199.13 \text{ KN.m}$$

$$N = 270.79 \text{ KN}$$

✚ Armatures verticales :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} * v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} * v$$

$$\sigma_1 = 870.63 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -2846.1 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de (L) :

$$L_c = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2.61 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 3.51 - 2.61 = 0.9 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left(\frac{3.51}{2}; \frac{2 * 2.81}{3} \right) = 1.755 \text{ m}$$

soit : $d = 1,755 \text{ m}$

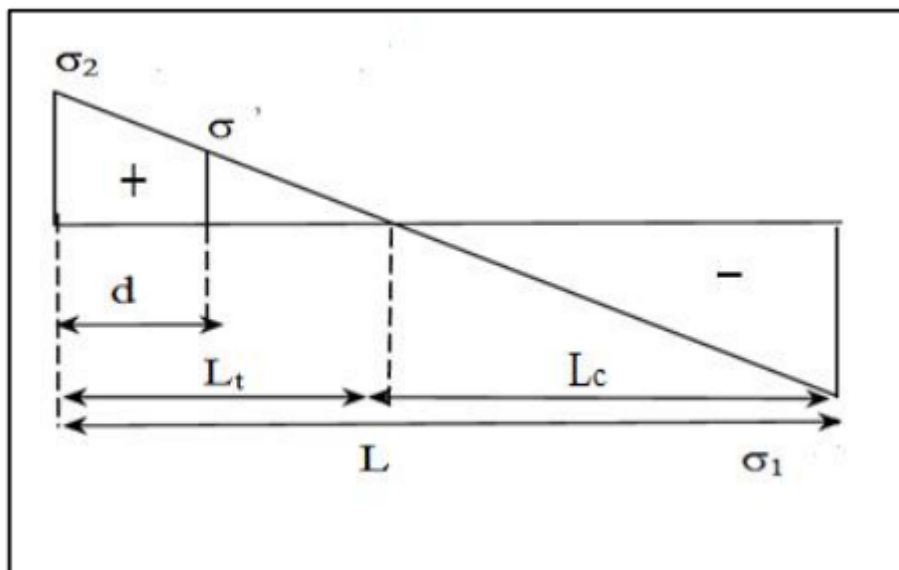


Fig. V.3 : diagramme d'une section partiellement comprimée.

$L < d \Rightarrow$ On utilise la longueur de la partie tendue (L_t) pour le calcul de ferrailage.
de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \sigma_2 * e * L_t = 2846.1 * 0.20 * 0.9 = 512.3 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{T * \gamma_b}{f_e} = 1.92 \text{ cm}^2.$$

✚ **Le minimum exigé par le (R.P.A 99/version 2003) :**

$$L_t = 90 \text{ cm} \Rightarrow A_{min} = 0.20\% * e * L = 0.002 * 20 * 150 = 6,00 \text{ cm}$$

Donc on prend dans la zone tendue : $A = \max (A_s ; A_{min}) = \max (1.92 ; 3,04)$

$$A_s = 3.04 \text{ cm}^2$$

✚ **Globalement dans la section du voile :**

$$A_s \geq 0.15\% * a * L = 0.0015 * 20 * 351 = 10.53 \text{ cm}$$

✚ **En zone courante :**

$$h' = h - 2L_t = 3.51 - 2 * 0.9 = 1.71 \text{ m}$$

$$A \geq 0.10\% * e * h' = 0.0010 * 20 * 171 = 3.42 \text{ cm}$$

Zone courante : $S_t \leq \min (1.5e ; 30 \text{ cm}) = \min (1.5 * 20 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

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

$$L_2 = L - 2L_1 = 351 - (2 * 30) = 291 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow N (\text{espacements}) : \frac{L_2}{S_t} = \frac{291}{20} = 14.55$$

On prend : $N (\text{espacements}) = 15$

$$\Rightarrow N (\text{barres}) = N (\text{espacements}) + 1 = 15 + 1 = 16$$

✚ **La zone d'about :**

$$\frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L}{10} = 35.1 \text{ cm}$$

$$N (\text{espacements}) = \frac{L_1}{S_t} = 3.51$$

On prend : $N (\text{espacements}) = 4$

$$\Rightarrow N (\text{barres}) = N (\text{espacements}) + 1 = 4 + 1 = 5$$

✚ **Le diamètre :**

$$\varnothing \leq \frac{a}{10} = 20 \text{ mm}$$

On adopte : $\emptyset = 12mm$

✚ Zone courante :

$$A_s = 16HA 12 = 18.10 \text{ cm}^2$$

✚ La zone d'about :

$$A_s = 5 HA 12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,tot} = 2A_{tend} + A_{comp} = 2 * 5.65 + 18.10 = 29.4cm$$

$$A_{s,tot} = 41.85 \text{ cm}^2 > A_{min} (globale) = 10.8cm^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

c) Ferraillage horizontal à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance au cisaillement se fait en majorant la contrainte de cisaillement de 40%.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1.4 \frac{v}{b_0 * d} = 0.189 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau = 0.189 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \quad (\text{pas de risque de cisaillement})$$

La section d'armatures est déterminée par le (BAEL91/modifiée99) comme suit :

$$\frac{A_t}{b_0 * S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} * k}{0.8 * f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$k = 0$ (Pour prendre en compte la reprise de bétonnage)

$$S_t \leq (1,5e, 30cm) \quad \text{donc : } S_t = 30cm$$

$$A_t \geq 0.13 \text{ cm}^2$$

✚ Choix des armatures :

On adopte : 4HA8 $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 30 \text{ cm}$.

✚ Vérification de l'espacement :

$$S_t = 30 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33cm \quad \text{condition vérifiée.}$$

✚ Le pourcentage minimum d'armatures:

D' autre part le (RPA 99/version2003) prévoit un pourcentage minimum de ferraillage qui est de l'ordre de :

0.25% De la section du voile considérée si :

$$A_{t,min}(RPA) = 0.25\% * b * S_t = 1.5cm^2$$

V.4.5 Schéma ferraillage de voile :

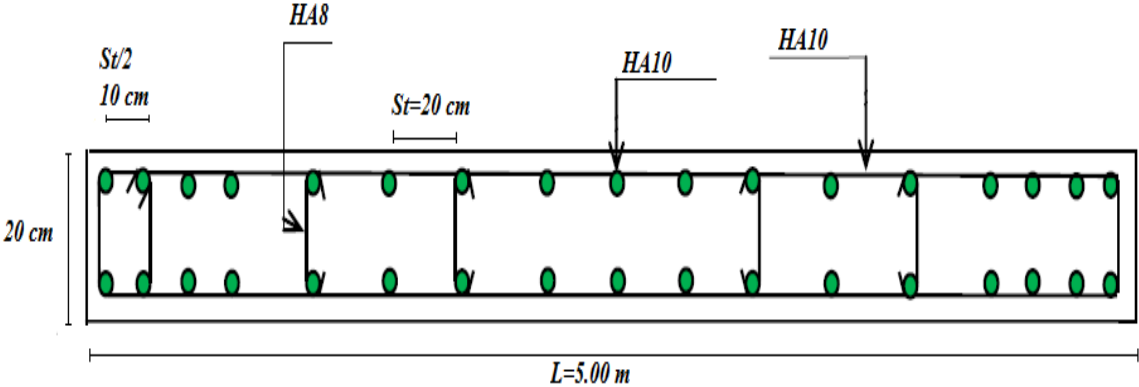


Fig.V.4 : Schéma de ferraillage des voiles



Chapitre VI :
Etude d'infrastructure.

