

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Ibn Khaldoun de Tiaret



Faculté des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Présenté par :

Mr TAIBI Mohamed Ibrahim

Mlle ZERROUKI Abir

Sujet du mémoire

**Étude d'un bâtiment à usage d'habitation en R+8 avec sous sol
implanté à Tiaret**

Soutenu publiquement le ... /06/2022 devant le jury composé de :

Dr.	Saoula Abdelkader	Président
Prof.	Hassaine Daouadji Tahar	Rapporteur
Dr.	Bensattalah Tayeb	Examineur
Prof.	Zidour Mohamed	Examineur

Promotion 2021/2022

Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le bienveillant de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre encadreur monsieur Daouadji Tahar Hassaine. Pour les orientations et les conseils qu'il a su nous montrer durant l'évolution de notre projet.

Nous remercions les honorables membres du jury qui nous ont fait l'immense honneur de président d'examiner ce travail. .

Nous voudrions aussi remercier tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Merci aussi à tous les membres du bureau d'étude architecture Cherrak Mohamed de construction de (Frenda).

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Dédicace

Je remercie Dieu tout puissant de m'avoir donné la force et le courage de finir ce travail.

À cet agréable moment je dédie ce modeste travail à ma chère mère Fatma qui a été à mon côté durant toute ma vie, à ma cher père A.E.K. Allah yarhmo qui a sacrifié toute leur vie afin de me voir devenir ce que je suis, à mes sœur HADJIRA, AIDA et NASSIRA qui m'a soutenu moralement.

Je dédie aussi ce mémoire :

*À mes frères
À toute ma famille
À tous mes amis particulièrement :*

, NOUR ELHOUDA, RANIA, CHAHRAZED, Houaria, Razika et mon binôme Mohamed Ibrahim, Surtout mes deux meilleurs amis BOUCHRA et SIHAM qui m'ont encouragée à finir ce travail.

À toutes la promotion de 2^{ème} année master GC.

ABIR.ZE

DEDICACE

Je m'incline devant dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir.

Je dédie ce modeste travail :

Un cadeau spécial pour celui qui elle a enduré neuf mois entiers, pour celui qui a enduré toutes mes épreuves et mes erreurs, Pour ceux qui restent éveillés la nuit dans ma tristesse et ma douleur, la femme la plus douce, la plus belle et la meilleure de ma vie, toi, ma chère mère, un morceau de mon cœur et quoi encore, source d'affection, de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

Mon deuxième cadeau est à mon ami et compagnon qui m'a soutenu tout au long de mon enfance, mon cher père, mon bien-aimé, qui soutient mes bras, à qui je me plains de mes peurs, à tu as toujours côtés et tu m'as guidé sur le droit chemin tout ce temps je souhaite que Dieu prenne soin de vous et vous garde au-dessus de nos têtes, et perpétue votre grâce sur nous.

A toute ma famille Taibi, grande et petite.

Mes sœurs qui m'ont soutenue, un cadeau spécial pour elles de mon cœur.

A mon belle-sœur et binôme ABIR et sa famille.

A tous ceux qui m'ont aidé dans cette travaille sans oublier Souhila et Sarra.

A tous mes meilleurs amis(es).

A tous mes amis(es) et promotion de master 2 structure 2022.

Mohamed

Ibrahim .Taibi

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment a usage multiple constitué d'un sous-sol, Rez-de-chaussée plus (8) étages, implanté à la la wilaya de Tiaret Cette région est classée en zone sismique (I) selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

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

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin, l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ETABS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

ملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى متعدد الاستخدامات يتكون من سرداب وطابق أرضي بالإضافة إلى (8) طوابق، يقع في إلى دراسة العناصر الثانوية (عوارض، سلاّم، حواف، بلكونة، مصعد، بلاطة صلبة). بدأت الدراسة الديناميكية للهيكال في الجزء الثالث ولاية تيارت. هذه المنطقة مصنفة كمنطقة زلزالية (1) وفقاً لإصدار RPA99 2003. باستخدام لوائح الحساب الجديدة والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003 و B. الهيكل وأخيراً نزول الأحمال، أما الجزء الثاني فيهدف بواسطة برنامج ETABS من أجل تحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال (الأحمال الدائمة، التشغيل والحمل الزلزالي). أخيراً، سيتم حساب دراسة العناصر المقاومة للهيكال (الدعائم، الحزم، الأشرعة، البلاطة العامة) في الجزء الأخير. **الكلمات المفتاحية:** بناء، خرسانة مسلحة، SBATE ، APR معدل 2003, LEAB91 معدل 99.

abstract

This project offers a detailed study of a mixed-use building consisting of a basement and a ground floor in addition to (8) floors, located in the state of Tiaret. This area is classified as a seismic region (1) according to the version of RPA99 2003. Using the new calculation regulations and checking reinforced concrete (RPA99V2003 and B. The structure and finally the descent of loads, the second part aims to study the secondary elements (beams, ladders, edges, balcony, elevator, solid slab). The dynamic study of the structure began in the part Third by ETABS in order to determine the different pressures due to loads (permanent loads, operation and seismic load). Finally, the study of the resisting elements of the structure (props, beams, sails, and general slabs) will be calculated in the last part. Keywords: construction, reinforced concrete, etabs, RPA99 rate 2003, bael91 rate 99.

Liste des figures

Figure I.1. Diagramme contraintes - déformations instantanées du béton	08
Figure I.2. : Diagramme contraintes déformations	10
Figure I.3 Diagramme des déformations limitées de la section	13
Figure I.4: La section la plus sollicitée du poteau	19
Figure II.1 Schéma d'un plancher à corps creux	24
Figure II.8 diagramme des moments fléchissant pour la poutrelle type 02.....	34
Figure II.9. Diagramme des efforts tranchant à ELU pour la poutrelle type 02.....	34
Figure II.13 Schéma de ferrailage de poutrelle	50
Figure III.1 Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.....	51
Figure III.2 Schéma du ferrailage de l'acrotère	55
Figure III.3 Schéma représente le type de balcon	55
Figure III.4 Schéma de ferrailage du balcon	60
Figure III.5 Schéma d'un escalier	60
Figure III.6 Schéma statique des charges et surcharges (paillasse, palier)	63
Figure III.7 Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant	64
Figure III.10 Ferrailage de la poutre palière	69
Figure III.11 Ferrailage d'un escalier	71
Figure III.13 Schéma de ferrailage de la poutre noyée	75
Figure III.14 Schéma de ferrailage de l'appui de la poutre noyée	75
Figure III.15 Vue en plan de l'ascenseur	76
Figure III.16 Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur	86
Figure IV.1 La structure sur le «ETABS 9.7.1».....	89
Figure IV.2 Spectre de réponse	91
Figure VI.3 poids de chaque niveau (fichier etabs)	97
Figure V.1 Dessin de ferrailages des sections des poteaux	142
Figure V.2 Coupe de voile en élévation	143
Figure V.4 voile sens transversal de l'étage	146
Figure V.5 Disposition des armatures verticales dans les voiles	149
Figure VI.1 . Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture	155
Figure VI.02. Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture	157
Figure VI.03. Disposition Ferrailage de Fondation (Radier +Poutre de libage	159
Figure VI.04. Disposition des armatures dans le voile	160
Figure VI.05. Disposition du ferrailage du voile	160
Figure VI.6 Coupe transversale de longrine	161
Figure VII.1. Vue en plan des répartitions des voiles	163

Liste des tableaux

Tableau I. 1 : Coefficient de fissuration η	11
Tableau I. 2 : coefficient de scellement ψ_s	11
Tableau I. 3: Les charges permanentes du plancher terrasse	14
Tableau I.4: Les charges permanentes du plancher R.D.C et étage courante	14
Tableau I.5: Les charges permanentes du Murs de façade	15
Tableau I.6: Les charges permanentes du Murs (intérieur)	15
Tableau I.7 : Charge permanente	16
Tableau I.8. Surcharge d'exploitation	16
Tableau I.9. Dégression des surcharges	17
Tableau I.10. Sections des poteaux et des poutres.	23
Tableau II.1 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus aux planchers étages	34
Tableau. II.2. récapitulatif des résultats obtenus	40
Tableau III.1.Evaluation des charges et des surcharges Paillasse	62
Tableau III.2.Evaluation des charges et des surcharges Palier	62
Tableau III.3.Ferraillage d'un escalier	66
Tableau III.4.Vérifications d'un escalier	66
Tableau III.5.vérification de La flèche	67
Tableau III.6.Le Ferraillage de la poutre palière	68
Tableau IV-1 : Pourcentage d'amortissement critique	91
Tableau IV-2 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité	91
Tableau IV-3 : Valeurs de T1 et T2.	92
Tableau IV-4: Coefficient d'accélération de zone « A ».	92
Tableau IV-5 : Valeurs du coefficient de pondération ^{β}	93
Tableau V.1. Portique de rive de poutre principale	121
Tableau V.2. Portiques intermédiaires de poutre principale	121
Tableau V.3. Portique de rive de poutre principale	125
Tableau V.4. Portique de rive de poutre secondaire	126
Tableau V.5. Portique d'intermédiaire de poutre secondaire	126
Tableau V.6. Ferraillage de Portique en travée	128
Tableau V.7. Ferraillage de Portique en appuis	128
Tableau V.8. Récapitulatif du ferraillage des différents niveaux	129
Tableau VII.1. Regroupant les résultats de l'effet du site.	167
Tableau VII.2. Regroupant les résultats de l'effet de la zone sismique	171
Tableau VII.3. Valeurs des déplacements en fonction de zone sismique	174
Tableau VII.4. Largeur minimale du joint sismique en fonction de la zone.	174

Sommaire

Résumé.....	I
Liste des figures.....	II
Liste des tableaux.....	III
Liste des symboles.....	V
Sommaire.....	VII

Introduction	01
Vue en plan (2D) du projet	02

Chapitre I. Présentation du projet et dimensionnement des éléments structuraux

I.1. Historique	03
I.2. Introduction générale	03
I.3. Présentation de projet	03
II. Pré dimensionnement des éléments.....	13
II.1. Introduction	13
II.2. Pré dimensionnement des plancher	13
II.3. Descente de charges	17
II.4. Pré dimensionnement des poutres	17
II.5. Pré dimensionnement des poteaux	18

Chapitre II. Calcul des planchers

1.	
Introduction.....	24
2. Dimensionnement des poutrelles.....	24
3. Calcul des poutrelles.....	24

Chapitre III. Calcul des éléments non structuraux

1. Acrotère.....	51
2. Balcon.....	55
3. Escaliers	60
4. Poutre noyée	71
5. L'ascenseur	75

Chapitre IV. Etude sismique

1. Généralités sur les séismes	87
2. Introduction	87
3. Objectif de l'étude dynamique	88
4. Méthode de calcul.....	88
5. Modélisation	88
6. Chargement des portiques	97
7. Calcul des forces sismiques	99

Chapitre V : Etude des portiques

1. Chargement des portiques.....	120
2. Ferrailage des poutres.....	126
3. Ferrailage des poteaux.....	135
4. Ferrailage des voiles.....	146

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure

1. Introduction.....	150
2. Calcul du radier	150
3. Ferrailage de poutre libage.....	154
4. voile périphérique	159
5. Longrine.....	161

Chapitre VII : Etude paramétrique

1. Introduction.....	162
2. Influence des paramètres de la nature du sol et de la zone sismique.....	163
3. Calcul des joints sismiques pour le différent assemblage.....	171

Conclusion.....	176
Références bibliographiques.....	178

Liste des symboles

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

-
- λ : Elancement.
 - e : Epaisseur.
 - P : Force concentrée.
 - f : Flèche.
 - \bar{f} : Flèche admissible.
 - L : Longueur ou portée.
 - L_f : Longueur de flambement.
 - d : Hauteur utile.
 - F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 - M_u : Moment à l'état limite ultime.
 - M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
 - M_t : Moment en travée.
 - M_a : Moment sur appuis.
 - M_0 : Moment isostatique
 - I : Moment d'inertie.
 - f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 - f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 - I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 - I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 - M : Moment, Masse.
 - E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
 - E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 - E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 - f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
 - f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
 - F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
 - Y : Position de l'axe neutre.
 - I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Introduction générale

Bâtir a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations majeurs. A ce jour, la construction connaît un grand développement dans la plus part des pays ; Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels, tel que les vents et les séismes. Cette étude offre à nous la mise en application de tous ce qu'on a vue durant Le cycle de formation afin d'être capable de calculer et concevoir de manière à ce qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût :

- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : les explosions, les chocs ou autre phénomène.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation, Et a une durabilité suffisante en termes de coûts d'entretien.

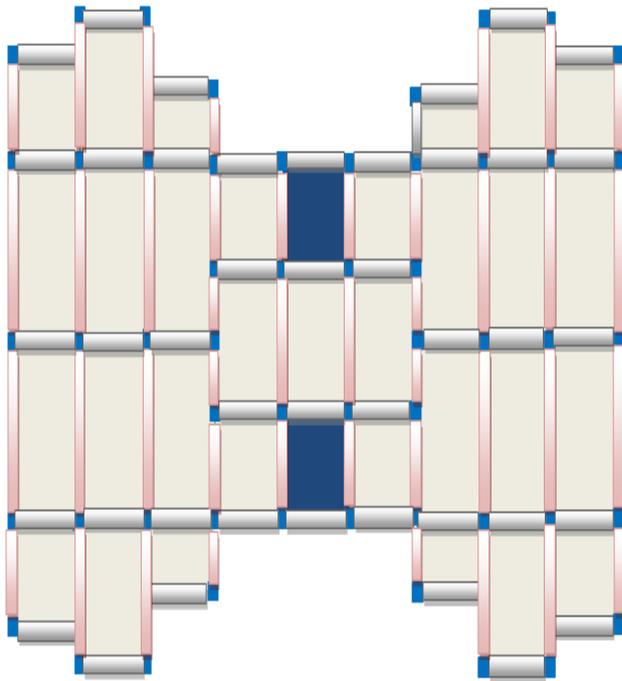
Dans le cadre de cette étude, on a va utiliser le logiciel de calcul ETABS V9.7.0 pour faire le calcul dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le RPA99/version2003. Donc le problème posé est comment peuvent assurer la résistance et la stabilité de notre construction aux différentes effets sans oublier le coté économique ?

Dans ce qui suit, nous présentons les sept chapitres formant le manuscrit du présent master :

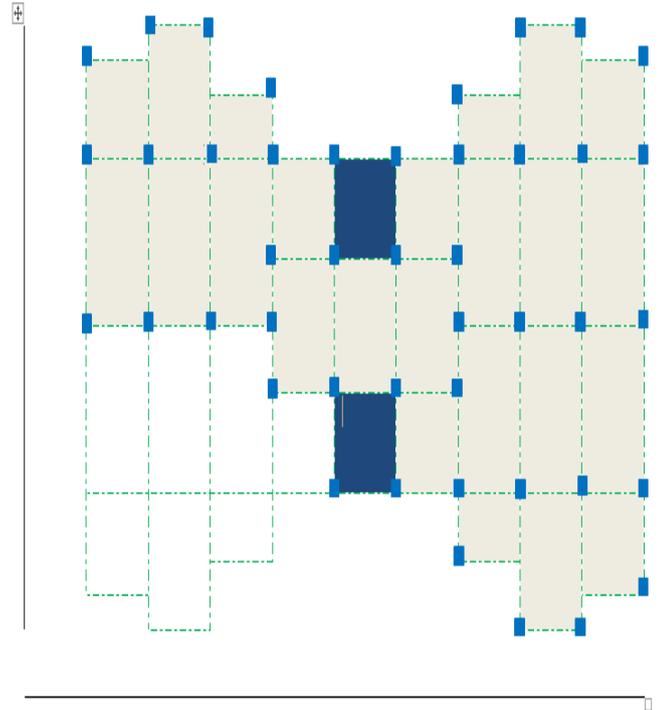
- Une introduction rappelant le contexte général du sujet étudié.
- Le premier chapitre dresse une présentation du présent projet; de l'état des connaissances actuelles des matériaux utilisés suivi d'un dimensionnement des éléments structuraux de notre projet.
- Le deuxième chapitre est dédié à une étude détaillé des planchers du présent bâtiment concerné par cette étude, à savoir une présentation des procédures de calcul planchers suivi des vérifications correspondantes.
- Le troisième chapitre présente un calcul des éléments non structuraux, tel que l'acrotère, poutres noyées des planchers, les escaliers et la cage d'ascenseur.
- Le quatrième chapitre est consacré une étude sismique
- Nous présentons dans le cinquième chapitre un calcul et vérification de la structures porteuse de notre bâtiments connu sous le nom de calcul des portiques; en l'occurrence les poutres principale et secondaires, les poteaux et voiles de contreventement.
- Quant au sixième chapitre, nous avons procédé à un calcul et vérification des éléments composant l'étude de l'infrastructure.
- Le septième chapitre est consacré à une étude des paramètres influant sur la stabilité des structures sous chargements statique et dynamique.

- Enfin, nous achevons ce manuscrit de master par une conclusion générale dans laquelle nous rappelons les principaux résultats que nous avons pu tirer de cette étude, et nous dégagons quelques perspectives de ce travail.

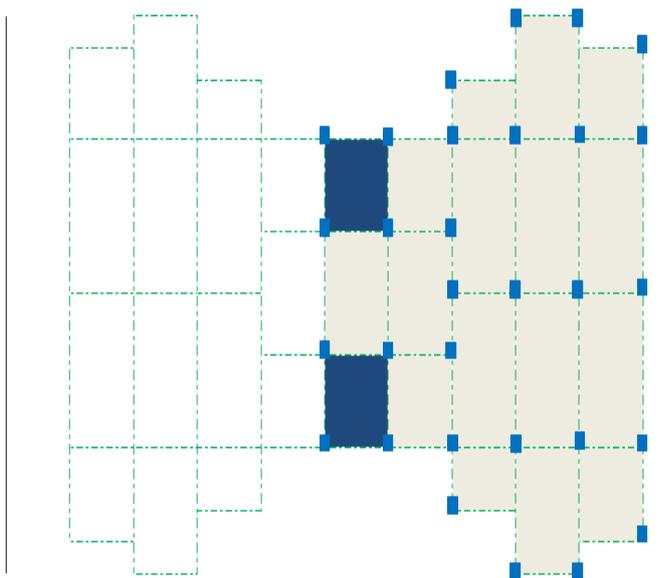
Vue en plan (2D)
1^{er} étage jusqu'à 4^{ème}



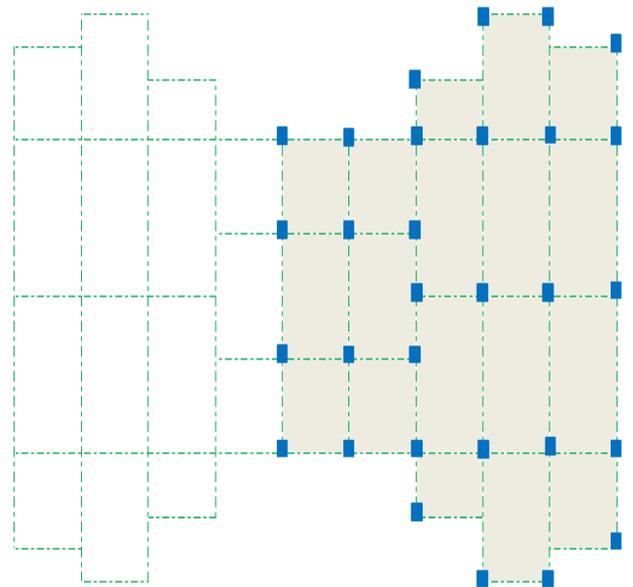
5^{ème} et 6^{ème} étage



7^{ème} et 8^{ème} étage



Terrasse



**Chapitre I.
Présentation du
projet et
dimensionnement des
éléments structuraux**

Chapitre I. Présentation du projet et dimensionnement des éléments structuraux

1. Historique : Le génie civil représente l'ensemble des techniques de constructions civiles. Les ingénieurs civils ou ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention : structures, géotechnique, hydraulique, transport, et environnement.

2. Introduction général : Le présent travail est une étude technique d'une structure en béton armé à usage d'habitation composée d'un rez de chaussée et de 08 étages avec un vide sanitaire contreventée par voiles et portiques. Le problème posé est d'assurer la résistance de notre construction aux différents effets tout en prenant le coté économique en considération.

Notre travail est structuré comme suit :

- Etude préliminaire du redimensionnement des éléments horizontaux (poutres; chaînages et Planchers) et des éléments verticaux (poteaux, murs voiles).
- Calcul détaillé des différents éléments non structuraux (poutre noyée, acrotère, balcon, escalier).
- Le calcul des portiques statique et dynamique longitudinaux et transversaux qui constituent le squelette de notre structure.
- Calcul des voiles qui sont des éléments de contreventement contre les efforts horizontaux dus au séisme.
- Etude des différents éléments de l'infrastructure (radier général, voile périphérique).

3. présentation du projet : Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude technique d'une structure en béton armé a usage d'habitation composé un seul blocs en forme régulier. Cet ouvrage sera implanté à la Wilaya de Tiaret, classée comme zone de faible sismicité "zone I"; groupe d'usage 2 "ouvrage courants on importance moyenne" d'après les règle parasismique Algériennes RPA 99 version 2003. Ce type de bâtiment est utilisé, composer d'un Rez-de-chaussée suivie de huit étages d'habitation, chaque étage contient des appartements de type

F3, le type de plancher utilisé est plancher à corps-creux composé par des poutrelles, le terrasse est inaccessible sauf pour l'entretien avec des revêtements, on adapte les dalles plain ou niveaux des balcons dont la hauteur d'étage est identifiée de valeurs de 3,06 m, le bâtiment fondé sur un sol meuble et le système de fondation qui lui constitué composée des semelles isolée reliées par des longrines.

3. 1. Dimensions géométriques :

- Longueur totale du bâtiment.....28.20 m
- Largeur totale du bâtiment.....21.50 m
- Hauteur totale du bâtiment.....24.48 m
- Hauteur du R.D.C3.57m
- Hauteur des étages courants.....3.06 m

3. 2. Structure de projet :

Ossature : La stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte en béton armé.

Planchers : Les planchers adoptés pour notre structure sont des planchers à corps creux (16+4) et de dalle pleine dans la partie de forme régulière.

Escaliers : On a un seul type d'escalier à savoir un escalier à deux volées avec un palier utilisé pour l'accès du RDC jusqu'au 08^{ème} étage.

Maçonnerie : Les murs extérieurs sont en double cloisons en briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur avec un vide d'air de 5cm; les cloisons sont en simples cloisons de 10 cm d'épaisseur.

Revêtement :

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

Isolation : L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs ainsi que l'isolation thermique est assurée par les couches de polystyrène pour les planchers terrasses; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

3. 3. Caractéristique géotechnique du sol : Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols.

La contrainte admissible du sol	$\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars}$
La profondeur d'ancrage	$D = 2.5 \text{ m.}$
Le poids spécifique du sol	$\gamma_h = 1,9 \text{ t / m}^3.$
L'angle de frottement interne du sol	$\varphi = 35^\circ$
La cohésion du sol	$C = 0$

3. 4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Béton : Le béton est un matériau qui offre les particularités suivantes :

- il est facile à mettre en œuvre dans un moule de forme quelconque ; ou dispose pour cela d'un temps suffisant (une demi-heure à une minute)
- il a des caractéristiques mécaniques intéressantes.
- il est compatible avec d'autres matériaux, spécialement l'acier.

Composition du béton : Il est composé de ciment, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants. Les qualités recherchées sont en général :

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

Dosage en ciment : Le dosage en ciment varie suivants les caractéristiques exigées ; résistance mécaniques, résistance aux agents chimiques (eau de mer, eaux silencieuses) compacité. Les valeurs usuelles pour des bétons maigres ou non armé varient de 150 à 300 kg de ciment par mètre cube de béton mis en œuvre. Pour le béton armé, ces valeurs sont de 350 à 400 kg/m³ et pour le béton précontraint, elles peuvent atteindre 500 kg/m³. La résistance d'un

béton armé est sensiblement proportionnelle au dosage en ciment, différentes formules permettent de la calculer.

Dosage en granulations : Le dosage en granulation est représenté par les dimensions et proportions des différentes catégories de granulation allant du sable au gravier. On distingue habituellement deux catégories de granulations :

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

Mise en œuvre du béton : La mise en œuvre du béton intervient de façon importante dans les qualités attendues du béton, telles la résistance mécanique, la compacité et l'inverse, la porosité. Cette mise en place est favorisée par :

- une bonne vibration.
- une granulométrie continue
- des adjuvants appelés plastifiants

Inversement la mise en œuvre est gênée par :

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

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

Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés : On a utilisé un béton ordinaire ; le dosage dans les conditions normales est :

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

Résistances caractéristiques à la compression : Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPa. Pour un nombre de jours $j < 28$, la résistance f_{cj} des bétons suit les lois suivantes :

Bétons de résistance courante :
$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

Bétons de haute résistance :
$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour $j \geq 28$: $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$

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

Résistances caractéristiques à la traction : La résistance caractéristique à la traction f_{tj} du béton à « j » jours est définie par :
$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Avec f_{cj} : résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

En traction : $f_{t28} = 2.1$ MPa, ces résistances sont tirées à partir de certains nombres d'essai de rupture à savoir :

- **Essai de rupture par compression sous charge instantanée :** La résistance à la compression est mesurée par écrasement de cylindres droits de révolution de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur, dont l'aire de la section droite est : $B = 200 \text{ cm}^2$. Ainsi si P est la charge de rupture de l'éprouvette (MN) on a pour une éprouvette âgée de « j » jours $f_{cj} = P/B = P/0,02 \text{ (MPa)}$.

- **Essais de rupture par traction :** La résistance à la traction est déduite d'essais effectués selon deux modes opératoires : flexion d'éprouvettes prismatiques non armées de côté 7,07 cm et de section 50 cm^2

Déformation et contraintes de calcul :

Etat limite de résistance : Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "Parabole –rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

Le diagramme idéalisé est donné par (figure I.1) :

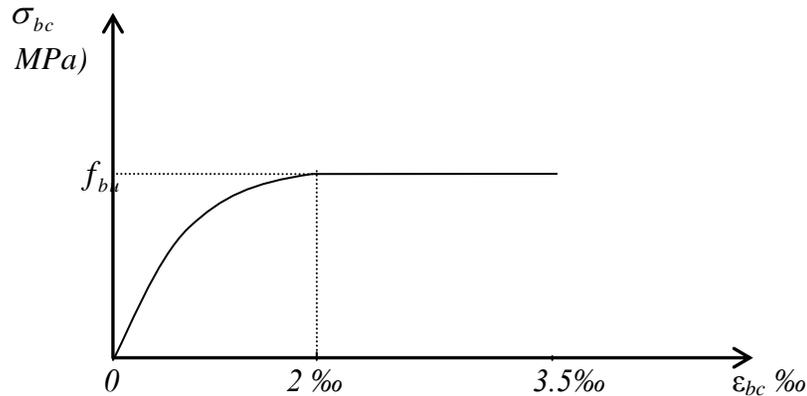


Figure I.1. Diagramme contraintes - déformations instantanées du béton

Le diagramme de calcul donné par « fig. I.1 » comporte un arc de parabole du second degré depuis l'origine des coordonnées et jusqu'à son sommet de coordonnées $\varepsilon_b = 2\text{‰}$ et d'une contrainte de compression de béton donnée par :

$$f_{bu} = \sigma_{bc} = 0.85 f_{cj} / \theta \gamma_b$$

$$\Rightarrow \begin{cases} f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} & \text{cas générale.} \\ f_{bu} = 18.48 \text{ MPa} & \text{cas accidentele.} \end{cases}$$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

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

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

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

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

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

Coefficient de poisson : Si ε_l est la déformation relative longitudinale et ε_t la déformation

$$\nu = \frac{\Delta t / t}{\Delta l / l} = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}$$

relative transversale, le coefficient de poisson vaut :

Il est pris égal à :

- $\nu = 0.2$: Pour le calcul des sollicitations ultimes (béton fissuré).
- $\nu = 0.0$: Pour le calcul des déformations (béton fissuré).

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

Module de déformation longitudinale : Le module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} est donné par : $E_{ij} = 11000f_{cj}^{1/3}$ (MPa).

Le module de déformation longitudinale différée E_{vj} est donné par : $E_{vj} = 11000f_{cj}^{1/3}$ (MPa).

Module de déformation transversale : La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par $G = E/2(1+\nu)$ et en simplifiant $G = 0.417E$

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

Fluage : Le fluage est une déformation du béton de longue durée, il dépend de certains paramètres : résistance du béton, la charge appliquée, l'âge du béton au moment de l'application de la charge, l'humidité relative, la durée d'application de la charge, les dimensions de la section.

Le retrait : Le retrait est le raccourcissement instantané du béton dû au départ de l'eau libre interne ; il est d'autant plus important que la pièce est de grandes dimensions.

La valeur du retrait $\varepsilon_r(t)$ en fonction du temps peut être exprimée sous la forme : $\varepsilon_r = \varepsilon_{r0}r(t)$

$\varepsilon_r(t)$: Retrait final du béton.

$r(t)$: Une fonction du temps de 0 à 1 quand t varie de 0 à l'infini.

À défaut de résultats expérimentaux la loi d'évolution du retrait est donnée par : $r(t) = \frac{t}{t + 9r_m}$

t : l'âge du béton en jours.

r_m :
$$\text{rayon moyen de la pièce} = \frac{\text{aire de section du pièce}}{\text{périmètre du pièce}}$$

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

Description des différents types d'aciers : Les aciers généralement utilisés pour le béton armé sont classés en trois catégories :

- Barres rondes lisses : FeE235
- Barres à haute adhérence : FeE400
- Fils (Fils à Haute adhérence et fils lisses.)
- Treillis soudés. TLE52 $\varnothing=6\text{mm}$ pour les dalles

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

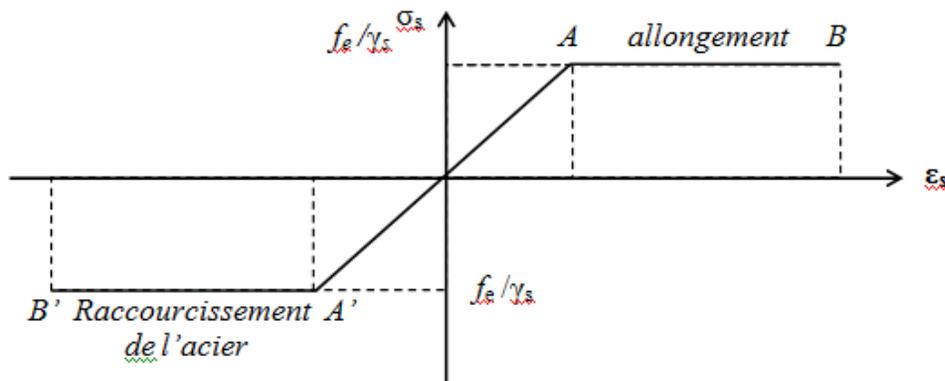


Figure I.2. Diagramme contraintes- déformations

$E_s = 200 \text{ GPa}$ (Module d'élasticité), indépendante de la nuance de l'acier ; d'un palier horizontal d'ordonnée f_e .

Caractéristiques technologiques des aciers : Les caractères technologiques sont :

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

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

Contrainte Limite De L'acier :

Etat Limite Ultime « E.L.U » : On adopte le diagramme contrainte –déformations suivant avec :

σ_s : Contrainte de l'acier

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{situation normale.} \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

- rend lisse (Fe)=235(MPa) $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} \text{ situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} \text{ Q : Charges d'exploitations.} \end{array} \right.$

- haute d'adhérence (Fe)=400(MPa) $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} \text{ situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} \text{ Q : Charges d'exploitations.} \end{array} \right.$

Contrainte Limite Service ELS :

- Fissuration non préjudiciable : pas de limite

- Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} = 202 \text{ MPa}$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 0.5 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} = 165 \text{ MPa}$

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

Tableau I. 1 : Coefficient de fissuration η

<i>Ronds lisses</i>	$\eta = 1$
<i>Barres HA(quelque soit le Φ)</i>	$\eta = 1.6$
<i>Fils HA $\Phi \geq 6\text{mm}$</i>	$\eta = 1.6$
<i>Fils HA $\Phi < 6\text{mm}$</i>	$\eta = 1.3$

Tableau I. 2 : coefficient de scellement ψ_s

<i>Ronds lisses</i>	$\psi_s = 1$
<i>Barres HA(quelque soit le Φ)</i>	$\psi_s = 1.6$
<i>Fils HA(quelque soit le Φ)</i>	$\psi_s = 1.5$

3.6. Notions des états limites: On distingue deux états limite de calcul : État limite ultime de résistance et l'État limite de service.

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

Hypothèses de calcul :

- les sections planes avant déformation restent planes et conservent leurs dimensions.
- la résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le raccourcissement relatif ε_{bc} du béton est limité à 3,5 % en flexion, 2 % en compression simple.
- L'allongement relatif de l'acier tendu est limité conventionnellement à 10 %
- le béton et l'acier sont considérés comme matériaux linéairement élastique c'est-à-dire la contrainte est proportionnelle à la déformation : $\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b$

$$\frac{E_s}{E_b} = 15$$

- le coefficient d'équivalent est définie par la relation : $n = \frac{E_s}{E_b}$

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

Règles de trois Pivots : On fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier. La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Pivot	Domaine	Déformations limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier $10^0/_{00}$
B	2	Raccourcissement unitaire du béton a la flexion $3,5^0/_{00}$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton a la compression $2^0/_{00}$

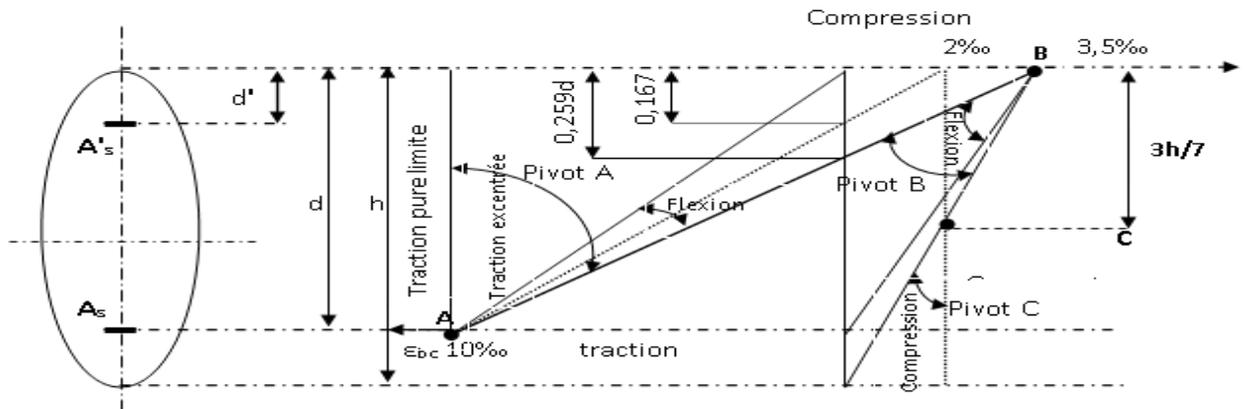


Figure : I.3.Diagramme des déformations limitées de la section

II. Pré dimensionnements des éléments structuraux

1. Introduction : Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99/V2003 et du CBA 93. En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

2. Pré dimensionnement du plancher :

Plancher (Corps Creux) : Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de rigidité selon le RPA :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$h_t \geq \frac{305}{22.5} = 13.55 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{Hauteur totale du plancher} \\ L : \text{portée maximale de la poutrelle entre axes} \end{array} \right.$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur $h_t=20\text{cm}$, soit un plancher (16+4) cm

Avec : 4cm : épaisseur de la table de compression.

16cm : épaisseur du corps creux.

3. Descente de charges :

Les charges réglementaires sont en général de deux types :

- La charge permanente représentant le poids propre de la structure.
- Les charges d'exploitations ou surcharges.

La descente des charges a pour objet la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

G : Charges permanente.

Q : Charges d'exploitation.

4. Charge permanente :

Plancher terrasse inaccessible :

Tableau I. 3: Les charges permanentes du plancher terrasse

Elément		Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN / m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kN/ m ²)
1	Protection en gravier (roulé)	4	20	$0.04 \times 20 = 0.8$
2	Étanchéité multicouche	2	6	$0.02 \times 6 = 0,12$
3	Isolation thermique en polystyrène	4	0.25	$0.04 \times 0.25 = 0.01$
4	Forme de pente	8	22	$0.07 \times 22 = 1.76$
5	Corps creux + dalle de compression	20		2.8
6	Enduit en ciment	1	18	$0.01 \times 18 = 0.18$
Total				G = 5.67kN / m²

Plancher R.D.C et étage courante :

Tableau I.4: Les charges permanentes du plancher R.D.C et étage courante

Elément		Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kN / m ²)
1	Revêtement de carrelage	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
2	Mortier de pose	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
3	Sable fin pour mortier	2	17	$0.02 \times 17 = 0.34$
4	Corps creux + dalle de compression	20		2.8
5	Enduit de plâtre	2	10	$0.02 \times 10 = 0.20$
6	Cloisons	10	9	0.90
Total				G = 5.04KN / m²

Murs de façade (extérieur) :**Tableau I.5:** Les charges permanentes du Murs de façade (extérieur)

Elément		Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (KN / m ²)
1	Brique creuse	10	/	0.90
2	Brique creuse	15	/	1.30
3	Enduit en ciment extérieure	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
4	Enduit en ciment intérieure	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
Total				G = 2.92KN / m²

Murs intérieur :**Tableau I.6:** Les charges permanentes du Murs (intérieur)

Elément		Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (KN / m ²)
1	Enduit en plâtre	2	10	$0.02 \times 10 = 0.2$
2	Brique creuses	10	/	0.9
Total				G = 1.1KN / m²

Remarque: Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

- Murs avec portes (90%G).
- Murs avec fenêtres (80%G).
- Murs avec portes et fenêtres (70%G).

Tableau I.7 : Charge permanente :

Niveau	Charge permanente (KN/m ²)
Terrasse	5.67
07	5.04
06	5.04
05	5.04

04	5.04
03	5.04
02	5.04
01	5.04
RDC	5.04

5. Surcharge d'exploitation :

Tableau I.8. Surcharge d'exploitation

Elément	Charges d'exploitation (kN / m ²)
Plancher terrasse	1
Plancher courant	1.5
Escalier	2.5
Balcon	3.5

6. Loi de dégression : Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0.5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante :

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

Avec : n : nombre d'étage.

Q₀ : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, ..., Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Dégression des surcharges :

Tableau I.9. Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (KN/m ²)
Terrasse	Q ₀	$\Sigma_0 = Q_0$	1
P7	Q ₁	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	2.5
P6	Q ₂	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3.85

P5	Q3	$\sum_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05
P4	Q4	$\sum_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.1
P3	Q5	$\sum_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7.00
P2	Q6	$\sum_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75
P1	Q7	$\sum_7=Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7)$	8.45
RDC	Q8	$\sum_8=Q_0+0,69(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+Q_8)$	9.16
S SOL	Q9	$\sum_9=Q_0+0,66(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+Q_8+Q_9)$	9.91

7. Pré dimensionnement des poutres : Selon le R.P.A 99 version 2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} < 4\text{cm}$$

$$b_{\max} \leq 1,5ht + b1$$

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

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

$$0.3d \leq b \leq 0.4d$$

$$\frac{ht}{b} \leq 3$$

Avec :

h_t : hauteur totale de la poutre

b : largeur de la poutre

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

d : hauteur utile

d : hauteur utile

On distinguera deux types des poutres: Poutre principale : $L_{\max} = 6.00 \text{ m} = 600 \text{ cm}$

Poutre secondaire : $L_{\max} = 3.35 \text{ m} = 335 \text{ cm}$

Sens longitudinal (Poutre principale) :

$$\begin{cases} L = 660\text{cm} \\ d = 0.9h_t \end{cases} \begin{cases} 40\text{cm} \leq h_t \leq 60\text{cm} \\ d = 0.9h_t = 40.50\text{cm} \\ 12.15\text{cm} \leq b \leq 16.20\text{cm} \end{cases} \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 45 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 30 \text{ cm} \end{array}$$

D'après le RPA :

b) 20 cm.....on prend $b = 30 \text{ cm}$

$h_t > 30 \text{ cm}$ $h_t = 45 \text{ cm}$

$\frac{h_t}{b} = 1,33 < 4 \text{ cm}$Condition Vérifiée .