VI Etude d'infrastructure :**VI.1 Introduction :**

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Dont elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VI.1.1 Le rôle assuré par les fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ✚ Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- ✚ Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ✚ Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.1.2 Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a) Lorsque les couches de terrain capable de supportées l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise des fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b) Lorsque les couches de terrain capable de supportées l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.1.3 Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes

donnée du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{Sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{Sol}}$$

Avec :

σ_{Sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

N : calculé par la combinaison *ELS*

VI.1.4 Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = A^2$

A : est déterminé par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{Sol}} \text{ d'où } S = \left[\frac{N}{\sigma_{Sol}} \right]$$

Avec :

$$A = B = \sqrt{S}$$

σ_{Sol} : Contrainte admissible du sol $\sigma_{Sol} = 2,00 \text{ bars}$

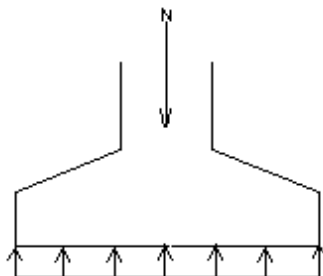


Fig.VI.1 : Semelle isolée sous poteau

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité ayant l'effort maximum

$$N_{ser}(S - Sol) = 1596,92 \text{ KN}$$

$$S = \frac{1596.92}{200} = 7,98 \text{ m}^2$$

$$A = B = (7,98)^{0,5} = 2,825 \text{ m.}$$

$$L_{min} = 1,2 \text{ m}$$

Il faut vérifier que $L_{min} > 1,5 * B$

Tel que L_{min} l'entraxe minimum entre deux poteaux :

$$\text{On a : } 1,5 * B = 4,238 \text{ m} > L_{min} = 1,2 \text{ m} \quad \text{condition non vérifiée}$$

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, il est donc recommandé d'opter un radier général.

VI.2 Radier général :

VI.2.1 Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée. Dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées.

Dans notre cas, on a opté pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

VI.2.2 Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier, il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{Sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{Sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{Sol}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 55852.285 \text{ KN} \\ \sigma_{Sol} = 2.00 \text{ bars} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } S \geq 279,26 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface du bâtiment } S_b = 594 \text{ m}^2$$

Donc la surface totale du radier est de 594 m^2

VI.2.3 Prédimensionnement radier :

VI.2.3.1 Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

VI.2.3.1.1 Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 5.35 \text{ m} \Rightarrow 21.40 \text{ cm} \leq h_1 \leq 26.75 \text{ cm}$$

VI.2.3.1.2 Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{et} \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

E : Module de Young ($E = 32164,20 \text{ MPa}$),

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/m}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/m}^3$),

Pour notre cas $K = 4 \text{ kg/m}^3$ (sol de densité moyenne),

$b = 1$: Largeur de la semelle par bande d'un mètre,

I : Inertie de la section transversale du radier $I = \frac{bh^3}{12}$

$$\text{On aura:} \quad h_2 = \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}{E}} \Rightarrow h_2 \geq 35.54 \text{ CM}$$

VI.2.3.1.3 Condition de cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

Avec :

$$T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u * 1\text{m}}{S_{rad}}$$

$$N_u = 78899,65 \text{ kN}$$

$$L = 5,35 \text{ m} ; \quad b = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u * L * 1\text{ml}}{2S_{rad} * b * (0.9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h \geq \frac{N_u * L * 1\text{ml}}{2S_{rad} * b * (0.9\bar{\tau}_u)} = 24.63$$

$$h_3 \geq 24.63 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$H \geq \text{Max}(h_1; h_2; h_3) = 35.54 \text{ cm}$$

On prend: $h = 40 \text{ cm}$

VI.2.3.2 Nervures :**VI.2.3.2.1 Condition de coffrage :**

$$b \geq 45\text{cm donc on prend } b = 45\text{cm}$$

VI.2.3.2.2 La hauteur de nervure :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

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

On a :

$$L_{max} = 5,35\text{m}$$

$$35.66\text{ cm} \leq h_N \leq 53.50\text{ cm}$$

On prend

$$h_N = 50\text{cm}$$

➤ **Résumé :**

✚ Epaisseur de la dalle du radier $h = 40\text{cm}$

✚ Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 50\text{ cm} \\ b = 45\text{ cm} \end{cases}$

VI.2.4 Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage dus aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_S}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\frac{M_S}{M_R} > 1.5$

Avec :

M_S : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

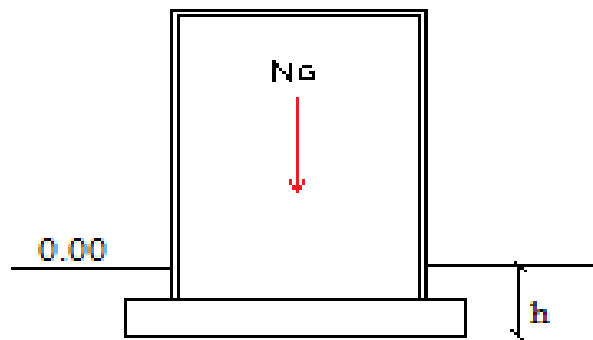


Fig.VI.2 : Schéma statique du bâtiment.

✚ Sens (x - x) :

Donc : $M_R = 351072.64kN.m$

$$M_S = P_T * X_g$$

Avec :

P_T : Poids de la structure y compris le poids du radier.

$$P_T = P_S + P_R + P_N$$

$$P_R = S_R * h * 25 = (594 + 52.47) * 0.4 * 25 = 6464,7kN$$

$$P_N = 254.4 * 0.45 * 0.5 * 25 = 1431kN$$

$$P_T = 55852,285 + 6464,7 + 1431 = 63747,985kN$$

X_g : La position du centre de gravité : $X_G = 12,75m$

Donc : $N = 63747,985kN$

$$M_S = N * X_g = 812786,808kN.m$$

$$\frac{M_S}{M_R} = 2.31 > 1.5 \quad \text{vérifiée.}$$

✚ Sens (y - y) :

$$y_G = 09,89m$$

Donc $M_R = 369229.49kN.m$

$$M_S = N * Y_G = 630467,571kN.m$$

$$\frac{M_S}{M_R} = 1.70 > 1.5 \quad \text{vérifiée.}$$

Conclusion :

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5. Notre structure est stable dans les deux sens.

VI.2.5 Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sol} = 2bars$$

Les contraintes du sol sont données par :

VI.2.5.1 Sollicitation du premier genre :

✚ **À l'ELS :** $\sigma_{Sol} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{55852285}{594} = 94.02 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_{Ser} = 94.02 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{Sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

VI.2.5.2 Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I}V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I}V$$

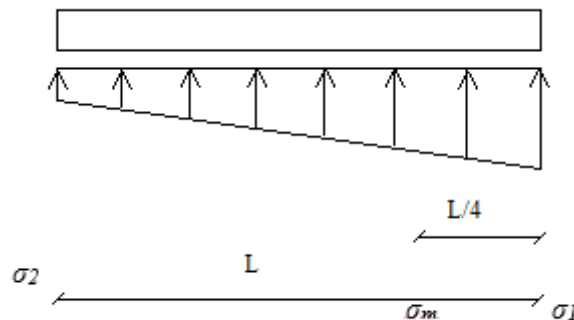


Fig.VI.3 : Contraintes sous le radier

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{Sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33\sigma_{Sol}$.