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

Sens transversal (Poutre secondaire)

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 3,35 \text{ m} = 335 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 22,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 35,50 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t = 36 \text{ cm} \\ 14,4 \text{ cm} \leq b \leq 28,8 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 40 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 30 \end{array}$$

D'après le R.P.A :

b) 20 cm.....on prend $b = 30 \text{ cm}$

$h_t > 30 \text{ cm}$ $h_t = 40 \text{ cm}$

$\frac{h_t}{b} = 1,33 < 4 \text{ cm}$Condition Vérifiée

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

8. Pré dimensionnement des poteaux : On a 3 types des coffrages :

- Type 1: R.D.C jusqu'à 4^{er} étage
- Type 2: du 5^{er} étage jusqu'à 6^{ème} étage.
- Type 3: du 7^{ème} étage jusqu'à la terrasse.

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité.

La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas;

La surface afférente est donnée par: $S = 6,00 \times 3,225 = 19,35 \text{ m}^2$

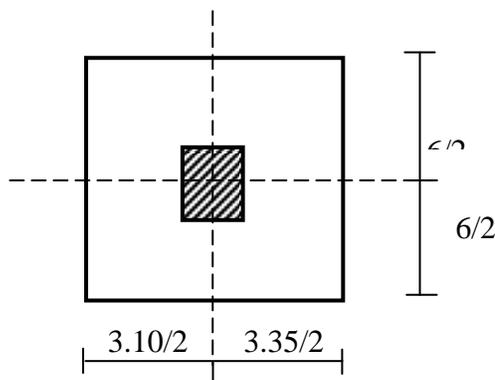


Figure I.4. La section le plus sollicité du poteau

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

Calcul de l'effort normal N_U sollicitant les poteaux type 1 :

Les efforts de compression dus aux charges permanentes N_G :

- Plancher terrasse : $G \times S = 5.67 \times 19.35 = 109.71 \text{ kN}$
- Plancher R.D.C + 7 étages : $n \times G \times S = 8 \times 5.04 \times 19.35 = 780.192 \text{ kN}$

n : est le nombre d'étage.

On majore les efforts de 10% : $N_G = 1.1 \times (109.71 + 780.192) = 978.89 \text{ kN}$

$N_Q = 1.1 \times Q \times S = 1.1 \times 9.16 \times 19.35 = 194.97 \text{ kN}$

b) L'effort normal N_U :

$N_U = 1.35N_G + 1.5N_Q = (1.35 \times 978.89) + (1.5 \times 194.97) = 1613.95 \text{ kN}$

Détermination de la section du poteau (a.b):

Détermination de "a" :

Vérification de flambement : On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a \times b$$

$$I = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12 \times a \times b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289a$$

On a: $L_0 = 3.06 \text{ m}$; $L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 = 214.2 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214.2}{0.289 \times a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214.2}{0.289 \times 50} = 14.82 \text{ cm}$$

On prend : **a = 45 cm**

Détermination de "b" : Selon les règles du B.A.E.L91, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b \times \theta} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (a-2) \times (b-2) \text{ cm}^2$$

$$B_r: \text{ section réduite de poteau : } B_r = (45-2) \times (b-2) = 43 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

A_s =section d'armature longitudinale

$A_s=0.7\% B_r$parce que Zone I

$$A_s=0.7\% [43(b-2)] = 0.301(b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214.2}{0.289 \times 45} = 16.47 < 50$$

$$\alpha = 0.85/[1+0.2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0.85/[1+0.2(16.47/35)^2] \Rightarrow \alpha = 0.81$$

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $F_e = 400\text{MPa}$; $\gamma_b=1.5$; $\gamma_s=1.15$

$$N_u \leq 0,81 \left[\frac{43(b-2) \times 25}{0.9 \times 1.5 \times 10} + \frac{0.301(b-2) \times 400}{1.15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 20.35 \text{ cm}$$

Donc : on prend $b = 45\text{cm}$.

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

$\min(a, b) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$Condition Vérifiée .

$\min(a, b) = 45 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$Condition Vérifiée .

$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4$ Condition Vérifiée .

Calcul de
l'effort normal

(N_U) sollicitant les poteaux type 2 :

Les efforts de compression dus aux charges permanentes N_G :

- Plancher terrasse : $G \times S = 5.67 \times 19.35 = 109.71 \text{ kN}$
- Plancher du 3^{er} étage jusqu'à 5^{ème} étage:

$$n \times G \times S = 5 \times 5.04 \times 19.35 = 487.62 \text{ kN}$$

n : est le nombre d'étage

On majore les efforts de 10% : $N_G = 1.1 \times (109.71 + 487.62) = 657.06 \text{ kN}$

$$N_Q = 1.1 \times Q \times S = 1.1 \times 7 \times 19.35 = 148.99 \text{ kN}$$

$$\text{L'effort normal } N_U : N_U = 1.35N_G + 1.5N_Q = (1.35 \times 657.06) + (1.5 \times 148.99) = 1110.51 \text{ kN}$$

Détermination de "a":

Vérification de flambement: On doit faire les mêmes étapes:

$$L_0 = 3.06 \text{ m} ; L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m} = 214.2 \text{ cm}$$

$$\lambda = L_f/i = \frac{214.2}{0.289 \times a} \leq 50 \Rightarrow a \geq 14.82 \text{ cm}$$

On prend: $a = 40 \text{ cm}$.

Détermination de "b" : Selon les règles du B.A.E.L91, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b \times \theta} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (a-2) (b-2) \text{ cm}^2$$

$$B_r : \text{section réduite} \quad B_r = (40-2) \times (b-2) = 38 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

A_s = section d'armature longitudinale

$$A_s = 0.7\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone I}$$

$$A_s = 0.7\% [38(b-2)] = 0.266(b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214.2}{0.289 \times 40} = 18.52 < 50$$

$$\alpha = 0.85 / [1 + 0.2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0.85 / [1 + 0.2(18.52/35)^2]$$

$$\alpha = 0.804$$

$$N_u \leq 0.804 \left[\frac{38(b-2) \times 25}{0.9 \times 1.5 \times 10} + \frac{0.266(b-2) \times 400}{1.15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 16 \text{ cm.}$$

On prend : $b = 40 \text{ cm.}$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a.b) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée .} \\ \min(a.b) = 40 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée .} \\ 1/4 < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée .} \end{array} \right.$$

Donc : $(a \times b) = 40 \times 40 \text{ cm.}$

Calcul de l'effort normal (N_U) sollicitant les poteaux type 03 :

Les efforts de compression dus aux charges permanentes N_G :

- Plancher terrasse : $G \times S = 5.67 \times 19.35 = 109.71 \text{ kN}$
- Plancher du 6^{er} étage jusqu'à 8^{ème} étage :

$$n \times G \times S = 2 \times 5.04 \times 19.35 = 195.04 \text{ KN}$$

n : est le nombre d'étage.

$$\text{On majore les efforts de 10\% : } N_G = 1.1 \times (109.71 + 195.04) = 335.22 \text{ KN}$$

$$N_Q = 1.1 \times Q \times S = 1.1 \times 3.85 \times 19.35 = 81.94 \text{ KN}$$

$$\text{L'effort normal } N_U : N_U = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = (1.35 \times 335.22) + (1.5 \times 81.94) = 575.45 \text{ KN}$$

Détermination de "a":

Vérification de flambement: On doit faire les mêmes étapes:

$$L_0 = 3.06 ; L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m} = 214.2 \text{ cm}$$

$$\lambda = L_f / i = \frac{214,2}{0.289 \times a} \leq 50 \Rightarrow a \geq 14.82 \text{ cm}$$

On prend: $a = 35 \text{ cm}$.

Détermination de "b" : Selon les règles du B.A.E.L91, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b \times \theta} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (a-2) (b-2) \text{ cm}^2$$

$$B_r : \text{section réduite} \quad B_r = (35-2) \times (b-2) = 33 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

A_s = section d'armature longitudinale

$$A_s = 0.7\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone I}$$

$$A_s = 0.7\% [33(b-2)] = 0.231(b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214.2}{0.289 \times 35} = 21.17 < 50$$

$$\alpha = 0.85 / [1 + 0.2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0.85 / [1 + 0.2(21.17/35)^2]$$

$$\alpha = 0.82$$

$$N_u \leq 0.82 \left[\frac{33(b-2)25}{0.9 \times 1.5 \times 10} + \frac{0.231(b-2) \times 400}{1.15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 9.50 \text{ cm}$$

On prend : $b = 35 \text{ cm}$.

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

$$\min(a,b) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée .}$$

$$\min(a,b) = 35 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée .}$$

$$1/4 < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée .}$$

Donc : $(a \times b) = 35 \times 35 \text{ cm}$.

Tableau récapitulatif : Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux pour les différents niveaux de la construction :

Tableau I.10. Sections des poteaux et des poutres.

Niveau	Section de poteau (cm ²) Carré	Section de poutre principale (cm ²)	Section de poutre secondaire (cm ²)
R.D.C.	45 x 45	30 x 45	30 x 40
01	45 x 45	30 x 45	30 x 40
02	45 x 45	30 x 45	30 x 40
03	45 x 45	30 x 45	30 x 40
04	45 x 45	30 x 45	30 x 40
05	40 x 40	30 x 45	30 x 40
06	40 x 40	30 x 45	30 x 40
07	35 x 35	30 x 45	30 x 40
Terrasse	35 x 35	30 x 45	30 x 40

Chapitre II.
CALCUL DES
PLANCHERS

Chapitre II. CALCUL DES PLANCHERS

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

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

Comme notre projet est à usage de bureaux et d'habitation, on adopte un plancher à corps creux. Le plancher est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton. Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

2. Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

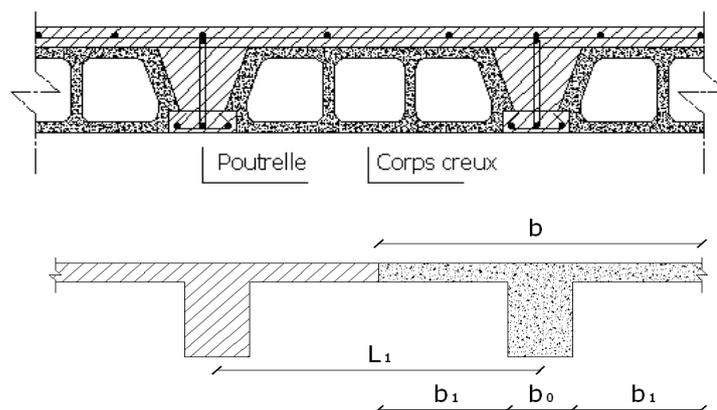


Figure. II.1. Schéma d'un plancher à corps creux.

Calcul de la largeur (b) de la poutrelle : Le calcul de la largeur b se fait à partir des conditions suivantes:

On a :

h_t :	Hauteur De La Nervure	$h_t = 16 + 4 = 20\text{cm}$
h_0 :	Hauteur De La Dalle De Compression	$h_0 = 4\text{cm}$
b_0 :	Largeur De La Nervure	$b_0 = 12\text{cm}$
l_0 :	$= 2 \times b_1$	$L_0 = 2 \times b_1$
L:	La Largeur Max	$L = 4.50\text{m}$
B :	Largeur De La Dalle	$B = 2b_1 + b_0$
Ht :	La Hauteur Du Plancher	20cm

Selon les règlesB.A.E.L91, la largeur de la dalle de compression « B » est déterminé comme suit :

$$L = 4.50 \text{ m} \quad L_1 = 65\text{cm} \quad B = 2b_1 + b_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (L_1 - b_0) \\ b_1 \leq L/10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (65 - 12)/2 = 26.5\text{cm} \\ b_0 \leq 4.50 / 10 = 45.00\text{cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit $b_1 = 26,5\text{cm}$.

$$\text{De (1)} \Rightarrow B = 2(26.5) + 12 = 65\text{cm}.$$

Méthode de calcul des poutrelles: Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles parmi eux la méthode forfaitaire et la méthode des trois moments.

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite "méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.

Méthode forfaitaire :

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire : Cette méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies :

- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2 \times G ; 5\text{kN/m}^2)$;
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées ;
- Le rapport des portées successives est compris entre 0.8 et 1.25
 - o $\leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$;

- la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Principe de calcul : Il exprime les moments maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques " M_0 " de la travée indépendante.



Figure.II.2. Schéma explicatif.

Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

- $M_t \geq \max [1.05 \times M_0 ; (1+0.3 \times \alpha) \times M_0] - (M_w + M_e)/2$
- $M_t \geq (1+0.3 \times \alpha) M_0/2$ dans une travée intermédiaire
- $M \geq (1.2+0.3 \times \alpha) M_0/2$ dans une travée de rive

M_0 : moment maximal dans la travée indépendante

M_t : moment maximal dans la travée étudiée

M_w : moment sur l'appui gauche de la travée

M_e : moment sur l'appui droit de la travée

α : Le rapport des charges d'exploitation Q à la somme des charges permanentes G et les surcharge d'exploitation Q : $\alpha = \frac{G}{G+Q}$

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

Travée de rive :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0; 1.05 \times M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \right) \times M_0 \end{array} \right.$$

Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0; 1.05 \times M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \right) \times M_0 \end{array} \right.$$

Valeurs des moments aux appuis: Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :

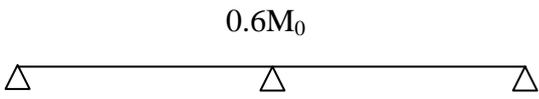
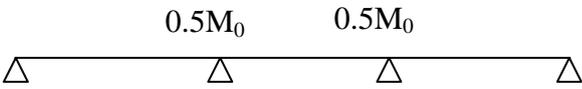
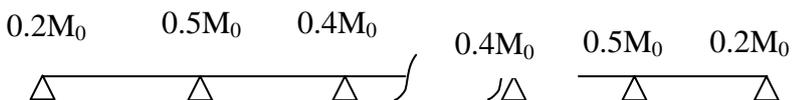
- Cas de deux travées : 
- Cas de trois travées : 
- Cas de plus de trois travées: 

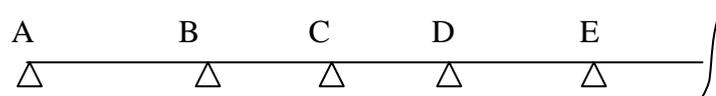
Figure.II.3. Schéma explicatif

Effort tranchant : L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales. Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{array} \right.$$

La méthode forfaitaire modifiée : Cette méthode est applicable, si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25. Selon les travées, on distingue deux cas :

1) Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées :



Il suffit de porter sur l'appui (B) la petite des valeurs admissibles pour le moment sur appuis, soit dans le cas de la figure ci-dessus. $0,5M_0$ (M_0 correspond à la travée (AB) puis de portée sur l'appui (C) à la petite des valeurs admissibles, c'est-à-dire dans le cas traité $0,4M_0$ (M_0 correspond au moment isostatique maximal de travée (CD)).

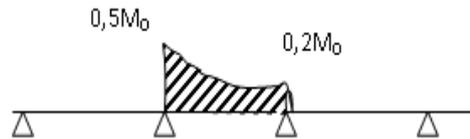


Figure.II.4.Schéma explicatif.

Ayant obtenu la ligne de fermeture des moments sur appuis entre B et C, on devra porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de la travée (BC).

Les appuis B et C devront avoir une section correspondante au moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus) qui peut être déterminée par la formule suivante :

$$M_x = \frac{Q_x \times (L_{bc} - x)}{2} + M_b \times \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \times \left(\frac{x}{L_{bc}}\right) ; x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \times L_{bc}}$$

Les moments en travées AB et BC sont calculés par la méthode forfaitaire. La travée BC sera armée à la partie inférieure par un moment correspondant à $0,5M_0$.

M_0 : Le moment isostatique maximal de la travée (BC).

cas d'une travée de rive : Il suffit de porter sur l'appuis (A) la valeur du moment admissible tenu de l'encastrement possible, en (B) ou devra porter la valeur du moment admissible, c'est-à-dire $0,6M_0(BC)$ s'il y a que deux travées ou $0,5 M_0(BC)$ s'il existe plus de deux travées, il est alors possible de tracer la ligne de fermeture AB puis de porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de (AB) les prévus en A devront avoir une section correspondante en moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus).



Figure.II.5.Schéma explicatif.

Comme précédemment les armatures inférieures de la travée (AB) devront correspondre au moment $0,5M_0(BC)$ si la poutrelle est à plus de deux travées et $0,6 M_0 (AB)$ s'il n'y a que deux travées.

Méthode des trois moments :

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.

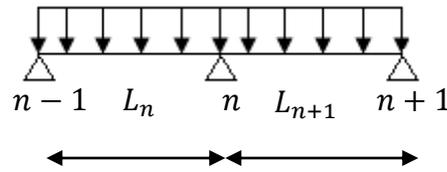


Figure.II.6. Schéma explicatif.

En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque ; On a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système. Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a : $\theta' = \theta''$. Les moments de flexion pour chacune des travées L_n et L_{n+1} sous les charges connues q et q' peuvent être tracé selon la méthode classique, M_{n-1} , M_n et M_{n+1} sont provisoirement omis.

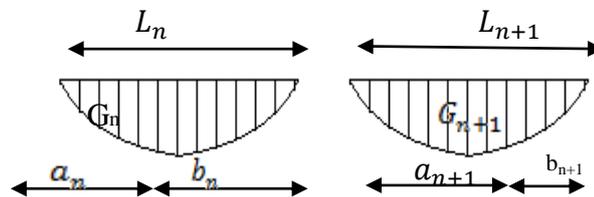


Figure.II.7. Schéma explicatif.

G_n et G_{n+1} : Les centres de gravité des aires des diagrammes des moments.

a_n , b_n , a_{n+1} et b_{n+1} : Les longueurs de part et d'autre du centre de gravité.

S_n et S_{n+1} : Les aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1} .

$$\theta' = \theta'_{(M_{n-1})} + \theta'_{(M_n)} + \theta'(q)$$

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\begin{aligned} \theta' &= \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6 \times EI} + \frac{M_n \times L_n}{3 \times EI} \text{ et } \theta'' \\ &= \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3 \times EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6 \times EI} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta' = \theta'' &\Leftrightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n \times (L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) \\ &= -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \end{aligned}$$

Cette équation est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

3. Calcul des poutrelles des planchers des étages courants:

3.1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5\text{kN/m}^2)$

- Plancher étage courant : $G=5.04 \text{ kN/m}^2$, $Q=1.5\text{kN/m}^2$

$$Q=1.50 \text{ kN/m}^2 < 2G=10.08\text{kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

- Plancher terrasse : $G= 5.67 \text{ kN/m}^2$, $Q=1\text{kN/m}^2$

$$Q=1\text{kN/m}^2 < 2G=11.34 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

1- Poutrelle à inertie constante ($I=\text{cte}$).....Condition Vérifiée.

2- Fissuration peu préjudiciable.

Plancher du 1^{er} au 7^{ème} étage, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Pour le plancher terrasse la fissuration est préjudiciablenon vérifié.

Donc dans le cas du plancher terrasse, on applique la méthode de trois moments

3- $0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25$ cette condition vérifiée

La méthode forfaitaire modifiée est applicable sur les planchers des étages courant.

Les charges par mètre linéaire /mL

Etage courant:

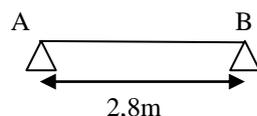
$$\begin{cases} G = 5.04 \times 0.65 = 3.28 \text{ kN/mL} \\ Q = 1.50 \times 0.65 = 0.97 \text{ kN/mL} \end{cases} \quad \begin{cases} Q_u = 1.35G + 1.5Q = 5.88 \text{ kN/mL} \\ Q_{\text{ser}} = G+Q = 4.25 \text{ kN/mL.} \end{cases}$$

Plancher terrasse:

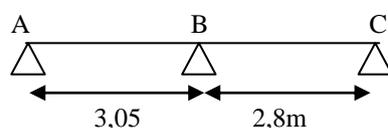
$$\begin{cases} G = 5.67 \times 0.65 = 3.68 \text{ kN/mL} \\ Q = 1.00 \times 0.65 = 0.65 \text{ kN/mL} \end{cases} \quad \begin{cases} Q_u = 1.35G + 1.5Q = 5.94 \text{ kN/mL} \\ Q_{\text{ser}} = G+Q = 4.33 \text{ kN/mL.} \end{cases}$$

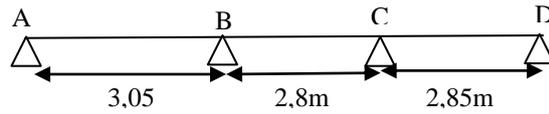
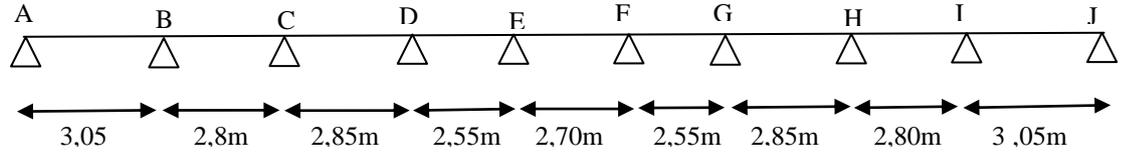
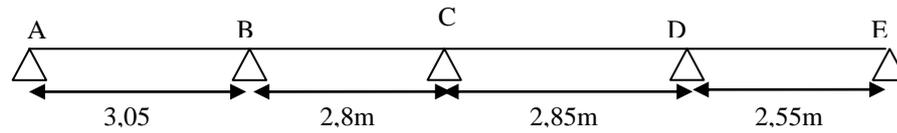
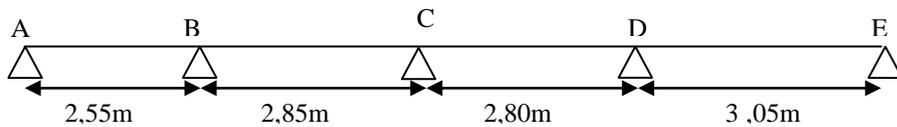
4. Type des poutrelles: Notre construction comporte trois types de poutrelles; ces poutrelles sont identiques au niveau de tous les planchers de la construction.

Type 1:



Type 2:



Type 3:**Type 4:****Type 5- 6 :****Type 7 :****5. Calcul des sollicitations :**

$$Q_u = 5.88 \text{ kN/m} \quad Q_{ser} = 4.25 \text{ kN/m}$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0; 1.05 \times M_0] - \frac{M_w + M_E}{2} \times M_t \quad (1) \\ \left(\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \right) M_0 \times M_t \quad (2) \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0; 1.05 \times M_0] - \frac{M_w + M_E}{2} \times M_t \quad (1) \\ \left(\frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \right) M_0 \times M_t \quad (3) \end{array} \right.$$

$$Ona : \alpha = 0.2293 ; \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3\alpha = 1.07 > 1.05 \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.63 \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.53 \end{array} \right.$$

Exemple de calcul :**Calcul des sollicitations que subit la poutrelle de type 4 :****Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants suivant E.L.U et E.L.S :****Moments isostatiques:**

$$M_{0AB} = M_{0IJ} = Q_t \times L^2 / 8 = 5.88 \times (3.05)^2 / 8 = 6.83 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = M_{0HI} = Q_t \times L^2 / 8 = 5.88 \times (2.8)^2 / 8 = 5.76 \text{ kN.m}$$

$$M_{0CD} = M_{0GH} = Q_t \times L^2 / 8 = 5.88 \times (2.85)^2 / 8 = 5.97 \text{ kN.m}$$

$$M_{0DE} = M_{0FG} = Q_t \times L^2 / 8 = 5.88 \times (2.55)^2 / 8 = 4.77 \text{ kN.m}$$

$$M_{0EF} = Q_t \times L^2 / 8 = 5.88 \times (2.70)^2 / 8 = 5.35 \text{ kN.m}$$

Moments sur appuis:

$$M_A = 0.2 M_{0AB} = 1.36 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 3.41 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0.4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 2.38 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0.4 \max (M_{0CD}, M_{0DE}) = 2.38 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 0.4 \max (M_{0DE}, M_{0EF}) = 2.14 \text{ kN.m}$$

$$M_F = 0.4 \max (M_{0EF}, M_{0FG}) = 2.14 \text{ kN.m}$$

$$M_G = 0.4 \max (M_{0FG}, M_{0GH}) = 2.38 \text{ kN.m}$$

$$M_H = 0.4 \max (M_{0GH}, M_{0HI}) = 2.38 \text{ kN.m}$$

$$M_I = 0.5 \max (M_{0HI}, M_{0IJ}) = 3.41 \text{ kN.m}$$

$$M_J = 0.2 M_{0IJ} = 1.36 \text{ kN.m}$$

Moments En travées :

$$\text{Travée (A-B)} \quad M_T \geq 1.069 \times M_0 - \frac{M_A + M_B}{2} = 4.91 \text{ kN.m}$$

$$M_T \geq 0.635 \times M_0 = 4.33 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_T^{(AB)} = 4.91 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée (B-C)} \quad M_T \geq 1.069 \times M_0 - \frac{M_B + M_C}{2} = 3.26 \text{ kN.m}$$

$$M_T \geq 0.535 \times M_0 = 3.08 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_T^{(BC)} = 3.26 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée (C-D)} \quad M_T \geq 1.069 \times M_0 - \frac{M_C + M_D}{2} = 3.7 \text{ kN.m}$$

$$M_T \geq 0.535 \times M_0 = 3.19 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_T^{(CD)} = 3.7 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée (D-E)} \quad M_T \geq 1.069 \times M_0 - \frac{M_D + M_E}{2} = 3.13 \text{ kN.m}$$

$$M_T \geq 0.535 \times M_0 = 2.55 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_T^{(DE)} = 3.13 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée (E-F)} \quad M_T \geq 1.069 \times M_0 - \frac{ME + MF}{2} = 3.58 \text{ kN.m}$$

$$M_T \geq 0.535 \times M_0 = 2.86 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_T^{(EF)} = 3.58 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée (F-G)} \quad M_T \geq 1.069 \times M_0 - \frac{MF + MG}{2} = 3.13 \text{ kN.m}$$

$$M_T \geq 0.635 \times M_0 = 2.55 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_T^{(FG)} = 3.13 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée (G-H)} \quad M_T \geq 1.069 \times M_0 - \frac{MG + MH}{2} = 3.7 \text{ kN.m}$$

$$M_T \geq 0.535 \times M_0 = 3.19 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_T^{(GH)} = 3.7 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée (H-I)} \quad M_T \geq 1.069 \times M_0 - \frac{MH + MI}{2} = 3.26 \text{ kN.m}$$

$$M_T \geq 0.535 \times M_0 = 3.08 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_T^{(HI)} = 3.26 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée (I-J)} \quad M_T \geq 1.069 \times M_0 - \frac{MI + MJ}{2} = 4.91 \text{ kN.m}$$

$$M_T \geq 0.535 \times M_0 = 4.33 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_T^{(IJ)} = 4.99 \text{ kN.m}$$

Efforts tranchants : Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} + q_u \frac{L_i}{2} \\ T_e = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} - q_u \frac{L_i}{2} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} T_w : \text{effort tranchant a droit} \\ T_e : \text{effort tranchant a gauche} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (A-B)} \quad T_w = \frac{1.36 - 3.41}{3.05} + \frac{5.88 \times 3.05}{2} = 8.29 \text{ kN}$$

$$T_e = \frac{0.98 - 2.47}{3.05} - \frac{5.88 \times 3.05}{2} = -9.63 \text{ kN}$$

$$\text{Travée (B-C)} \quad T_w = \frac{3.41 - 2.38}{2.8} + \frac{5.88 \times 2.8}{2} = 8.59 \text{ kN}$$

$$T_e = \frac{3.41 - 2.38}{2.8} - \frac{5.88 \times 2.8}{2} = -7.87 \text{ kN}$$

$$\text{Travée (C-D)} \quad T_w = \frac{2.38 - 2.38}{2.85} + \frac{5.88 \times 2.85}{2} = 8.37 \text{ kN}$$

$$T_e = \frac{2.38 - 2.38}{2.85} - \frac{5.88 \times 2.85}{2} = -8.37 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Travée (D-E)} \quad T_w &= \frac{2.38-2.14}{2.55} + \frac{5.88 \times 2.55}{2} = 7.59 \text{ kN} \\ T_e &= \frac{2.38-2.14}{2.55} - \frac{5.88 \times 2.55}{2} = -7.40 \text{ kN} \\ \text{Travée (F-G)} \quad T_w &= \frac{2.14-2.38}{2.55} + \frac{5.88 \times 2.55}{2} = 7.40 \text{ kN} \\ T_e &= \frac{2.14-2.38}{2.55} - \frac{5.88 \times 2.55}{2} = -7.59 \text{ kN} \\ \text{Travée (G-H)} \quad T_w &= \frac{2.38-2.38}{2.85} + \frac{5.88 \times 2.85}{2} = 8.37 \text{ kN} \\ T_e &= \frac{2.38-2.38}{2.85} - \frac{5.88 \times 2.85}{2} = -8.37 \text{ kN} \\ \text{Travée (I-J)} \quad T_w &= \frac{3.41-1.36}{3.05} + \frac{5.88 \times 3.05}{2} = 9.63 \text{ kN} \\ T_e &= \frac{3.41-1.36}{3.05} - \frac{5.88 \times 3.05}{2} = -8.29 \text{ kN} \\ \text{Travée (H-I)} \quad T_w &= \frac{2.38-3.41}{2.8} + \frac{5.88 \times 2.8}{2} = 7.87 \text{ kN} \\ T_e &= \frac{2.38-3.41}{2.8} - \frac{5.88 \times 2.8}{2} = -8.59 \text{ kN} \\ \text{Travée (I-J)} \quad T_w &= \frac{2.14-2.14}{2.7} + \frac{5.88 \times 2.7}{2} = 7.93 \text{ kN} \\ T_e &= \frac{2.14-2.14}{2.7} - \frac{5.88 \times 2.7}{2} = -7.93 \text{ kN} \end{aligned}$$

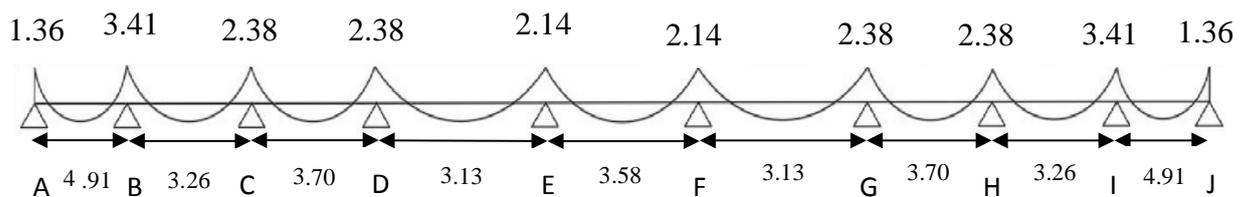


Fig.II.8 : diagramme des moments fléchissant pour la poutrelle type 02.

Diagramme de (T) :

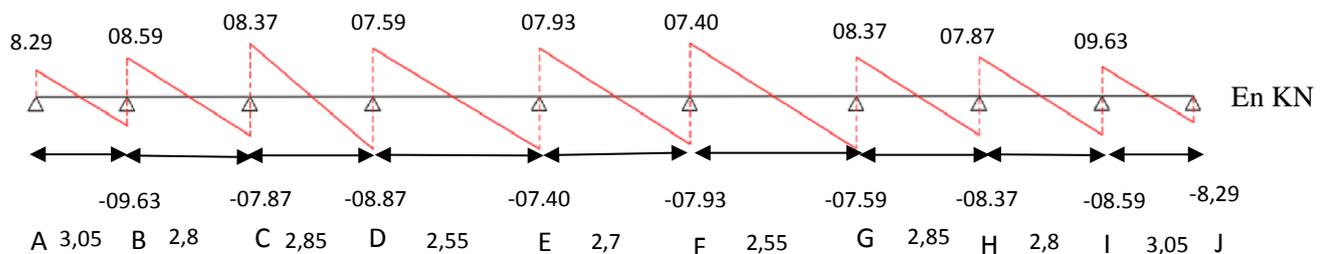


Fig.II.9: diagramme des efforts tranchant à ELU pour la poutrelle type 02.

Pour le plancher étage les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S): unité (kN.m)

Tableau II.1 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus aux planchers étages

Type de poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S					
			M ₀	M _T	M _w	M _e	T _w	T _E	M ₀	M _t	M _w	M _E	T _w	T _E
1	A-B	2.80	5.76	5.01	1,15	1.15	8.23	-8.23	4.16	3.61	0.83	0.83	5.82	-5.82
2	A-B	3.05	6.83	4.57	1.36	4.09	9.82	-8.04	4.94	3.31	0.98	2.96	7.11	-5.82
	B-C	2.8	5.76	3.62	4.09	1.15	7.15	-9.25	4.16	2.62	2.96	0.83	5.71	-6.69
3	A-B	3.05	6.83	4.92	1.36	3.41	8.29	-9.63	4.94	3.56	0.98	2.47	5.53	-6.57
	B-C	2.8	5.76	3.05	3.41	2.98	8.38	-8.08	4.16	2.14	2.47	2.15	6.06	-5.84
	C-D	2.85	5.97	4.30	2.98	1.19	8.99	-7.76	4.31	3.10	2.15	0.86	6.50	-5.60
04	A-B	3.05	6.83	4.91	1.36	3.41	8.29	-9.63	4.94	3.56	0.98	2.47	6.00	-6.96
	B-C	2.80	5.76	3.26	3.41	2.38	8.59	-7.87	4.16	2.35	2.47	1.72	6.21	-5.69
	C-D	2.85	5.97	3.70	2.38	2.38	8.37	-8.37	4.31	2.89	1.72	1.72	6.05	-6.05
	D-E	2.55	4.77	3.13	2.38	2.14	7.59	-7.40	3.45	2.05	1.72	1.54	5.47	-5.35
	E-F	2.70	5.35	3.58	2.14	2.14	7.93	-7.93	3.87	2.59	1.54	1.54	5.73	-5.73
	F-G	2.55	4.77	3.13	2.14	2.38	7.40	-7.59	3.45	2.05	1.54	1.72	5.35	-5.47
5=6	A-B	3.05	6.83	4.91	1.36	3.41	8.29	-9.63	4.94	3.56	0.98	2.47	6.00	-6.96
	B-C	2.80	5.76	3.26	3.41	2.38	8.59	-7.87	4.16	2.35	2.47	1.72	6.21	-5.69
	C-D	2.85	5.97	3.7	2.38	2.98	8.16	-8.58	4.31	2.67	1.72	2.15	5.89	-6.20
	D-E	2.55	4.77	3.13	2.98	0.95	8.28	-6.70	3.45	2.27	2.15	0.69	5.98	-4.83
7	A-B	2.55	4.77	3.13	0.95	2.98	6.70	-8.28	3.45	2.27	0.69	2.15	4.83	-5.98
	B-C	2.85	5.97	3.70	2.98	2.38	8.85	-8.16	4.31	2.67	2.15	1.72	6.21	-5.90
	C-D	2.8	5.76	3.26	2.38	3.41	8.58	-8.59	4.16	2.35	1.72	2.47	5.69	-6.21
	D-E	3.05	6.83	4.91	3.41	1.36	9.63	-8.29	4.94	3.56	2.47	0.98	6.96	-6.00

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{t\max} = 5.01 \text{ kN.m} \\ M_{r\text{ivemax}} = 1.36 \text{ kN.m} \\ M_{i\text{ntermax}} = 4.09 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 9.82 \text{ kN} \end{cases} \quad \begin{cases} M_{t\max} = 3.61 \text{ kN.m} \\ M_{r\text{ivemax}} = 0.98 \text{ kN.m} \\ M_{i\text{ntermax}} = 2.96 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 7.11 \text{ kN} \end{cases}$$

E.L.U

E.L.S

6. Plancher terrasse: On a les mêmes types de poutrelles définies précédemment.

Méthode de calcul: Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d. la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode des trois moments.

Principe de calcul de la méthode des trois moments: Pour les poutres continues à plusieurs appuis,

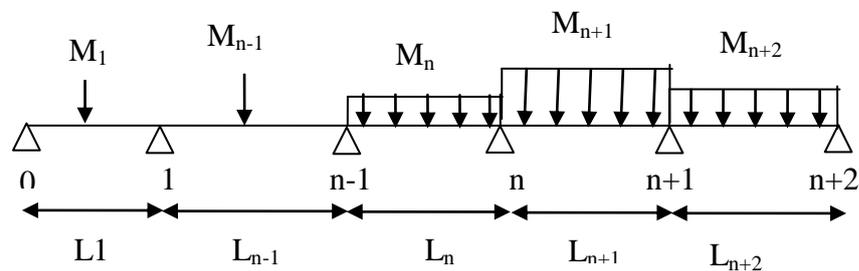
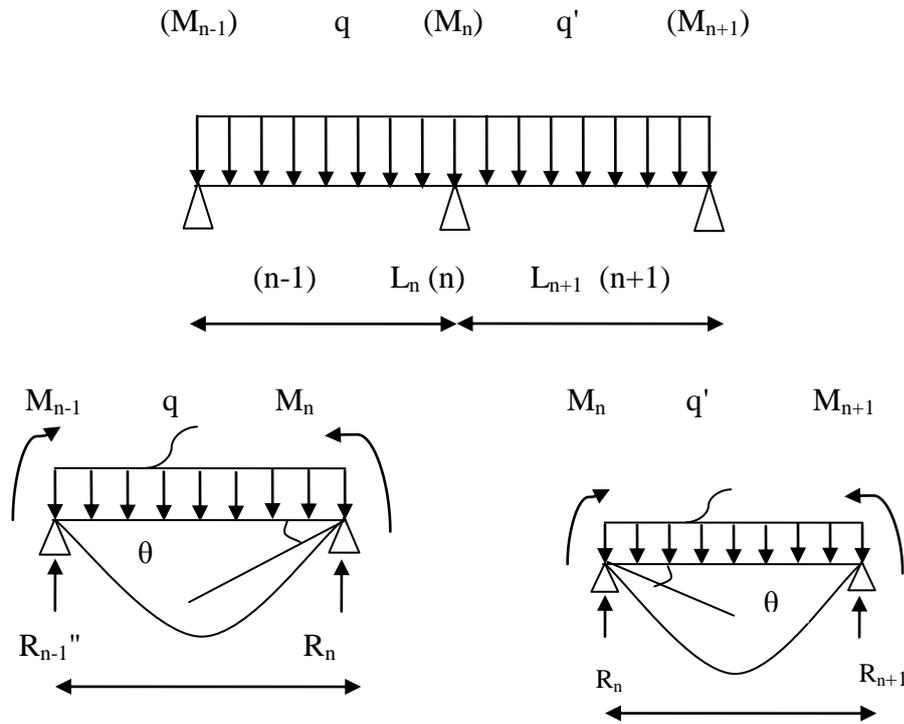


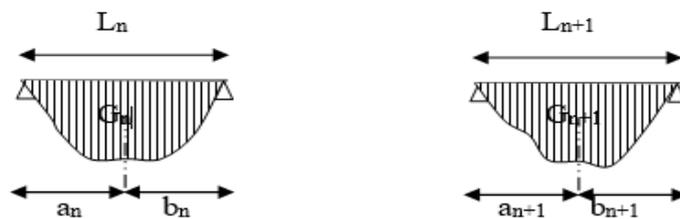
Figure.II.10. Schéma explicatif.

Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.



M_n, M_{n-1}, M_{n+1} : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), il sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité, ($\theta' = \theta''$).....(1)

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n, L_{n+1} sous les charges connues q, q' peuvent être tracé selon la méthode classique. M_n, M_{n-1}, M_{n+1} sont provisoirement omis.



G_n, G_{n+1} : les centres d'inertie des Aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$: sont la signification indiquée sur la figure.

S_n et S_{n+1} : les Aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1}

$$\theta' = \theta'(M_{n-1}) + \theta'(M_n) + \theta'(q)$$

Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \cdot a_n}{L_n \cdot E_I} + \frac{M_{n-1} \cdot L_n}{6 \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_n}{3 \cdot E_I}$$

$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1} \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_{n+1}}{3 \cdot E_I} + \frac{M_{n+1} \cdot L_{n+1}}{6 \cdot E_I}$$

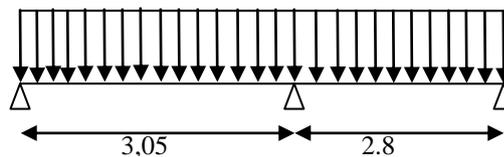
$$\theta' = \theta'' \Rightarrow M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

C'est le théorème des trois moments et sous cette forme generalist applicable à tous les types de chargement. cette équation est appelée équation de Clapeyron. Avant de définir les types de poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 5.67 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1.00 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_u = (1.35 \times 5.67 + 1.5 \times 1) 0.65 = 5.94 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{ser} = (5.67 + 1) 0.65 = 4.33 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

Exemple de calcul: On prend comme exemple de calcul le type de poutrelle (avec 3 travées)

$$Q_u = 5.94 \text{ kN/ml}$$



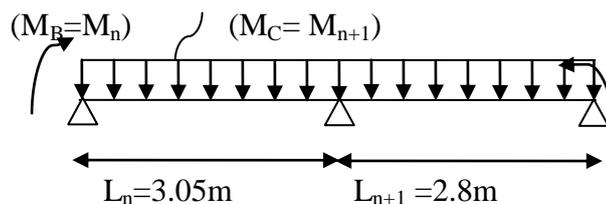
Le calcul fait selon la formule:

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend-B et B-C

$$Q = 5.94$$

$$(M_A = M_{n-1})$$



$$\text{Partie AB: } M_{0AB} = Ql^2/8 = 6.90 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = 1.525 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \times L_n \times M_{0AB} = 2/3 \times 3.05 \times 6.90 = 14.03 \text{ m}^2$$

Partie BC: $M_{0BC} = Ql^2/8 = 5.82\text{kN.m}$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1.40\text{m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \times L_{n+1} \times M_{0BC} = 2/3 \times 2.80 \times 5.82 = 10.86\text{m}^2$$

Donc(1)

$$\Rightarrow 3.05 \times M_A + 2(3.05 + 2.80) \times M_B + 2.80 \times M_C = 6[(14.03 \times 1.525/3.05) + (10.86 \times 1.4/2.80)]$$

$$\text{Avec: } M_A = -0.2 \times M_{0AB} = -1.38\text{kN.m}$$

$$M_C = -0.2 \times M_{0BC} = -1.16\text{kN.m}$$

$$3.05 \times (-1.38) + 2(3.05 + 2.80) \times M_B + 2.80 \times (-1.16) = -74.63$$

$$-4.209 + 11.7 \times M_B - 3.248 = -74.63$$

$$11.7 \times M_B + 67.18 = 0$$

$$M_B = -\frac{67.18}{11.7} = -5.74\text{ kN.m}$$

$$\text{Les moments sur appuis sont: } M_A = -1.38\text{kN.m}$$

$$M_B = -5.74\text{kN.m}$$

$$M_C = -1.16\text{kN.m}$$

L'effort tranchant :

$$\text{Travée (AB)} \quad T_w = (-1.38 + 5.74)/3.05 + 5.94 \times 3.05/2 = 10.47\text{ kN}$$

$$T_E = -7.63\text{ kN}$$

$$\text{Travée (BC): } T_w = (-5.74 + 1.16)/2.8 + 5.94 \times 2.80/2 = 6.68\text{ kN}$$

$$T_E = (-5.74 + 1.16)/2.8 - 5.94 \times 2.80/2 = -9.94\text{kN}$$

$$\text{Les moments en travée: } Mt_{AB} = M_A + M_B / 2 + M_{0AB} = 3.34\text{kN.m}$$

$$Mt_{AB} = 3.34\text{kN.m}$$

$$Mt_{BC} = 2.37\text{kN.m}$$

Pour le plancher terrasse, les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre.

Tableau. II.2. récapitulatif des résultats obtenus :

Type de Poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U					
			M ₀	M _t	M _w	M _E	T _w	T _E
01	A - B	2.80	5.82	4.66	-1.16	-1.16	8.14	-8.14
02	A - B	3.05	6.90	3.34	- 1.38	- 5.74	10.47	- 7.63
	B-C	2.80	5.82	2.37	- 5.74	- 1.16	6.68	- 9.94
03	A-B	3.05	6.90	3.73	- 1.38	- 4,96	10.22	- 7.88
	B-C	2,80	5.82	1.14	- 4,96	- 4.39	8.11	- 8.51
	C-D	2.85	6.03	3.23	- 4.39	- 1.20	8.40	- 8.52
04	A - B	3.05	6.90	3.73	- 1.38	- 4.96	7.41	- 7.73
	B - C	2.80	5.82	1.14	- 4.96	- 4.39	8.11	- 7,98
	C - D	2.85	6.03	3.23	- 4.39	- 4.23	8.40	- 7,62
	D - E	2.55	4.82	0.88	- 4.23	- 3.81	7.41	- 5,58
	E - F	2.70	5.41	2.94	- 3.81	- 1.08	7.00	- 9.02
	A - B	3.05	6.90	3.73	- 1.38	- 4.96	10.22	-7.88
05=06	B - C	2.80	5.82	1.14	- 4.96	- 4.39	8.11	- 8.51
	C - D	2.85	6.03	3.23	- 4.39	- 4.23	7.35	- 8.52
	D - E	2.55	4.82	0.88	- 4.23	- 0.96	6.29	- 8.85
07	A - B	2.55	4.82	0.88	- 4.23	- 0.96	6.29	- 8.85
	B - C	2.85	6.03	3.23	- 4.39	- 4.23	7.35	-8.52
	C - D	2.80	5.82	1.14	- 4.96	- 4.39	8.11	-8.51
	D - E	3.05	6.90	3.73	- 1.38	- 4.96	10.22	-7.88

05=06	B - C	2.80	5.82	1.14	- 4.96	- 4.39	8.11	- 8.51
	C - D	2.85	6.03	3.23	- 4.39	- 4.23	7.35	- 8.52
	D - E	2.55	4.82	0.88	- 4.23	- 0.96	6.29	- 8.85
07	A - B	2.55	4.82	0.88	- 4.23	- 0.96	6.29	- 8.85
	B - C	2.85	6.03	3.23	- 4.39	- 4.23	7.35	-8.52
	C - D	2.80	5.82	1.14	- 4.96	- 4.39	8.11	-8.51
	D - E	3.05	6.90	3.73	- 1.38	- 4.96	10.22	-7.88

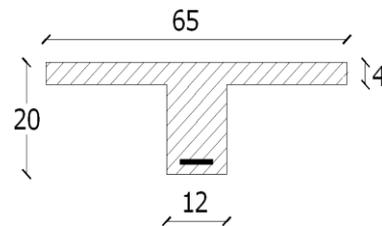
Pour les autres types de poutrelles (E.L.U):

Les sollicitations maximales de calcul sont: $M_{travéemax} = 3.73\text{kN.m}$

$$M_{appui\max} = 5.23\text{kN.m}$$

$$T_{\max} = 10.47 \text{ kN}$$

Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) : Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction. Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable. Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit



Données : Largeur de la poutrelle $b=65\text{cm}$.

Largeur de la section $b_0=12\text{cm}$.

Hauteur de la section $ht = 20 \text{ cm}$.

Hauteur de la section $h_0= 4 \text{ cm}$.

Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9h=18\text{cm}$

Et on a : Contrainte des aciers utilisés $f_e=400 \text{ MPa}$

Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25 \text{ MPa}$

Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2.1\text{MPa}$.

Fissuration peu préjudiciable

Plancher RDC et étage courant : Pour le calcul de ferrailage, on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$\begin{cases} M_{tmax} = 5.01 \text{ kN.m} \\ M_{rivemax} = 1.36 \text{ kN.m} \\ M_{intermax} = 4.09 \text{ kN.m} \\ T_{max} = 9.82 \text{ kN} \end{cases}$$

E.L.U

$$\begin{cases} M_{tmax} = 3.61 \text{ kN.m} \\ M_{rivemax} = 0.98 \text{ kN.m} \\ M_{intermax} = 2.96 \text{ kN.m} \\ T_{max} = 7.11 \text{ kN} \end{cases}$$

E.L.S

Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

En travée (armatures inférieurs) : Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

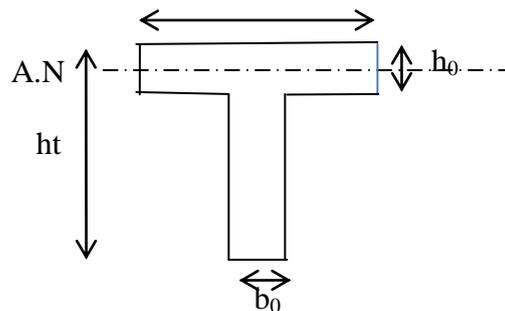
On calcule le moment équilibré par la table

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14.17 \times (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58.95 \text{ kN.m}$$

$$M_{tmax} = 5.01 \text{ kN.m} < 58.95 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en Flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à $M_{tmax} = 5.01 \text{ kN.m}$

b



$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{5.01 \times 10^3}{14.17 \times 18^2 \times 65} = 0.016 < 0.392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0.016 \quad \beta = 0.992$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.15 \times 10^3}{0.98 \times 18 \times 348} = 0.80 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \min \div 2 \geq 0,23 \times b \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \min \div 2 \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \min \div 2 \geq 0,70 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée .}$$

$$A_{st} = \max (A_s , A_{\min}) = 0,80 \text{ cm}^2 \text{ donc : Le choix: } 3\text{T}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

Sur appuis (armatures supérieures) intermédiaire : La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \times d^2 \times b_0} = \frac{4,09 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 12} = 0,074 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,074 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,962$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,09 \times 10^3}{0,962 \times 18 \times 348} = 0,67 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 0,12 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \min \geq 0,26 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée .}$$

Le choix: 1T10 fil = 0,79 cm².

Sur appuis en rive : La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \times d^2 \times b_0} = \frac{1,36 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 12} = 0,024 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,024 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,988$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,36 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 348} = 0,21 \text{ cm}^2$$

On choisit : 1T10 = 0,79 cm²

Vérification des contraintes à l'E.L.S :

En travée : Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilise est le FeE400, alors la vérification des contraintes a ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } : \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{5.01}{3.61} = 1.38$$

$$\alpha \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,039 \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée .}$$

En appuis : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{10.75}{7.34} = 1,38$

$$\frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \alpha = 0,17 \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée .}$$

Vérification au cisaillement :

L'effort tranchant maximal $T_{\max} = 9.82$ KN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{9.82 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.45 \text{ MPa}$$

Pour Fissuration peu préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right)$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée .}$$

Calcul Les armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35; b_0/10; \Phi_L)$$

$$\Phi_t \leq \min (200/35; 120/10; 10) = 5,71 \text{ mm.}$$

on adopte: $\Phi_t = 6 \text{ mm.}$

Calcul des espacements :

$$St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (16,20 ; 40 \text{ cm}) \quad St \leq 16,20 \text{ cm}$$

Zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

Vérification de la flèche : D'après BAEL91 modifiée 99, il faut que les conditions qui suivantes soient vérifiées :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \quad \text{avec : } L_{max} : \text{ la portée maximale des poutrelles .}$$

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 3.05m$

$$\frac{3.05}{500} = 0.61m$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_{ut} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$I_0 = \frac{0.65 \times 0.20^3}{12} + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.20}{2} - 0.020\right)^2$$

[car: $d'=0,1h=0,02m$]

$$I_0 = 4.56 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 \times d} = \frac{2.36 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.18} = 0.010$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{0.12}{0.65}\right) \times 0.010} = 4.11$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4\rho \times \sigma_{st}) + f_{t28}} = 0.818$$

$$I_{Fi} = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu)} = \frac{1.1 \times 4.56 \times 10^{-4}}{(1 + 4.11 \times 0.818)} = 1.14 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_{st} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}} = \frac{7.34 \times 10^{-3} \times 3.05^2}{10 \times 32164.2 \times 1.14 \times 10^{-4}} = 5.67 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\text{Avec : } E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$$

Donc :

$$F = 5.67 \times 10^{-3} \leq f_{adm} = 0.8 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée .}$$

Plancher Terrasse: Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$M_{travée_{max}} = 3.73 \text{ KN.m}$$

$$E.L.U \quad M_{appui_{max}} = 5.23 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = 10.47 \text{ KN}$$

Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

En travée (armatures inférieures) : Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

On calcule le moment équilibre par la table

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14.17 \times (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} = 3.73 \text{ KN.m} < 58.95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times ht) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à $M_{tmax} = 3.73 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{3.73 \times 10^3}{14.17 \times (18)^2 \times 65} = 0.012 < 0.392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0.012 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.73 \times 10^3}{0.994 \times 18 \times 348} = 0.59 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400}$$

$A_{\min} \geq 1.41 \dots \dots \dots$ Condition Vérifiée .

Donc: $A_{st} = \max (A_s ; A_{\min}) = 1.41 \text{ cm}^2$

Le choix: 3T10 = 2.36 cm²

Sur appuis (armatures supérieures) intermédiaire : La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \times d^2 \times b_0} = \frac{5.23 \times 10^3}{14.17 \times (18)^2 \times 12} = 0.094 < 0.392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0.094 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0.951$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.23 \times 10^3}{0.951 \times 18 \times 348} = 0.87 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400}$$

$A_{\min} \geq 0.26 \dots \dots \dots$ Condition Vérifiée .

Donc: $A_{st} = \max (A_s ; A_{\min}) = 0.87 \text{ cm}^2$

Le choix: $1T10 = 0.79 \text{ cm}^2$

Vérification des contraintes à l'E.L.S :

En travée : Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilise est le FeE400, alors la vérification des contraintes a ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } : \gamma = \frac{Mu}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{3.73}{2.70} = 1,38$$

$$\alpha = 0.03$$

$$\alpha \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.03 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée .}$$

$$\text{En appuis : } \gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{7.98}{5.78} = 1.38$$

$$\frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.17 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée .}$$

Vérification au cisaillement : L'effort tranchant maximal $T_{\max} = 10.47 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{10.47 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.48 \text{ MPa}$$

Pour Fissuration peu préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$

$$\tau_u = 0.48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée .}$$

Calcul Les armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L)$$

$$\Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 10) = 5.71 \text{ mm.}$$

on adopte: $\Phi_t = 6 \text{ mm.}$

Calcul des espacements :

$$St \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm})$$

Zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

$$St \leq \min(16.20 ; 40 \text{ cm}) \quad St \leq 16.20 \text{ cm}$$

Section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$K = 1$ (fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min(2.1; 3.3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$$

$$f_e = 400\text{MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

D'où :

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

$$X = 2.02 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,20/2 = 0,10\text{m}$$

$$X - (h/2) = 2.02 - 0.10 = 1.92\text{m}$$

$$\text{Dons: } T_u(h/2) = 9.82 \times 1.92 / 2.02 = 12,14\text{kN}$$

$$T_u(h/2) = 12,14\text{kN}$$

$$\text{D'où: } \tau_u(h/2) = (12.14 \cdot 10^{-3}) / (0.12 \cdot 0.18) = 0.562\text{MPa}$$

$$\tau_u(h/2) = 0,562 \text{ MPa}$$

$$(A_s / S_t)_{\text{cal}} = 0.111\text{cm}$$

$$(*) \Rightarrow (A_s / S_t)_{\text{cal}} = \frac{(0,562 - 0,3 \cdot 1,2,1) \cdot 12,1,15}{0,9 \cdot 1,400} = 0.0026\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u(h/2)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$A_t \cdot f_e / b \cdot S_t \geq \max \left(\frac{0.562}{2} ; 0.4\text{MPa} \right) = 0.4\text{MPa}$$

$$(A_s / S_t)_{\text{min}} \geq 0.4 \cdot b_0 / f_e = 0.4 \cdot 12 / 400 = 0.012 \dots \dots \dots (2)$$

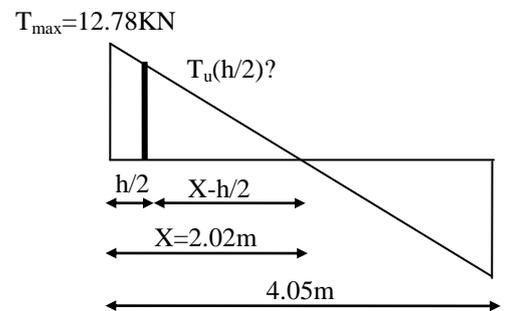
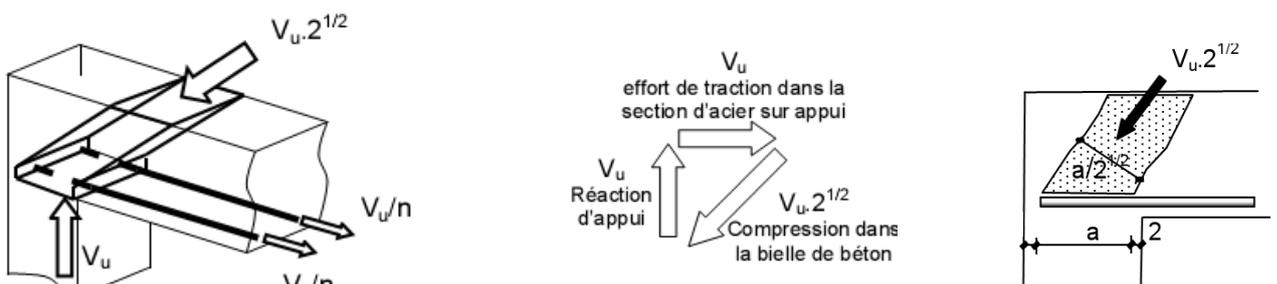
$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right) \geq 0.020 \text{ cm}$$

On prend le max entre (1) et (2) \Rightarrow

$$\text{Pour } S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0.02 \times 10 = 0.20 \text{ cm}^2$$

On prend: $2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 10 \text{ cm}$

Justifications aux appuis (appui simple d'about) :



Vérification de la flèche : D'après BAEL91 modifiée 99, il faut que les conditions qui suivantes soient vérifiées :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \text{ avec } : L_{max} : \text{La portée maximale des poutrelles .}$$

Dans notre cas ,on a : $L_{max} = 3.05m$

$$\frac{3.05}{500} = 0.61m$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_{ut} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$I_0 = \frac{0.65 \times 0.20^3}{12} + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.20}{2} - 0.020\right)^2$$

[car: $d' = 0,1h = 0,02m$]

$$I_0 = 4.56 \times 10^{-4} m^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 \times d} = \frac{2.36 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.18} = 0.010$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times Ft_{28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{0.12}{0.65}\right) \times 0.010} = 4.11$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4\rho \times \sigma_{st}) + f_{t28}} = 0.818$$

$$I_{Fi} = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu)} = \frac{1.1 \times 4.56 \times 10^{-4}}{(1 + 4.11 \times 0.818)} = 1.14 \times 10^{-4} .m^4$$

$$f = \frac{M_{st} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}} = \frac{7.34 \times 10^{-3} \times 3.05^2}{10 \times 32164.2 \times 1.14 \times 10^{-4}} = 5.67 \times 10^{-3} m$$

Avec : $E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} = 32164,2MPa$

Donc : $F = 5.67 \times 10^{-3} \leq f_{adm} \dots \dots \dots$ Condition Vérifiée .

Ferrailage de la dalle de compression : La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est légèrement armée par un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser : 20cm (soit 5 barres par mètre) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles et 33cm (soit 3 barres par mètre) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

Section minimale des armatures

Perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/fe \quad (cm^2/ml) \text{ si } l \leq 50cm$$

$$A_{\perp} \geq 4l/fe \quad (cm^2/ml) \text{ si } 50cm \leq l \leq 80cm$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

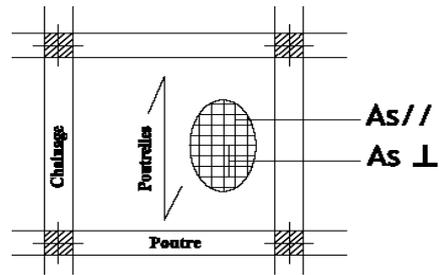


Figure II.12. Ferrailage De la dalle de compression

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles: $A_{//} \geq A_{\perp}/2$

$$50\text{cm} \leq L = 65\text{ cm} \leq 80\text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 215 = 1.21\text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $A_{\perp} = 6 \phi 5 = 1.18\text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_{//} \geq 1.18/2 = 0.59\text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage en $\phi 5$ avec des mailles de $15 \times 15\text{ cm}$ de telle sorte que la disposition de la grande dimension soit parallèle à l'axe des poutrelles.

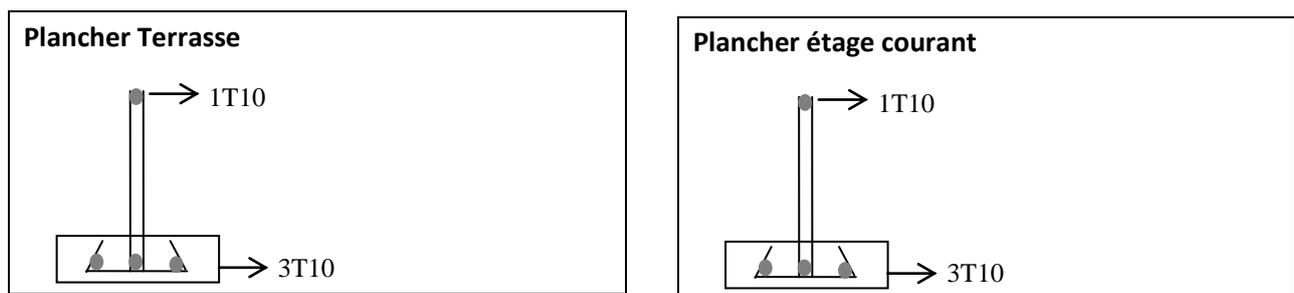


Figure. II.13. Schéma de ferrailage de poutrelle

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

I. Acrotère :

1. Introduction :

L'acrotère est couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante et au séisme qui créent un moment de renversement.

2. Dimensions :

La hauteur $h = 60 \text{ cm}$

L'épaisseur $e_p = 10 \text{ cm}$

Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable)

3. Calcul des sollicitations :

3.1. Poids propre :

$$S = \left[\frac{0.02 \times 0.1}{2} + (0.1 \times 0.6) + (0.08 \times 0.1) \right] = 0.069 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0.069 \times 25 = 1.725 \text{ kN/ml}$$

$$G = 1.725 \text{ kN/ml}$$

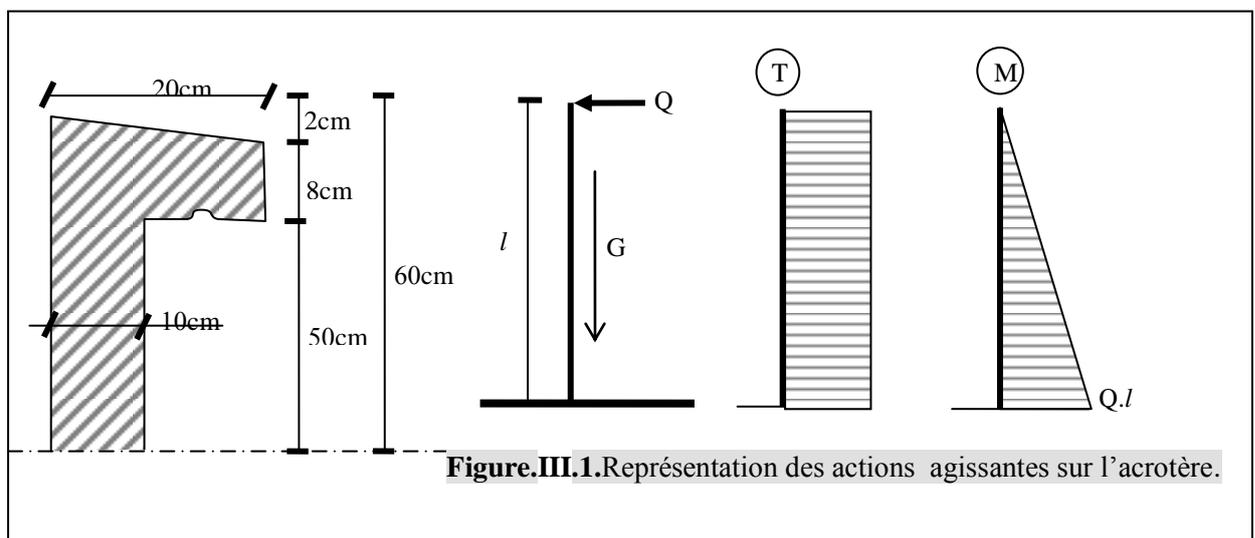


Figure.III.1.Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.

3.2. Surcharge :

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q=1.00\text{kN/m}$

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.725 = 2.329\text{kN/ml}$$

$$N_{\text{ser}} = 1.725 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

1.3.3. Enrobage :

Vu que la fissuration préjudiciable

On prend $C = C' = 2\text{cm}$

$$\text{L'excentricité: } e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.329} = 0.39\text{m}$$

$$ep/2 = 0.10/2 = 0.05 \text{ m} < 0.39 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

4. Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2.329 \left(0.39 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 0.98\text{kN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_u \leq (0.337h - 0.81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_u - M_u = (0.09 - 0.02) \times 2.329 - 0.98 = -0.82\text{kN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c')f_{bc} \times b \times h = (0.337 \times 0.1 - 0.81 \times 0.02) 14.17 \times 10^3 \times 0.1 \times 1 = 24.80\text{kN.m}$$

$$-0.82\text{kN.m} < 24.80\text{kN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section

rectangulaire $b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

5. Calcul du ferrailage E. L. U. R :

$$M_u = 0.98 \text{ kN.m}$$

$$\mu = M_u / bd^2 f_{bc} = 0.98 \times 10^3 / 100 \times 9^2 \times 14.17 = 0.00854$$

5.1. Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu^l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.668 \quad , \text{ avec: } 1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 1.74$$

$$\mu l = 0.8 \times 0.668 (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392 > \mu = 0.008 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.008 \Rightarrow \beta = 0.996$$

On calcul:

A_{fs} : section d'armatures en flexion simple.

A_{fc} : section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0.98 \times 10^3}{348 \times 0.996 \times 9} = 0.314 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.314 - \frac{2.329 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.247 \text{ cm}^2$$

5.2. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:

$$A_s \text{ min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0.45d}{e - 0.185d} \times 0.23 = 1.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$e = M_{ser} / N_{ser} = 0.6 / 1.725 = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0.9 \times h_t = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm}$$

$$A_s = \max(A_{fs} ; A_{fc} ; A_{\text{min}}) = 1.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T6 p.m; $A_s = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; $St = 100/4 = 25 \text{ cm}$

Les armatures de répartition:

$$A_r = A_s / 4 = 1.41 / 4 = 0.35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte: $A_s = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit 4T6p.m

6. Vérification des contraintes (E. L. S):

$$M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2)$$

$$M_{ser} = 1.725(0.35 - 0.02 + 0.1/2) = 0.655 \text{ kN.m}$$

7. Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta A_s (d - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 21.15y_1 - 190.35 = 0 \Rightarrow y_1 = 1.75 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(1.75)^3}{3} + 15 \times 1.41(9 - 1.75)^2$$

$$I = 1290.33 \text{ cm}^4$$

a. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{0.655 \times 10}{1290.33} \times 1.75 = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.89MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

b. Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

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

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6mm; \eta = 1.6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202MPa$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{655.5}{1064.68} (9 - 1.59) = 68.43MPa$$

$$\sigma_{st} = 68.43MPa < \overline{\sigma}_{st} = 202MPa \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

c-Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1.5Q = 1.5kN$$

$$\tau_u = \frac{1.5}{0.09 \times 1} = 16.67kN/m^2 = 0.017MPa$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4MPa) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0.1 \times 25MPa; 4MPa) = 2.5MPa$$

$$\tau_u = 0.017MPa < \overline{\tau}_u = 2.5MPa \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

d-Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:

D'après le R.P.A 99 version 2003, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante: $F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p$

A: coefficient d'accélération de zone A = 0.15

Cp: facteur de force horizontal Cp = 0.8

Wp: poids propre de l'acrotère Wp = 1.637 kN

Fp: force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: $F_p < 1.5Q$

$$F_p = 4 \times 0.1 \times 1.71 \times 0.8 = 0.55 \text{ kN}$$

$$F_p = 0.55 \text{ kN} < 1.5Q = 1.5kN \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$$

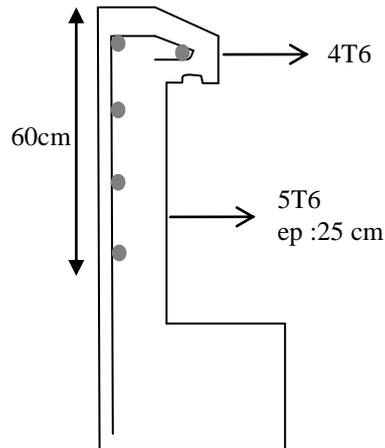


Figure.III.2. Schéma du ferrailage de l'acrotère.

II. Balcon:

1. Introduction:

Le balcon est une dalle pleine encastree dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

- Résistance à la flexion
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11\text{ cm}$ pour 2 heures de coupe-feu.

Donc on adopte $e = 12\text{ cm}$

Dans notre étude, les différents types des balcons sont les suivantes :

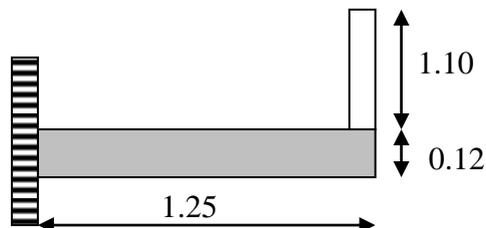


Figure. III.3. Schéma représente le type de balcon.

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

On adopte pour le balcon $e = 12\text{ cm}$.

2. Descente de charge:

Revêtement de carrelage (2cm) : $0.02 \times 20 \longrightarrow 0.4 \text{ kN/m}^2$

Enduit en ciment (2 cm) : $2 \times 0.18 \longrightarrow 0.36 \text{ kN/m}^2$

Poids propre de la dalle (e=12cm) : $25 \times 0,12 \longrightarrow 3 \text{ kN/ m}^2$

Lit de sable (2cm) : $0.02 \times 0.17 \longrightarrow 0.34 \text{ kN/ m}$

Mortier de pose (2cm) : $02 \times 20 \longrightarrow 0.4 \text{ kN/m}^2$

$$G = 4.5 \text{ kN/m}^2$$

Charge d'exploitation

$$Q = 3.50 \text{ kN/m}^2$$

Calcul de la charge concentrée: Le balcon supporte deux charges concentrées différentes ; pour le calcul des sollicitations, on prend la charge maximale entre les deux.

Poids propre du mur en brique creuse :

$$P_{\text{mur}} = \delta \times b \times h \times l = 9 \times 1.1 \times 0.1 \times 1 = 0.99 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{mur}} = 1.35 \times 0.99 = 1.336 \text{ kN/m}^2$$

Poids propre d'enduit de ciment

$$P_{\text{enduit}} = 18 \times 0,02 \times 1.1 \times 1\text{m} = 0.396 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Penduit} = 1.35 \times 0.396 = 0.534 \text{ kN/m}^2$$

$$P_u = P_{\text{mur}} + P_{\text{enduit}} = 1.87 \text{ kN}$$

$$P_{\text{ser}} = P_{\text{mur}} + P_{\text{enduit}} = 1.38 \text{ kN}$$

b.Evaluation des moments:

$$M_{\text{max}} = -(Q_u \frac{l^2}{2} + P_u l) = -(11.32 \times (1.25) / 2 + 1.87 \times 1.25) = -11.17 \text{ kN.m}$$

3. Calcul du ferrailage:

ELU : La section à calculé (100×12)

$$M_u = 11.17 \text{ kN.m} \quad d = 0.9 \times h = 0.9 \times 12 = 10.8 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0.067$$

$$\beta = 0.9656$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.17 \times 1000}{0.9656 \times 10.8 \times 348} = 3.07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\text{cal}} = 3.07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Conditions de non fragilité: $A_{\min} = (0.23.b.d.f_{t28})/f_e = 1.30 \text{ cm}^2$

$$A_s = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 3.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix = 5T10 = 3.93 cm²/ml

Espacement $St = 100/4 = 25 \text{ cm}$

$St = 20 \text{ cm}$ (min (3h, 33)) = 33 cm

Armature de répartition : $Ar = Ap/4 = 3.93/4 = 0.98 \text{ cm}^2$

$Ar = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 5T8

Pour des raisons constructives, on adopte comme armature de répartition 5T8/esp = 25 cm

$St = 25 \text{ cm}$ (min (4h, 33 cm)) = 45 cm

ELS: $M_{\text{ser}} = -7.98 \text{ kN}$.

Vérification des contraintes :

La contrainte limite du béton : $\sigma_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte limite de l'acier : $\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$

Centre de gravité :

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\left(\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} \right) - 1 \right]$$

$$50y^2 + 636.66 + 58.95y = 0$$

$$y = 3.03 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s (d - y)^2 = \frac{100(3.03)^3}{3} + 15 \times 3.93(10.8 - 3.03)^2$$

$$I = 4486.25 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y = \frac{7.98 \times 10^3}{4486.25} \times 3.03 = 5.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.38 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent.

Vérification de la Contrainte de cisaillement:

$$T_{\text{max}} = Q_u \times l + P_u$$

$$T_{\text{max}} = 16.02 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{16.02 \times 10^3}{100 \times 10.8} = 0.014 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \text{..(fissuration.préjudiciable)}$$

$$1) \tau_u = 0.014 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition.vérifiée}$$

2) Il n'y a pas de reprise de bétonnage,

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times n \times \mu} = \frac{16.02 \times 10^3}{0.9 \times 10.8 \times 5 \times 3.14 \times 10^2} = 1.049 \text{ MPa}$$

$n = 5$: nombre.d'armatures longitudinales tendues

$\mu = 3.14 \text{ cm}$: périmètre d'armatures tendues

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.04 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

5. La vérification des contraintes à l'E.L.S:

$$Q_{ser} = G + Q = 9.65 \text{ kN.ml} \text{ et } P_{ser} = 1.826 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = -17.97 \text{ kN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre:

$$by^2/2 - 15A_s(d - y) = 0$$

$50y^2 + 115.5y - 1559.25 = 0 \Rightarrow y = 4.55 \text{ cm}$ (position de l'axe neutre /à la fibre la plus comprimée)

$$\Delta = 130807.1025$$

$$y_1 = -b + \sqrt{\Delta} / 2a = -58.95 + 361.67 / 100 = 3.03 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(4.55)^3}{3} + 15 \times 7.7(13.5 - 4.55)^2$$

$$I = 4486.25 \text{ cm}^4$$

1) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{7.98 \times 10^3}{4486.25} 3.03 = 5.38 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5.38 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition.vérifiée.}$$

2) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

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

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6mm; \eta = 1.6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{7.98 \times 10^3}{4486.25} (10.8 - 3.03) = 207.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 207.31 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

6. Vérification de la flèche : Pour les éléments supportés en console, la flèche F est:

$$F = F_1 + F_2 \text{ avec: } F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots \dots \dots \text{ flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots \dots \dots \text{ flèche due à la charge concentrée.}$$

7. Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 12 \times 6 + 15 \times 3.93 \times 10.8}{100 \times 12 + 15 \times 3.93} = 6.22 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 6.22 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 5.78 \text{ cm.}$$

8. Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A (d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100(6.22)^3}{3} + \frac{100 \times (5.78)^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (10.8 - 6.22)^2 = 15964.64 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{(1.25)^3 \times 10^2}{32164.2 \times 10^{-5} \times 15964.64} \left[\frac{11.32 \times 1.25}{8} + \frac{1.87}{3} \right] = 0.0925 \text{ cm}$$

$$F = 0.0925 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = L/250 = 125/250 = 0.5 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0.0925 \text{ cm} < F_{adm} = 0.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

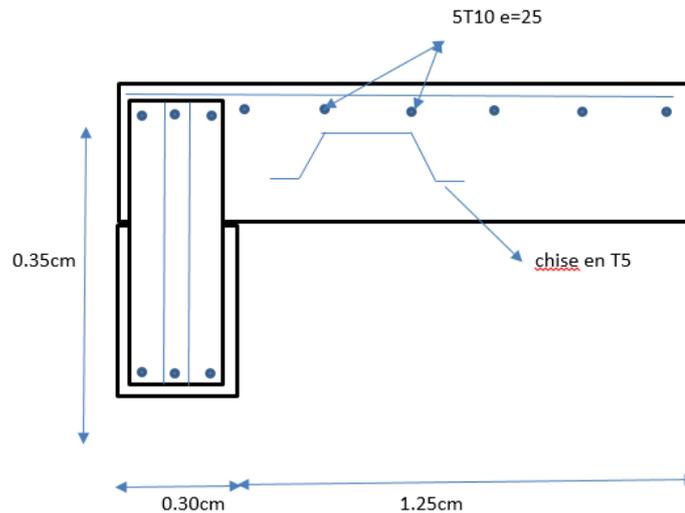


Figure III.4. Schéma de ferrailage du balcon

III. Escaliers:

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

2. Terminologie : Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre. Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

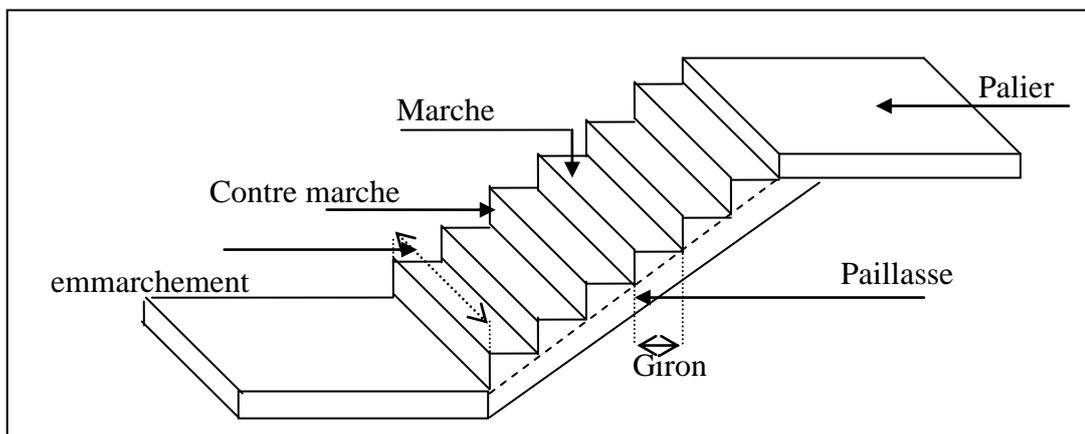


Figure III.5. schéma d'un escalier

3. Dimensions des escaliers: Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de Blondel:

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

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

g : largeur de la marche,

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

H : hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage ($H=n.h=he/2$)

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur total du volée : $L = (n - 1)g$

3.1. Dimensionnements des marches et contre marches :

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

D'après Blondel on a :
$$\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$$

Et puis :
$$m n^2 - (m + L + 2H) n + 2H = 0 \dots (2)$$

Avec : $m=64$ et $H=306/2=153 \text{ cm}$ et $L=240 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 610n + 306 = 0$

La solution de l'équation est : $n=9$ contre marches

Donc le nombre de marche $n-1=8$ marches

Puis:
$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

L'inégalité vérifiée, on a 8 marches avec $g=30\text{cm}$ et $h=17\text{cm}$.

$$\text{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0.56 \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0.87$$

3.2. Epaisseur de la paillasse (ep):

$$\frac{1}{30} \leq ep \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq ep \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\Leftrightarrow \frac{240}{30 \times 0.87} \leq ep \leq \frac{240}{20 \times 0.87} \Leftrightarrow 9.19 \leq ep \leq 13.79 \text{cm} \quad , \text{ en prend: } ep = 12 \text{cm}$$

3.3. Epaisseur de palier (ep):
$$ev = \frac{ep}{\cos \alpha} = \frac{12}{0.87} = 13.79 \text{cm}$$

On prend : $ep=15 \text{ cm}$.