✚ **ELU :**

$$N_u = 78899.65 \text{ kN}$$

M: Est le moment de renversement

$$\sigma_{Sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) (kN/m^2)$
Sens (x - x)	285.98	85.33	235.81
Sens (y - y)	230.61	140.66	208.12
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5\sigma_{Sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{Sol}$

Tab.VI.1 : Contraintes sous le radier à l'ELU

ELS :

$$N_{ser} = 55852285kN$$

M : est le moment de renversement.

$$\sigma_{Sol} = 200kN/m^2$$

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) (kN/m^2)$
Sens (x - x)	236.61	25.91	235.81
Sens (y - y)	176.38	86.43	208.12
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5\sigma_{Sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{Sol}$

Tab.VI.2 : Contraintes sous le radier à l'ELS

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VI.2.6 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé. Le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui du plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

VI.2.6.1 Ferrailage de la dalle du radier :

VI.2.6.1.1 Détermination des efforts :

Si $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastés au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

a) **Panneau de rive :**

✚ Moment en travée : $M_{t,x} = 0,85M_x$.

$$M_{t,y} = 0,85M_y.$$

✚ Moment sur appuis : $M_{a,x} = M_{a,y} = 0,3M_x$ (appui de rive).

$$M_{a,x} = M_{a,y} = 0,5M_x \text{ (Autre appui).}$$

b) **Panneau intermédiaire :**

✚ Moment en travée : $M_{t,x} = 0,75M_x$.

$$M_{t,y} = 0,75M_y.$$

✚ Moment sur appuis : $M_{a,x} = M_{a,y} = 0,5M_x$

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

✚ Moment en travée : $M_t = 0,85M_0$.

✚ Moment sur appuis : $M_a = 0,5M_0$.

Avec : $M_0 = \frac{ql}{8}$

VI.2.6.1.2 Valeur de la pression sous radier :

➤ **ELU :** $q_u = \sigma_m^u * 1m = 235.81 \text{ KN/m}$

➤ **ELS :** $q_{ser} = \sigma_m^{ser} * 1m = 183.93 \text{ KN/m}$

VI.2.6.1.3 Moment en travée et sur appuis :

On a le rapport des panneaux $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Panneaux	$L_x(m)$	$L_y(m)$	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	q_u (KN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
ELU(v=0)	4,50	5,35	0,86	0,0496	0,7052	235,81	236,84	201,32	167,02	141,97	118,42
ELS(v=0,2)	4,50	5,35	0,86	0,0566	0,7933	183,93	211,95	180,16	168,14	142,92	105,97

TabVI.3 : Calcul des moments

VI.2.6.1.4 Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{t28} = 2,1MPa ; \sigma_{bc} = 14,17MPa ; f_e = 400MPa ; \sigma_s = 348MPa ;$$

$$b = 100cm ; h = 40cm ; d = 0,9h = 36cm$$

	Sens	M_u (kNm)	u	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t
Travée	$x - x$	201,32	0,1096	0,1455	33,903	17,07	6T20	18,85	20
	$y - y$	141,97	0,0773	0,1000	34,55	11,81	6T20	18,85	20
Appui	$x - x$	118,42	0,0644	0,0833	34,79	9,78	6T16	12,09	20
	$y - y$								

Tab.VI.4 Ferrailage des panneaux du radier

VI.2.6.1.5 Espacement :

$$esp \leq \min(3h; 33cm) \Rightarrow S_t \leq \min(135 \text{ cm}; 33cm) = 33cm$$

✚ Sens ($x - x$) :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20cm$

✚ Sens ($y - y$) :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20cm$

VI.2.6.1.6 Vérifications nécessaires :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{s,min} = 0.23 \frac{bd f_{t28}}{f_e} = 4.437 \text{ cm}^2 < 12.09 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification des contraintes à l'ELS :

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	$x - x$	106,73	18,85	5,55	15	44,7	240	OK
	$y - y$	83,79	18,85	4,3	15	35,1	240	OK
Appuis	$x - x$	62,78	12,09	3,8	15	27,3	240	OK
	$y - y$							

Tab.VI.5 : Vérification des contraintes

VI.2.6.2 Ferrailage des nervures :

VI.2.6.2.1 Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (*BAEL91 modifié 99 [1]*)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

✚ **En travée :** $M_t = 0,85M_0$

✚ **Sur appuis :** $M_a = 0,50M_0$

VI.2.6.2.2 Calcul des armatures :

$$b = 45\text{cm}; h = 55\text{cm}; d = 49,5\text{cm}$$

$$A_{s,min} = 0,5\%b * h$$

✚ **Sens porteur ($y - y$) :**

$$L = 5,35\text{m}$$

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	677,48	0,2146	0,305	43,44	44,72	9T25	44,18
Appuis	398,51	0,1262	0,169	46,14	24,82	9T20	28,27

Tab.VI.6 : Ferrailage des nervures (sens porteur)

✚ **Sens non porteur ($x - x$) :**

$$L = 4,50\text{m}$$

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	507,35	0,1607	0,220	45,13	32,31	9T25	44,18
Appuis	298,44	0,094	0,124	47,03	18,24	6T20	18,85

Tab.VI.7 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)

VI.2.6.2.3 Vérifications nécessaires :

a) **Condition de non fragilité :**

$$A_{s,min} = 0.23 \frac{bdf_{t28}}{f_e} = 2.68\text{cm}^2 < 18.85\text{cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

b) **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Nervures	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
I	Travée	528.43	44,18	15,7	15	235.7	240	NO

<i>Porteuse</i>	<i>Appui</i>	398,51	28,27	15,4	15	182.6	240	NO
2	<i>Travée</i>	507,35	44,18	15.1	15	215.7	240	NO
<i>Non p.</i>	<i>Appui</i>	298,44	18,85	14.6	15	177.3	240	OK

Tab.VI.8 Vérification des contraintes

c) Note :

On remarque que les contraintes dans le béton ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section du béton

Donc : on prend Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 65 \text{ cm} \\ b = 55 \text{ cm} \end{cases}$

VI.2.6.2.4 Calcul des armatures :

$$b = 55\text{cm} ; h = 65\text{cm} ; d = 58,5\text{cm}$$

$$A_{s,min} = 0,5\%b.h$$

✚ Sens porteur (y – y) :

$$L = 5,35\text{m}$$

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
<i>Travée</i>	677,48	0,254	0,357	50,13	33,14	8T25	39.27
<i>Appuis</i>	398,51	0,149	0,203	53,74	21,32	8T20	25.13

Tab.VI.9 : Ferrailage des nervures (sens porteur)

✚ Sens non porteur (x – x) :

$$L = 4,50\text{m}$$

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
<i>Travée</i>	507,35	0,190	0,392	49.32	32,31	8T25	39.27
<i>Appuis</i>	298,44	0,112	0,149	55,01	15,59	8T20	25.13

Tab.VI.10 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)

VI.2.6.2.5 Vérifications nécessaires :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{s,min} = 0.23 \frac{bdf_{t28}}{f_e} = 3.88 \text{ cm}^2 < 25.13 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification des contraintes à l'ELS :

Nervure <i>s</i>	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérificatio <i>n</i>
1 <i>Porteuse</i>	Travé <i>e</i>	528.43	39.27	10,3	15	208,3	240	OK
	Appui	398,51	25.13	10.01	15	164.5	240	OK
2 <i>Non p.</i>	Travé <i>e</i>	507,35	39.27	9,9	15	194.6	240	OK
	Appui	298,44	25.13	7.6	15	147.3	240	OK

Tab.VI.11 : Vérification des contraintes

c) Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min\{0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$.