3.4. Evaluation des charges et des surcharges :

a) Paillasse :**Tableau III.1.**Evaluation des charges et des surcharges Paillasse

N ⁰	Désignation	Ep (m)	densité KN/m ³	poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
4	Revêtement en carrelage vertical ep x22x h/g	0,02	20,00	0,23
5	Mortier de ciment vertical ep x20x h/g	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse ep × 25/cos α	0,12	25,00	3,44
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en ciment	0,02	10,00	0,18

Charge permanente : $G=7.19\text{kN/m}^2$

Surcharge : $Q=2.5\text{kN/m}^2$

$QU_1 = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1\text{m} = 13.45\text{kN/ml}$

$Q_{ser1} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 9.69\text{kN/ml}$

b) Palier :**Tableau III.2.**Evaluation des charges et des surcharges Palier

N ⁰	Désignation	ep (m)	Densité (kN/m ³)	Poids kN/m ²
1	Poids propre du palier ep × 25	0,15	25,00	3,75
2	Carrelage	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
5	Enduit de ciment	0,02	0,10	0,18

Charge permanente : $G_2=5.07\text{kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q_2=2.5\text{kN/m}^2$

$QU_2 = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1\text{m} = 10.59\text{kN/ml}$

$Q_{ser2} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 7.57 \text{ kM/ml}$

Schéma statique

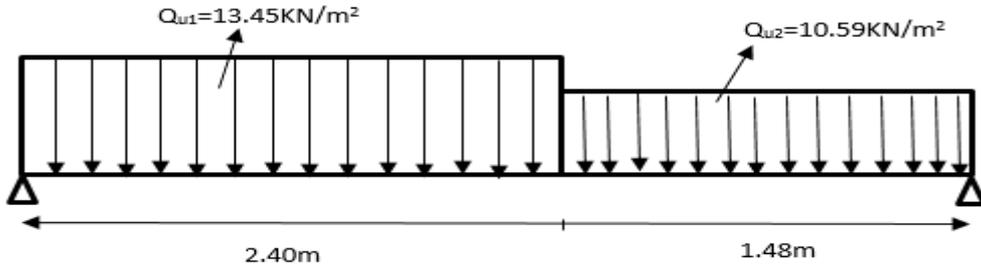


Figure III.6.Schéma statique des charges et surcharges (paillasse, palier)

4. Calcul du moment maximal en travée a L.E.L.U:

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = 13.45 \cdot 2.4 + 10.59 \cdot 1.48 = 47.95 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow [R_A (3.88) - (13.45 \times 2.4 \times 1.2 - (10.59 \times 1.48 \times 3.14))$$

$$R_B = 38.73 + 49.21 / 3.88 = 22.66 \text{ KN et}$$

$$R_A = 47.95 - 22.67 = 25.28 \text{ KN}$$

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 2.4\text{m}$		$T(x) = -13.45x + 25.28$ $X=0 \Rightarrow T(x) = 25.28 \text{ KN}$ $X=2.4 \Rightarrow T(x) = -7.00 \text{ KN}$	$M(x) = 35.28x - 6.72 \cdot x^2$ $M(0) = 0$ $M(2.4) = 21.94 \text{ KN.m}$
$X = 1.87\text{m}$		$T(x) = R_A - q_u \cdot x$ $T = 25.41 - 13.52x = 0$ $x = 25.41 / 13.52 = 1.87$	$M(x) = R_A \cdot x - q_u \cdot x^2 / 2$ $X = 1.87$ $M(1.87) = 23.75 \text{ KN.m}$
$0 \leq x \leq 1.48\text{m}$		$T(x) = -22.66 + 10.59x$ $X=0 \quad T = -6.55 \text{ KN}$ $X=1.48 \quad T = -22.94 \text{ KN}$	$M(X) = -22.66x + 10.59x^2 / 2$ $X=0 \quad M = 0 \text{ KN.m}$ $X=1.48 \quad M = -21.94 \text{ KN.m}$

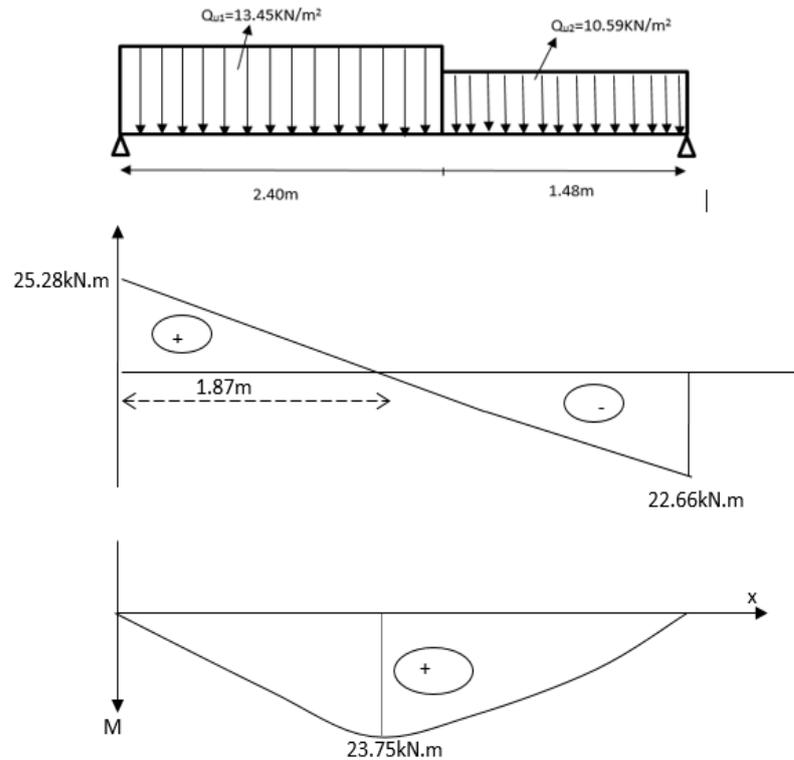


Figure III.7 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant.

E.L.U : Donc: $M_{\max} = 23.75 \text{ KN.m}$

D'où : $M_T = 0.85.M_{\max} = 0.85 \cdot 23.75 = 20.18 \text{ KN.m}$

$M_a = 0.4.M_{\max} = 0.4 \cdot 23.75 = 9.5 \text{ KN.m}$

5. Calcul du moment maximal en travée a L.E.L.S :

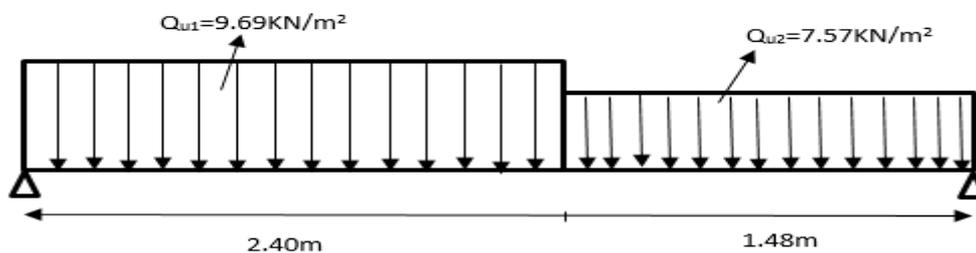
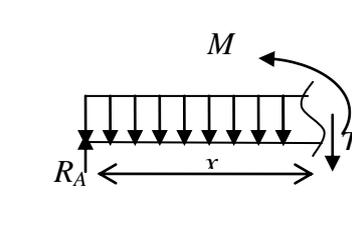
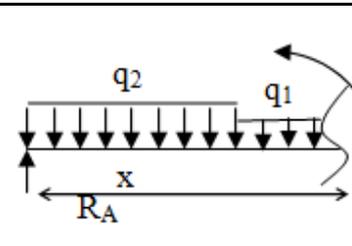
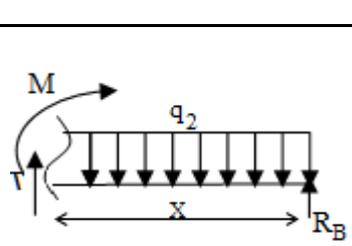


Figure III.8. Schéma statique des charges et surcharges (paillasse, palier)

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 34.46 \text{ kN}$$

$$R_B = 16.26 \text{ kN}$$

$$R_A = 18.20 \text{ kN}$$

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 2.4\text{m}$		$T(x) = 18.20 - 9.69x$ $X=0 \Rightarrow T(x) = 18.20$ kN $X=(2.4) \Rightarrow T(x) = -5.05\text{kN}$	$M(x) = 18.06x - 7.57x^2$ $M(0) = 0$ $M(2.4) = -15.77\text{ kN.m}$
$X = 1.87\text{ m}$		$T(x) = R_A - q_{ser} \cdot x$ $T = 18.20 - 9.65x$ $X = 18.20 / 9.69 = 1.87\text{m}$	$M(x) = 18.20x - 4.85 \cdot x^2$ $M(1.87) = 17.09\text{kN.m}$ $M_{max} = 17.09\text{kN.m}$
$0 \leq x \leq 1.48\text{m}$		$T(x) = -16.26 + 7.75x$ $X=0 \Rightarrow T(x) = -16.26$ kN $X=1.48 \Rightarrow T(x) = -5.06$ kN	$M(x) = -16.26x - 7.57x^2$ $M(0) = 0$ $M(1.4) = -15.77\text{ kN.m}$

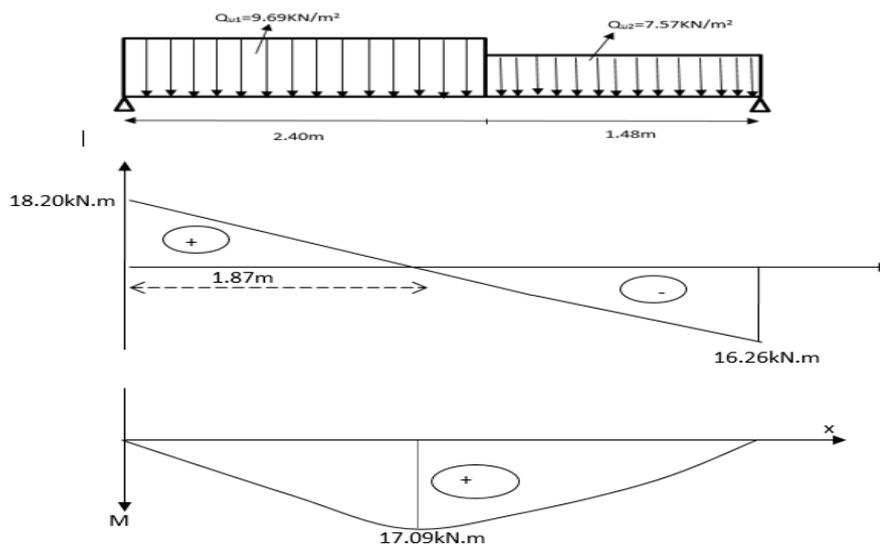


Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant.

E.L.S : Donc: $M_{x \max} = 17.09\text{ kN.m}$

D'où : $M_{Tser} = 0.85M_{\max} = 0.85 \times 17.09 = 14.53\text{ kN.m}$

$Ma_{ser} = 0.4M_{\max} = 0.4 \times 17.09 = 6.84\text{ kN.m}$

6. Ferrailage:**Tableau III.3.**Ferrailage d'un escalier.

Caractéristique	htravée=12 cm happui=15c m	b=100c m	Fe=40 0	σ_s =348Mpa	Dtravée=0,9.h=10.8cm Dappui=0,9.h=13.5cm		
/	M(KN.m)	μ	β	$A_{cal}(cm^2)/$ ml	$A_{ad}(cm)/$ ml	$A_r=A_{ad}$ /4	A_r adoptée
Travée	20.18	0.12	0.935	5.74	6T12/ml =6.79cm ² St=20cm	1.69	5T8/ml =2.51c m ² St=25c m
Appuis	9.5	0.036	0.982	2.05	6T10/ml =4.71cm ² St=20cm	1.17	5T8/ml =2.51c m ² St=25c m

Tableau III.4.Vérifications d'un escalier.

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée $A_{min}=0,23b.d.f_{t28}/Fe=1.30cm^2$	$A=16.08cm^2$ $A>A_{min}$ Vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{25.28}{100 \times 10.8} \times 10 = 0.23MPa$ $\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}; 5Mpa) = 3.25MPa$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1.15}{Fe} (Vu + \frac{Ma}{0.9d})$ $A \geq \frac{1.15}{400} (25.28 \times 10^{-3} + \frac{9.55 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.108}) = 3.53cm^2$ $A \geq 3.53cm^2$	$A=3.53cm^2$ $A>3.47cm^2$ Vérifiée

7. Vérification des contraintes à l'E.L.S:

En travée : $M_{ser} = 14.53 \text{ KN.m}$; $A_s = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

Position de l'axe neutre: $50y^2 + 241.2y - 2604.96 = 0 \Rightarrow y = 3.78 \text{ cm}$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 15316.88 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{14.53 \times 10^3}{15316.88} \times 3.78 = 3.60 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 3.60 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$Condition Vérifiée.

Sur appui: $M_{ser} = 6.84 \text{ kN.m}$, $A_s = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Position de l'axe neutre:

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

$$50y^2 + 84.75y - 1744.12 = 0 \Rightarrow y = 3.26 \text{ cm}$$

8. Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 5171.42 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6.87 \times 10^3}{5171.42} \times 3.26 = 4.33 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 4.33 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$Condition Vérifiée.

9. Vérification de La flèche:

Tableau VI.5. vérification de La flèche

Condition	Vérification	
$\frac{h_f}{l} \geq \frac{1}{30}$	0.070 > 0.033	Condition vérifiée
$A_s/b.d \leq 2/f_e$	0.014 > 0.010	Condition vérifiée

10. Etude de La poutre palière d'étage courant : La poutre palière est considérée comme semi encastree sur les deux extrémités (poteaux).

10.1. Dimensionnement: Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \Rightarrow h = 30\text{cm}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 30 = 27\text{cm}$$

$$0.3d \leq b \leq 0.4d \Rightarrow 8.1 \leq b \leq 10.80 \Rightarrow b = 30\text{cm}$$

10.2. Vérification des conditions RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30 \geq 20 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.} \\ 35 \geq 30 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.} \\ \frac{35}{30} = 1.5 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Charge supportée par la poutre:

Poids propre de la poutre: $0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.25 \text{ kN/m}$

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

Réaction du palier sur la poutre : $R_b = 22.75 \text{ kN/m}$

Poids du mur : $0.9 \times 0.15 \times 1.53 = 2.06 \text{ kN/m}$

On a : $q_u = 1.35 \times (2.25 + 2.06) + 22.75 + (1.5 \times 2.5) = 32.75 \text{ kN/m}$

$q_{\text{ser}} = 2.25 + 2.50 + 2.06 + 16.32 = 23.13 \text{ kN/m}$

Calcul des sollicitations: $M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 32.75 \times 9 / 8 = 36.84 \text{ KN.m}$
 $M_t = 0.85 \cdot M_0 = 31.31 \text{ KN.m}$
 $M_a = 0.4 \cdot M_0 = 14.73 \text{ KN.m.}$

11. Le Ferrailage:

Tableau III.6. Le Ferrailage de la poutre palière.

Caractéristique	$h = 35\text{cm}$	$b = 30\text{cm}$	$d = 0.9h = 31.5\text{cm}$	$\sigma_s = 348\text{MPa}$	$F_e = 400\text{MPa}$
/	$M(\text{kN.m})$	μ	β	$A_s (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}} (\text{cm}^2)$
En travée	31.31	0.10	0.947	3.51	4.52 soit 4T12
En appui	14.73	0.047	0.975	1.60	3.39 soit 3T12

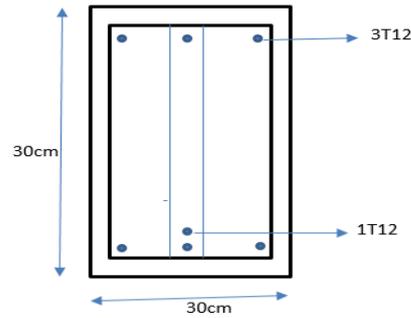


Figure III.10 .Ferrailage de la poutre palière

12. Vérifications:

a) Condition de non fragilité:

$$A_{\min} \geq 0.23b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée: } 4.52 > 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis: } 3.93 > 0.98 \text{ cm}^2$$

b) Vérification de la contrainte de compression du béton:

$$Q_{\text{ser}} = 23.13 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{Ql^2}{8} = 26.02 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 22.11 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 10.40 \text{ kN.m}$$

En travée: Position de l'axe neutre: $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$; $d = 27 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

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

$$15y^2 + 159.75y - 1830.6 = 0 \Rightarrow y = 9.01 \text{ cm}$$

c) Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 29257.11 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{22.11 \times 10^3}{29257.11} \times 9.01 = 6.80 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 6.80 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

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

Sur appui: $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

$$15y^2 + 50.58y - 1372.95 = 0 \Rightarrow y = 8.02 \text{ cm}$$

$$I = 23476.71 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{22.11 \times 10^3}{23476.71} \times 8.02 = 3.55 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

d) Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$T = \frac{Q.L}{2} = 49.12 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{49.12 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.27} = 0.60 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Il ne y'a pas risque de cisaillement

e) Armatures transversales A_t :

$$\text{Diamètre des armatures } A_t: \varnothing_t; \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_L \right\} = \min \{8.57; 30; 12\} \text{ On prend } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

$$\text{f) Espacement } S_t: S_t \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm}\} = \min \{24.3; 40\} \text{ cm}$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003)

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min \{15 \text{ cm}; 10 \varnothing_L\}$$

$$\text{Zone courante } S_t \leq 15 \varnothing_L.$$

$$\text{g) Ancrage des armatures tendues: } \tau_s = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{ij} = 0.6 \times 1.05^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s: l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

On prévoit une courbe égale à : $r = 7.7 \text{ cm}$; $\varnothing = 1.2 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\varnothing}{2} + r \right) = 27 - (3 + 1.2/2 + 7.7) = 15.7 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2.19r - L_2}{1.87} = \frac{42.33 - 2.19 \times 7.7 - 15.7}{1.87} = 5.22 \text{ cm}$$

h) Calcul de la flèche: Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche.

Tableau III.7.Calcul de la flèche

Condition	Vérification	
$h_t/L \geq 1/16$	$30/300=0,1 > 0,0625$	Condition vérifiée
$h_t/L \geq M_{t.ser} / 10.M_{0.SER}$	$0,1 > 22.11/10 \times 26.02=0,08$	Condition Vérifiée
$A/b.d \leq 4,2f_e$	$4.62/30 \times 27=0.0057 < 0,0105$	Condition Vérifiée

Donc il est inutile de calculer la flèche.

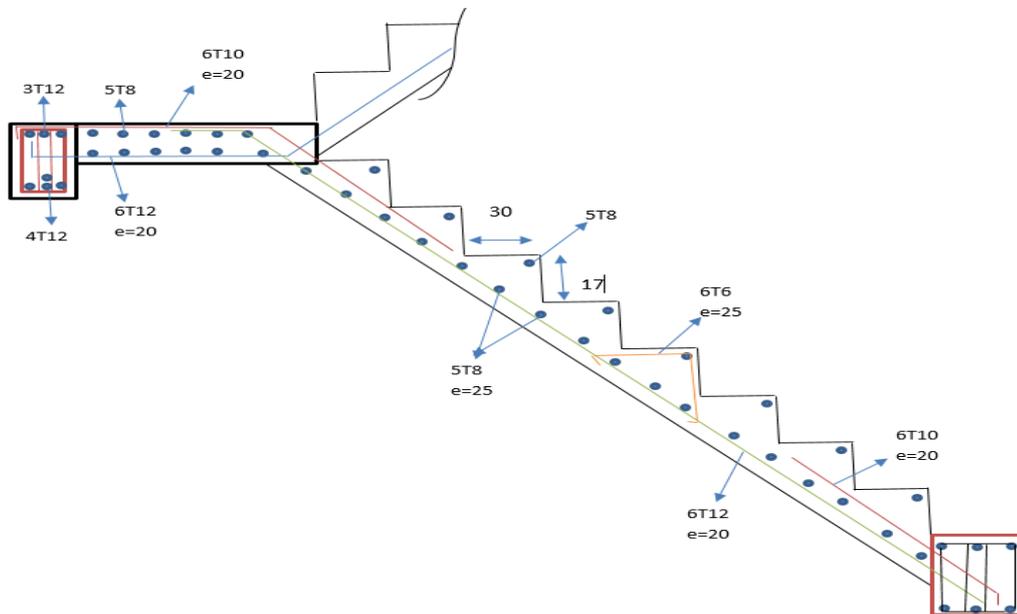


Figure III.11. Ferrailage d'un escalier

IV. Etude de la poutre noyée:

1. Introduction : Poutre noyée est considérée comme semi encastrée sur les deux extrémités.

2. Pré dimensionnement :

Selon le B.A.E.L 91

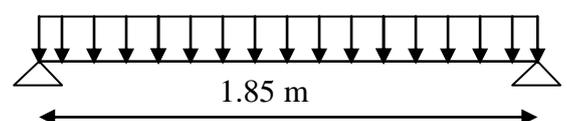


Figure III.12 Poutre noyée

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

L : la portée de la poutrenoyée.

$$0,3.d < b < 0,4$$

$$d = 0,9 \times h = 27 \text{ cm}$$

$$8.10 < b < 10.8$$

$$185/15 \leq h_t \leq 185/10$$

$$12.33 \leq h_t \leq 18.5 \text{ cm}$$

On prend: $b = 25 \text{ cm}$ et $h_t = 30 \text{ cm}$

3. Vérifications des conditions du R.P.A. 99 révisées en 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 25 > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 30 = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée..} \\ \frac{30}{25} = 1,2 < 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Descente des charges

La charge permanente G : 5.0 kN/m

La charge d'exploitation Q : 1.5 kN/m

$$q_u = (1,35 \times 5.04) + (1.5 \times 1.5) = 9.05 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Le moment isostatique : } M_0 = q_u \cdot L^2 / 8 = 3.87 \text{ kN.m}$$

4. Ferrailages :

En travée : $M_t = 0.85 \times M_0 = 3.28 \text{ kN.m}$; $d = 27 \text{ cm}$

$$\mu = M_t / b \times d \times f_{bc} = 3.28 \times 10^3 / 25 \times (27)^2 \times 14.17 = 0.012$$

$$\mu = 0.012 ; \beta = 0.994$$

$$A_s = M_t / \beta \times d \times \sigma_{bc} = 3.28 \times 10^3 / 0.994 \times 27 \times 348 = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.35 \text{ cm}^2.$$

5. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \cdot f_t / f_e = 0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1 / 400 = 0.81 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} / 2 = 0.40 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = \max (A_s ; A_{\min}) = 0.40 \text{ cm}^2.$$

Donc On adopte $A_{st} = 0.57 \text{ cm}^2 / \text{mL}$, Soit 2T6 cm^2 / mL .

En appuis : $M_a = 0.2 \times M_0 = 0.774 \text{ kN.m}$

$$\mu = 0.0029 ; \beta = 0.9985 ; \alpha = 0.9985$$

$$A_s = 0.082 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité : $A_{\min} / 2 = 0.40 \text{ cm}^2$.

$$\text{Donc } A_{st} = \max (A_s ; A_{\min}) = 0.40 \text{ cm}^2$$

Donc On adopte $A_a = 0.57 \text{ cm}^2 / \text{mL}$, Soit 2T6/ml

6. Vérifications : Vérification de la contrainte de compression du béton:

$$q_{ser} = 5.04 + 1.5 = 6.54 \text{ kN/m} \Rightarrow M_{ser} = \frac{ql^2}{8} = 2.79 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée: } M_{tser} = 0.85 \times 2.79 = 2.37 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre: $A_s = 0.57$; $d = 27 \text{ cm}$

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

$$12.5y^2 + 8.55y - 230.85 = 0 \Rightarrow y = 3.96 \text{ cm}$$

7. Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 5056.18 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2.37 \times 10^3}{5056.18} \times 3.96 = 1.85 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1.85 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

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

En Appuis: $M_a = 0.2 \times 2.79 = 0.558 \text{ kN.m}$

$$A_s = 0.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow y = 3.96 \text{ cm}$$

$$I = 5056.18 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{0.558 \times 10^3}{5056.18} \times 3.96 = 0.43 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

8. Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$T = \frac{Q.L}{2} = 8.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{8.37 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.27} = 0.124 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.124 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa} \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement

Armatures transversales A_t :

$$\text{Diamètre des armatures } A_t: \quad \phi_t < \min \{h/25; b/10; \phi_1\} = \min \{8.57; 25; 6\}$$

On prend $\emptyset_t = 6\text{mm}$

Espacement S_t :

$$S_t \leq \min \{0.9d ; 40\} = \min \{24.30 ; 40\} \text{ cm}$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003)

$$st \leq \min \{15\text{cm}, 10\emptyset_L\} ; st \leq 15\emptyset_L$$

Zone nodale=10cm

Zone courante =15 cm

Vérification de la section d'armatures minimale:

$$\frac{At \times Fe}{b_0 \times St \times \alpha} \geq \max \left\{ \frac{\tau}{2} ; 0.4\text{MPa} \right\} = \max \{0.062 ; 0.4\} = 0.4\text{MPa}$$

$$\frac{At}{St} \geq \frac{0.4 \times 25}{400} = 0.025\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

Section des armatures transversales:

On prend le max de (1)

$$\frac{At \times Fe}{b \times St \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0.3k \times F}{0.9(\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad \frac{At}{St} \geq \frac{(0.124 - 0.3 \times 1 \times 2.1) \times (25 \times 1.15)}{0.9(\cos \alpha + \sin \alpha)} = -0.04\text{cm} \dots \dots \dots (2)$$

On prend le max a

$$A_t \geq 0.025S_t$$

On prend $S_t = 15\text{cm}$

$$\text{Donc : } A_t \geq 0.375\text{cm}^2$$

Ancrage des armatures tendues:

$$\tau_s = 0.6 \times \Psi^2 \times F_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$$

La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{0.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 21.16 \text{ cm}$$

On prévoit une courbe égale à : $r=5$, $\emptyset=6,6\text{cm}$

$$L_2 = d \left(c + \frac{\emptyset}{2} + r \right) = 27 - \left(3 + \frac{6.6}{2} + 5 \right) = 16\text{cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2.19r - L_2}{1.87} = \frac{21.16 - 2.19(5) - 16}{1.87} = 8.61\text{cm}$$

Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche

Condition	Vérification	
$h_t/L \geq 1/16$	$30/185 = 0.162 > 0.0625$	Condition vérifiée
$h_t/L \geq M_{t.ser} / 10.M_{0.SER}$	$0.162 > 0.085$	Condition Vérifiée
$A/b.d \leq 4,2f_e$	$0.57/25 \times 27 = 0.00084 < 0.0105$	Condition Vérifiée

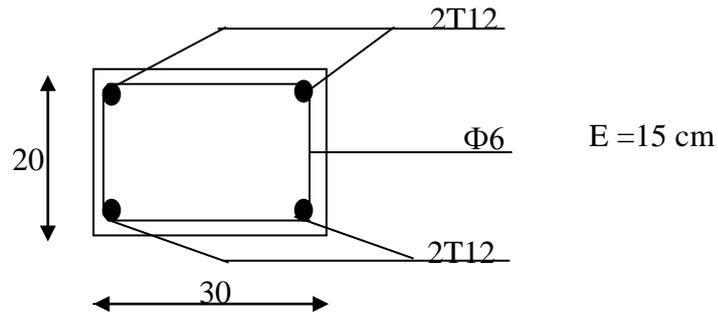


Figure III.13 Schéma de ferrailage de la poutre noyée

Armature d'appui pour poutre noyée :

$$\cos 45 = 20/L$$

$$\leftrightarrow L = 20/\cos 45 = 28.28 \text{ cm} \sim 30 \text{ cm}$$

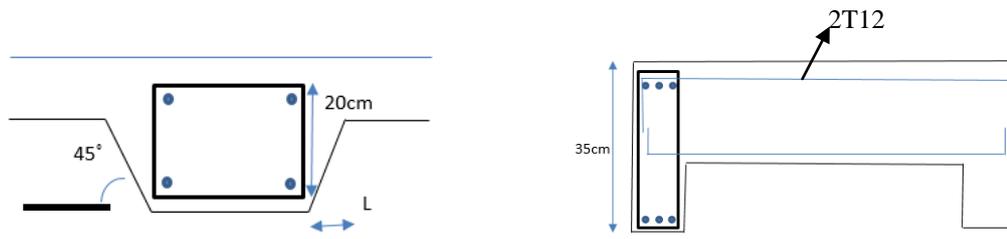


Figure III.14 Schéma de ferrailage de l'appui de la poutre noyée

V. Ascenseur:

1. Introduction: Un ascenseur est un appareil mécanique conçu pour le but d'assurer une circulation verticale plus aisée que l'utilisation des escaliers, il est exigé pour les bâtis ayant une hauteur au-delà de cinq étages. Son implantation est généralement faite coté-a-coté avec les escaliers en une seule entité ce qui rend le dégagement vers les différents niveaux plus praticable. L'ascenseur est constitué de deux entités distinctes ; la première sert à une cabine métallique qui se déplace suivant des glissières verticales sur le long de l'immeuble ; dans laquelle les personnes et les charges sont déplacées, la deuxième entité est un contre poids ayant le rôle de compenser le poids de la cabine et cela pour qu'un système mécanique (électrique ou vérin hydraulique) ne fournisse que l'effort nécessaire pour lever les surcharges.

Etude de l'ascenseur: On a opté pour l'utilisation d'un ascenseur de taille moyenne de dimensions suivantes:

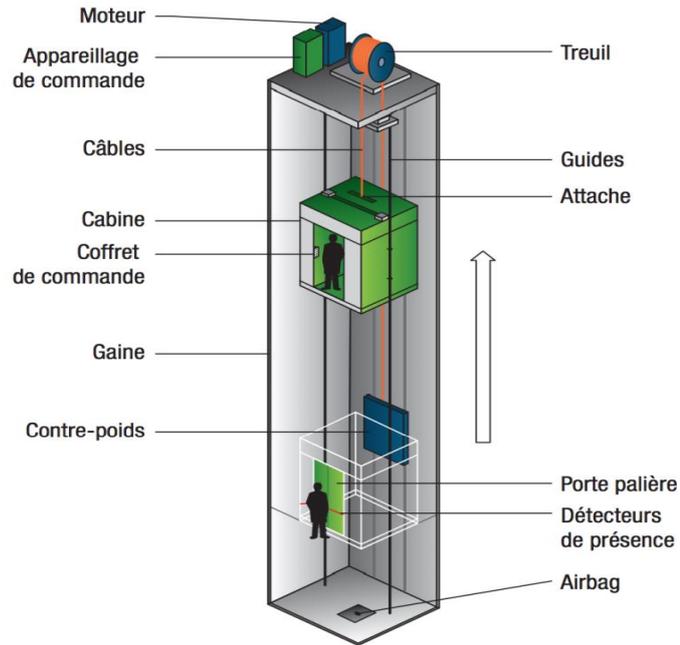


Figure III.15 : Vue en plan de l'ascenseur

L'ascenseur moderne est composé de 03 constituants essentiels :

- Le treuil de levage et sa poulie
- La cabine ou la benne
- Le contre poids

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

P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.

Q : surcharges dans la cabine

P_p : le poids de contrepoids tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Dans notre bâtiment on adopte pour un ascenseur de la charge nominale est de 675 Kg pour 9 personnes. D'après la norme (NFP82-201) avec une surface de la cabine $2.56m^2$.

Ses dimensions selon (NFP82-22) :

Une largeur de : 1,6 m

Une profondeur de: 1,6 m

Une hauteur de cabine de : 2,2 m

La charge nominale est de 6,3 kN

La vitesse minimale 1m/s

Une largeur libre de passage de : 0,8m

Une hauteur libre de passage de : 2,00m

Une hauteur de course de : 25.33 m

Une surface latérale $S = 10.56\text{m}^2$

Epaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0 = 15\text{cm}$

Soit S la surface des parois

$$P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1311.504\text{kg}$$

Le poids mort : Le poids mort total est :

$$\text{Le contrepoids : } P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1649.004\text{kg}$$

Calcul de la charge de rupture : Selon le (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C est de 10. On prend Pour notre cas $C_s = 12$ à titre créance.

Le rapport $\frac{D}{d}$; (D : diamètre de poulie et d : diamètre du câble) est au moins de 40 qu'elle

que soit le nombre des tirons, Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 550\text{mm} \Rightarrow d = 12,22\text{ mm}$

$$\text{On a : } C_r = C_s \cdot M \quad \text{_____} \quad (1)$$

Avec :

C_s : coefficient de sécurité du câble.

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

M : charge statique nominale portée par la nappe.

$$M = Q + P_m + M_g \quad \text{_____} \quad (2)$$

M_g : Poids du câble.

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

on aura donc : $C_r = C_s \times M = C_s \cdot (Q + P) = 23838.048\text{ kg}$

C est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage

« 0,85 » :

$$\Rightarrow C_r = \frac{23838.048}{0,85} = 28044.76\text{kg}$$

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

Avec :

m : type de moulage (assemblage de poulies)..... (2 brins, 3brins,.....)

n : nombre des câbles

Pour un câble de $d = 12,22\text{mm}$ et $m = 2$ on a : $C_r(\text{n câble}) = 8152\text{kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_r(\text{ncable}) \times m} = \frac{28044.76}{16304} = 1.72 \text{ Soit } n = 2 \text{ câbles.}$$

Le poids des câbles (Mg) :

$$Mg = m \times n \times l$$

m : La masse linéaire du câble : $m = 0,515 \text{ kg/m}$

L : Longueur du câble $L = 25,84 \text{ m}$

n : nombre des câbles $n = 2$.

$$Mg = 26,61 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + Mg = 675 + 1311,504 + 26,61 = 2013,114 \text{ kg}$$

Vérifications de Cr : $Cr = C_s \times M \Rightarrow C_s = \frac{Cr}{M} \Rightarrow 13,9 > 12 \dots \dots \dots$ vérifiée.

Calcul de la charge permanente total G :

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + Mg$$

P_m : poids mort totale

P (treuil) : Le poids de (treuil + le moteur) : $P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$

P_p : le contrepoids

Mg : le poids des câbles

$$\text{Charge permanente totale : } G = 1311,504 + 1649,004 + 1200 + 26,61 = 4187,118 \text{ kg}$$

surcharges : $Q = 675 \text{ kg}$.

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6665,109 \text{ kg}$$

Vérification de dalle au poinçonnement : La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotes).

La charge totale ultime : $q_u = 6665,109 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui, alors:

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6665,109}{4} = 1666,277 \text{ kg}$$

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

$$q_0 \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

μ_c : Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\mu_C = 2(U + V) ; h_0 = 15\text{cm}$$

$$U = a + h_0 = (10 + 15) = 25\text{cm}$$

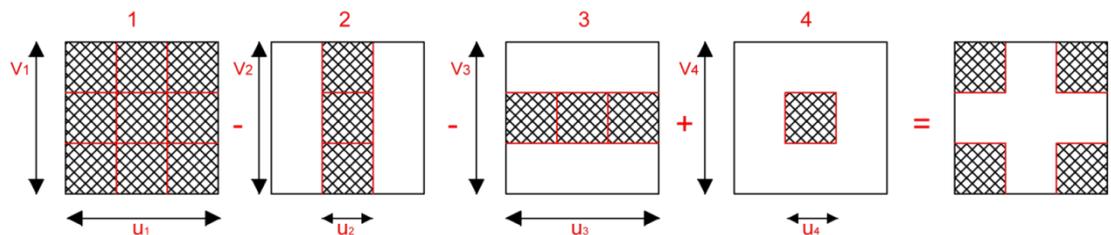
$$v = a + h_0 = (10 + 15) = 25\text{cm}$$

$$\mu_C = 2(25 + 25) = 100\text{cm}$$

$$\Rightarrow 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1666.277\text{kg} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement

Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



Distances des rectangles :

$$\text{Rectangle 1} \begin{cases} u = 120\text{cm} \\ v = 120\text{cm} \end{cases}$$

$$\text{Rectangle 2} \begin{cases} u = 70\text{cm} \\ v = 120\text{cm} \end{cases}$$

$$\text{Rectangle 3} \begin{cases} u = 120\text{cm} \\ v = 70\text{cm} \end{cases}$$

$$\text{Rectangle 4} \begin{cases} u = 70\text{cm} \\ v = 70\text{cm} \end{cases}$$

Les moments suivant les deux directions : $M_x = (M_1 + vM_2)P$

$$M_y = (M_2 + vM_1)P$$

Avec ν : coefficient de Poisson.

À L'E. L. U ($\nu = 0$)

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

$$P = P' \cdot S$$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25x25) cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{u \cdot v} = \frac{1666.277}{0,25 \times 0,25} = 26660.432\text{kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1,2, 3 ,4 sont résumés dans le

Tableau ci-dessus : $L_x = 2,20m$; $L_y = 2,20m$

Tableau III.9 : les résultats des moments isostatiques des rectangles (ELU)

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface S (m ²)	P=P'.S (Kg)	M_x (Kg.m)	M_y (Kg.m)
1	0.54	0.54	0.09	0.090	1.44	38391.02	3455.19	3455.19
2	0.31	0.54	0.115	0.098	0.84	22394.76	2575.39	2194.68
3	0.54	0.31	0.098	0.115	0.84	22394.76	2194.68	2575.39
4	0.31	0.31	0.129	0.129	0.49	13063.61	1685.20	1685.20

Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 370.32kg. m$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 370.32kg. m \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Moments dus aux charges réparties (poids propre de la dalle):

$L_x, L_y = 2,20 m$

$h_0 = 15 cm$

Poids propre : $G = 0.15 \times 2500 = 375kg/m$

Charges d'exploitation : $Q = 100kg/m$

Charge ultime : $qu = 1,35G + 1,5Q = 656.25kg/m$

Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 1.00 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

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

$$\alpha = 1.00 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 116.89kg. m \\ M_{y2} = 116.89kg. m \end{cases}$$

Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 487.21kg. m$$

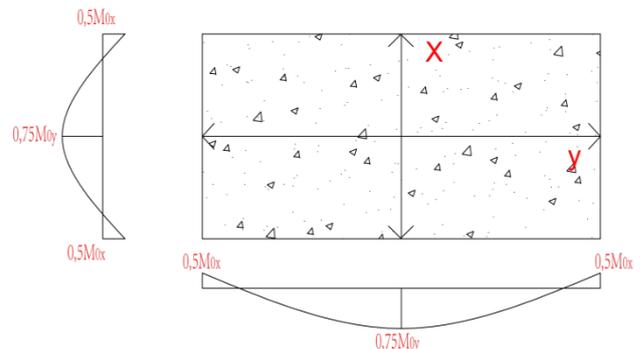
$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 487.21kg. m$$

Moments retenus :

En travée:

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 365.40kg. m$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y} = 365.40kg. m$$



Sur appui: $M_{ax} = M_{ay} = 0,5. M_{0x} = 243.60 \text{ kg. m}$

Calcul du ferrailage de la dalle: Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Données :

Largeur de la poutre: $b = 100 \text{ cm}$

Hauteur de la section : $h = 15 \text{ cm}$

Hauteur utile des aciers tendus: $d = 0,9h = 13.5 \text{ cm}$

Contrainte des aciers utilisés: $f_e = 400 \text{ Mpa}$, $\delta_s = 348 \text{ Mpa}$

Contrainte du béton à 28jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$

Contrainte limite de traction du béton: $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

Fissuration peu préjudiciable

En travée :

Sens I_x : Le moment ultime : $M_{tx} = 3654.00 \text{ N. m}$

$$\text{Le moment réduit } \mu = \frac{M_{tx}}{b.d^2.\delta_{bc}} = \frac{3654.00}{100.13,5^2.14,17} = 0,0141 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{\lambda} = 0$$

$$\mu = 0,0141 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,993$$

La section d'acier (A_{s_x}):

$$A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta.d.\delta_s} = \frac{3654.00}{0.993 \times 13.5 \times 348} = 0,783 \text{ cm}^2/\text{ml} \approx 0.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sur appui: Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5. M_{0x} = 2436.00 \text{ N. m}$$

Le moment réduit

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b.d^2.\delta_{bc}} = \frac{2436.00}{100.13,5^2.14,17} = 0,00943 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{\lambda} = 0$$

$$\mu = 0,00943 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9952$$

La section d'acier (A_{s_x}):

$$A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta.d.\delta_s} = \frac{2436.00}{4675.449} = 0,521 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section minimale des armatures:

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$)

On peut appliquer la formule suivante:

Sens L_y : $A_{y_{\min}} = 8.h_0 = 8.0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\begin{cases} A_{t_y} = 0,8/\text{ml} < A_{y_{\min}} = 1,2 \rightarrow A_{t_y} = A_{y_{\min}} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_y} = 0,52/\text{ml} < A_{y_{\min}} = 1,2 \rightarrow A_{a_y} = A_{y_{\min}} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

On prend :

$$\begin{cases} At_y = Ay_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ Aa_y = Ay_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Sens L_x:

$$Ax_{\min} = Ay_{\min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 1}{2} \right) = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} At_x = 0,8 \text{ cm}^2/\text{ml} < Ax_{\min} = 1,2 \rightarrow At_x = Ax_{\min} = 1,2/\text{ml} \\ Aa_x = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml} < Ax_{\min} = 1,2 \rightarrow Aa_x = Ax_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Choix des aciers: Le diamètre : $h_0 = 15 \text{ cm} = 150 \text{ mm}$

$$\text{On à : } \emptyset \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \emptyset \leq 15 \text{ mm.}$$

En travée:

Sens L_x:

$$\begin{cases} St_y \leq 45 \text{ cm} \\ At_x = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(3 h_0, 33 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} St_x = 25 \text{ cm} \\ 4T12 \text{ p.m} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Sens L_y:

$$\begin{cases} At_y = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(4 h_0, 45 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T12 \text{ p.m} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux):

$$\begin{cases} Aa = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

On note toutefois les critères suivants :

La dalle est bétonnée sans reprise

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

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_{\text{utot}}}{b.d}; \text{ et } \bar{\tau} = \frac{10.h_0}{3} \times \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa})$$

$$V_{\text{utot}} = \{V_x + V_v \text{ Sens } L_x\}$$

$$V_{\text{utot}} = \{V_y + V_u \text{ Sens } L_y\}$$

On calcul V_x et V_y :(efforts tranchants dus aux charges réparties):

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

La charge ultime de la dalle :

$$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6562.5 \text{ N/m}$$

$$V_x = 6562.5 \times \frac{2.2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 4812.50 \text{ N}$$

$$V_y = 6562.5 \times \frac{2.2}{3} = 4812.50 \text{ N} = 4.81 \text{ KN} = V_x$$

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

$$V_v = \frac{P_u}{2u + v} = \frac{1666.277}{2 \times 0.25 + 0.25} = 22,21 \text{ KN}$$

$$(V_v = \frac{P_u}{3 \cdot u} \leq V)_u \Leftrightarrow \frac{1666.277}{3 \times 0.25} = 22,21 \text{ KN}$$

$$(u = v = 25 \text{ cm}) \Rightarrow V_u = V_v = 22,21 \text{ KN}$$

L'effort total V_{tot} :

$$\text{Sens } l_x: V_{\text{tot}} = V_x + V_y = 4,81 + 22,21 = 27,02 \text{ KN}$$

$$\text{Sens } l_y: V_{\text{tot}} = V_x + V_y = 4,81 + 22,21 = 27,02 \text{ KN}$$

$$D'où : V_{\text{tot}} = \max(V_{\text{tot}x}, V_{\text{tot}y}) = 27.02 \text{ kn}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{V_{\text{tot}}}{b \cdot d} = 0.2001 \text{ MPa}$$

$$h_0 = 15 \text{ cm} \tau_u < \bar{\tau}_u = \frac{10 \cdot h_0}{3} \times \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 1.625$$

Avec : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ (condition vérifiée)

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Les vérifications à L'ELS :

Calcul des sollicitations à L'ELS :

$$M_{O_x} = (M_1 + \nu M_2) P'_{\text{ser}}$$

$$M_{O_y} = (M_2 + \nu M_1) P'_{\text{ser}}$$

Avec ν : coefficient de Poisson.

À L'ELS ($\nu = 0.2$)

$$P'_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \cdot S' = (P_{\text{aser}} / U \cdot V) \cdot S'$$

$$Q_{\text{ser}} = P_{\text{aser}} / U \cdot V ; P_{\text{aser}} = (G + Q) \cdot 1/4$$

$$P_{\text{aser}} = 1215.52 \text{ Kg}$$

$$\text{Donc : } Q_{\text{ser}} = 19448.32 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{\text{ser}} = 19448.32 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1, 2, 3, 4 sont résumés dans le

Tableau ci-dessus :

Tableau III.10 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (ELS)

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface S (m ²)	P=P'.S (Kg)	M_x (kg.m)	M_y (kg.m)
1	0.54	0.54	0.09	0.090	1.44	28005.58	2520.5	2520.5
2	0.31	0.54	0.115	0.098	0.84	16336.59	1878.70	1600.98
3	0.54	0.31	0.098	0.115	0.84	16336.59	1600.98	1878.70
4	0.31	0.31	0.129	0.129	0.49	9529.67	1229.32	1229.32

Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 270.14 \text{kg. m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 270.14 \text{kg. m} \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée})$$

Moments dus aux charges réparties (ELS):

Poids propre : $G = 375 \text{kg/m}$

Charges d'exploitation : $Q = 100 \text{kg/m}^2$

Charge service : $q_{ser} = 475 \text{kg/m}^2$

Sollicitations : $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 1.00 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens

$$\alpha = 1.00(\text{ELS}) \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 101.38 \text{kg. m} \\ M_{y2} = 101.38 \text{kg. m} \end{cases}$$

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impacteront donc :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 371.52 \text{kg. m}$$

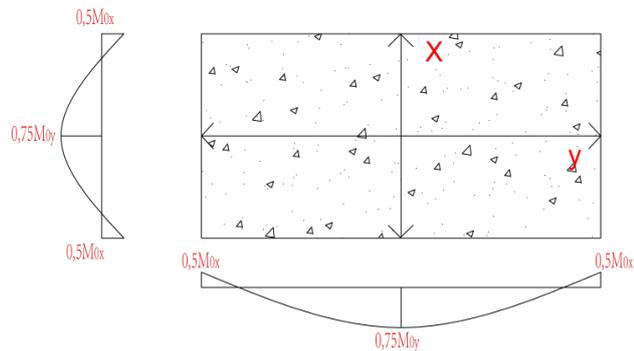
$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 371.52 \text{kg. m}$$

Moments retenus :

En travée: $M_{tx} = 0,75. M_{0x} = 278.64 \text{kg. m}$

$$M_{ty} = 0,75. M_{0y} = 278.64 \text{kg. m}$$

Sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,5. M_{0x} = 185.76 \text{kg. m}$



Vérification des contraintes dans le béton

Sens I_x En travée : $M_{tx} = 0,75. M_{0x} = 2786.4 \text{N. m}$, $A_t = 0.66 \text{cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A' = 0$

Position de l'axe neutre (y) : $Y = by^2/2 + nA_s(y - d) = 0 \Rightarrow$ On à $\hat{A}_s = 0$; et $n =$

15

D'où $50y^2 - 15 \times 0.66(13,5 - y) = 0 \Rightarrow$ Donc : $y = 1.53 \text{ cm}$

Calcul du moment d'inertie: $I = by^3/3 + 15 A_s(d - y)^2 \Rightarrow I = 1537.86 \text{ cm}^4$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc} : \overline{\delta}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

Alors : $\delta_{bc} = 2,82\text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15\text{ Mpa}$ vérifiée

Donc les armatures calculées à l'E.L.U, ca nous convient.

Sur appuis : $M_{app} = 185.76\text{kg. m}$; $A_s = 0.46\text{cm}^2/\text{ml}$, $\dot{A} = 0$

Position de l'axe neutre (y) : $Y=1.29\text{cm}$

Moment d'inertie (I): $I = 1100.23\text{cm}^4$

La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} : \delta_{bc} = K.y = (M_{ser}/I).y$

$\delta_{bc} = 1,308\text{Mpa}$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc} : \overline{\delta}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{ Mpa}$

$\delta_{bc} = 1.308\text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15\text{ Mpa}$ vérifiée

Donc les armatures calculées à l'E.L.U, ça nous convient.

Suivant L_y :

En travée : $M_{ty} = 278.64\text{kg. m}$; $A_t = 0.66\text{ cm}^2/\text{ml}$; $\dot{A} = 0$

Position de l'axe neutre (y) : $Y = by^2/2 + n\dot{A}_s(y - d) - nA_s(y - d) = 0$

On à $\dot{A}_s = 0$; et $n = 15 \Rightarrow$ Donc : $y = 1.53\text{ cm}$

Calcul du moment d'inertie: $I = 1537.86\text{ cm}^4$

La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} : \delta_{bc} = K.y = (M_{ser}/I).y = 1.184\text{ MPA}$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc} : \overline{\delta}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{ Mpa}$

Alors : $\delta_{bc} = 1.184\text{Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15\text{ Mpa}$ vérifiée

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

Disposition du ferrailage :

Arrêt des barres : C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage totale

Fe400 ; $f_{c28} = 25\text{ MPA}$ donc : $L_s = 40\phi = 40.1 = 40\text{cm}$

Cas des charges uniformes

Arrêt des armatures en travées et des chapeaux par moitié les aciers traversant le contour et ancrés au de la de celui-ci

Arrêt des barres sur appuis : $L1 = \max(L_s ; 1/4(0.3 + M_a/M_{0x})L_x) = \max(40 ; 44)\text{ cm}$

$L1 = 44\text{ cm}$

$L2 = \max(L_s ; L1/2) = \max(40 ; 22)\text{cm} \Rightarrow L2 = 40\text{ cm}$

Les aciers armant a la flexion la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis a raison d'un sur 02 dans le cas contraire les autres armatures sont arrêtées a une distance des appuis inférieurs au $L_x/10$ de la portée

Armatures finales :

Suivant L_x : $A_t=3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T10 /ml avec $S_t=25\text{cm}$

$A_a=3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T10 /ml avec $S_t=25\text{cm}$

Suivant L_y : $A_t=3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T10 /ml avec $S_t=25\text{cm}$

$A_a=3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T10 /ml avec $S_t=25\text{cm}$

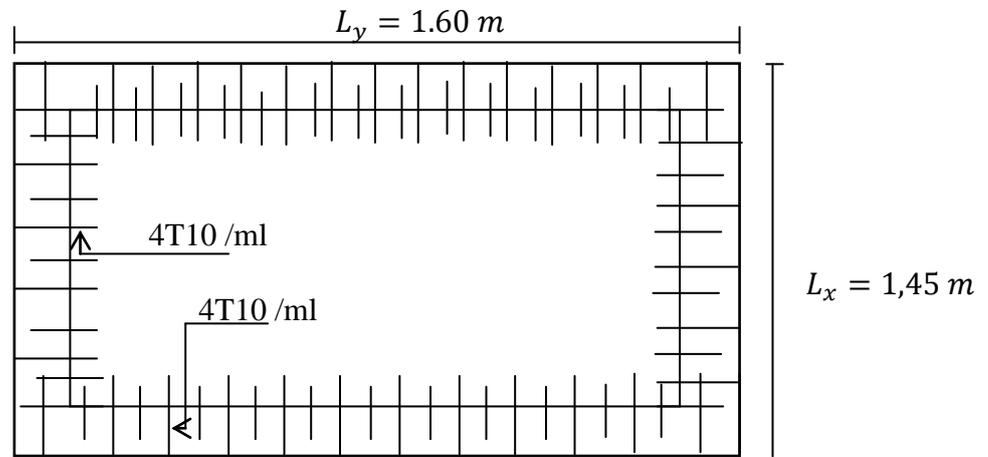


Figure III.16 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur

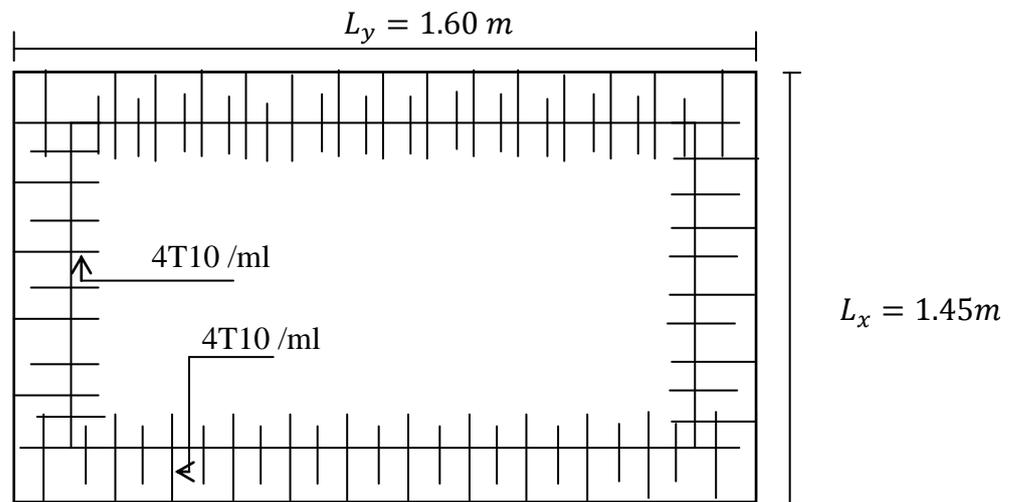


Figure III.17 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur

Chapitre IV. ETUDE SISMIQUE

Chapitre IV. ETUDE SISMIQUE

1. Généralités sur les séismes :

1.1-Un séisme ou tremblement de terre :

Le séisme est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches, le résultat de la rupture des roches en surface s'appelle une faille.

Le lieu de la rupture des roches en profondeurs se nomme le foyer.

Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (étudiée par des sismologues) et l'instrument d'étude principal est le sismographe.

1.2- Causes du séisme :

- Activités volcaniques (explosions, ascension des matières fondues).
- Actions de l'eau souterraine.
- Mouvements tectoniques (tension et rupture dans l'écorce causées par les mouvements des plaques).

1.3- Effets du séisme sur les structures :

- La translation du sol entraîne des oscillations forcées dans les structures portées.
- Les composantes horizontales H (qui sont dangereuses) produisent des oscillations latérales
- de flexion dans les 2 directions.
- Dissymétrie de rigidité ou de masse dans la structure qui produit des oscillations de torsion d'axe vertical.
- Les composantes verticales V produisent des vibrations longitudinales qui affectent la résistance des poteaux aux charges latérales et leur ductilité.

2) Introduction :

L'action du séisme se traduit par un brusque mouvement du sol, entraînant les fondations et les parties enterrées de l'ouvrage. Chaque partie de l'ouvrage est donc soumise à une

force horizontale proportionnelle à sa masse avec des coefficients divers pour tenir compte des différents paramètres rentrant en ligne de compte les principaux paramètres sont :

- La zone de sismicité ;
- La forme en plan de l'ouvrage, la répartition des contreventements ;
- La distribution de la masse sur la hauteur ;
- La nature du terrain .

3) Objectif de l'étude dynamique : L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

4) Méthode de calcul : Selon le RPA 99, version 2003, le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

4.1-Méthode statique équivalente :

Principe : Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

4.2-Méthode d'analyse modale spectrale :

Principe : Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

5) Choix de la méthode : Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable puisque notre bâtiments ne vérifient pas toutes les conditions de l'article (4.1.2),D'où la méthode choisit sera la method'analyse modale spectrale.

6) Modélisation : La modélisation est la détermination d'un modèle, tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur de tous les éléments d'une structure, qui est par la suite une phase essentielle pour l'étude de la réponse au séisme.

Le choix du modèle représente une phase très importante de l'étude : plus il se rapproche de la réalité, plus l'étude ne sera précise. C'est également une phase délicate : un mauvais

modèle peut s'écarter totalement de la réalité, ou encore l'incohérence des hypothèses peut apporter un degré de précision illusoire. La modélisation doit rendre compte du comportement mécanique réel du bâtiment : il ne s'agit pas toujours de recopier simplement le plan du bâtiment, il faut surtout prendre en compte le comportement des éléments d'ossature pour les utiliser de la meilleure manière.

6.1- Modélisation des structures : L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un logiciel de calcul dynamique ETABS9.7.1 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau...) et des travaux publics (ponts, tunnels...). Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique, L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

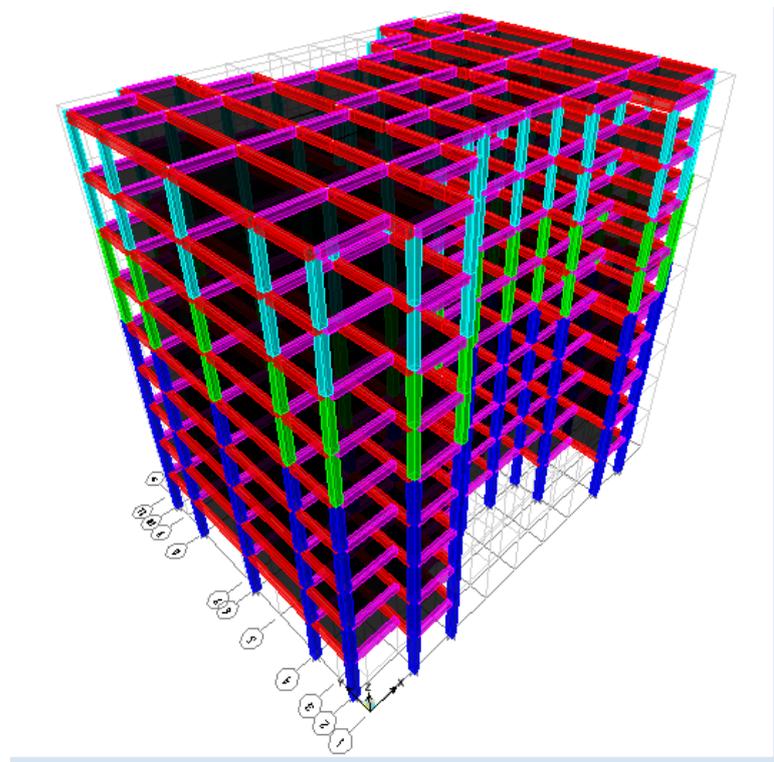


Figure IV-1 : La structure sur le «ETABS 9.7.1»

6.2- Etapes de modélisation : Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments «Frame » Les poutres entre deux nœuds de même niveau « i », Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux « i et i+1 », Les voiles sont représentés par des éléments

coques « Shell » à quatre nœuds, Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme, Les planchers sont supposés indéformables dans leurs plans, La masse de chaque niveau est répartie sur les nœuds du niveau considéré, Pour tous les éléments non modélisés, leurs masses sont calculées et réparties sur les nœuds.

6.3- L'analyse : Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

ETABS 9.7.1 offre les possibilités d'analyses suivantes :

- statique linéaire.
- Analyse Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique

6.4- Analyse dynamique : L'analyse dynamique disponible dans le SAP2000 comporte l'analyse modale et l'analyse Spectrale.

6.5-Spectre de réponse de calcul : Le RPA99/version 2003 (art.4.13) impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction Suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec : $\frac{\delta_a}{g}$ spectre de réponse de calcul.

Et :

A : Coefficient d'accélération de zone.

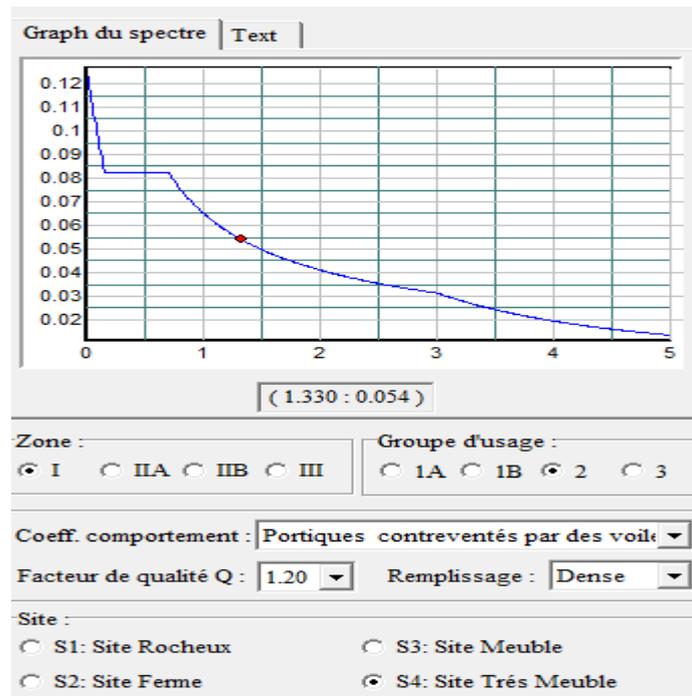
η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau suivant :

$$\xi = 6\% \text{ \{Portique en béton armé.}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 6)} = 0.93 \geq 0.7$$



FigureIV-2 : Spectre de réponse.

Tableau IV-1 : Pourcentage d’amortissement critique.

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

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non, sa valeur est donné par le tableau suivant :

Tableau IV-2 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité.

Critère q	P_q	
	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l’exécution	0	0.1

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0.10) = 1.20$$

$$Q = 1.20$$

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Tableau IV-3 : Valeurs de T_1 et T_2 .

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1(\text{Sec})}$	0.15	0.15	0.15	0.15
$T_{2(\text{Sec})}$	0.3	0.4	0.5	0.7

- Sol meuble \Rightarrow Site 4

$$\text{donc : } \begin{cases} T_1 = 0.15\text{sec} \\ T_2 = 0.70\text{sec} \end{cases}$$

Les valeurs du coefficient d'accélération de zone « A » sont révisées comme suit :

Tableau IV-4: Coefficient d'accélération de zone « A ».

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.3	0.4
1B	0.12	0.2	0.25	0.3
2	0.10	0.15	0.2	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

$$\begin{cases} \text{Zone sismique I} \\ \text{Grouped'usage 2} \end{cases} \Leftrightarrow (A = 0.10)$$

R : coefficient t de comportement de la structure.

R : coefficient t de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3)
contreventés mixte $\Rightarrow R = 5$.

Calcul de D :

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{d'ou : } \begin{cases} h_n = 28.05\text{m} \\ C_T = 0.075. \end{cases} \text{ Donc : } T = 0.075 \times (28.05)^{3/4} = 0.91 \text{ sec}$$

Donc $T_2 \leq T \leq 3\text{s}$

Le facteur d'amplification moyen : D

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{sec} \\ 2.5 \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{sec} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site donnée par le tableau (4-7 ; RPA 99 V2003)

$$(\text{Site S4}) \Leftrightarrow T_2 = 0.70 \text{Sec} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{sec} \Rightarrow D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.7 \left(\frac{0.7}{0.91}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.95$$

Donc : $D = 1.95$

$$\text{On a : } V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W$$

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W_t = \frac{0.08 \times 1.95 \times 1.20}{5} \times 4125.85 = 154.48 \text{ KN}$$

Calcul de poids total de la structure W_t : La valeur w à prendre en compte est égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau i de la structure. D'après le (RPA

99/v.2003) le poids total de la structure : $W = \sum W_i$

$$\text{avec : } W_i = G_i + \beta P_i$$

Tableau IV-5 : Valeurs du coefficient de pondération β

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

G_i : Poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

P_i : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, le coefficient β est donné par le tableau (4 – 5)(RPA 99/v.2003)

Calcul de la surface totale de plancher : $S_t=27.9 \times 12+(36.73 \times 2)+(34.05 \times 2)$

$$S_t=476.37m^2.$$

- Surface de plancher RDC : $S_{escalier}=3 \times 3.88=11.64m^2$

$$S_{RDC}=S_t - S_{escalier}=476.37-11.64$$

$$S_{RDC}=464.72m^2$$

Surface 1^{er} jusqu'à 4^{eme} étages: $S_{balcon}=1.25 \times 2.2=2.75m^2$

$$S=460.32-2(2.75)-(8.7 \times 1.25)$$

$$S=448.35m^2$$

- Surface 5^{eme} et 6^{eme} étage : $S_1=13.95 \times 12+34.05+34.05+83.70+36.73-28.57=333.36m^2$

$$S_2=36.73+83.70=120.44m^2$$

$$S_2=120.44-5.43$$

$$S_2=115.01m^2$$

- Surface 7^{eme} et 8^{eme} étage : $S_{3t}=S_{4t}=(13.95 \times 12)+(36.73)+(34.05)=238.18m^2$

$$S_{balcon}=(2.2 \times 1.25)+(4.35 \times 1.25)=8.18m^2$$

$$S_3=S_{3t} - S_{escalier} - S_{balcon}=218.36m^2$$

- Surface de terrasse : $S_{ter}=(14.75 \times 12)+(31.3 \times 2)$

$$S_{ter}=239.6m^2$$

La surface du plancher (sans poutre) :

- Surface totale : $S_t=(25.2 \times 11.4)+(24.91 \times 4)+(2.75 \times 2)+(5.43 \times 2) = 403.28m^2$

- Surface de plancher RDC : $S_{escalier} = 3 \times 3.88 = 11.64m^2$

$$S_{RDC} = S_t - S_{escalier} = 391.64 m^2$$

- Surface 1^{er} jusqu'à 4^{eme} étage : $S = 387.84 - 5.5 - 10.87 = 370.88m^2$

- Surface 5^{eme} et 6^{eme} étage : $S_{1t} = (12.6 \times 11.40) + (27.66 \times 2) + 30.34 + 71.82 = 301.12m^2$

$$S_{balcon} = 5.5m^2$$

$$S_1 = 301.12 - 22.57 = 278.55m^2$$

$$S_{2t} = 30.34 + 71.82 = 102.16m^2$$

$$S_2 = 96.83 m^2$$

- Surface 7^{eme} et 8^{eme} étage : $S_{3t} = (12.60 \times 11.4) + 27.66 + 30.34 = 201.64m^2$

$$S_3 = 201.64 - 5.5 - 5.43 = 190.74\text{m}^2$$

$$\text{- Surface de terrasse : } S = (13.95 \times 11.4) + 24.91 + 24.91 = 208.85\text{m}^2$$

Détermination des poids des différents niveaux W_i (KN).

$$\text{Niveau 1 (RDC) : } S = 391.64\text{m}^2$$

- Plancher $G \times S = 0.504 \times 391.64 = 197.38\text{t}$.
- Poteaux $n \times b \times h \times \gamma_b \times ht = 50 \times (0.45) \times (0.45) \times 2.5 \times 3.315 = 83.91\text{ t}$.
- poutre principale $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0.30 \times 0.45 \times 2.5 \times 163.4 = 55.14\text{ t}$.
- poutre secondaire $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0.30 \times 0.40 \times 2.5 \times 99.15 = 29.74\text{ t}$.
- les murs extérieurs $0.7 \times G_m \times h_t \times \sum L = 0.7 \times 0.244 \times 2.915 \times (55.8 + 2.865 \times 42.4) = 44.55\text{ t}$.
- les escaliers $p = G \times S = 0.735 \times 9.80 = 1.22\text{t}$.

$$\mathbf{G=411.94t}$$

La Surcharge :

$$P = Q \times S_t = 0.15 \times 464.72 + 0.25 \times 11.64 = 72.61\text{t}$$

$$\text{Le poids } W_t = G + \beta P = 426.46\text{t. Niveau 1 (RDC) : } S = 391.64\text{m}^2$$

$$\text{Niveau 2 (1}^{\text{er}} - 4^{\text{eme}}) : S = 370.88\text{m}^2$$

- Plancher $G \times S = 0.504 \times 370.88 = 186.92\text{t}$.
- Poteaux $n \times b \times h \times \gamma_b \times ht = 50 \times (0.45) \times (0.45) \times 2.5 \times 3.06 = 77.45\text{ t}$.
- poutre principale $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0.30 \times 0.45 \times 2.5 \times 163.4 = 55.14\text{ t}$.
- poutre secondaire $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0.30 \times 0.40 \times 2.5 \times 99.15 = 29.74\text{ t}$.
- les murs extérieurs $0.7 \times G_m \times h_t \times \sum L = 0.7 \times 0.244 \times 2.915 \times (55.8 + 2.865 \times 42.4) = 40.54\text{ t}$.
- les escaliers $p = G \times S = 0.735 \times 9.80 = 1.22\text{t}$.

$$\mathbf{G=398.38t}$$

La Surcharge :

$$P = Q \times S_t = 0.15 \times 448.35 + 0.25 \times 11.64 + 0.35 \times 16.37 = 75.89\text{t}$$

$$\text{Le poids } W_t = G + \beta P = 398.38 + 0.2(75.89) = 413.56\text{t}$$

Niveau3 (5^{eme} – 6^{eme}) : $S = 278.55\text{m}^2$; $S = 96.73\text{m}^2$.

- Plancher $G_E \times S_1 + G_t \times S_2 = 0.504(278.55) + 0.567(96.73) = 186.92\text{t}$.
- Poteaux $n \times b \times h \times \gamma_b \times ht = 41(0.4)^2 \times 2.5 \times 3.06 + 9(0.4)^2 \times 2.5 \times 1.53 = 55.70\text{ t}$.
- poutre principale $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0.30 \times 0.45 \times 2.5 \times 163.4 = 41.36\text{t}$.
- poutre secondaire $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0.30 \times 0.40 \times 2.5 \times 99.15 = 24.07\text{ t}$.
- les murs extérieurs $0.7 \times G_m \times h_t \times \sum L = 0.7 \times 0.244 \times 2.915 \times (55.8 + 2.865 \times 42.4) = 38.72\text{ t}$.
- les escaliers $p = G \times S = 0.735 \times 9.80 = 1.22\text{t}$.
- Balcon $G \times S = 0.45 \times 16.37 = 7.37\text{t}$

G=398.38t

La Surcharge :

$P = Q \times S_t = 0.15 \times 448.35 + 0.25 \times 11.64 + 0.35 \times 16.37 = 75.89\text{t}$.

Le poids $W_t = G + \beta P = 398.38 + 0.2(75.89) = 413.56\text{t}$.

Niveau4 (7^{eme} – 8^{eme}) : $S = 190.71\text{m}^2$; $S = 190.71\text{m}^2$.

- Plancher $G_E \times S_1 + G_t \times S_2 = 0.504(190.71) + 0.567(190.71) = 204.25\text{t}$.
- Poteaux $n \times b \times h \times \gamma_b \times ht = 29 \times (0.35)^2 \times 2.5 \times 24.06 \times 0.46 = 55.70\text{ t}$.
- poutre principale $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0.30 \times 0.45 \times 2.5 \times 81.7 = 27.57\text{t}$.
- poutre secondaire $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0.30 \times 0.40 \times 2.5 \times 48.9 = 14.67\text{ t}$.
- les murs extérieurs $0.7 \times G_m \times h_t \times \sum L = 0.7 \times 0.244 \times 2.915 \times (55.8 + 2.865 \times 42.4) = 38.72\text{ t}$.
- les escaliers $p = G \times S = 0.735 \times 9.80 = 1.22\text{t}$.
- Balcon $G \times S = 0.45 \times 16.37 = 7.37\text{t}$
- Acrotère $G_a \times 5 = 7.37\text{t}$.

G=419.43t

La Surcharge :

$P = Q \times S_t = 74.15\text{t}$.

Le poids $W_t = G + \beta P = 419.43 + 0.2(74.15) = 434.26\text{t}$.

Niveau5 (Terrasse) : $S = 208.85\text{m}^2$.

- Plancher $G_t \times S = 0.504 \times 208.85 = 118.41\text{t}$.

- Poteaux $n \times b \times h \times \gamma_b \times ht = 29 \times (0.35)^2 \times 2.5 \times 3.06 / 2 = 13.59 \text{ t}$.
- poutre principale $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0.30 \times 0.45 \times 2.5 \times (163.4 - 81.7) = 27.57 \text{ t}$.
- poutre secondaire $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0.30 \times 0.40 \times 2.5 \times (99.15 - 32.1) = 20.11 \text{ t}$.
- les murs extérieurs $0.7 \times G_m \times h_t \times \sum L = 0.7 \times 0.244 \times 2.915 \times (27.66 + 41.09) = 11.47 \text{ t}$.
- Acrotère $G_a \times \sum L = 1.725 \times (21.2 + 15.45 + 15.45) = 89.90 \text{ t}$.

G=281.32t

La Surcharge :

$$P = Q \times S_t = 0.1 \times 239.6 + 0.10 \times 0.069 = 23.96 \text{ t}$$

$$\text{Le poids } W_t = G + \beta P = 286.11 \text{ t}$$

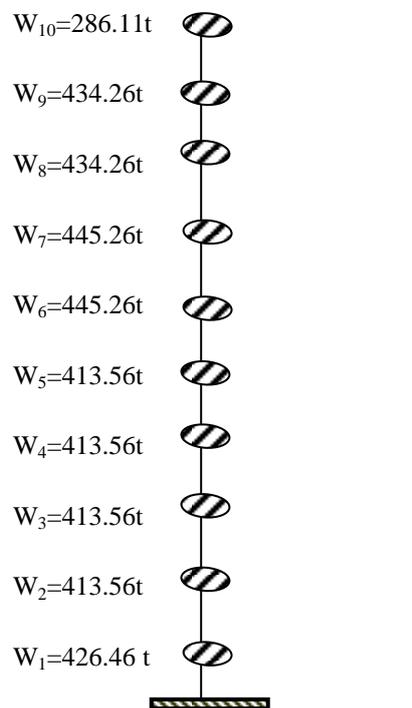
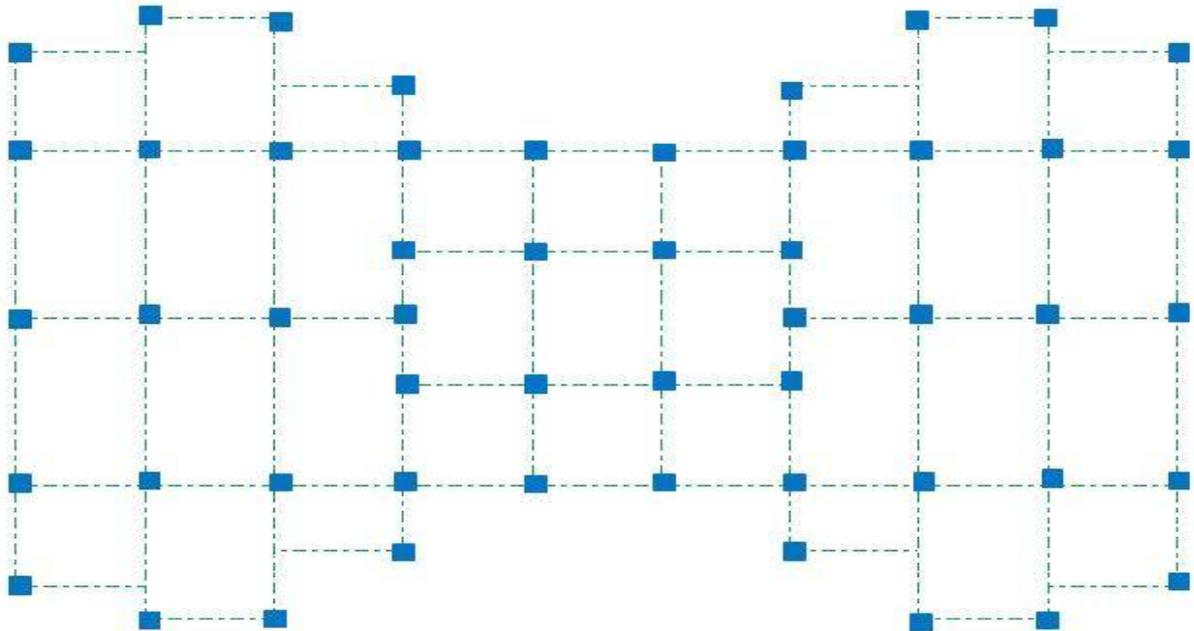


Figure IV.3. poids de chaque niveau (fichier etabs)

7) Chargement des portiques :

7.1 -Etude sous les charges verticales : L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres) dans les différents nœuds et travées. Pour déterminer les sollicitations on a utilisé le programme ETABS 9.7.1 ce qui nous a permis de calculer les portiques.

7.2 -Le chargement : Pour déterminer le chargement du portique on calcule les charges supportées par les poutres.

Première variante :**Vérifications :** Calcul des coefficients de participation modale :

On doit vérifier que: $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec: } \bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

$$W = \sum W_K = 4657.246 \text{ t}$$

Le logiciel ETABS 9.7.1 peut déterminer directement les valeurs des Coefficient de participation modale, les valeurs données sont :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,15416	78,8619	0,0322	78,8619	0,0322
2	1,12583	2,5101	0,5217	81,372	0,5539
3	1,097328	0,0025	80,4669	81,3745	81,0209
4	0,402259	10,3893	0	91,7638	81,0209
5	0,391036	0,1379	0	91,9017	81,0209
6	0,382491	0	11,1439	91,9017	92,1648
7	0,23118	3,7472	0,0002	95,6489	92,165
8	0,223923	0,0529	0,0052	95,7018	92,1702
9	0,218761	0	3,8158	95,7018	95,986
10	0,158005	1,9663	0,0005	97,6681	95,9865
11	0,153522	0,0529	0,0153	97,7211	96,0018
12	0,150526	0	1,9404	97,7211	97,9422

Les tableaux suivantes résumant les masses et les centres de gravités et centre de torsion :

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY
STORY1	D1	56,3985	56,3985	13,95	10,554	56,3985	56,3985
STORY2	D2	54,0714	54,0714	13,95	10,555	54,0714	54,0714
STORY3	D3	53,9981	53,9981	13,936	10,542	53,9981	53,9981
STORY4	D4	54,0714	54,0714	13,95	10,555	54,0714	54,0714
STORY5	D5	52,4297	52,4297	13,95	10,558	52,4297	52,4297
STORY6	D6	51,0365	51,0365	13,95	10,56	51,0365	51,0365
STORY7	D7	49,588	49,588	13,95	10,562	49,588	49,588
STORY8	D8	48,3879	48,3879	13,95	10,564	48,3879	48,3879
STORY9	D9	45,7431	45,7431	13,95	10,575	45,7431	45,7431

XCCM	YCCM	XCR	YCR
13,95	10,554	13,95	10,476
13,95	10,555	13,949	10,48
13,936	10,542	13,921	10,469
13,95	10,555	13,88	10,45
13,95	10,558	13,888	10,457
13,95	10,56	13,899	10,466
13,95	10,562	13,908	10,473
13,95	10,564	13,916	10,479
13,95	10,575	13,921	10,483

Sens longitudinal : $\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \Rightarrow 91.9017\% \geq 90\% \dots \dots \dots \text{c v.}$

Sens transversal : $\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \Rightarrow 92.1648\% \geq 90\% \dots \dots \dots \text{c v.}$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1^{er} formule : $T = C_T \cdot h_n^{3/4}$ Ou : $h_n = 28.05 \text{ m}$

$C_T = 0.05$...contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé.

$$\text{Donc : } T = 0.050 \times (28.05)^{3/4} \begin{cases} T_{x1} = 0.61 \text{ sec} \\ T_{y1} = 0.61 \text{ sec} \end{cases}$$

2^{er} formule : $T = 0.09 h_n / \sqrt{D}$ Ou : $D_x = 28.20 \text{ m}$

$$D_y = 21.50 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T_{x2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{28.20} = 0.48$$

$$T_{y2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{21.50} = 0.54$$

$$\text{Alors : } T_x = \min (T_{x1} , T_{x2}) = \min (0.61 ; 0.48) = 0.48 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T_{y1} , T_{y2}) = \min (0.61 ; 0.54) = 0.54 \text{ sec}$$

Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2.5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.70/0.48)^{2/3} = 2.99$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.70/0.54)^{2/3} = 2.76$$

$$\text{Donc : } V_x = (A \times D_x \times Q / R) \times W = (0.1 \times 2.99 \times 1.20 / 4) \times 4657.246 = 417.75 \text{ t}$$

$$V_y = (A \times D_y \times Q / R) \times W = (0.1 \times 2.76 \times 1.20 / 4) \times 4657.246 = 385.62 \text{ t}$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Sens longitudinal : $V_{dx} = 200 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 417.75 = 334.2 \text{ t}$... condition non vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 201 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 385.62 = 308.49 \text{ t}$ condition non vérifiée

On doit vérifier aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

$T_{dyn} = 1.15416 \text{ sec} < 30\%T = 1.3 \times 0.61 = 0.793 \text{ sec}$ condition non vérifiée

Calcul des déplacements : Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements relatifs de la hauteur latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta_k} \text{ avec } \delta_k = R \cdot \delta_{ek} ; R : \text{coefficient de comportement} ; R = 5$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal

Sens longitudinale

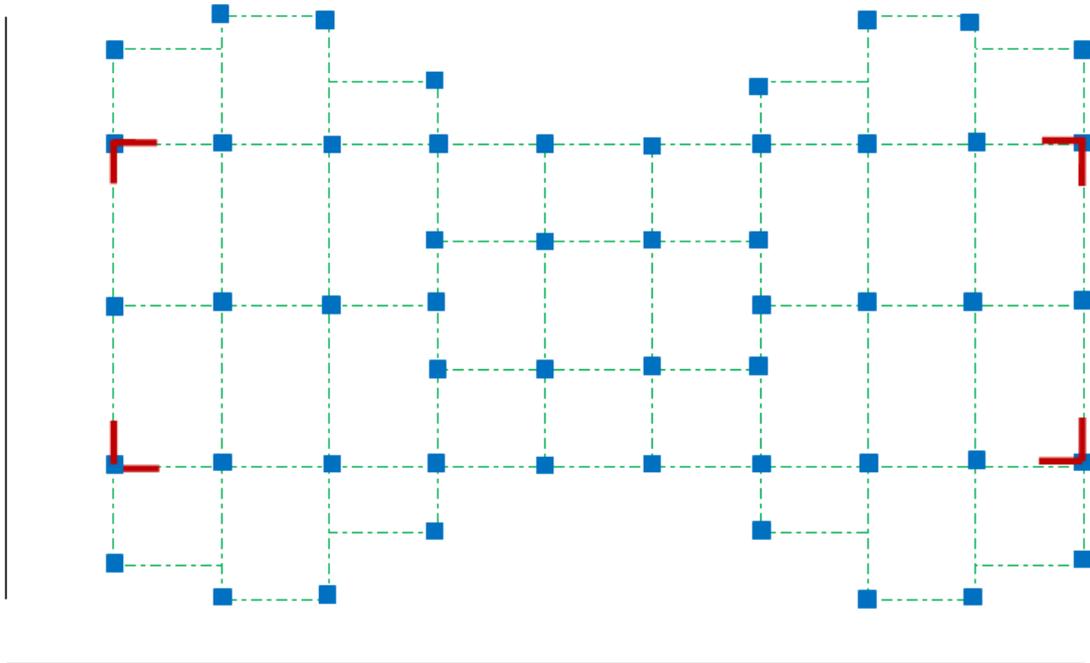
Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$
9	0.7301	3.6505
8	0.6399	3.1995
7	0.5796	2.8980
6	0.5275	2.6375
5	0.4892	2.4460
4	0.4481	2.2405
3	0.3983	1.9915
2	0.3414	1.7070
1	0.2021	1.0105

Sens transversale

Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$
9	0.7569	3.7845
8	0.6614	3.3070
7	0.5937	2.9685
6	0.5380	2.6900
5	0.4966	2.4830
4	0.4541	2.2705
3	0.4035	2.0175
2	0.3455	1.7275
1	0.2093	1.0456

NB : On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1.0% de la hauteur d'étage $1.0\%h_e = 0.0306 \text{ m}$; donc la condition est vérifiée

2^{ème} variante :



Calcul des coefficients de participation modale :

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2 \cdot \sum_{K=1}^n W_K}$$

$$W = \sum W_K = 4753.106 \text{ t}$$

Le logiciel ETABS 9.7.1 peut déterminer directement les valeurs des Coefficient de participation modale, les valeurs données sont :

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1,061555	78,6729	0,0386	0	78,6729	0,0386
2	1,025134	0,0449	78,6108	0	78,7179	78,6494
3	0,978784	0,1274	0,1484	0	78,8453	78,7978
4	0,357537	11,1624	0	0	90,0077	78,7978
5	0,344284	0	11,3991	0	90,0077	90,1969
6	0,317827	0,0036	0,0001	0	90,0113	90,1971
7	0,194735	4,2818	0,0001	0	94,2931	90,1971
8	0,187876	0	4,2611	0	94,2931	94,4583
9	0,166309	0,0004	0	0	94,2935	94,4583

Les	10	0,125047	2,406	0,0004	0	96,6995	94,4587
	11	0,121719	0,0004	2,3599	0	96,6999	96,8186
	12	0,102717	0,0002	0	0	96,7001	96,8186

tableaux suivantes résumant les masses et les centres de gravités et centre de torsion :

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY
STORY 1	D1	56,714 1	56,714 1	13,95	10,55 4	56,7141	56,7141
STORY 2	D2	55,307 4	55,307 4	13,95	10,55 6	55,3074	55,3074
STORY 3	D3	55,234 2	55,234 2	13,93 6	10,54 3	55,2342	55,2342
STORY 4	D4	55,307 4	55,307 4	13,95	10,55 6	55,3074	55,3074
STORY 5	D5	53,665 8	53,665 8	13,95	10,55 9	53,6658	53,6658
STORY 6	D6	52,272 6	52,272 6	13,95	10,56 1	52,2726	52,2726
STORY 7	D7	50,824	50,824	13,95	10,56 3	50,824	50,824
STORY 8	D8	49,624	49,624	13,95	10,56 5	49,624	49,624
STORY 9	D9	46,361 1	46,361 1	13,95	10,57 6	46,3611	46,3611

XCCM	YCCM	XCR	YCR
13,95	10,554	13,949	10,535
13,95	10,556	13,944	10,517
13,936	10,543	13,916	10,497
13,95	10,556	13,886	10,479
13,95	10,559	13,888	10,48
13,95	10,561	13,898	10,486
13,95	10,563	13,907	10,49
13,95	10,565	13,914	10,494
13,95	10,576	13,92	10,497

Sens longitudinal : $\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \Rightarrow 90.0077\% \geq 90\% \dots\dots\dots$ c v.