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{613.106 * 10^3}{450 * 495} = 1.905 \text{ MPa}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{235.81 * 5.35}{2} = 613.10 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 1.905 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

d) Armatures transversale :

✚ Selon (BAEL 91 modifié 99) :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj}K}{0.8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ MPa}) = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right) = 0.95 \text{ MPa}$$

✚ Selon (RPA99 version 2003) :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.3b_0$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}; 12\phi_l\right) = 24 \text{ cm} \quad \text{zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \quad \text{zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.85 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}; \tau_u = 2,25 \text{ MPa}; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; b = 45 \text{ cm}; d = 49,5 \text{ cm}$$

On trouve :

$$S_t = 20cm \quad \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 25cm \quad \text{Zone courante.}$$

✚ Zone nodale $A_t \geq 3,30 \text{ cm}^2$

✚ Zone courant $A_t \geq 4,12 \text{ cm}^2$

On prend : Zone nodale: $5T10 = 3,93\text{cm}^2$

Zone courante: $5T10 = 3,93\text{cm}^2$

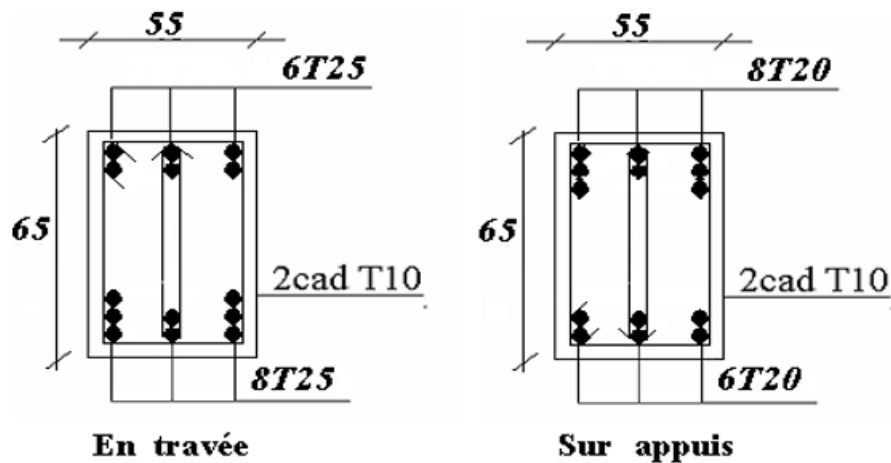


Fig.VI.4 : Ferrailage des nervures sens porteur et sens non porteur

VI.3 Etude du voile périphérique :

VI.3.1 Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher S-Sol.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du S-Sol et les fondations.

VI.3.2 Prédimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du (RPA99/ version 2003/10.1.2).

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
- Epaisseur $e \geq 15cm$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.

- Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.

VI.3.3 Évaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 3,00 \text{ m} ; L_y = 4,60 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm}.$$

Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de 1 m à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **BAEL91 modifié 99 [2]**, la charge des poussées des terres est donnée par :

$$Q = A * \gamma * H$$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1 m ,

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne,

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 17,15 \text{ kN/m}^3$),

H : Hauteur du voile ($H = 2,50 \text{ m}$).

$$\varphi = 0^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 1$$

Donc :

$$Q = A * \gamma * H = 50.93 \text{ KN/ml} \Rightarrow q_u = 1.35Q = 68.76 \text{ KN/ml}$$

VI.3.4 Effort dans la dalle :

$1 > \frac{L_x}{L_y} = 0.652 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0633 ; \mu_y = 0,493$$

$$M_x = \mu_x * q_u * L_x^2 = 39.17 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 18.92 \text{ KN.m}$$

 Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 32,63 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 16,08kN.m$$

✚ Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 19,19kN.m$$

VI.3.5 Calcul du ferrailage :

$$b = 100cm ; h = 20cm ; d = 18cm ; \sigma_{bc} = 14,17MPa$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

	<i>Sens</i>	M_u (kNm)	u	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	<i>Choix</i>	A_s^{adp} (cm ²)	<i>Esp</i> (cm)
<i>Travée</i>	<i>x - x</i>	32,63	0,071	0	0,092	17,33	5,41	7T12	7,92	17
	<i>y - y</i>	16,08	0,035	0	0,045	17,67	2,61	6T8	3,02	20
<i>Appuis</i>	<i>x - x</i>	19,19	0,042	0	0,053	17,61	3,13	5T12	5,65	25
	<i>y - y</i>									

Tab.VI.12 : Ferrailage du voile périphérique

VI.3.6 Condition de non fragilité :

Les dalles travaillent dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm ($12 \leq e \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_{x,min} ; & A_{x,min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_{y,min} ; & A_{y,min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_{x,min} = 0.0008 \left[3 - \frac{2.97}{4} \right] \frac{100 * 20}{2} = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{y,min} = 0.0008 * 100 * 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

✚ En travée :

$$\begin{cases} A_x = 7.92 \text{ cm}^2 > A_{x,min} = 1.80 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3.02 \text{ cm}^2 > A_{y,min} = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✚ Sur appuis :

$$\begin{cases} A_x = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{x,min} = 1.87 \text{ cm}^2 \\ A_y = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{y,min} = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VI.3.7 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{u,max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u * L_x * L_y}{2L_x + L_y} = 77.77 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u * L_x}{3} = 105.43 \text{ KN}$$

$$T_{u,max} = \max(T_x; T_y) = 105.43$$

$$\tau_u = \frac{105.43 * 10^3}{1000 * 180} = 0.583 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.583 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

VI.3.8 Vérification à L'ELS :

VI.3.8.1 Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 1.53 > 0.4 \Rightarrow Q_{ser} = 50.93 \text{ KN/ml}$$

$$\mu_x = 0.0633$$

$$\mu_y = 0.493$$

$$M_x = \mu_x * Q_{ser} * L_x^2 = 68.21 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 33.62 \text{ KN.m}$$

✚ Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 57,97 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 28,57 \text{ KNm}$$

✚ Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 34,10 \text{ KNm}$$

VI.3.8.2 Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	x - x	68,21	7,92	7,3	15	OK
	y - y	33,62	3,02	5,2	15	OK
Appuis	x - x	34,10	5,65	5,1	15	OK
	y - y					

Tab.VI.13 : Vérification des contraintes à l'ELS

VI.3.8.3 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.067 > 0.042 \quad \text{condition vérifiée} \\ 0.067 > 0.028 \text{ à } 0.037 \quad \text{condition vérifiée.} \\ 1.67 * 10^{-3} < 5 * 10^{-3} \quad \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées. Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion générale :

Le rôle de l'ingénieur en structure dans un projet de construction d'un bâtiment est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

Le projet qu'on a mené nous a permis d'utiliser des logiciels de calcul, outils devenus indispensables pour l'étude des ouvrages en béton armé. Grâce au logiciel ROBOT, on a effectué des dimensionnements et des calculs de différents éléments des structures porteuses.

On s'est également rendu compte que l'emploi de l'informatique impose à l'ingénieur de formuler un certain nombre d'hypothèses et de vérifications pour rendre les résultats convenablement exploitables pour son travail.

Par conséquent, on s'est été amené à exploiter, moyennant certaines vérifications, des résultats pour le dimensionnement des éléments de la structure. on s'est également familiarisé avec les règlements et règles de construction en béton armé.

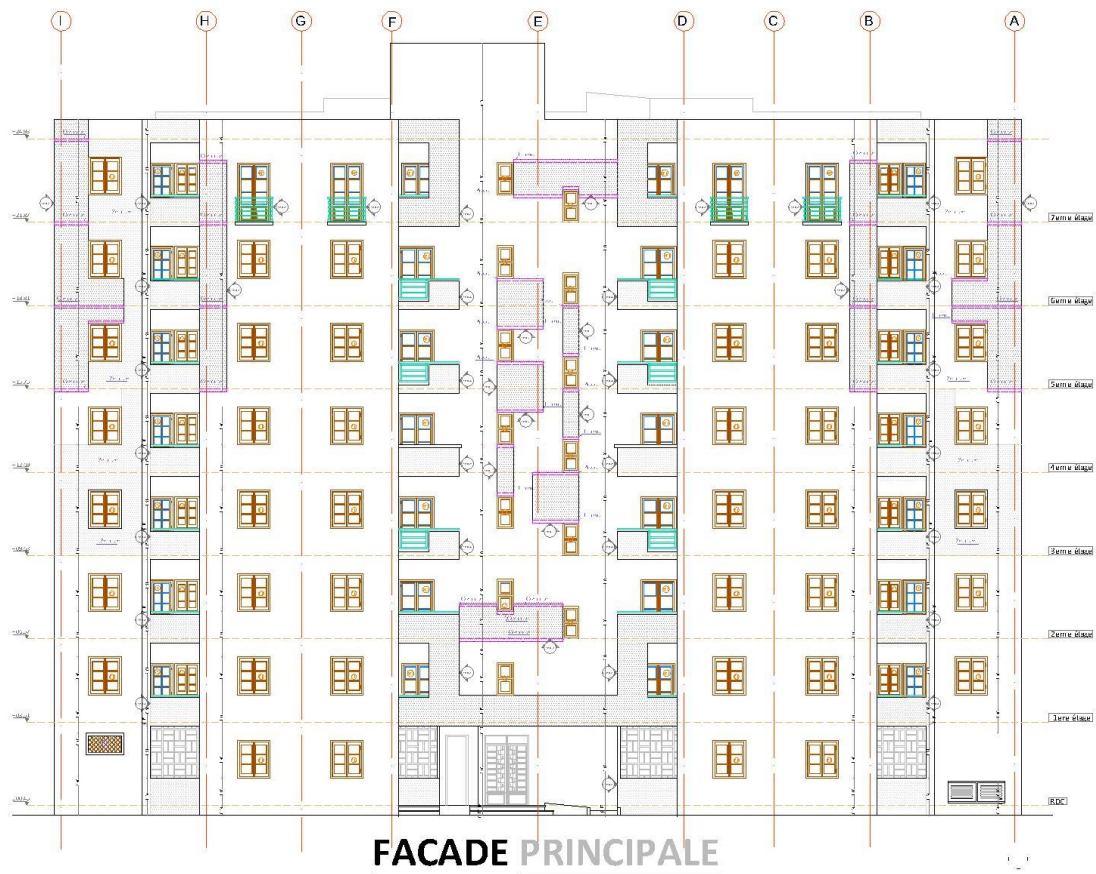
Pour la disposition des contreventements que se soit en béton armé ou en charpente métallique ; on a constaté qu'elle présente un facteur beaucoup plus important que la quantité des matériaux à placer dans une structure et elle a un rôle déterminant dans le comportement vis-à-vis du séisme pour cela l'architecte et l'ingénieur civil, doivent collaborer d'emblée afin de naître un ouvrage qui respecte, conjointement, une conception parasismique judicieuses et bien efficace, ainsi l'expression et l'idée architectural visée.

VII. LES ANNEXES :

VII.1 ANNEXE 01 : Les plans d'architecture.

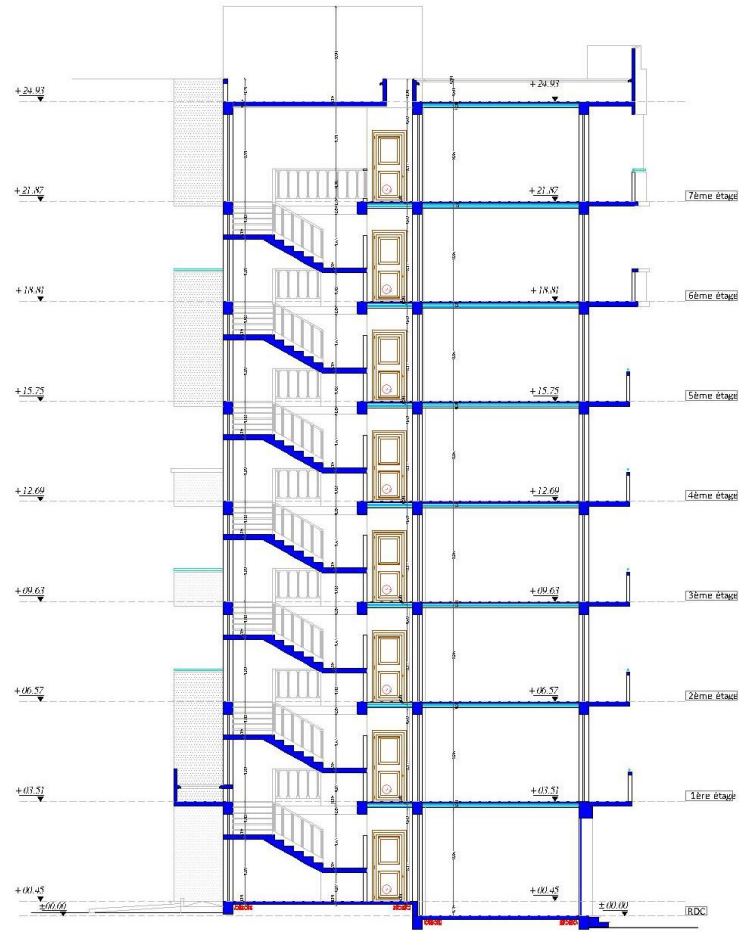
VII.2 ANNEXE 02 : Les plans du ferrailage.

VII.3 ANNEXE 03 : Les plans du coffrage.