Sens transversal : $\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \Rightarrow 90.1967\% \geq 90\% \dots\dots\dots$ c v.

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1^{er} formule : $T = C_T \cdot h_n^{3/4}$ Ou : $h_n = 28.05 \text{ m}$

$C_T = 0.05$ contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé.

$$\text{Donc : } T = 0.050 \times (28.05)^{3/4} \begin{cases} T_{x1} = 0.61 \text{ sec} \\ T_{y1} = 0.61 \text{ sec} \end{cases}$$

2^{er} formule : $T = 0.09 \cdot h_n / \sqrt{D}$ Ou : $D_x = 28.20 \text{ m}$

$$D_y = 21.50 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T_{x2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{28.20} = 0.48$$

$$T_{y2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{21.50} = 0.54$$

$$\text{Alors : } T_x = \min (T_{x1}, T_{x2}) = \min (0.61 ; 0.48) = 0.48 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T_{y1}, T_{y2}) = \min (0.61 ; 0.54) = 0.54 \text{ sec}$$

Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2.5 \cdot \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.70/0.48)^{2/3} = 2.99$$

$$D_y = 2.5 \cdot \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.70/0.54)^{2/3} = 2.76$$

$$\text{Donc : } V_x = (A \times D_x \times Q / R) \times W = (0.1 \times 2.99 \times 1.20 / 4) \times 4753.106 = 426.35 \text{ t}$$

$$V_y = (A \times D_y \times Q / R) \times W = (0.1 \times 2.76 \times 1.20 / 4) \times 4753.106 = 393.56 \text{ t}$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Sens longitudinal : $V_{dx} = 245.51 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 426.35 = 341.08 \text{ t}$...condition non vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 249.92 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 393.56 = 314.85 \text{ t}$ condition non vérifiée

On doit vérifier aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

$T_{dyn} = 1.061555 \text{ sec} < 30\% T = 1.3 \times 0.61 = 0.793 \text{ sec}$ condition non vérifiée

Calcul des déplacements : Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements relatifs de la hauteur latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de l'étage.

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta_k}$ avec $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$; R : coefficient de comportement ; R = 4

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal

Sens longitudinale

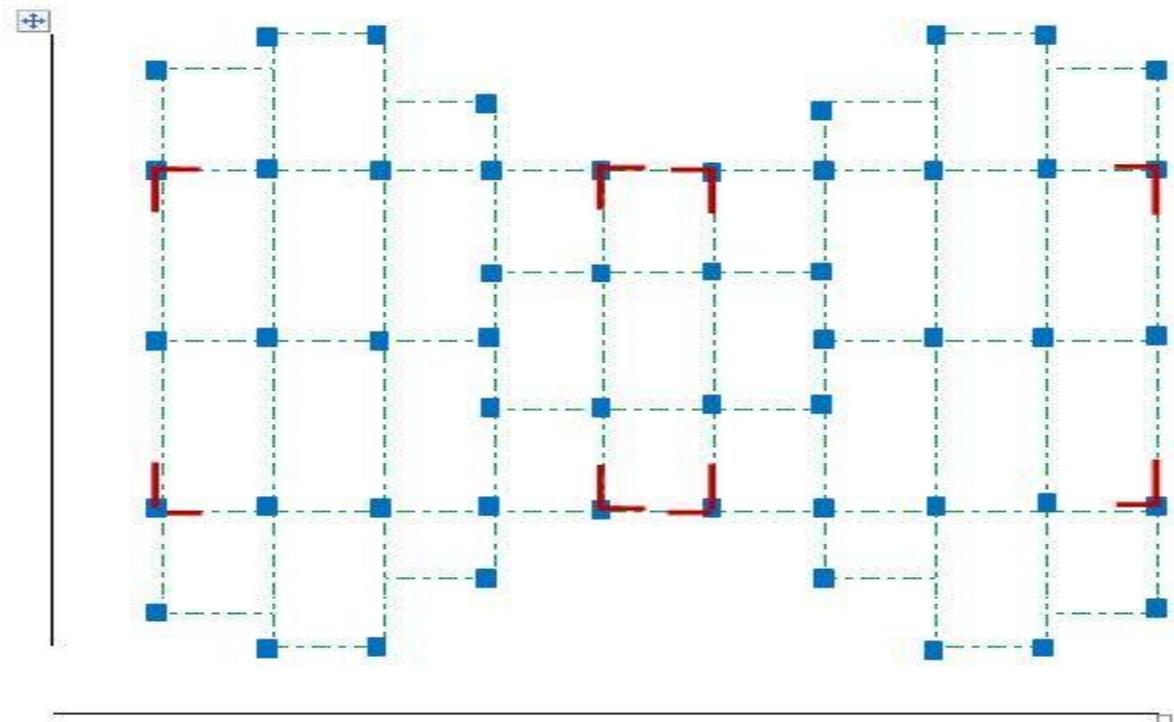
Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$
9	0.579	2.316
8	0.958	3.832
7	0.352	5.408
6	0.789	3.156
5	0.556	2.224
4	0.687	2.748
3	0.991	3.964
2	0.026	4.104
1	0.050	0.2012

Sens transversale

Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$
9	0.8726	3.4904
8	0.6614	2.6456
7	0.3341	1.3364
6	1.3259	5.3036
5	0.7892	3.1568
4	0.4541	1.8164
3	0.3058	1.2232
2	0.3455	1.3820
1	0.8975	3.5900

NB : On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1.0% de la hauteur d'étage $1.0\%h_e = 0.0306$ m ; donc la condition est vérifiée

3^{eme} variante :



Calcul des coefficients de participation modale :

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

$$W = \sum W_K = 4666.548 \text{ t}$$

Le logiciel ETABS 9.7.1 peut déterminer directement les valeurs des Coefficient de participation modale, les valeurs données sont :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,973652	0,0072	77,6163	0	0,0072	77,6163
2	0,927156	2,5768	0,1135	0	2,584	77,7298
3	0,902708	74,1872	0,0006	0	76,7712	77,7304
4	0,320048	0	11,7096	0	76,7712	89,44
5	0,296548	0,1092	0,0001	0	76,8804	89,4401
6	0,288085	12,9526	0	0	89,833	89,4401
7	0,169523	0	4,5135	0	89,833	93,9536
8	0,153478	0,0108	0	0	89,8438	93,9536
9	0,149871	4,4992	0	0	94,343	93,9536
10	0,106258	0	2,5217	0	94,3431	96,4754
11	0,09539	2,3594	0	0	96,7024	96,4754
12	0,095004	0,0234	0,0001	0	96,7258	96,4755

Les tableaux suivantes résument les masses et les centres de gravités et centre de torsion :

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY
STORY1	D1	59,2211	59,2211	13,95	10,578	59,2211	59,2211
STORY2	D2	54,0098	54,0098	13,95	10,578	54,0098	54,0098
STORY3	D3	53,9365	53,9365	13,936	10,565	53,9365	53,9365
STORY4	D4	54,0098	54,0098	13,95	10,578	54,0098	54,0098
STORY5	D5	52,3681	52,3681	13,95	10,582	52,3681	52,3681
STORY6	D6	50,9477	50,9477	13,95	10,585	50,9477	50,9477
STORY7	D7	49,4991	49,4991	13,95	10,588	49,4991	49,4991
STORY8	D8	48,2718	48,2718	13,95	10,59	48,2718	48,2718
STORY9	D9	44,3909	44,3909	13,95	10,603	44,3909	44,3909

XCCM	YCCM	XCR	YCR
13,95	10,578	13,949	10,557
13,95	10,578	13,944	10,539
13,936	10,565	13,92	10,517
13,95	10,578	13,895	10,496
13,95	10,582	13,897	10,486
13,95	10,585	13,904	10,478
13,95	10,588	13,912	10,47
13,95	10,59	13,918	10,46
13,95	10,603	13,923	10,45

Sens longitudinal : $\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \Rightarrow 94.343\% \geq 90\% \dots\dots\dots c v.$

Sens transversal : $\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \Rightarrow 93.9536\% \geq 90\% \dots\dots\dots c v.$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1^{er} formule : $T = C_T \cdot h_n^{3/4}$ Ou : $h_n = 28.05$ m

$C_T = 0.05$ contreventement assuré partiellement par des voiles en béton

armé.

$$\text{Donc : } T = 0.050 \times (28.05)^{3/4} \begin{cases} T_{x1} = 0.61 \text{ sec} \\ T_{y1} = 0.61 \text{ sec} \end{cases}$$

2^{er} formule : $T = 0.09 h_n / \sqrt{D}$ Ou : $D_x = 28.20$ m

$$D_y = 21.50 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T_{x2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{28.20} = 0.48$$

$$T_{y2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{21.50} = 0.54$$

$$\text{Alors : } T_x = \min (T_{x1} , T_{x2}) = \min (0.61 ; 0.48) = 0.48 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T_{y1} , T_{y2}) = \min (0.61 ; 0.54) = 0.54 \text{ sec}$$

Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2.5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.70/0.48)^{2/3} = 2.99$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.70/0.54)^{2/3} = 2.76$$

$$\text{Donc : } V_x = (A \times D_x \times Q / R) \times W = (0.1 \times 2.99 \times 1.20 / 4) \times 4666.548 = 418.59 \text{ t}$$

$$V_y = (A \times D_y \times Q / R) \times W = (0.1 \times 2.76 \times 1.20 / 4) \times 4666.548 = 386.39 \text{ t}$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Sens longitudinal : $V_{dx} = 401.879 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 418.59 = 334.872 \text{ t} \dots$ condition vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 365.356 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 386.39 = 309.112 \text{ t} \dots$ condition vérifiée

On doit vérifier aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

$T_{dyn} = 0.973652 \text{ sec} < 30\%T = 1.3 \times 0.61 = 0.793 \text{ sec} \dots$ condition non vérifiée

Calcul des déplacements : Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements relatifs de la hauteur latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de l'étage.

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta_k}$ avec $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$; R : coefficient de comportement ; $R = 4$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)

Les deux tableaux suivants résumant les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal

Sens longitudinale

Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$
9	1.6203	6.4812
8	0.0526	0.2104
7	1.0030	4.012
6	0.214	0.856
5	0.873	3.492
4	0.0698	4.2792
3	0.5025	2.01
2	0.978	7.912
1	0.069	0.276

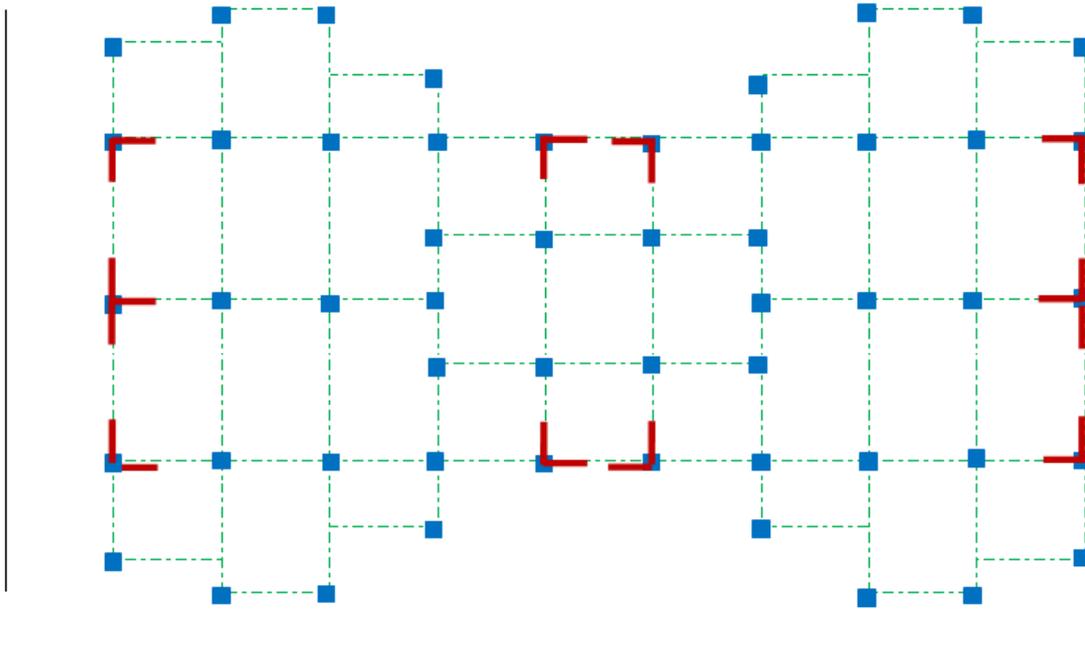
Sens transversale

Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$
9	0.0036	0.0144
8	0.0539	0.2156
7	0.0037	0.0148
6	1.46	5.84
5	0.318	1.272
4	0.03	0.12
3	0.8760	3.504
2	0.0129	0.0416
1	0.006	0.024

NB :
que

On remarque
tous les

déplacements relatifs ne dépassent pas les 1.0% de la hauteur d'étage $1.0\%h_e = 0.0306 \text{ m}$; donc la condition est vérifiée

4^{eme} variante :**Calcul des coefficients de participation modale :**

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2 \cdot \sum_{K=1}^n W_K}$$

$$W = \sum W_K = 4746.119t$$

Le logiciel ETABS 9.7.1 peut déterminer directement les valeurs des Coefficient de participation modale, les valeurs données sont :

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,903983	0,1166	77,2196	0	0,1166	77,2196
2	0,890865	76,0882	0,1244	0	76,2048	77,3441
3	0,829717	0,2612	0,0233	0	76,466	77,3674
4	0,290081	0	11,6939	0	76,466	89,0613
5	0,282066	13,104	0	0	89,5701	89,0613
6	0,259038	0,0074	0	0	89,5775	89,0613
7	0,150612	0	4,673	0	89,5775	93,7344
8	0,145426	4,5828	0	0	94,1603	93,7344
9	0,131874	0,0002	0	0	94,1605	93,7344
10	0,092386	0,0012	2,6158	0	94,1617	96,3502
11	0,091613	2,4435	0,0012	0	96,6052	96,3514
12	0,079881	0	0	0	96,6052	96,3514

Les tableaux suivantes résument les masses et les centres de gravités et centre de torsion :

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY
STORY1	D1	60,2254	60,2254	13,95	10,578	60,2254	60,2254
STORY2	D2	54,9368	54,9368	13,95	10,579	54,9368	54,9368
STORY3	D3	54,8636	54,8636	13,936	10,566	54,8636	54,8636
STORY4	D4	54,9368	54,9368	13,95	10,579	54,9368	54,9368
STORY5	D5	53,2952	53,2952	13,95	10,582	53,2952	53,2952
STORY6	D6	51,8747	51,8747	13,95	10,585	51,8747	51,8747
STORY7	D7	50,4262	50,4262	13,95	10,588	50,4262	50,4262
STORY8	D8	49,1988	49,1988	13,95	10,591	49,1988	49,1988
STORY9	D9	44,8544	44,8544	13,95	10,603	44,8544	44,8544

XCCM	YCCM	XCR	YCR
13,95	10,578	13,949	10,561
13,95	10,579	13,943	10,543
13,936	10,566	13,923	10,521
13,95	10,579	13,903	10,501
13,95	10,582	13,904	10,492
13,95	10,585	13,91	10,484
13,95	10,588	13,916	10,476
13,95	10,591	13,921	10,467
13,95	10,603	13,926	10,457

Sens longitudinal : $\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \Rightarrow 94.1603\% \geq 90\% \dots\dots\dots c v.$

Sens transversal : $\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \Rightarrow 93.7344\% \geq 90\% \dots\dots\dots c v.$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1^{er} formule : $T = C_T \cdot h_n^{3/4}$ Ou : $h_n = 28.05$ m

$C_T = 0.05$ contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé.

$$\text{Donc : } T = 0.050 \times (28.05)^{3/4} \begin{cases} T_{x1} = 0.61 \text{ sec} \\ T_{y1} = 0.61 \text{ sec} \end{cases}$$

2^{er} formule : $T = 0.09 h_n / \sqrt{D}$ Ou : $D_x = 28.20$ m

$$D_y = 21.50 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T_{x2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{28.20} = 0.48$$

$$T_{y2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{21.50} = 0.54$$

$$\text{Alors : } T_x = \min (T_{x1}, T_{x2}) = \min (0.61 ; 0.48) = 0.48 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T_{y1}, T_{y2}) = \min (0.61 ; 0.54) = 0.54 \text{ sec}$$

Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2.5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.70/0.48)^{2/3} = 2.99$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.70/0.54)^{2/3} = 2.76$$

$$\text{Donc : } V_x = (A \times D_x \times Q / R) \times W = (0.1 \times 2.99 \times 1.20 / 4) \times 4746.119 = 425.73 \text{ t}$$

$$V_y = (A \times D_y \times Q / R) \times W = (0.1 \times 2.76 \times 1.20 / 4) \times 4746.119 = 392.98 \text{ t}$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Sens longitudinal : $V_{dx} = 390.987 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 425.73 = 340.58 \text{ t}$...condition vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 325.419 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 392.98 = 314.384 \text{ t}$...condition vérifiée

On doit vérifier aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

$$T_{dyn} = 0.903983 \text{ sec} < 30\%T = 1.3 \times 0.61 = 0.793 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

Calcul des déplacements : Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements relatifs de la hauteur latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta_k} \text{ avec } \delta_k = R \cdot \delta_{ek} ; R : \text{coefficient de comportement} ; R = 4$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)

Les deux tableaux suivants résumant les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal

Sens longitudinale

Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$
9	0.3865	1.546
8	0.9038	3.6152
7	1.1204	4.4816
6	0.9058	3.6232
5	0.4873	1.9492
4	0.0391	0.1564
3	0.5023	2.0092
2	1.023	4.092
1	0.0095	0.038

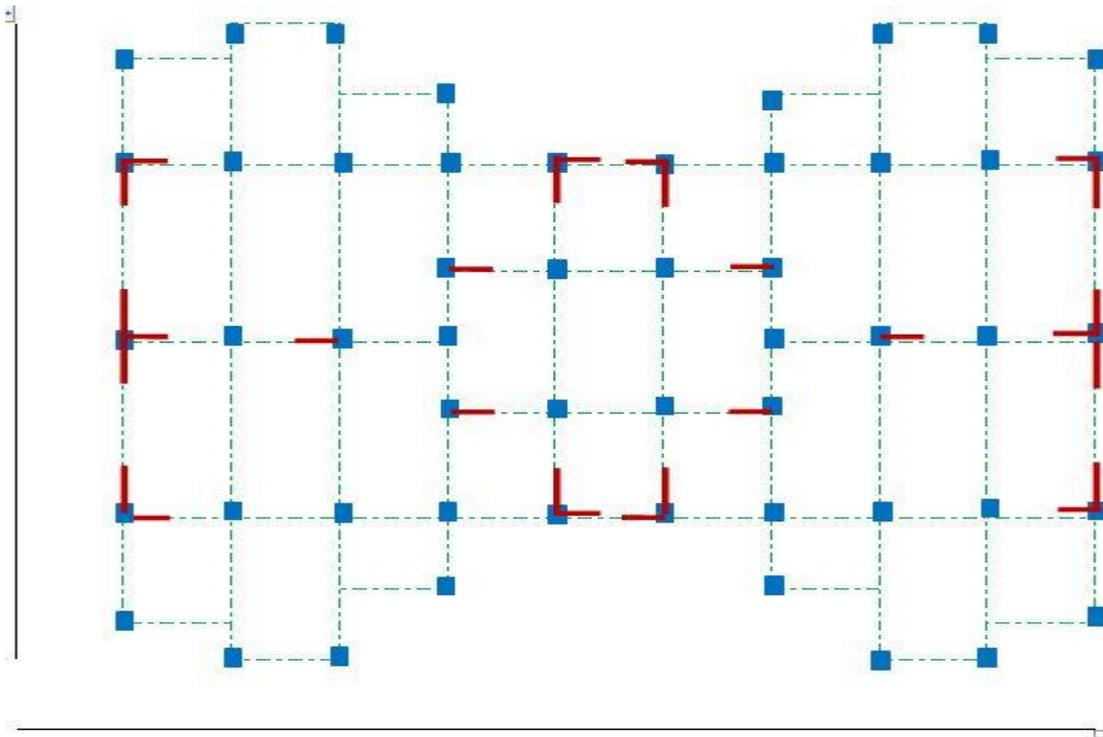
Sens transversale

Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$
9	1.8054	7.2216
8	0.37	1.48
7	1.2002	4.802
6	0.2156	0.18612
5	0.1645	0.688
4	0.0741	0.2964
3	0.765	3.06
2	0.0218	0.0872
1	0.5472	2.1888

NB : On remarque que tous les

déplacements

relatifs ne dépassent pas les 1.0% de la hauteur d'étage $1.0\%h_e = 0.0306 \text{ m}$; donc la condition est vérifiée

5^{ème} variante :

Calcul des coefficients de participation modale :

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

$$W = \sum W_K = 4825.692t$$

Le logiciel ETABS 9.7.1 peut déterminer directement les valeurs des Coefficient de participation modale, les valeurs données sont :

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,911005	0,0022	77,4679	0	0,0022	77,4679
2	0,83213	11,9836	0,0231	0	11,9858	77,4911
3	0,817776	64,3769	0,0002	0	76,3627	77,4913
4	0,292	0	11,6194	0	76,3627	89,1107
5	0,259696	3,0414	0	0	79,4041	89,1107
6	0,256794	9,8443	0	0	89,2484	89,1107
7	0,151902	0	4,6501	0	89,2484	93,7608
8	0,132411	2,2431	0	0	91,4915	93,7608
9	0,131445	2,4007	0	0	93,8922	93,7608
10	0,093324	0	2,6044	0	93,8923	96,3652
11	0,082057	2,4584	0	0	96,3507	96,3652
12	0,079916	0,0422	0	0	96,3928	96,3652

Les tableaux suivantes résumant les masses et les centres de gravités et centre de torsion :

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY
STORY1	D1	61,2297	61,2297	13,95	10,57	61,2297	61,2297
STORY2	D2	55,8639	55,8639	13,95	10,57	55,8639	55,8639
STORY3	D3	55,7906	55,7906	13,936	10,557	55,7906	55,7906
STORY4	D4	55,8639	55,8639	13,95	10,57	55,8639	55,8639
STORY5	D5	54,2222	54,2222	13,95	10,573	54,2222	54,2222
STORY6	D6	52,8018	52,8018	13,95	10,576	52,8018	52,8018
STORY7	D7	51,3532	51,3532	13,95	10,579	51,3532	51,3532
STORY8	D8	50,1259	50,1259	13,95	10,581	50,1259	50,1259
STORY9	D9	45,318	45,318	13,95	10,598	45,318	45,318

XCCM	YCCM	XCR	YCR
13,95	10,57	13,949	10,45
13,95	10,57	13,943	10,465
13,936	10,557	13,923	10,459
13,95	10,57	13,904	10,447
13,95	10,573	13,904	10,44
13,95	10,576	13,91	10,433
13,95	10,579	13,916	10,424
13,95	10,581	13,921	10,412
13,95	10,598	13,926	10,4

Sens longitudinal : $\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \Rightarrow 91.4915\% \geq 90\% \dots\dots\dots c v.$

Sens transversal : $\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \Rightarrow 93.7608\% \geq 90\% \dots\dots\dots c v.$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1^{er} formule : $T = C_T \cdot h_n^{3/4}$ Ou : $h_n = 28.05$ m

$C_T = 0.05$ contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé.

Donc : $T = 0.050 \times (28.05)^{3/4} \begin{cases} T_{x1} = 0.61 \text{ sec} \\ T_{y1} = 0.61 \text{ sec} \end{cases}$

2^{er} formule : $T = 0.09 h_n / \sqrt{D}$ Ou : $D_x = 28.20$ m

$D_y = 21.50$ m

Donc : $T_{x2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{28.20} = 0.48$

$T_{y2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{21.50} = 0.54$

Alors : $T_x = \min (T_{x1} , T_{x2}) = \min (0.61 ; 0.48) = 0.48$ sec

$T_y = \min (T_{y1} , T_{y2}) = \min (0.61 ; 0.54) = 0.54$ sec

Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2.5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.70/0.48)^{2/3} = 2.99$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.70/0.54)^{2/3} = 2.76$$

$$\text{Donc : } V_x = (A \times D_x \times Q / R) \times W = (0.1 \times 2.99 \times 1.20 / 4) \times 4825.692 = 432.86 \text{ t}$$

$$V_y = (A \times D_y \times Q / R) \times W = (0.1 \times 2.76 \times 1.20 / 4) \times 4825.692 = 399.57 \text{ t}$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Sens longitudinal : $V_{dx} = 325 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 432.86 = 346.29 \text{ t}$...condition non vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 301 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 399.57 = 319.66 \text{ t}$condition non vérifiée

On doit vérifier aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamental « T »

$$T_{dyn} = 0.911005 \text{ sec} < 30\%T = 1.3 \times 0.61 = 0.793 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

Calcul des déplacements : Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements relatifs de la hauteur latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta_k} \text{ avec } \delta_k = R \cdot \delta_{ek} ; R : \text{coefficient de comportement} ; R = 4$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal :

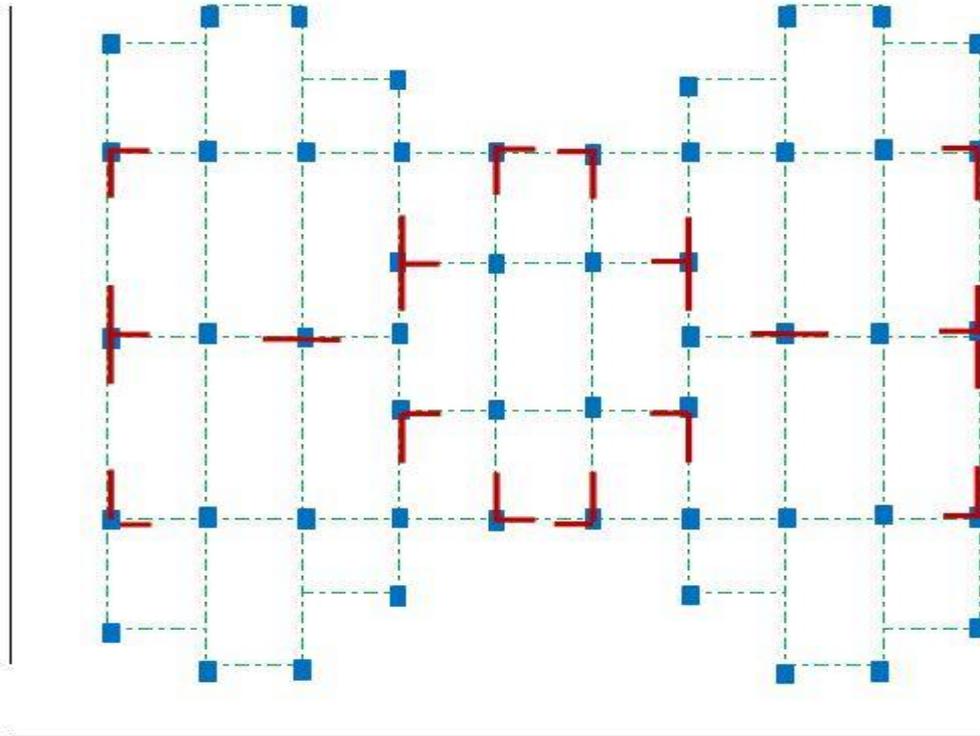
Sens longitudinale

Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$
9	0.3932	1.5728
8	1.2053	4.8212
7	0.2396	0.9584
6	0.7794	3.1176
5	0.0497	0.1988
4	0.3441	1.3764
3	0.0260	0.104
2	1.3055	5.222
1	0.7112	2.8448

Sens transversale

Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$
9	0.6759	2.7036
8	0.6253	2.5012
7	0.8832	3.5328
6	1.5001	6.0004
5	0.421	1.684
4	0.1072	0.4288
3	0.409	1.636
2	0.3624	1.4496
1	0.0022	0.0088

NB : On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1.0% de la hauteur d'étage $1.0\%h_e = 0.0306 \text{ m}$; donc la condition est vérifiée

6^{ème} variante**Calcul des coefficients de participation modale :**

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

$$W = \sum W_K = 4935.136 \text{ t}$$

Le logiciel ETABS 9.7.1 peut déterminer directement les valeurs des Coefficient de participation modale, les valeurs données sont :

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,830251	0,0072	75,7827	0	0,0072	75,7827
2	0,818491	0,0403	0,6865	0	0,0475	76,4692
3	0,791729	76,2703	0,0043	0	76,3178	76,4734
4	0,257272	0	12,0578	0	76,3178	88,5313
5	0,254409	0,0343	0,0004	0	76,3521	88,5316
6	0,247539	12,7466	0	0	89,0987	88,5316
7	0,129563	0	4,9792	0	89,0987	93,5108
8	0,129264	0,082	0,0044	0	89,1807	93,5152
9	0,125902	4,6442	0	0	93,8249	93,5152
10	0,078249	0,5704	0,0082	0	94,3953	93,5234
11	0,077707	0,0486	2,7121	0	94,4439	96,2356
12	0,077498	1,9415	0,0444	0	96,3854	96,28

Les tableaux suivantes résument les masses et les centres de gravités et centre de torsion :

Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY
D1	62,9036	62,9036	13,95	10,568	62,9036	62,9036
D2	57,1	57,1	13,95	10,568	57,1	57,1
D3	57,0267	57,0267	13,936	10,555	57,0267	57,0267
D4	57,1	57,1	13,95	10,568	57,1	57,1
D5	55,4583	55,4583	13,95	10,571	55,4583	55,4583
D6	54,0378	54,0378	13,95	10,573	54,0378	54,0378
D7	52,5893	52,5893	13,95	10,576	52,5893	52,5893
D8	51,3619	51,3619	13,95	10,578	51,3619	51,3619
D9	45,936	45,936	13,95	10,596	45,936	45,936

XCCM	YCCM	XCR	YCR
13,95	10,568	13,949	10,575
13,95	10,568	13,944	10,606
13,936	10,555	13,929	10,592
13,95	10,568	13,914	10,573
13,95	10,571	13,914	10,56
13,95	10,573	13,918	10,547
13,95	10,576	13,923	10,534
13,95	10,578	13,927	10,519
13,95	10,596	13,93	10,503

Sens longitudinal : $\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \Rightarrow 93.8249\% \geq 90\% \dots \dots \dots \text{c v.}$

Sens transversal : $\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \Rightarrow 93.5152\% \geq 90\% \dots \dots \dots \text{c v.}$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1^{er} formule : $T = C_T \cdot h_n^{3/4}$ Ou : $h_n = 28.05 \text{ m}$

$C_T = 0.05$...contreventement assuré partiellement par des voiles en béton

armé.

$$\text{Donc : } T = 0.050 \times (28.05)^{3/4} \begin{cases} T_{x1} = 0.61 \text{ sec} \\ T_{y1} = 0.61 \text{ sec} \end{cases}$$

2^{er} formule : $T = 0.09 h_n / \sqrt{D}$ Ou : $D_x = 28.20 \text{ m}$

$$D_y = 21.50 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T_{x2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{28.20} = 0.48$$

$$T_{y2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{21.50} = 0.54$$

$$\text{Alors : } T_x = \min (T_{x1} , T_{x2}) = \min (0.61 ; 0.48) = 0.48 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T_{y1} , T_{y2}) = \min (0.61 ; 0.54) = 0.54 \text{ sec}$$

Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2.5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.70/0.48)^{2/3} = 2.99$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.70/0.54)^{2/3} = 2.76$$

$$\text{Donc : } V_x = (A \times D_x \times Q / R) \times W = (0.1 \times 2.99 \times 1.20 / 4) \times 4935.136 = 442.68 \text{ t}$$

$$V_y = (A \times D_y \times Q / R) \times W = (0.1 \times 2.76 \times 1.20 / 4) \times 4935.136 = 408.63 \text{ t}$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Sens longitudinal : $V_{dx} = 268 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 442.68 = 354.14 \text{ t}$... condition non vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 267 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 408.63 = 326.90 \text{ t}$..condition non vérifiée

On doit vérifier aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

$$T_{dyn} = 0.830251 \text{ sec} < 30\%T = 1.3 \times 0.61 = 0.793 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

Calcul des déplacements : Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements relatifs de la hauteur latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta_k} \text{ avec } \delta_k = R \cdot \delta_{ek} ; R : \text{coefficient de comportement ; } R = 4$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)

Les deux tableaux suivants résumant les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal

Sens longitudinale

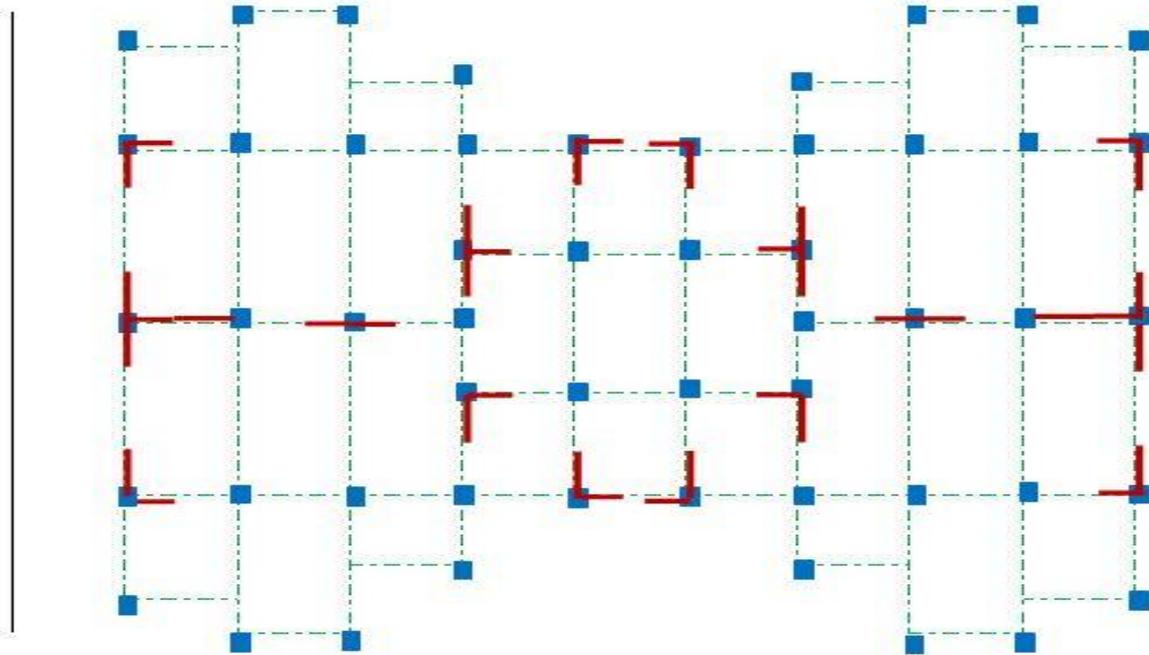
Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$
9	1.2803	5.1212
8	0.8521	3.4084
7	0.5504	2.2016
6	0.0231	0.0924
5	0.4170	1.6680
4	0.0078	0.0312
3	0.7002	2.8008
2	0.9119	3.6476
1	0.3120	1.2480

Sens transversale

Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$
9	0.3381	1.3524
8	0.8052	3.2208
7	1.0785	4.3140
6	0.6135	2.4540
5	0.0036	0.0144
4	1.4902	5.9608
3	0.0063	0.0252
2	0.0500	0.2000
1	0.1148	0.4592

NB : On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1.0% de la hauteur d'étage $1.0\%h_e = 0.0306 \text{ m}$; donc la condition est vérifiée.

7^{ème} variante :



Calcul des coefficients de participation modale :

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

$$W = \sum W_K = 4935.136t$$

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,731251	0,0072	75,7827	0	0,0072	75,7827
2	0,718491	0,0403	0,6865	0	0,0475	76,4692
3	0,301729	76,2703	0,0043	0	76,3178	76,4734
4	0,257272	0	12,0578	0	76,3178	88,5313
5	0,254409	0,0343	0,0004	0	76,3521	88,5316
6	0,247539	12,7466	0	0	89,0987	88,5316
7	0,129563	0	4,9792	0	89,0987	93,5108
8	0,129264	0,082	0,0044	0	89,1807	93,5152
9	0,125902	4,6442	0	0	93,8249	93,5152
10	0,078249	0,5704	0,0082	0	94,3953	93,5234
11	0,077707	0,0486	2,7121	0	94,4439	96,2356
12	0,077498	1,9415	0,0444	0	96,3854	96,28

Le logiciel ETABS 9.7.1 peut déterminer directement les valeurs des Coefficient de participation modale, les valeurs données sont :

Les tableaux suivantes résumant les masses et les centres de gravités et centre de torsion :

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY
STORY1	D1	62,9036	62,9036	13,95	10,568	62,9036	62,9036
STORY2	D2	57,1	57,1	13,95	10,568	57,1	57,1
STORY3	D3	57,0267	57,0267	13,936	10,555	57,0267	57,0267
STORY4	D4	57,1	57,1	13,95	10,568	57,1	57,1
STORY5	D5	55,4583	55,4583	13,95	10,571	55,4583	55,4583
STORY6	D6	54,0378	54,0378	13,95	10,573	54,0378	54,0378
STORY7	D7	52,5893	52,5893	13,95	10,576	52,5893	52,5893
STORY8	D8	51,3619	51,3619	13,95	10,578	51,3619	51,3619
STORY9	D9	45,936	45,936	13,95	10,596	45,936	45,936

XCCM	YCCM	XCR	YCR
13,95	10,568	13,949	10,575
13,95	10,568	13,944	10,606
13,936	10,555	13,929	10,592
13,95	10,568	13,914	10,573
13,95	10,571	13,914	10,56
13,95	10,573	13,918	10,547
13,95	10,576	13,923	10,534
13,95	10,578	13,927	10,519
13,95	10,596	13,93	10,503

Sens longitudinal : $\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \Rightarrow 93.8249\% \geq 90\% \dots\dots\dots c v.$

Sens transversal : $\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \Rightarrow 93.5152\% \geq 90\% \dots\dots\dots c v.$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1^{er} formule : $T = C_T \cdot h_n^{3/4}$ Ou : $h_n = 28.05$ m

$C_T = 0.05$ contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé.

$$\text{Donc : } T = 0.050 \times (28.05)^{3/4} \begin{cases} T_{x1} = 0.61 \text{ sec} \\ T_{y1} = 0.61 \text{ sec} \end{cases}$$

2^{er} formule : $T = 0.09 h_n / \sqrt{D}$ Ou : $D_x = 28.20$ m

$$D_y = 21.50 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T_{x2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{28.20} = 0.48$$

$$T_{y2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{21.50} = 0.54$$

$$\text{Alors : } T_x = \min (T_{x1}, T_{x2}) = \min (0.61 ; 0.48) = 0.48 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T_{y1}, T_{y2}) = \min (0.61 ; 0.54) = 0.54 \text{ sec}$$

Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2.5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.70/0.48)^{2/3} = 2.99$$

$$D_y = 2.5\eta(T_2/T_y)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.70/0.54)^{2/3} = 2.76$$

$$\text{Donc : } V_x = (A \times D_x \times Q / R) \times W = (0.1 \times 2.99 \times 1.20 / 4) \times 4935.136 = 442.68 \text{ t}$$

$$V_y = (A \times D_y \times Q / R) \times W = (0.1 \times 2.76 \times 1.20 / 4) \times 4935.136 = 408.63 \text{ t}$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Sens longitudinal : $V_{dx} = 375.30 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 442.68 = 354.14 \text{ t}$...condition vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 329.68 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 408.63 = 326.90 \text{ t}$condition vérifiée

On doit vérifier aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

$$T_{dyn} = 0.731251 \text{ sec} < 30\%T = 1.3 \times 0.61 = 0.793 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Calcul des déplacements : Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements relatifs de la hauteur latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta_k} \text{ avec } \delta_k = R \cdot \delta_{ek} ; R : \text{coefficient de comportement} ; R = 4$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)

Les deux tableaux suivants résumant les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal :

Sens longitudinale

Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$
9	1.1604	4.6416
8	0.958	3.6232
7	1.4578	5.8312
6	0.9085	3.634
5	0.4875	1.95
4	0.0365	0.146
3	0.5025	2.01
2	1.203	4.812
1	0.0099	0.0396

Sens transversale

Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$
9	1.9045	7.618
8	0.73	2.92
7	1.0025	4.01
6	0.1235	0.494
5	0.6048	2.4192
4	0.0174	0.0588
3	0.8760	3.5040
2	0.0129	0.0516
1	0.0001	0.0004

NB : On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage $1,0\%h_e = 0,0306 \text{ m}$; donc la condition est vérifiée.

Chapitre V : Etude des portiques

Chapitre V : Etude des portiques

Chargement des portiques

D) -Etude sous charges verticales et horizontales :

1-Introduction : L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres et voiles) dans les différents nœuds et travées. Pour Déterminer les sollicitations on a utilisé le programme d'analyse des structures SAP2000 version 7.40 ce qui nous a permet d'étudier les portiques selon les différentes combinaisons de calcul.

2- Les combinaisons de calcul : Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessous, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (révisées en2003)]

Poutres : - sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

$$1.35 G + 1.5 Q$$

- sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (révisées en 2003)]

- $0.8G \pm E$
- $G + Q \pm E$

Poteaux : - sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

$$1.35 G + 1.5 Q$$

- sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

- $G + Q \pm 1.2 E$

$$0.8G \pm E$$

Avec : G : Charges permanentes , Q : Charges d'exploitation

E : Effort sismique

Le chargement : Pour la détermination du chargement du portique, on calcule les charges supportées par la poutre

De part et d'autre

Sens transversale : « poutre principale (30x45) cm² »

Portique de rive : axe (1) : $L=3.05/2 = 1.525m$

Tableau V.1. Portique de rive de poutre principale.

Niveaux	Charges		E.courant		Terrasse	
	E	T	G	Q	G	Q
RDC (A - I)E	Plancher : $3.05 / 2 \times 0.504 = 0.769$ Murs : $3.12 \times 0.244 \times 0.7 = 0.533$	/	P+M 1.302	$0.15 \times 3.05 / 2$ $= 0.229$	/	/
1 ^{ère} - 4 ^{ème} (A - I)E	Plancher = 0.769 Murs : $2.61 \times 0.244 \times 0.7 = 0.446$	/	1.215	0.229	/	/
5 ^{ème} (E - I)E (A - E)T	Plancher = 0.769 Murs = 0.446	P = $3.05 / 2 \times 0.567 =$ 0.86 Acrotère := $0.069 \times 2.5 = 0.17$	1.215	0.229	P+A = 1.03	= 0.152
6 ^{ème} (E - I)E	Plancher = 0.769 Murs = 0.446	/	1.215	0.229		
7 ^{ème} (E - I)T	/	Plancher = 0.86 Acrotère = 0.17	/	/	= 1.03	= 0.152

Portique intermédiaire : axe (02) : $L = 3.05 / 2 + 2.8 / 2 = 2.925$ m

Niveaux	Charges		E.courant		Terrasse	
	E	T	G	Q	G	Q
RDC (A - I)E	Plancher : $= (3.05 + 2.8) / 2 \times 0.504 = 1.474$	/	P+M 1.474	= 0.439	/	/
1 ^{ère} - 4 ^{ème} (A - I)E	Plancher = 1.474	/	1.474	0.439	/	/
5 ^{ème} (E - I)E (A - E)T	Plancher = 1.474	Plancher $= (3.05 + 2.8) / 2 \times 0.567 =$ 1.65	1.474	0.439	P = 1.65	= 0.292
6 ^{ème} (E - I)E	Plancher = 1.474	/	1.474	0.439		

7 ^{ème} (E - I)T	/	Plancher =1.65	/	/	= 1.65	=0.2 92
------------------------------	---	----------------	---	---	--------	------------

Tableau V.2. Portiques intermédiaires de poutre principale.**Portique intermédiaire :** axe (03) : $L=2.85/2 + 2.8/2=2.825$ m

Niveaux	Charges		E.courant		Terrasse	
	E	T	G	Q	G	Q
RDC (A - I)E	Plancher : $= (2.85+2.8)/2 \times 0.504 = 1.423$	/	P+M 1.423	=0.42 3	/	/
1 ^{ère} - 4 ^{ème} (A - I)E	Plancher = 1.423	/	1.423	0.423	/	/
5 ^{ème} (E - I)E (A - E)T	Plancher = 1.423	Plancher $= (2.85+2.8)/2 \times 0.567 = 1.60$	1.423	0.423	P 1.60	=0.28 2
6 ^{ème} (E - I)E	Plancher = 1.423	/	1.423	0.423		
7 ^{ème} (E - I)T	/	Plancher = 1.60	/	/	1.60	0.282

Portique intermédiaire : axe (04) : $L=2.85/2 + 2.55/2=2.7$ m

Niveaux	Charges		E.courant		Terrasse	
	E	T	G	Q	G	Q
RDC (C - G)E	Plancher : $= (2.85+2.55)/2 \times 0.504 = 1.360$	/	P+M 1.360	0.405	/	/
1 ^{ère} - 4 ^{ème} (C - G)E	Plancher = 1.360	/	1.360	0.405	/	/
5 ^{ème} (E - G)E (C - E)T	Plancher = 1.360	Plancher $= (2.85+2.55)/2 \times 0.567 = 1.53$	1.360	0.405	P 1.53	= 0.27

6 ^{ème} (E - G)E	Plancher = 1.360	/	1.360	0.405		
7 ^{ème} (E - G)T	/	Plancher =1.53	/	/	= 1.53	= 0.27

Portique intermédiaire : axe (05) : $L=2.55/2 + 2.7/2=2.625$ m

Niveaux	Charges		E.courant		Terrasse	
	E	T	G	Q	G	Q
RDC (C - G)E	Plancher : $= (2.55+2.7)/2 \times 0.504 = 1.323$	/	P+M 1.323	0.394	/	/
1 ^{ère} -4 ^{ème} (C - G)E	Plancher = 1.323	/	1.323	0.394	/	/
5 ^{ème} (E - G)E (C - E)T	Plancher = $1.323/2 = 0.6615$	Plancher= $((2.55+2.7)/2 \times 0.567)/2$ $= 1.48/2 = 0.744$	1.323	0.394	P = 1.40	= 0.32
6 ^{ème} (E - G)E (C - E)T	Plancher = 0.6615	Plancher = 0.744	0.661 5	0.197	1.40	= 0.32
7 ^{ème} (C - G)T	Plancher = 0.6615	/	0.661 5	0.197	/	/
8 ^{ème} (E - G)T	/	Plancher = 0.744	/	/	0.744	= 0.13

Portique intermédiaire : axe (06) : $L=2.55/2 + 2.7/2=2.625$ m

Niveaux	Charges		E.courant		Terrasse	
	E	T	G	Q	G	Q
RDC (C - G)E	Plancher : $= (2.85+2.7)/2 \times 0.504 = 1.323$	/	P+M 1.323	0.394	/	/

1 ^{ère} - 8 ^{ème} (C - G)E	Plancher = 1.323	/	1.323	0.394	/	/
Terrasse (C - E)T	/	Plancher = (2.55+2.7)/2×0.567=1.48	/	/	P = 1.48	= 1.48

Portique intermédiaire : axe (07) : $L=2.55/2 + 2.85/2=2.7$ m*

Niveaux	Charges		E.courant		Terrasse	
	E	T	G	Q	G	Q
RDC (C - G)E	Plancher : =(2.85+2.55)/2×0.504=1.360	/	P+M 1.360	0.405	/	/
1 ^{ère} - 8 ^{ème} (C - G)E	Plancher = 1.360	/	1.360	0.405	/	/
Terrasse (C - E)T		Plancher = (2.85+2.55)/2×0.567=1.53	1.360	0.405	P = 1.53	= 0.27

Portique intermédiaire : axe (08) : $L=2.85/2 + 2.8/2=2.825$ m

Niveaux	Charges		E.courant		Terrasse	
	E	T	G	Q	G	Q
RDC (A - I)E	Plancher : =(2.85+2.8)/2×0.504=1.423	/	P+M 1.423	=0.423	/	/

1 ^{ère} - 8 ^{ème} (A - I)E	Plancher = 1.423	/	1.423	0.423	/	/
Terrasse (A - E)T	/	Plancher = $(2.85+2.8)/2 \times 0.567 = 1.60$	/	/	P = 1.60	=0.28 2

Portique intermédiaire : axe (09) : $L = 3.05/2 + 2.8/2 = 2.925$ m

Niveaux	Charges		E.courant		Terrasse	
	E	T	G	Q	G	Q
RDC (A - I)E	Plancher : = $(3.05+2.8)/2 \times 0.504 = 1.474$	/	P+M 1.474	=0.43 9	/	/
1 ^{ère} - 8 ^{ème} (A - I)E	Plancher = 1.474	/	1.474	0.439	/	/
Terrasse (A - E)T	/	Plancher = $(3.05+2.8)/2 \times 0.567 = 1.65$	/	/	P = 1.65	=0.29 2

Portique de rive : axe (10) : $L = 3.05/2 = 1.525$ m

Tableau V.3. Portique de rive de poutre principale.

Niveaux	Charges		E.courant		Terrasse	
	E	T	G	Q	G	Q
RDC (A - I)E	Plancher : $3.05 / 2 \times 0.504 = 0.769$ Murs : $3.12 \times 0.244 \times 0.7 = 0.533$	/	P+M 1.302	$0.15 \times 3.05/2 = 0.229$	/	/

1 ^{ère} - 8 ^{ème} (A - I)E	Plancher =0.769 Murs : $2.61 \times 0.244 \times 0.7 = 0.446$	/	1.215	0.229	/	/
Terrasse (A - I)T	/	Plancher =0.86 Acrotère=0.17	/	/	= 1.03	= 0.152

Sens longitudinale : « poutre secondaire (30x40) cm² »

Portique de rive : axe (A) : $L = 0.65/2 = 0.325$ m

Tableau V.4. Portique de rive de poutre secondaire

Niveaux	Charges		E.courant		Terrasse	
	E	T	G	Q	G	Q
RDC (2 - 3)E	Plancher = $0.65/2 \times 0.504 = 0.164$ Murs = $3.17 \times 0.244 \times 0.7 = 0.541$	/	P+M 0.705	$0.15 \times 0.65/2$ = 0.049	/	/
1 ^{ère} - 8 ^{ème} (2 - 3)E	Plancher = 0.164 Murs = $2.61 \times 0.244 \times 0.7 = 0.454$	/	0.61	0.049	/	/
Terrasse (2 - 3)T	/	Plancher =0.184 Acrotère=0.17	/	/	P+A = 0.354	= 0.032

Portique intermédiaire : axe (E) : $L = 0.65/2 + 0.65/2 = 0.65$ m

Tableau V.5. Portique d'intermédiaire de poutre secondaire

Niveaux	Charges		E.courant		Terrasse	
	E	T	G	Q	G	Q
RDC- 8 ^{ème} (8 – 10)E	Plancher : = (0.65)×0.504=0.328	/	P+M 0.328	=0.09 7	/	/
Terrasse (8– 10)T	/	Plancher = (0.65)×0.567=0.368	/	/	P = 0.368	=0.06 5

Remarque : le poids des poutres a été calculé et pris en considération directement par le logiciel (ETABS 9.7)

Ferraillage des Portiques :

1) Ferraillage des poutres :

Méthode de calcul : En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre

- sollicitation du 1^{er} genre $Sp_1=1.35G+1.5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp_1}

- sollicitation du 2^{ème} genre $\left\{ \begin{array}{l} Sp_2=0.8G \pm E. \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp_2} \\ SP_2=G+Q \pm E. \end{array} \right.$

- si $M_{sp_1}/M_{sp_2} < 1.15$ on détermine les armatures sous Sp_2
- si $M_{sp_1}/M_{sp_2} > 1.15$ on détermine les armatures sous Sp_1 .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400\text{MPa}$.

$\gamma_b=1.15 \Rightarrow \sigma_b=18.48\text{MPa}$

Pour les autres cas : $\gamma_s=1.15 \Rightarrow \sigma_s=348\text{MPa}$.

$\gamma_b=1.5 \Rightarrow \sigma_b=14.17\text{MPa}$

Les armatures longitudinales : D'après le R.P.A 99 (révisées en 2003) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min}=0.7\% \times b \times ht$.
- Section d'armature maximale: $A_{max_1}=4\% \times b \times ht$. (Zone courante)

$$A_{max_2}=6\% \times b \times ht. \text{ (Zone de recouvrement)}$$

1) sens longitudinal : « poutre principale (30x45) cm² »

a.1) Armatures longitudinales : Calculons d'abord les sections minimales et maximales des aciers qui devraient conditionner la section adopté, on a :

$$A_{min} = 14.18 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ (sur toute la section)}$$

$$=0,7\% \times b \times ht=0,7\% \times 30 \times 45$$

$$A_{max_1}=4\% \times b \times ht =4\% \times 30 \times 45 = 54.00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ (Zone courante)}$$

$$A_{max_2}=6\% \times b \times ht =6\% \times 30 \times 45 = 81.00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ (Zone de recouvrement)}$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

Exemple de calcul :

Poutre principale intermédiaire ;

En appuis : (Sp₁) \Rightarrow Mt_{sp1}=2.1 t.m

(Sp₂) \Rightarrow Mt_{sp2}=1.66 t.m

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 1.26 > 1.15 \text{ donc le calcul se fait sous (Sp}_1\text{)}$$

Données : Largeur de la poutre b=30cm.

Hauteur de la section h_t=45cm.

Hauteur utile des aciers tendus d=0.9xht=40.5 cm

Contrainte des aciers utilisés f_e=400 MPa

Contrainte du béton à 28 jours f_{c28}=25 MPa

Contrainte limite de traction du béton f_{t28}=2.1MPa.

Fissuration peu préjudiciable

Tableau V.6. Ferrailage de Portique en travée

Moment ultime Mu	Mu	2.1 t.m	$\mu=0.0587 < \mu_1=0.392$
Moment réduit	$\mu=Mu/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0.023 Pivot A	pas d'acier comprimé

Etat limite de compression	$\mu l=0.392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\times\mu})$	0.029	
Coefficient β	$\beta =1-0,4\times\alpha$	0.988	
Section d'aciers A_s	$Mu / (\sigma_s \times \beta \times d)$	1.44 cm ²	

En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1}=1.820 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2}=1.08 \text{ t.m}$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}}$$

$$Ma_{sp2} = 1.68 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

Tableau V.7. Ferrailage de Portique en appuis.

Moment ultime Mu	Ma	1.820t.m		$\mu = < \mu_1$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = Ma / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0.020	Pivot A	
Etat limite de compression	$\mu l=0.392$	$\mu < \mu_1$		
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\times\mu})$	0.025		
Coefficient β	$\beta =1-0,4\times\alpha$	0.99		
Section d'aciers A_s	$Mu / (\sigma_s \times \beta \times d)$	1.25 cm ²		

Tableau récapitulatif du ferrailage des différents niveaux :

Sens longitudinal : « poutre principale (30x45) cm² »

Tableau V.8. Récapitulatif du ferrailage des différents niveaux.

Poutre de rive : axe (1) :

Niveaux	Localisation	Moments (t.m)		Msp1/ Msp2	Moment de calcul		Section de l'acier en cm ²		
		M _{sp1}	M _{sp2}				A _s calculée	A _s min	A _s adoptée
Terrasse	Appuis	2.1	1.66	1.26	Msp1	2.1	1.44	6.75	3T14=4.62
	Travée	1.82	1.08	1.68	Msp1	1.82	1.25		3T14=4.62
07- 08	Appuis	4.73	3.17	1.49	Msp1	4.73	3.05	6.75	3T14=4.62
	Travée	2.08	1.52	1.36	Msp1	2.08	1.43		3T14=4.62
05 - 06	Appuis	2.28	1.66	1.37	Msp1	2.28	1.57	6.75	3T14=4.62
	Travée	0.95	0.69	1.37	Msp1	0.95	0.65		3T14=4.62
RDC - 4	Appuis	2.37	1.72	1.38	Msp1	2.37	1.63	6.75	3T14=4.62
	Travée	2.06	1.49	1.38	Msp1	2.06	1.42		3T14=4.62

Poutre d'intermédiaires : axe (2) :

Niveaux	Localisation	Moments (t.m)		Msp1/ Msp2	Moment de calcul		Section de l'acier en cm ²		
		M _{sp1}	M _{sp2}				A _s calculée	A _s min	As adoptée
Terrasse	Appuis	3.81	2.37	1.60	Msp1	3.81	2.98	6.75	3T14=4.62
	Travée	2.01	1.53	1.31	Msp1	2.01	1.38		3T14=4.62
07- 08	Appuis	5.88	3.85	1.52	Msp1	5.88	4.15	6.75	3T14+2T12=6.88
	Travée	2.58	1.93	1.33	Msp1	2.58	1.78		3T14=4.62
05 - 06	Appuis	6.17	4.56	1.35	Msp1	6.17	4.37	6.75	3T14+2T12=6.88
	Travée	2.70	1.97	1.37	Msp1	2.70	1.86		3T14=4.62
RDC - 4	Appuis	6.24	4.56	1.36	Msp1	6.24	4.42	6.75	3T14+2T12=6.88
	Travée	2.79	2.04	1.36	Msp1	2.79	1.93		3T14=4.62

Sens longitudinale : « poutre secondaire (30x40) cm² »

Poutre de rive : axe (A) :

Niveaux	Localisation	Moments (t.m)		Msp1/ Msp2	Moment de calcul		Section de l'acier en cm ²		
		M _{sp1}	M _{sp2}				A _s calculée	A _s min	As adoptée
Terrasse	Appuis	5.23	3.35	1.56	Msp1	5.23	4.22	6	3T12+2T12=5.75
	Travée	1.62	1.85	0.87	Msp2	1.85	1.25		3T12=3.39
07- 08	Appuis	2.05	2.03	1.00	Msp2	2.03	1.6	6	3T12=3.39
	Travée	1.95	2.01	1.36	Msp1	1.95	1.36		3T12=3.39
05 - 06	Appuis	2.86	1.32	0.97	Msp2	1.32	2.23	6	3T12=3.39
	Travée	1.50	0.89	1.68	Msp1	1.50	1.17		3T12=3.39
RDC - 4	Appuis	4.20	3.25	1.29	Msp1	4.20	3.35	6	3T12+1T12=4.52
	Travée	2.03	1.72	1.18	Msp1	2.03	1.59		3T12=3.39

Poutre d'intermédiaires : axe (C) :

Niveaux	Localisation	Moments (t.m)		Msp1/ Msp2	Moment de calcul		Section de l'acier en cm ²		
		M _{sp1}	M _{sp2}				A _s calculée	A _s min	As adoptée
Terrasse	Appuis	3.42	1.92	1.15	Msp1	3.42	3.42	6.00	3T12=3.39
	Travée	1.28	1.11	1.78	Msp1	1.28	1.28		3T12=3.39
07- 08	Appuis	2.82	2.12	1.33	Msp1	2.82	2.82	6.00	3T12=3.39
	Travée	2.24	1.18	1.89	Msp1	2.24	2.24		3T12=3.39

05 - 06	Appuis	6.24	4.56	1.36	Msp1	6.24	6.24	6.00	3T12+3T12=6.78
	Travée	2.87	1.67	1.71	Msp1	2.87	2.87		3T12=3.39
RDC - 4	Appuis	7.27	5.59	1.30	Msp1	7.27	7.27	6.00	3T12+3T12=6.78
	Travée	5.07	3.81	1.33	Msp1	5.07	5.07		3T12+3T12=6.78

Les vérifications :

Sens longitudinal : « poutre principale (30x45) cm²»

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Contrainte tangente : $\tau_u = T/(b \times d) = 15.22 \times 100 / (30 \times 50) = 1.01 \text{ Mpa}$

Contrainte tangente admissible : $\tau_u = \min(0.13 \times f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$.

$\tau_u = 1.01 < \tau_u = 3.25 \text{ Mpa}$condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales : $\Phi_t \leq \min (h/3.5 ; b/10 ; \Phi_l)$

$\Phi_t \leq \min (12.85 ; 30 ; 14)$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

-Calcul de L'espacement: $St \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm})$

$St \leq \min (40.5 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 40.00 \text{ cm}$

Zone nodale : $St \leq \min (h/4 ; 12 \times \Phi_l ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 11.25 \text{ cm}$

$St \leq \min (11.25 ; 16.8 ; 30 \text{ cm})$

Zone courante: $St \leq h/2$

$St \leq 22.5 \text{ cm}$

La section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b \times st} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0.3k \times f_{ij}^*}{0.9 \times (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$f_{ij}^* = \min (2.1 ; 3.3 \text{ MPa}) = 2.1 \text{ MPa}$

$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$f_e = 235 \text{ MPa} ; \delta_s = 1.15$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(1.01 - 0.3 \times 1.21) \times 30}{0.9 \times 1 \times \frac{235}{1.15}} = 0.062 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{1.01}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) = 0.505 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0.505 \times b}{fe} = \frac{0.505 \times 30}{235} = 0.059 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0.062 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'ou \quad At \geq 0.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{max} = 15.22 \text{ t} \quad M_{app} = 8.30 \text{ t.m}$$

$$\delta_u = M_{app} / Z = 8.30 / 0.9 \times 27.00 \times 10^{-2} = 34.15 \text{ t} > 15.22 \text{ t}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

Compression de la bielle d'about : La contrainte de compression dans la bielle est :

$$D'ou: \begin{cases} \bar{\sigma}_b = F_b / S \\ \bar{\sigma}_b = 2 \times T / a \times b \end{cases} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_b = T \sqrt{2} \text{ (l'état d'équilibre)} \\ S = a \times b / \sqrt{2} \end{array} \right.$$

a : longueur d'appuis de la bielle

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$, mais pour tenir compte du faite que l'inclinaison de la bielle est légèrement différentes de 45° donc on doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq 0.8 \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$2 \times T / a \times b \leq 0.8 \times f_{c28} / \gamma_b \quad \Rightarrow a \geq 2 \times T \times \gamma_b / 0.8 \times b \times f_{c28}$$

$$a \geq 2 \times 152.2 \times 1.5 / (0.8 \times 30 \times 25 \times 10) = 0.076 \text{ m} = 7.6 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0.9d) = 26 \text{ cm}$$

$$a = 26 \text{ cm} > 7.6 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Entraînement des armatures :

Vérification des contraintes d'adhérence : $\tau_{u,ser} = T/0.9 \times d \times \mu \times n \leq \tau_{u,ser} = \psi_s \times f_{t28}$

ψ_s : coefficient de scellement $\psi_s = 1.5$ pour H.A

T : Effort tranchant max T = 152.20 KN

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus n = 5

μ : Périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \times \phi = 3.14 \times 1.6 = 5.024 \text{ cm}$

$$\tau_{u,ser} = 152.20 \times 10^3 / (0.9 \times 27.00 \times 5.024 \times 5 \times 10^2) = 2.49 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{u,ser} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u,ser} = 2.49 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{u,ser} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues : $\tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi f_e / 4\tau_s$

Avec Φ : diamètre d'une barre

$$l_s = 1.6 \times 400 / (4 \times 2.835) = 56.44 \text{ cm}$$

Cette longueur dépassée la largeur de la poutre « 30 cm » donc il faut courber les barres avec un

rayon : $r = 5.5 \Phi = 5.5 \times 1.6 = 8.8 \text{ cm}$

Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 40.5 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2.19r - L_2}{1.87}$$

$$\phi_L = 1.2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 24.8 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 1.64 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1.4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 23.6 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 4.77 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1.6 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 22.4 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 7.89 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement : D'après le R.P.A 99 (révisées en 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 30Φ en zone I

$$\Phi = 1.6 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1.4 \text{ cm} \rightarrow l = 42 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1.2 \text{ cm} \rightarrow l = 36 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes (ELS) : $M_{ser} = 6.10 \text{ t.m}$

$$A=10.05 \text{ cm}^2$$

position de l'axe neutre : $b \times y^2 / 2 + n \times A \times (d - y) = 0$

moment d'inertie: $I = b \times y^3 / 3 + n \times A \times (d - y)^2 = 131\,413.48 \text{ cm}^4$

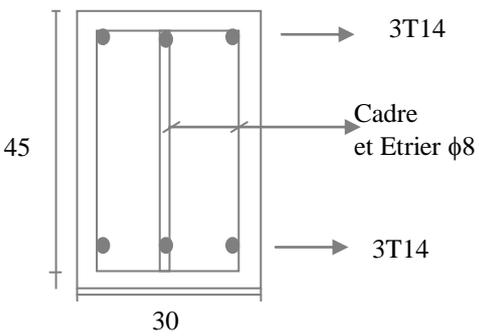
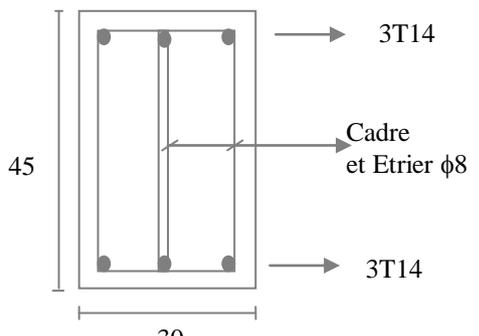
contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

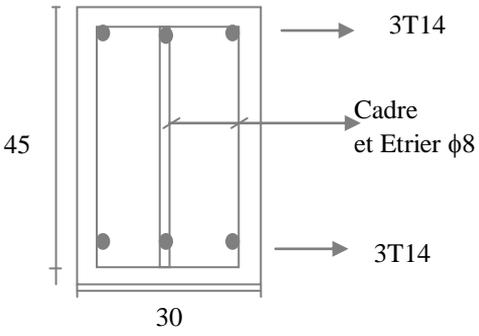
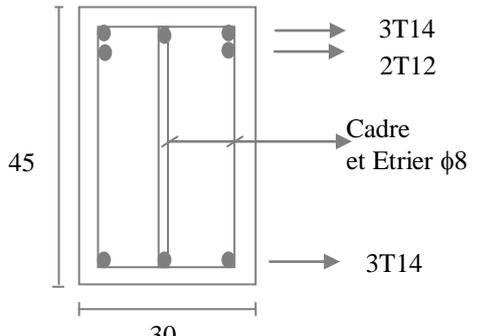
$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{6.10 \times 10000}{131413.48} \times 15.77 = 7.32 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 7.32 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

3.3 Tableau de ferrailage :

Poutre principale de rive	
Terrasse	Etage courant
	

Poutre principale intermédiaire	
Terrasse	Etage courant
	

Poutre secondaire de rive

Terrasse		Etage courant	
<p>40 30</p> <p>3T12 2T12 Cadre et Etrier $\phi 8$ 3T12</p>	<p>40 30</p> <p>3T12 Cadre et Etrier $\phi 8$ 3T12</p>		
Poutre secondaire intermédiaire			
Terrasse		Etage courant (5ème – 6ème)	
<p>40 30</p> <p>3T12 Cadre et Etrier $\phi 8$ 3T12</p>	<p>40 30</p> <p>3T12 3T12 Cadre et Etrier $\phi 8$ 3T12</p>		
Etage courant (7ème – 8ème)		Etage courant (RDC – 4ème)	
<p>40 30</p> <p>3T12 Cadre et Etrier $\phi 8$ 3T12</p>	<p>40 30</p> <p>3T12 3T12 Cadre et Etrier $\phi 8$ 1T12 3T12</p>		

2. Ferrailage des poteaux :

Méthode de calcul : En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 5 Combinaisons suivante :

- 1^{er} Genre : $1.35G+1.5Q \Rightarrow [N_{max}; M_{coresp}] \rightarrow A_1$

	$[N_{\min}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2$
	$[M_{\max}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_3$
- 2 ^{ème} Genre : $0.8G \pm E.$	$\Rightarrow [N_{\max}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_4$
$G+Q \pm 1.2E$	$[N_{\min}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_5$
	$[M_{\max}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_6$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa.}$

$\gamma_b=1.15 \Rightarrow \sigma_b = 18.48 \text{ MPa}$

Pour les autres cas : $\gamma_s=1.15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$\gamma_b=1.5 \Rightarrow \sigma_b = 14.17 \text{ MPa}$

Ferrailage exigé par R.P.A 99(révisées en 2003) : Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0.7% (zone I). Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 04% en zone courante, 06% en zone de recouvrement. Le diamètre minimum est de 12 mm La longueur minimale de recouvrement est de $30 \varnothing$ (zone I). La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone I. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales. On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux seront donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(révisées en 2003) :

Famille de poteaux	$A_{\min}=0,7\% \times b \times ht$	$A_{\max 1}=4\% \times b \times ht$	$A_{\max 2}=6\% \times b \times ht$
1 ^{ère} famille (45x45) cm ²	20.00 cm ²	100.00 cm ²	150.00 cm ²
2 ^{ème} famille (40x40) cm ²	16,20cm ²	81.00cm ²	121,50cm ²
3 ^{ème} famille (35x35) cm ²	12,80cm ²	64.00cm ²	96.00cm ²

Poteau de rive (RDC, 1er...4^{ème} étage): section (50x50) cm²

1) Sens longitudinale :

Données : Largeur du poteau $b=45\text{cm.}$

hauteur de la section $ht=45\text{cm.}$

Enrobage $c=2.5\text{cm.}$

Hauteur utile des aciers tendus $d = ht-c=42.5 \text{ cm}$

Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ MPa

Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa

Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2.1$ MPa.

Fissuration peu préjudiciable

Combinaison de 1^{er} genre : (a) $N_{\max} = 75.57$ t $M_{\text{corresp}} = 0.033$ t.m

Détermination le centre de pression : $e = M/N = 0.033/75.57 = 0.00044$ m

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 75.57 \times (0.425 - 0.45/2 + 0.00044) = 15.15 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \quad N_u = 75.57 \text{ t} < 303.12 \text{ t...Vérifiée}$$

$$M_u \leq N_u \times d \times (1 - 0,514 \times N_u / b \times d \times f_{bc}) \quad M_u = 15.15 \text{ t.m} < 33.70 \text{ t.m ...Vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_1 = A'_1 = 0$)

$$(b) - N_{\min} = 27.66 \text{ t} \quad M_{\text{corresp}} = 1.013 \text{ t.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 1.013/27.66 = 0.037 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 27.66 \times (0.425 - 0.45/2 + 0.037) = 6.55 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \quad N_u = 27.66 \text{ t} < 303.12 \text{ t...Vérifiée}$$

⇒

$$M_u \leq N_u \times d \times (1 - 0,514 \times N_u / b \times d \times f_{bc}) \quad M_u = 6.55 \text{ t.m} < 21.78 \text{ t.m ...Vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_2 = A'_2 = 0$)

$$(c) - M_{\max} = 3.761 \text{ t.m} \quad N_{\text{corresp}} = 37.22 \text{ t.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 3.761/37.22 = 0.10 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 37.22 \times (0.425 - 0.45/2 + 0.10) = 11.166 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times (1 - 0,514 \times N_u / b \times d \times f_{bc}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 37.22 \text{ t} < 303.12 \text{ t...Vérifiée} \\ M_u = 11.166 \text{ t.m} < 16.14 \text{ t.m ...Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_3=A'_3=0$)

Combinaison de 2^{eme} genre :

$$(a) - N_{\max}=55.26 \text{ t} \quad M_{\text{corresp}} = 0.635 \text{ t.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e=M/N=0.012 \text{ m}$$

$$M_u=Nu \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 55.26 \times (0.425 - 0.45/2 + 0.012) = 11.72 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ Mu \leq Nu \times d \times (1 - 0,514 \times Nu / b \times d \times f_{bc}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 55.26 \text{ t} < 303.12 \text{ t} \dots \text{Vérifiée} \\ Mu = 11.72 \text{ t.m} < 15.09 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_4=A'_4=0$)

$$(b) - N_{\min}=14.56 \text{ t} \quad M_{\text{corresp}} = 0.507 \text{ t.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e=M/N= 0.034 \text{ m}$$

$$M_u=Nu \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 14.56 \times (0.425 - 0.45/2 + 0.034) = 3.40 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ Mu \leq Nu \times d \times (1 - 0,514 \times Nu / b \times d \times f_{bc}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 14.56 \text{ t} < 303.12 \text{ t} \dots \text{Vérifiée} \\ Mu = 3.40 \text{ t.m} < 14.86 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_5=A'_5=0$)

$$(c) \quad M_{\max} = 2.73 \text{ t.m} \quad N_{\text{corresp}} = 27.25 \text{ t}$$

Détermination le centre de pression :

$$e=M/N= 0.10 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 27.25 \times (0.425 - 0.45/2 + 0.10) = 20.44 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times (1 - 0,514 \times N_u / b \times d \times f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 27.25 \text{ t} < 303.12 \text{ t} \dots \text{Vérifiée} \\ M_u = 20.44 \text{ t.m} < 55.78 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_6 = A'_6 = 0$)

Section adoptée : $A_{\min} = 0.007 \times 45 \times 45 = 14.18 \text{ cm}^2$

$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\min}) = \max(0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 14.18) = 14.18 \text{ cm}^2$

Les tableaux suivants donnent sollicitations du 1er genre et 2^{ème} genre et le ferrailage des poteaux :

Tableau 01 :

Poteau de type 01 (45x45) cm ²							
Poteau x	Sollicitations			A _{cal} (cm ²)		A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
		1 ^{er} genre	2 ^{ème} genre	G1	G2		
Angle	(a)	$N_{\max} = 75.57 \text{ t}$	$N_{\max} = 55.26 \text{ t}$	0.00	0.00	14.18	8T16 = 16.08 Soit 3T16 / face
		$M_{\text{corsp}} = 0.033 \text{ t.m}$	$M_{\text{corsp}} = 0.635 \text{ t.m}$				
	(b)	$N_{\min} = 27.6 \text{ t}$	$N_{\min} = 14.55 \text{ t}$	0.00	0.00	14.18	
		$M_{\text{corsp}} = 0.013 \text{ t.m}$	$M_{\text{corsp}} = 0.507 \text{ t.m}$				
	(c)	$M_{\max} = 3.76 \text{ t.m}$	$M_{\max} = 2.73 \text{ t.m}$	0.00	0.00	14.18	
		$N_{\text{corsp}} = 37.22 \text{ t}$	$N_{\text{corsp}} = 27.25 \text{ t}$				
Rive	(a)	$N_{\max} = 60.02 \text{ t}$	$N_{\max} = 43.91 \text{ t}$	0.00	0.00	14.18	8T16 = 16.08 Soit 3T16 / face
		$M_{\text{corsp}} = 0.044 \text{ t.m}$	$M_{\text{corsp}} = 0.032 \text{ t.m}$				
	(b)	$N_{\min} = 23.96 \text{ t}$	$N_{\min} = 12.58 \text{ t}$	0.00	0.00	14.18	
		$M_{\text{corsp}} = 0.143 \text{ t.m}$	$M_{\text{corsp}} = 0.068 \text{ t.m}$				
	(c)	$M_{\max} = 1.029 \text{ t.m}$	$M_{\max} = 0.747 \text{ t.m}$	0.00	0.00	14.18	
		$N_{\text{corsp}} = 30.69 \text{ t}$	$N_{\text{corsp}} = 22.47 \text{ t}$				
Centra l	(a)	$N_{\max} = 139.70 \text{ t}$	$N_{\max} = 101.76 \text{ t}$	0.00	0.00	14.18	8T16 = 16.08 Soit 3T16 / face
		$M_{\text{corsp}} = 0.590 \text{ t.m}$	$M_{\text{corsp}} = 0.427 \text{ t.m}$				
	(b)	$N_{\min} = 25.79 \text{ t}$	$N_{\min} = 13.53 \text{ t}$	0,00	0,00	14.18	
		$M_{\text{corsp}} = 0.0075 \text{ t.m}$	$M_{\text{corsp}} = 0.037 \text{ t.m}$				
	(c)	$M_{\max} = 3.108 \text{ t.m}$	$M_{\max} = 2.252 \text{ t.m}$	0,00	0,00	14.18	
		$N_{\text{corsp}} = 68.13 \text{ t}$	$N_{\text{corsp}} = 49.67 \text{ t}$				

Tableau 02 :

Poteau de type 02 (40x40) cm ²							
Poteau x	Sollicitations			A _{cal} (cm ²)		A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
		1 ^{er} genre	2 ^{ème} genre	G1	G2		
Angle	(a)	N _{max} = 32.17 t	N _{max} = 23.52 t	0.00	0.00	11.20	8T14 = 12.32 Soit 3T14 / face
		M _{corssp} = 2.401 t.m	M _{corssp} = 1.744 t.m				
	(b)	N _{min} = 15.64 t	N _{min} = 8.20 t	0.00	0.00	11.20	
		M _{corssp} = 1.112 t.m	M _{corssp} = 0.55 t.m				
	(c)	M _{max} = 3.648 t.m	M _{max} = 2.213 t.m	0.00	0.00	11.20	
		N _{corssp} = 23.7 t	N _{corssp} = 17.33 t				
Rive	(a)	N _{max} = 24.49 t	N _{max} = 17.91 t	0.00	0.00	11.20	8T14 = 12.32 Soit 3T14 / face
		M _{corssp} = 0.124 t.m	M _{corssp} = 0.09 t.m				
	(b)	N _{min} = 11.31 t	N _{min} = 5.93 t	0.00	0.00	11.20	
		M _{corssp} = 0.104 t.m	M _{corssp} = 0.05 t.m				
	(c)	M _{max} = 1.094 t.m	M _{max} = 0.798 t.m	0.00	0.00	11.20	
		N _{corssp} = 17.611 t	N _{corssp} = 12.89 t				
Centra l	(a)	N _{max} = 54.31 t	N _{max} = 39.6 t	0.00	0.00	11.20	8T14 = 12.32 Soit 3T14 / face
		M _{corssp} = 1.946 t.m	M _{corssp} = 1.409 t.m				
	(b)	N _{min} = 12.46 t	N _{min} = 6.52 t	0.00	0.00	11.20	
		M _{corssp} = 0.055 t.m	M _{corssp} = 0.0027 t.m				
	(c)	M _{max} = 2.654 t.m	M _{max} = 1.931 t.m	0.00	0.00	11.20	
		N _{corssp} = 40.1 t	N _{corssp} = 29.27 t				

Tableau 03 :

Poteau de type 03 (35x35) cm ²							
Poteau x	Sollicitations			A _{cal} (cm ²)		A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
		1 ^{er} genre	2 ^{ème} genre	G1	G2		
Angle	(a)	N _{max} = 11.22 t	N _{max} = 15.33 t	0,00	0,00	8.58	8T12 = 9.05 Soit 3T12 / face
		M _{corisp} = 1.57 t.m	M _{corisp} = 2.162 t.m				
	(b)	N _{min} = 2.22 t	N _{min} = 4.21 t	0,04	0,06	8.58	
		M _{corisp} = 0.787 t.m	M _{corisp} = 1.54 t.m				
	(c)	M _{max} = 2.17 t.m	M _{max} = 2.98 t.m	0,12	0,13	8.58	
		N _{corisp} = 5.46 t	N _{corisp} = 7.44 t				
Rive	(a)	N _{max} = 11.34 t	N _{max} = 8.31 t	0,00	0,00	8.58	8T12 = 9.05 Soit 3T12 / face
		M _{corisp} = 0.805 t.m	M _{corisp} = 0.587 t.m				
	(b)	N _{min} = 1.71 t	N _{min} = 0.9 t	0,00	0,00	8.58	
		M _{corisp} = 0.11 t.m	M _{corisp} = 0.055 t.m				
	(c)	M _{max} = 1.181 t.m	M _{max} = 0.862 t.m	0,02	0,01	8.58	
		N _{corisp} = 5.47 t	N _{corisp} = 4.01 t				
Central	(a)	N _{max} = 26.84 t	N _{max} = 19.62 t	0,00	0,00	8.58	8T12 = 9.05 Soit 3T12 / face
		M _{corisp} = 1.83 t.m	M _{corisp} = 1.33 t.m				
	(b)	N _{min} = 2.05 t	N _{min} = 1.07 t	0,00	0,00	8.58	
		M _{corisp} = 0.049 t.m	M _{corisp} = 0.024 t.m				
	(c)	M _{max} = 2.597 t.m	M _{max} = 1.891 t.m	0,02	0,01	8.58	
		N _{corisp} = 13.88 t	N _{corisp} = 10.26 t				

Les vérifications :

Vérification de la contrainte de cisaillement : « le poteau le plus sollicité (45×45) cm² »

$$T_{\max} = 1.455 \text{ t}$$

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \times d) = 1.455 \times 100 / (50 \times 47.5) = 0.061 \text{ MPa}$$

$$\text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.061 < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

Calcul des armatures transversales :

$$\text{Diamètre des armatures transversales : } \Phi_t = \Phi_l / 5 \quad \text{Donc } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Calcul de l'espacement : D'après le R.P.A 99 (révisées en 2003) on a :

-En zone nodale : $S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$ Soit $S_t = 10\text{cm}$.