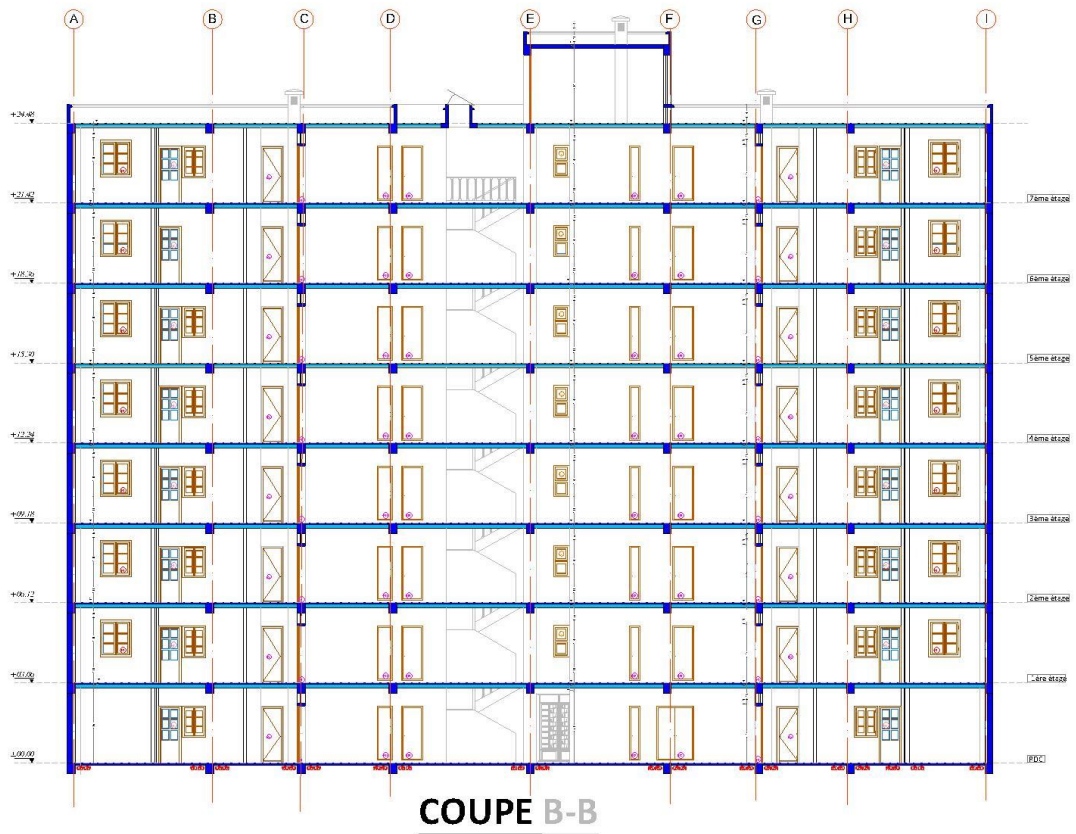


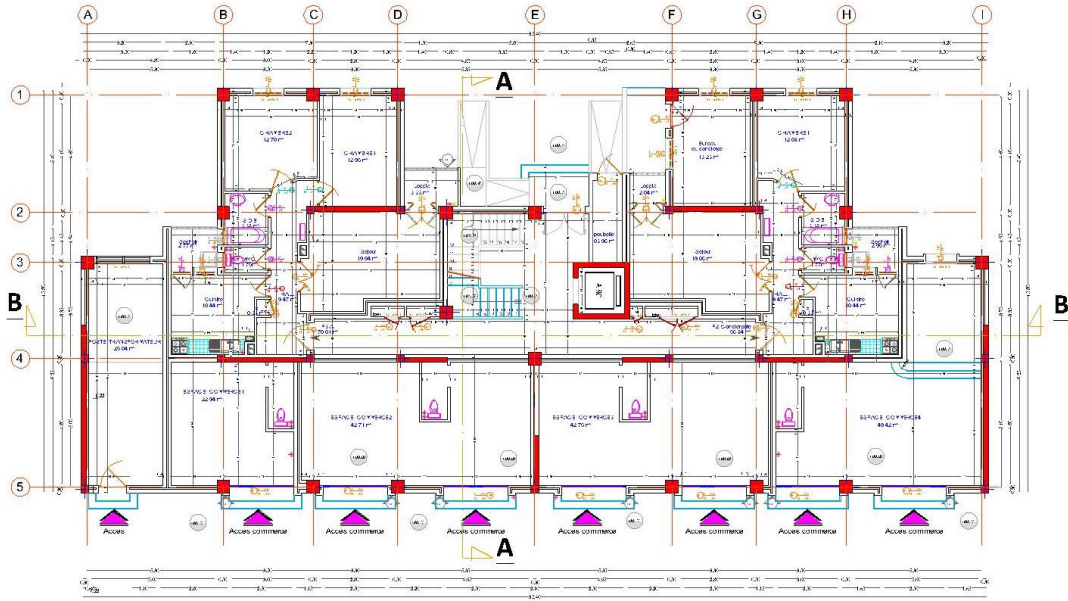


FACADE POSTERIEUR

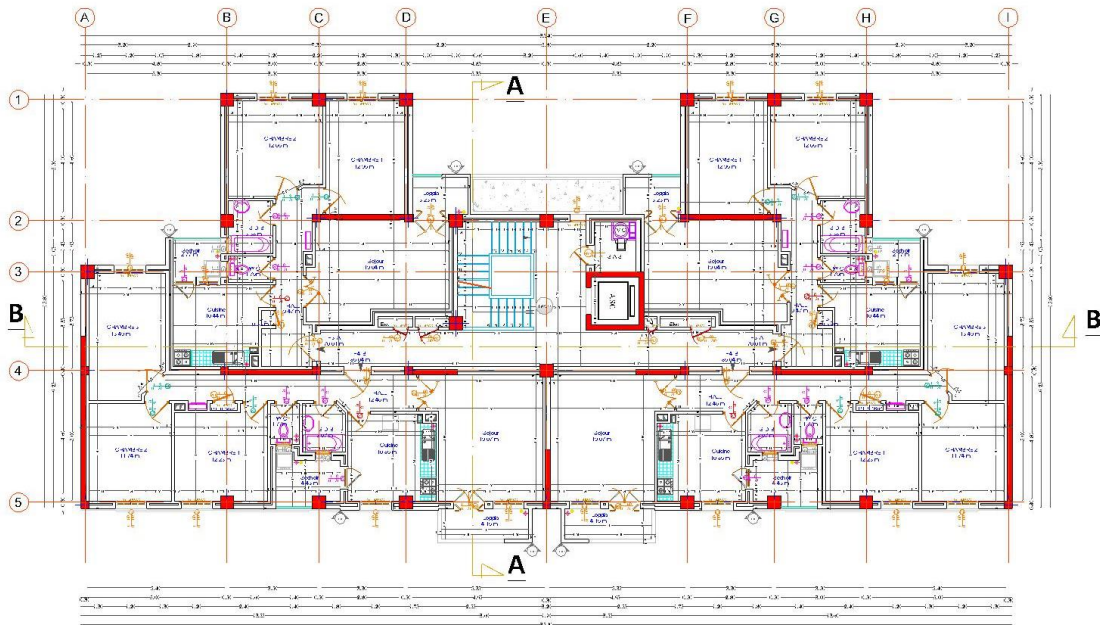


COUPE A-A

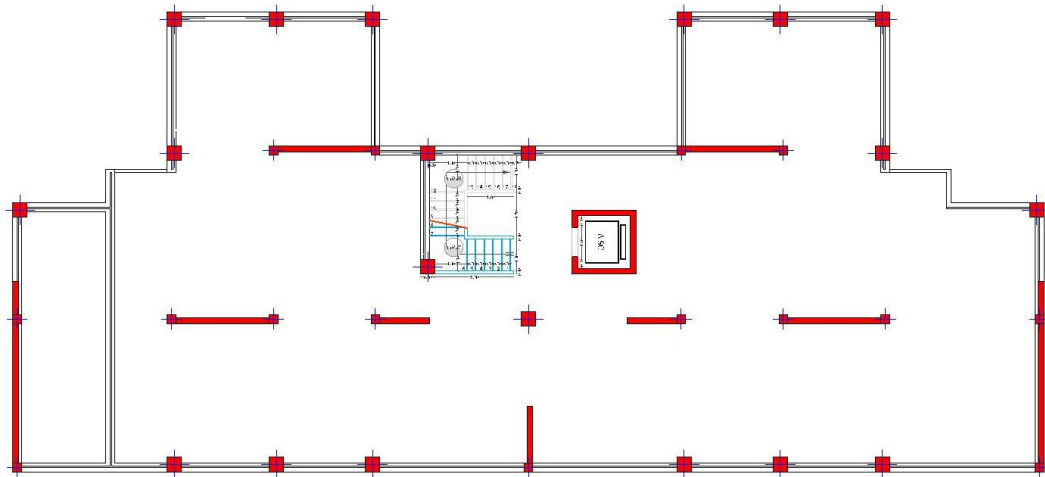




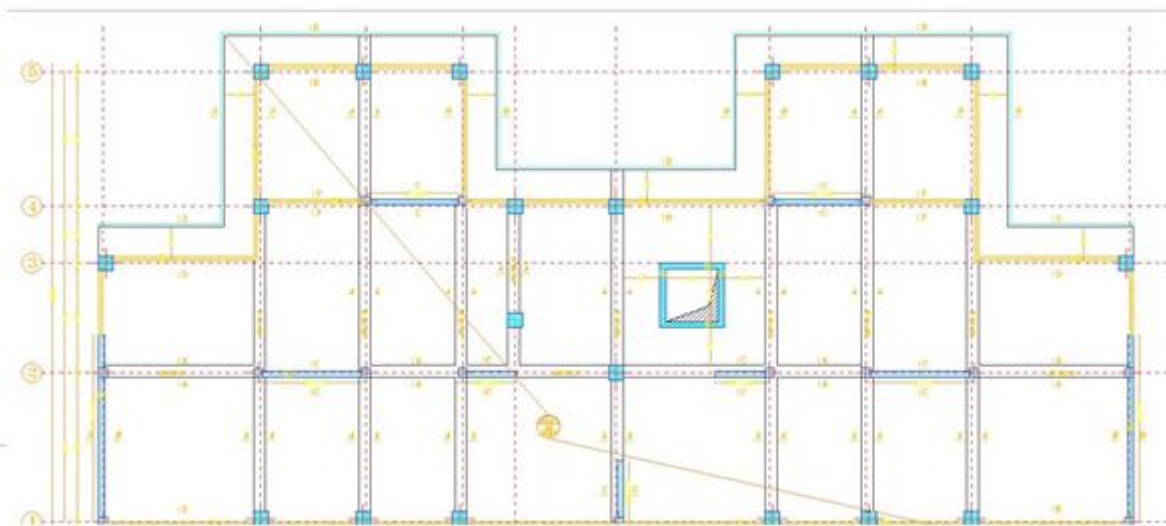
PLAN RDC



PLAN ETAGE COURANT



PLAN de sous-sol



Plan de fondation

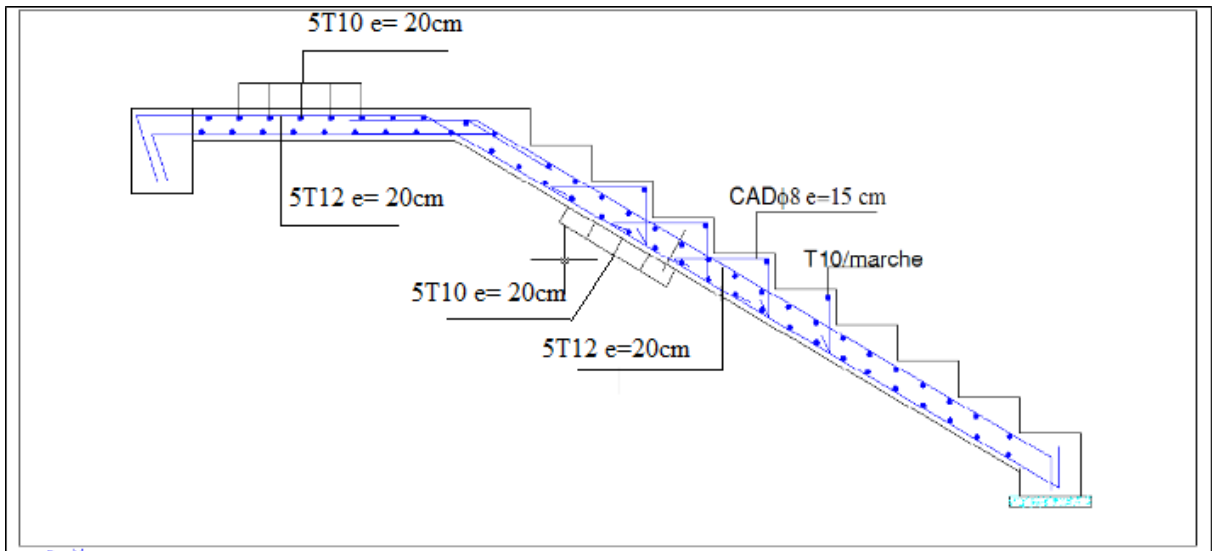


Schéma de ferrailage des escaliers S-Sol.

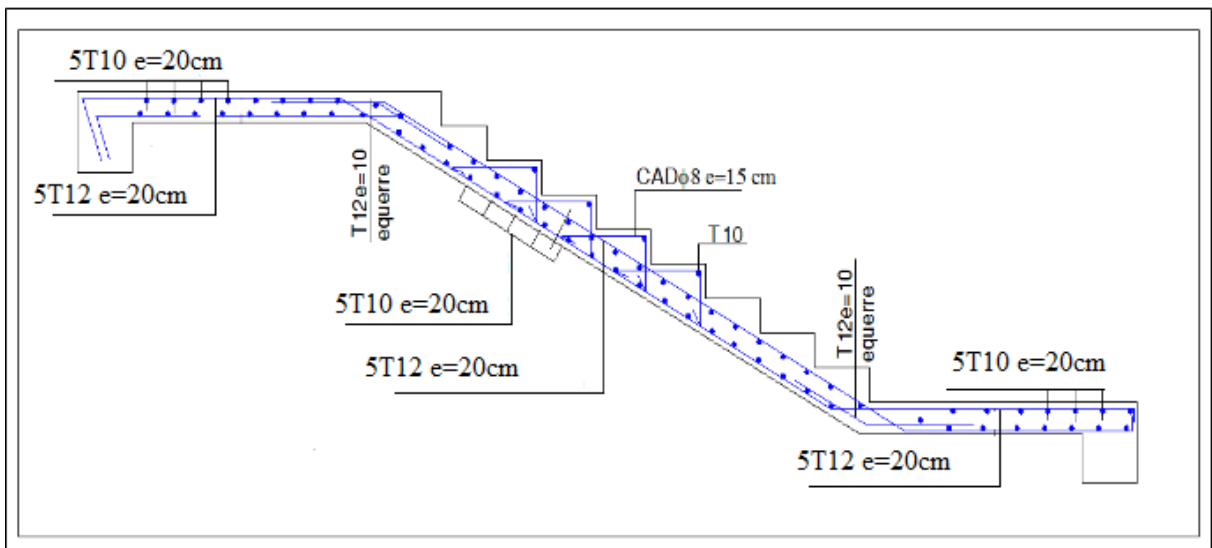


Schéma de ferrailage des escaliers RDC et Etage courant.

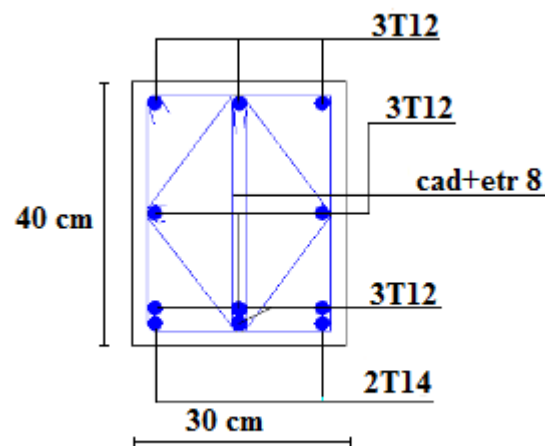


Schéma de ferrailage de la poutre pallié.

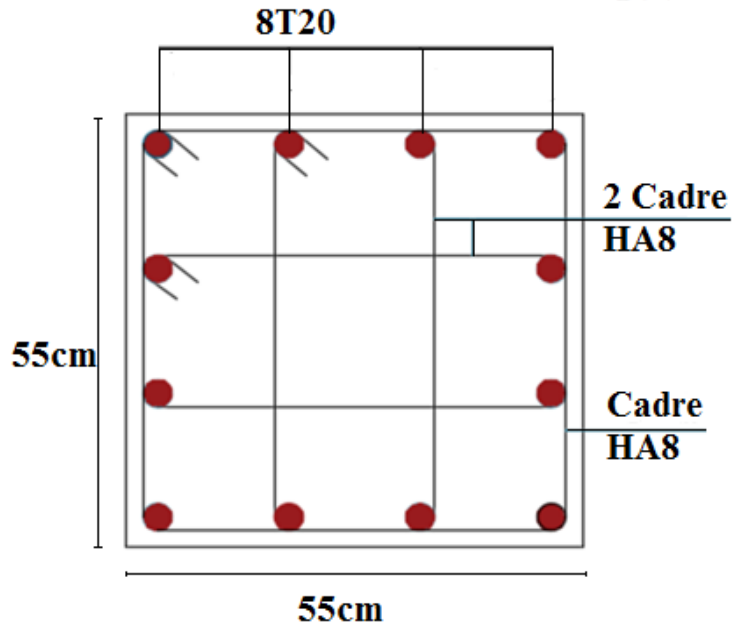


Schéma de ferrailage des poteaux (55*55)

Ferrailage en travé et en appui

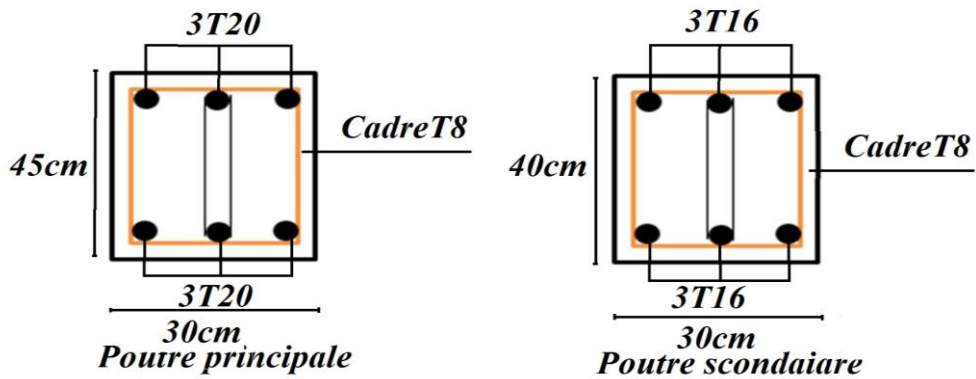


Schéma des ferrailages des poutres principales.

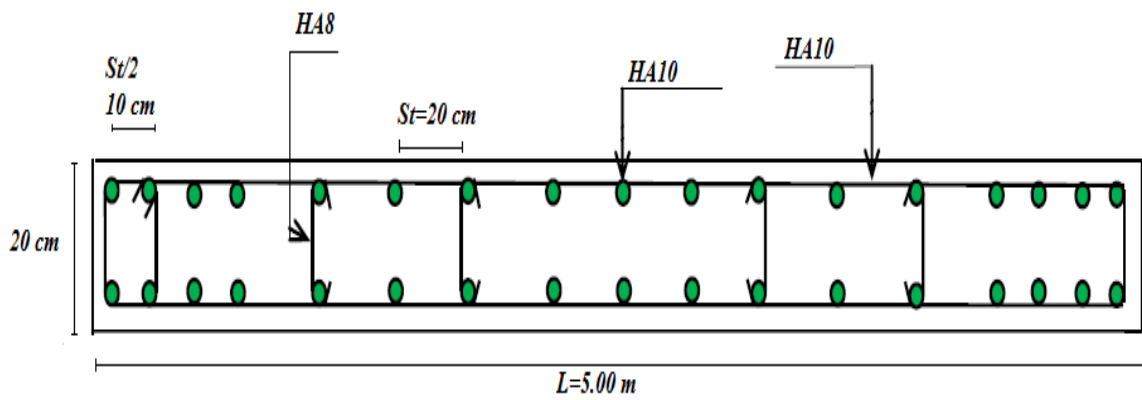
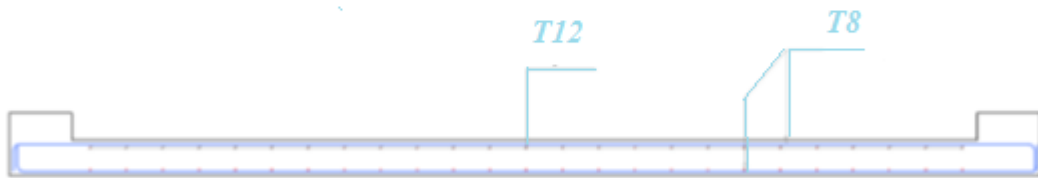
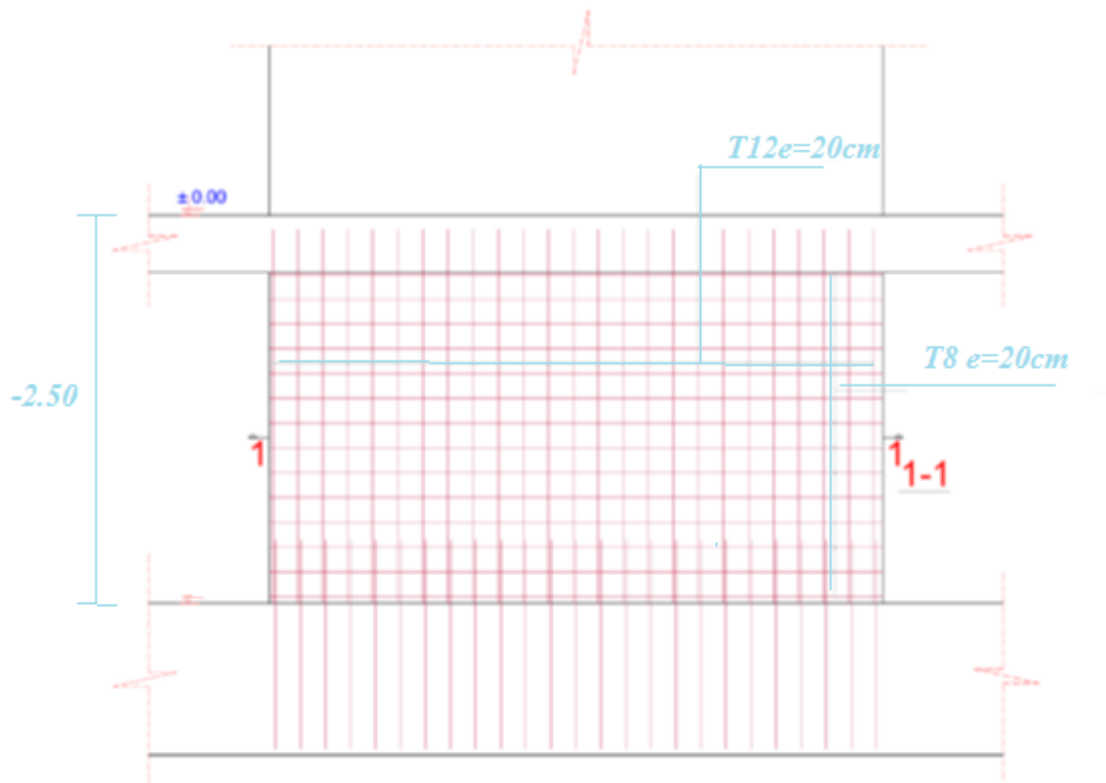
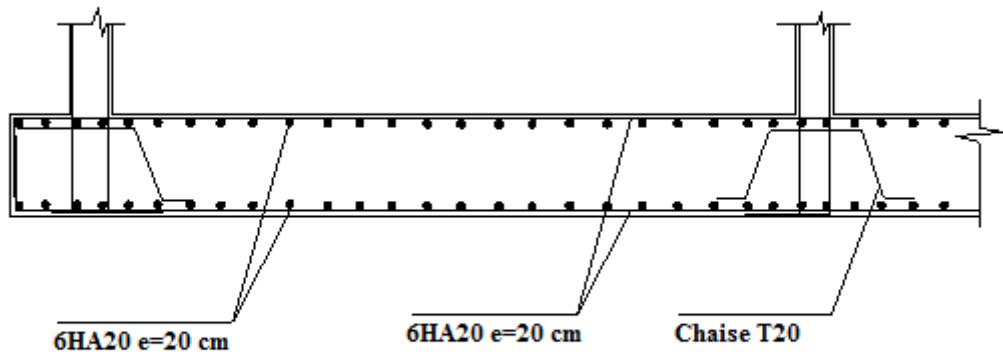


Schéma de ferrailage des voiles



coupe 1-1

ferraillage de voile périphérique



ferrailage du radier

Bibliographie :

REGLEMENT :

- 📖 Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003)
- 📖 Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé (CBA 93)
- 📖 Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL91)
- 📖 Document technique réglementaire (DTR .B.C.2.2)

COURS :

- 📖 Béton armé
- 📖 Dynamique des structures
- 📖 Bâtiments

LOGICIELS :

- 📖 AUTODESK ROBOT 2019 STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONALE
- 📖 AUTO CAD 2019