-En zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_L = 24\text{cm}$ Soit $S_t = 15\text{cm}$.

Calcul de l'élanement géométrique λ_g : $\lambda_g = L_f / b$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0.7 \times L_0$$

$$\lambda_g = 0.7 \times L_0 / b = 0.7 \times 3.06 / 0.45 = 4.76$$

$$\lambda_g = 4.76 < 5 \Rightarrow \rho_0 = 5 \text{ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2") .}$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_1 \times f_c} = \frac{15 \times 5 \times 30}{45 \times 235} = 0.21 \text{ cm}^2$$

Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t \times b$ en % est donnée comme suit :

$$\text{Alors : Zone nodale : } A_t = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.02 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 8\phi 8 = 4.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Le choix : } S_t = 13 \text{ cm}$$

Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_c}{b \times S_t} \geq \max(\tau_u ; 0.4\text{MPa}) = 0.4\text{MPa}$$

$$A_t \geq 0.4 \times S_t \times b / f_c ; \text{ rounds lisses } \Rightarrow f_c = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0.4 \times 15 \times 45 / 235 = 1.15 \text{ cm}^2 < 3.71 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Détermination de la zone nodale: La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante:

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60\text{cm}) = \text{Max}(306/6; 45; 45; 60) = 60\text{cm} \\ L' = 2.h = 2.45 = 90\text{cm} \end{array} \right.$$

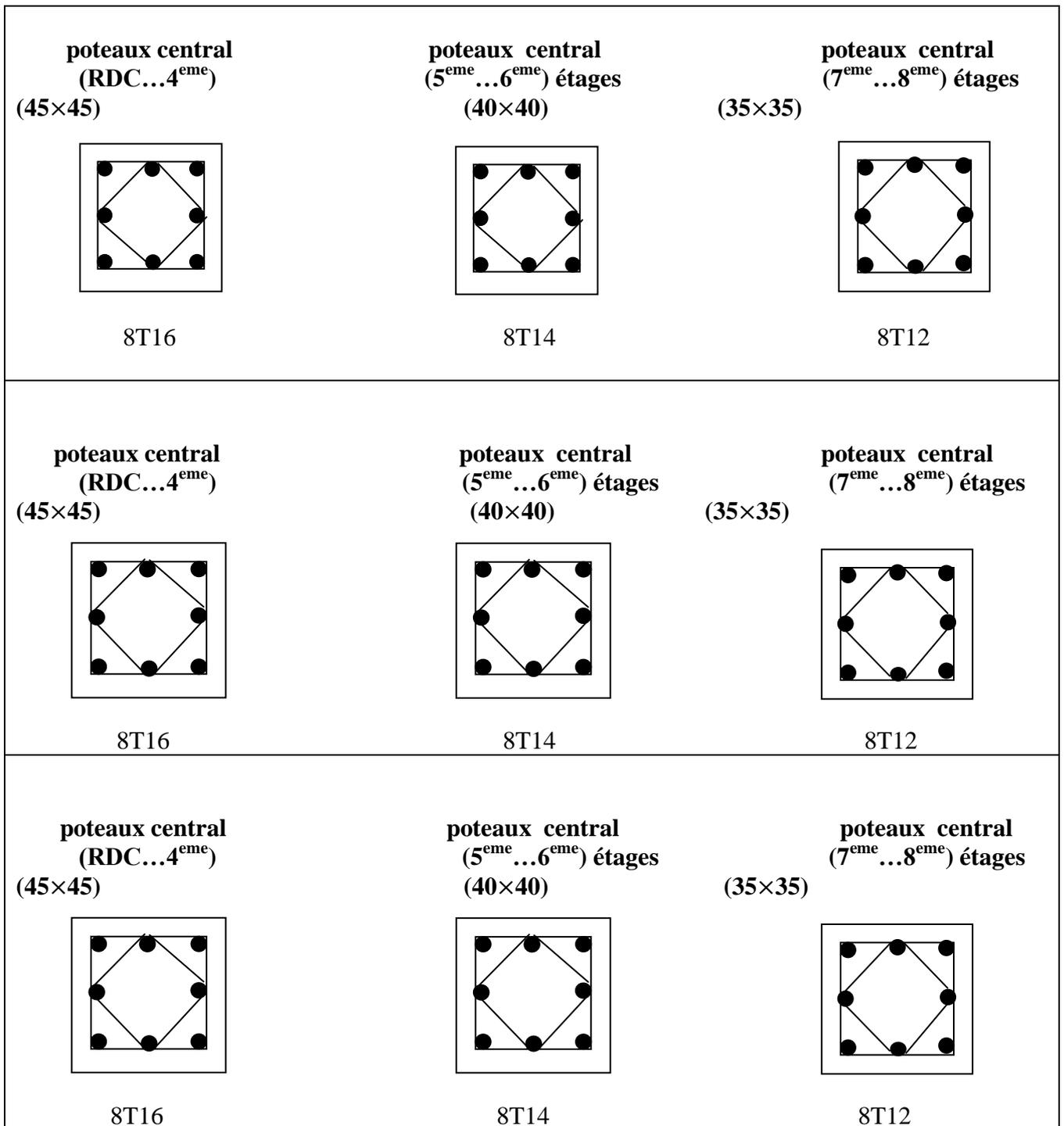


Figure V .1 -Dessin de ferrillages des sections des poteaux

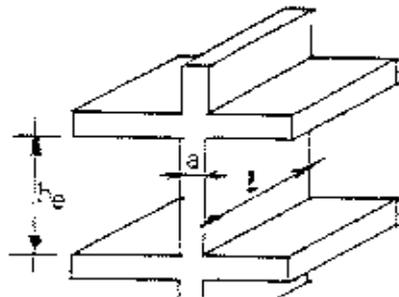
3. Etude Des Voiles

1. Introduction:

Noyau central : Notre bâtiment est situé dans une zone de moyenne sismicité (Zone I), et pour cela le contreventement est assuré par des voiles conçu pour dresser et contreventer notre structure.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$

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



FigureV.2. Coupe de voile en élévation

Fig. 7.7 : Coupe de voile en élévation

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs. On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...). L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure.

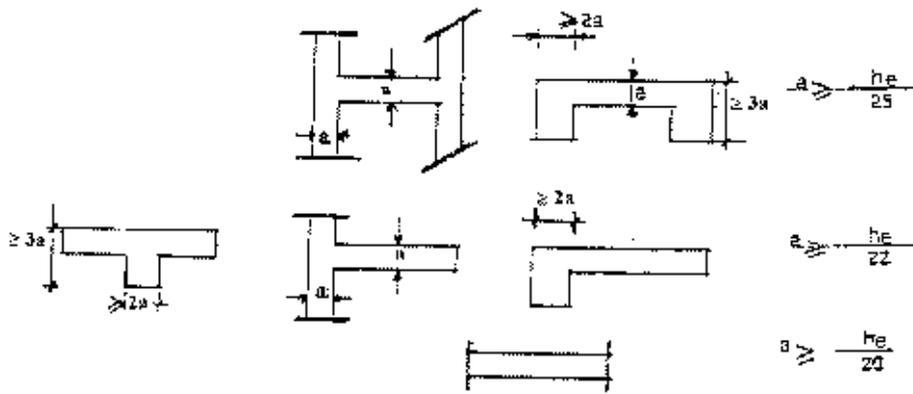


Fig. 7.8 . **Figure V.3.**Coupe de voile en plan

Pour notre structure la réalisation du voile concerne uniquement dont la hauteur d'étage est de 3.06 ma cet effet l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante :

$$e = h_e / 25$$

Niveau RDC et étage courant $306 / 25 \geq 12.24\text{cm}$ en prend **15 cm**

Le système de contreventement : Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique). Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante. Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique- voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements . Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

Calcul : Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

2. principe de calcul : L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable. Selon les combinaisons suivantes :

$G + Q \pm E$ (vérification du béton)

$0.8G + E$ (calcul des aciers de flexion)

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(révisées en 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

3. La méthode de calcul : On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \sigma = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.15} = 18.48 \text{ MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas : Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (révisées en 2003)

$$A_{\min} = 0.15 \times a \times L$$

2^{eme} cas : Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement. Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

7. ferrailage des voiles :

Exemple de calcul (d'après les données obtenues par Etabs 9.7) :

axe F(1-2) :

$$A = (0.45^2) \times 2 + 0.20 \times 3.35 = 1.075 \text{ m}^2$$

$$I = 0.79 \text{ m}^4$$

$$V = L/2 + a = 2.13 \text{ m}$$

$$N = 25.97 \text{ t}$$

$$M = 14.6 \text{ t.m}$$

$$T = 10.2 \text{ t.}$$

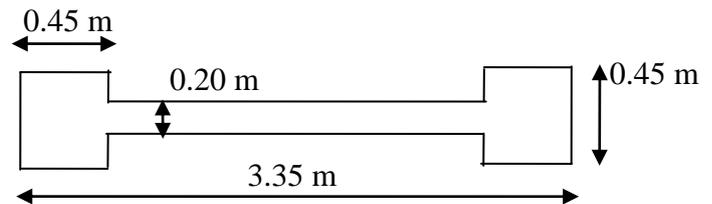


Figure V.4. voile sens transversal de l'étage

Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{25.97 \times 10^{-2}}{1.075} + \frac{14.16 \times 2.13 \times 10^{-2}}{0.79} = 0.635 \text{ Pa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{25.97 \times 10^{-2}}{1.075} - \frac{14.16 \times 2.13 \times 10^{-2}}{0.79} = -0.152 \text{ MPa}$$

On à (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc la zone tendue.)

8. Position de l'axe neutre :

$$x = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_2| + |\sigma_1|} \cdot l = \frac{0.152}{0.152 + 0.635} \times 0.79 = 0.513\text{m}$$

8.1. Ferrailage :

Effort de traction :

$$F = |\sigma_2| \frac{a}{2} \cdot x = \frac{0.152 \times 200 \times 513}{2} = 7.79\text{kN}$$

$$S_{\text{tendue}} = x \times e = 0.513 \times 0.2 = 0.103 \text{ m}^2$$

$$A_v = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{7.79 \times 10}{400} = 0.195\text{cm}^2$$

Pour toute la surface du mur :

$$A_v \times \frac{S_{\text{mur}}}{S_{\text{tendue}}} = 0.195 \times \frac{4575}{1030} = 0.866\text{cm}^2$$

Selon le R.P.A 99 version 2003 :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

dont la section doit être calculée avec la formule :

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times V}{f_e} = 1,1 \times \frac{1.4 \times 21300}{400} = 0.83 \text{ cm}^2$$

La section d'armature verticale totale: $A_{vt} = A_v + A_{vj} = 0.195 + 0.821.015\text{cm}^2/\text{ml}$

9. Calcul des armatures verticales : D'après le R.P.A 99 (version 2003)

On à : $A_{\min} = 0.15\% \times a \times L$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = 0.15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)} \Rightarrow$ On adopte : $D = 10 \text{ mm}$

L'espacement: Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{2 \times a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a:

$$St \leq \min \{1.5 \times a; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{donc: } St \leq \min \{St_{\text{BAEL}}; St_{\text{R.P.A 99}}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de **25 cm**

Le choix de la section des armatures verticales est **5T10= 3.93 cm²/ml**

10. Calcul des armatures horizontales: D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit 5T10/ml avec un espacement de 25 cm.

11. Calcul des armatures transversales : D'après le D.T.R-B.C-2,42, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc 4φ 6 par m².

Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b : On calcul la contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a \times L}$$

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a \times l} = \frac{1.4 \times 10.2}{0.20 \times 290} = 0.246 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.246 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

12. Disposition des armatures :

Armatures verticales : Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003). A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a $St=25\text{ cm} \rightarrow St/2 = 12.5\text{ cm} < 15\text{ cm}$ vérifiée

$L=290\text{ cm} \rightarrow L/10 = 29\text{ cm}$

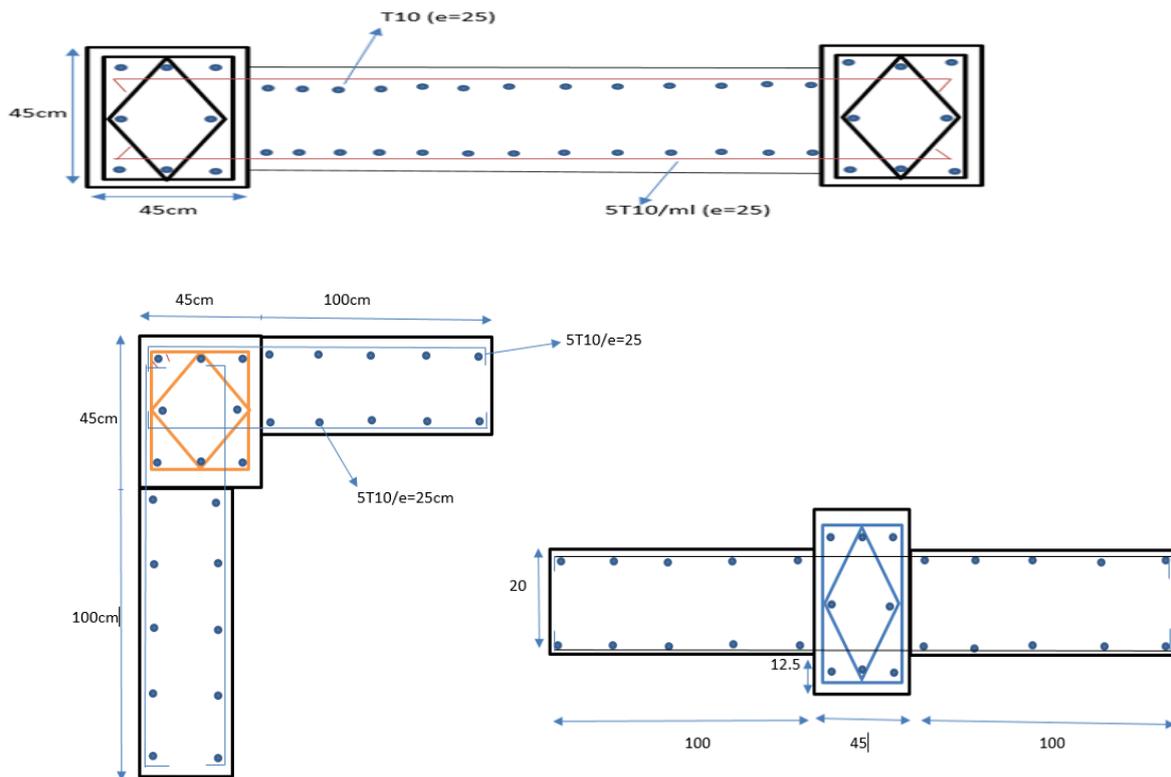


Figure V.5. Disposition des armatures verticales dans les voiles

Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1.5a; 30\text{ cm})$

le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure**Calcul des fondations :**

1-Introduction : Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol. D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 2.5 bar à un ancrage de 3.00 m.

- Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- Le calcul des fondations se fait comme suit :

Dimensionnement à l'E.L.S $N_{ser} = G+Q.$

Ferraillage à l'E.L.U $N_u = 1.35 G+ 1.5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, et la faible portance du sol, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à formée un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- Transmettre au sol la totalité des efforts
- Eviter les tassements différentiels.

2. Définition : Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

Calcul du radier :

- Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.

- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité
(Réaction de sol \cong poids total de la structure).

2.1. Pré dimensionnement du radier :

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^8 G_i = 3239.21 \text{ t.}$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^8 Q_i = 517.34 \text{ t.}$$

Combinaison d'actions : E.L.U : $N_u = 1.35G_T + 1.5Q_T = 5904.21 \text{ t.}$

E.L.S : $N_{ser} = G_T + Q_T = 4317.71 \text{ t.}$

Surface du radier : La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$$N = N_{ser} = 4317.71 \text{ t.}$$

$$S \geq N/\sigma_{sol} = 4317.71/25 = 215.89 \text{ m}^2.$$

$$\text{On a } S_{tr} = 606.63 \text{ m}^2 > S = 215.89 \text{ m}^2$$

$$S_{tr} \cdot S / \text{périmètre} = 606.63 \cdot 215.89 / 99.40 = 3.92 \text{ m} = 392 \text{ cm}$$

$$\text{Débord} \geq 392/4 = 98 \text{ cm}$$

On prend un débord de 100 cm de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{radier} = 657 \text{ m}^2$.

2.2. Calcul de l'épaisseur du radier : L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition : $\tau_u = V_u / b \cdot d \leq 0.06 \times f_{c28}$.

V_u : Effort tranchant ultime : $V_u = Q \cdot L / 2$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 6.00 \text{ m}$

$$Q_u = N_u / S = 5904.21 / 657 = 8.99 \text{ t/m}^2.$$

Par ml : $Q_u = 8.99 \times 1 \text{ ml} = 8.99 \text{ t/ml.}$

$$V_u = 5904.21 \times 6 / 2 = 26.97 \text{ t}$$

$$\frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0.06 \times f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0.06 f_{c28} \times b}$$

$$d \geq \frac{26.79 \times 10^{-2}}{0.06 \times 25 \times 1} = 0.18\text{m} = 18\text{cm}$$

on prend $d = 20\text{cm}$

2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \text{ avec } L = 6.00\text{m}$$

$$0.24 \leq d \leq 0.30 \Rightarrow d = 25\text{cm}$$

$h = d + c = 25 + 5 = 30\text{cm}$; on prend : $h = 30\text{cm}$; $d = 25\text{cm}$

2.3. Détermination de la hauteur de la poutre de libage: Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 66.66 \text{ cm} \leq h \leq 100\text{cm}$$

On prend : $d=25\text{cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $b = 45 \text{ cm}$.

2.4. Vérification des contraintes: En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$\sigma_{\text{radier}} = \frac{\sum N_{\text{ser}} + P_{\text{rad}} + P_{\text{libage}}}{S} = \frac{4317.71 + (0.3 \times 675 \times 2.5) + (0.5 \times 0.45 \times 2.5 \times 315.3)}{657} = 7.59\text{t}$$

soit $\Rightarrow 0.759\text{bar}$

$\sigma_r \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow 0.759\text{bar} \leq 1.8\text{bar}$ Condition Vérifiée.

2.5. Evaluation des charges pour le calcul du radier :

Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{\text{rad}} = \gamma_b \times h = 2.5 \times 0.30 = 0.75 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{dallage}} = 2.5 \times 0.1 = 0.25 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{rad}} = 0.75 + 0.25 = 1 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} = 7.59 - 1 = 6.59 \text{ t/m}^2.$$

La charge à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est: $Q = 6.59\text{t/m}^2$.

3. Ferrailage du radier :

3.1. Ferrailage des dalles : Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{er} cas : Si $\alpha = L_x/L_y \geq 0.4$ La dalle portante suivant les deux directions.

Les moments sont donnés par : $M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$; $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$.

Moment en travée : $M_t = 0.85M_o$panneau de rive.

$M_t = 0.75M_o$panneau intermédiaire.

Moment sur appuis : $M_a = 0.2M_o$appuis de rive.

$M_a = 0.5M_o$appuis intermédiaire.

2^{ème} cas : Si : $\alpha = l_x/L_y < 0.4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

1) Exemple de calcul :

$$\alpha = l_x/L_y = 3.35/6 = 0.56 > 0.4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$L_y = 6m$$

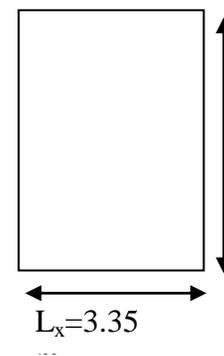
$$\alpha = 0.56 \Rightarrow \mu_x = 0.088; \mu_y = 0.2500$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{ox} = 0,088 \times 8,99 \times (3,55)^2 = 8,88t.m$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$M_{oy} = 0,25 \times 8,88 = 2,22t.m$$



En travée : (100×30)

Sens x :

$$M_{tx} = 0.85M_{ox} = 0.85 \times 8.88 = 7.56t.m$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.56 \cdot 10^4}{100(25)^2 \times 14.17} = 0.0853 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.9555$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.56 \times 10^4}{0.9555 \times 348} = 9.09cm^2.$$

$$M_{txint} = 0.75M_{ox} = 0.75 \times 8.88 = 6.66t.m$$

$$\mu = 0.0752.$$

$$\beta = 0.9611$$

$$A_s = 7.22cm/ml$$

On adopte **9T12/ml** , $A_s = 10.18 cm^2/ml$, $S_t = 12cm$

7T12/ml , $A_s = 10.18 cm^2/ml$, $S_t = 16cm$

Sens-y :

$$M_{ty} = 0.85 \times 2.22 = 1.89 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.0213 ; \beta = 0.9895 \text{ cm}$$

$$A = 2.2 \text{ cm}^2$$

$$M_{ty} = 0.75 \times 2.22 = 1.665$$

$$\mu = 0.018 ; \beta = 0.991$$

$$A_s = 1.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 6T12 / ml , $A = \text{cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 25 \text{ cm}$

5T10/ml , $A = 3.9 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 25 \text{ cm}$

Sur appuis :

$$\text{Sens x : } M_{ax} = 0.5 M_{ox} = 0.5 \times 8.88 = 4.44 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.050 ; \beta = 0.975 ;$$

$$A_s = 3,72 \text{ cm}^2$$

$$M_{ar} = 0.2 M_{ox} = 0.2 \times (8.88) = 1.776$$

$$\mu = 0.020 , \beta = 0.990$$

$$A_s = 2.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 5T12 / ml, $A = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 25 \text{ cm}$

5T10/ml, $A = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 25 \text{ cm}$

$$\text{Sens-y : } M_{a \text{ int}} = 0.5 M_{oy} = 0.5 \times 2.22 = 1.11 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.012, \beta = 0.994$$

$$A_s = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$M_{ar} = 0.2 M_{oy} = 0.2 \times 2.22 = 0.444 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.005, \beta = 0.9975$$

$$A_s = 0.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 5T10/ml, $A = \text{cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$.

4- Ferrailage des poutres de libages : Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires et trapézoïdales pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

Sens transversal (y) :

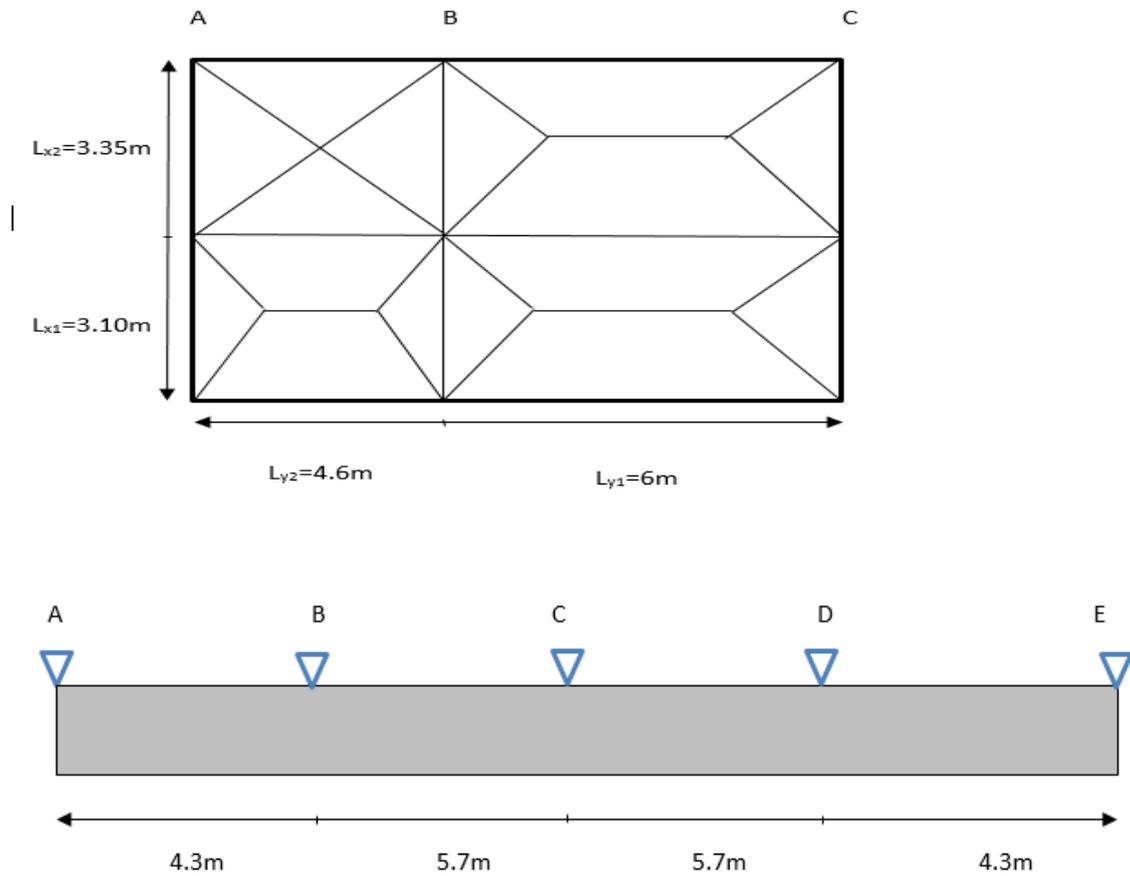


Figure VI. 01. Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

Calcul de Q' : C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q'1 = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 \right] + \left(\frac{2}{3} Q Ly_2 \right) / 2$$

Avec : $Lx_1 = 3.10m$

$Ly_1 = 6.00m$

$Lx_2 = 3.35m$

$Ly_2 = 4.60m$

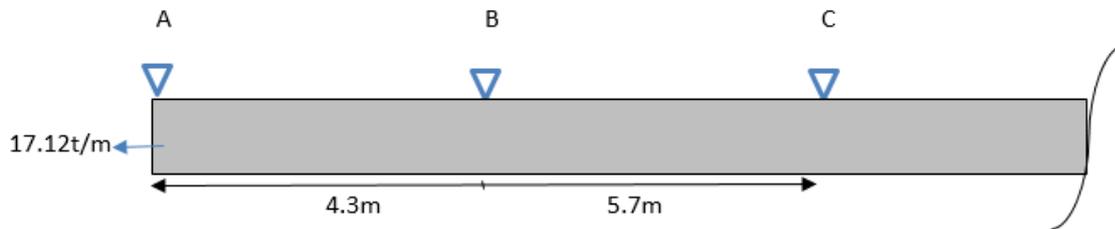
$Q = 5.34 t/m^2$

Donc travée AB :

$$Q'1 = \frac{5.34}{2} \left[\left(1 - \frac{3.1^2}{3 \times 4.6^2} \right) . 3.1 \right] + \left(\frac{2}{3} \times 5.34 \times 4.6 \right) / 2 = 17.12 t/m$$

$$\text{Travée BC : } Q^2 = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

$$Q^2 = \frac{5.34}{2} \left[\left(1 - \frac{3.10^2}{3(4.6)^2} \right) 3.1 + \left(1 - \frac{3.35^2}{3(6)^2} \right) 3.35 \right]$$



Calcul de moments sur appui :

$$M_{0AB} = ql^2/8 = 17.12 \times 4.3^2/8 = 39.56t.m$$

$$a_n = b_n = 4.3/2 = 2.15$$

$$S_{n1} = 2/3 \times l_n \times M_{0AB} = (4.3)(39.56) = 113.40$$

$$M_{0BC} = 17.12 \times 5.7^2/8 = 69.52t.m$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2.85$$

$$S_{n+1} = 2/3 \times l_{n+1} \times M_{0BC} = 2/3(5.7)(69.52) = 264.14$$

$$4.3M_A + 2(4.3+5.7)M_B + 5.7M_C = -6[(113.40 \times 2.15/4.3) + (264.14 \times 2.85/5.7)]$$

$$M_A = -0.2 \times M_{0AB} = -0.2 \times 39.56 = -7.912t.m$$

$$M_C = -0.5 \times M_{0BC} = -0.5 \times 69.52 = -34.76t.m$$

$$M_B = -46.32t.m$$

Moment en travée :

$$M_{iAB} = (M_A + M_B/2) + M_{0AB} = 12.44t.m$$

$$M_{iBC} = (M_B + M_C/2) + M_{0BC} = 28.98t.m$$

1. Calcul du ferrailage :

En travée :(AB ;BC)

$$M_t = 0.85M_o = 0.85 \times 12.44 = 10.12 t.m, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 80 \text{ cm}, \quad d = 0.9 \times h = 72 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2 . \sigma_{bc}} = \frac{10.12 \times 10^4}{45 \times (72)^2 \times 14.17} = 0.030 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.985$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{10.12 \times 10^4}{0.985 \times 72 \times 348} = 6.56 \text{ cm}^2.$$

En travée :(BC ; CD) $M_t = 37.09t.m$

$$\mu=0.112$$

$$\beta=0.940$$

$$A_s=25.19\text{cm}^2$$

En appuis :

Appuis intermédiaires (B) , (D) : $M_a = 0.5 \times M_0 = 50.96 \text{ t.m}$

$$\mu = 0.023 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow (A'=0) ; \beta = 0.9925 , A_s = 32.78\text{cm}^2$$

Appuis de rive (A),(B): $M_a = 0.2 \times M_0 = 7.912 \text{ t.m}$

$$\mu = 0.023 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow (A'=0); \beta = 0.9885 ; A_s = 5.11 \text{ cm}^2$$

Appui (C) : $M_c = 13.90$

$$\mu = 0.042 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow (A'=0); \beta = 0.979 ; A_s = 9.06 \text{ cm}^2$$

b) Sens Longitudinal (x) :

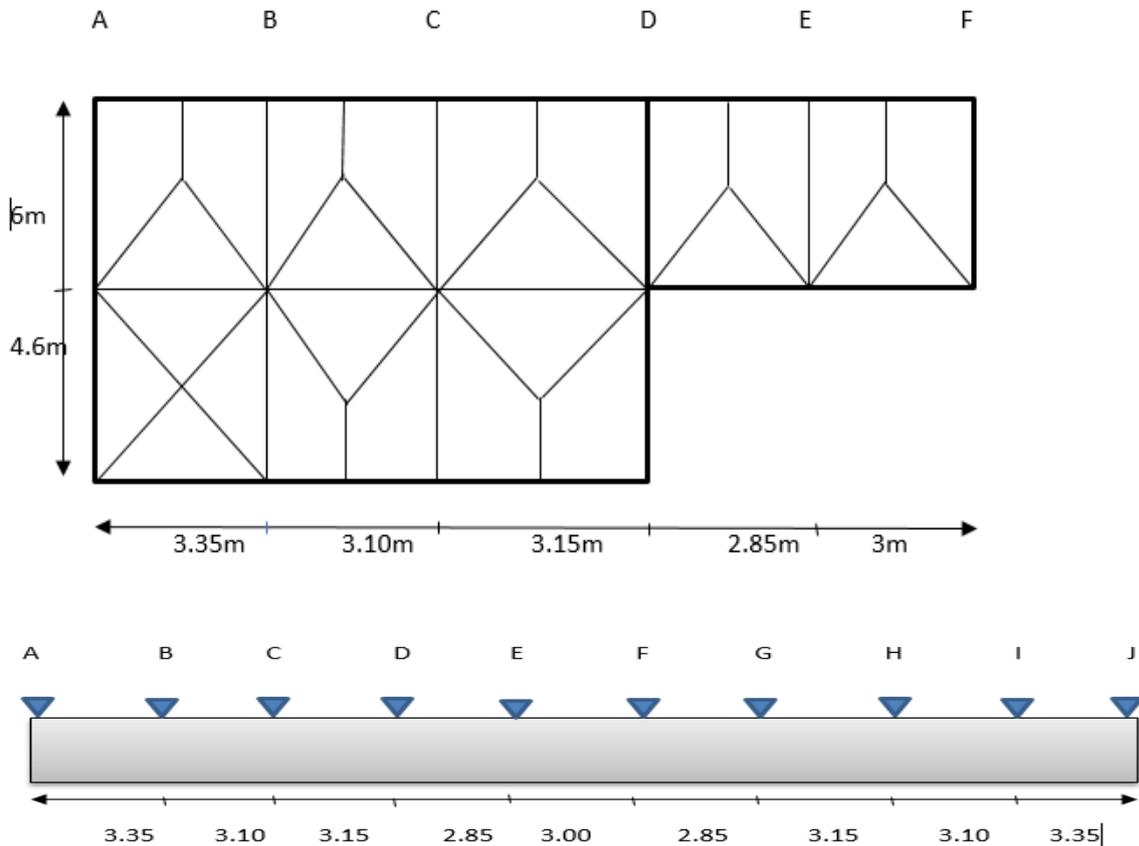


Figure VI.02. Répartition des charges sur les poutres selon

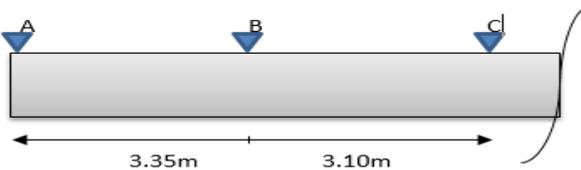
Les lignes de rupture.

Travée AB :
$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que $Q=5.34 \text{ t/m}^2$ $Lx_1=3.35\text{m}$

$$Q' = \frac{2}{3} \times 5.34 \times 3.35 = 11.926 \text{ t/m}$$

Travée BC : $Q' = \frac{2}{3} \times 5.34 \times 3.10 = 16.554 \text{ t/m}$



Calcul de moment

$$M_o = Q' L^2 / 8$$

$$M_{0AB} = 16.554 \times (3.05)^2 / 8 = 19.25 \text{ t.m}$$

$$a_n = b_n = 3.05 / 2 = 1.525$$

$$S_n = 2/3 \times l_n \times M_{0AB} = 2/3 (3.05) (19.25) = 38.50$$

$$M_{0BC} = 16.554 \times (2.8)^2 / 8 = 16.22 \text{ t.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2.8 / 2 = 1.4$$

$$S_{n+1} = 2/3 \times l_{n+1} \times M_{0BC} = 2/3 (2.8) (16.22) = 30.50$$

$$3.05M_A + 2(3.05 + 2.8)M_B + 2.8M_C = -6[(38.5 \times 1.525 / 3.05) + (30.28 \times 1.4 / 2.8)]$$

$$M_A = -0.2 (19.25) = -3.85 \text{ t.m}$$

$$M_C = -0.5 (16.22) = -8.11 \text{ t.m}$$

$$M_B = -14.69 \text{ t.m}$$

b.1. Calcul du ferrillage :

En travée : $M_{LAB} = [(M_A + M_B) / 2] + M_{0AB} = 9.98 \text{ t.m}$

$$M_{IBC} = [(M_B + M_C) / 2] + M_{0BC} = 4.82 \text{ t.m}$$

On adopte : (4T12); $A = 4.52 \text{ cm}^2$.

5- Armature de peau : Puisque $h > 60\text{cm}$ il est obligatoire d'ajouter les armatures de peau soit 2T12; $A = 2.26 \text{ cm}^2$.

Armatures transversales :

Diamètre :

$$\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(22.86; 12; 45) = 12 \text{ mm}$$

on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1\right) = \min(20; 14.4) = 14.4 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$S_t \leq \frac{0.8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0.3f_{c28})} \Rightarrow f_e \geq \frac{b(\tau_u - 0.3f_{c28})S_t}{0.8A_t}$$

$$f_e \geq \frac{45 \cdot (0.96 - 0.3 \times 2.1) \cdot 15}{0.8 \times 3.14} = 88.67 \text{ MPa}$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 4T10, $A=3.14 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0.4 \text{ MPa}) = \max(0.48; 0.4 \text{ MPa}) = 0.48 \text{ MPa}$$

$$\frac{3.14 \times 400}{45 \times 15} = 1.86 > 0.48 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

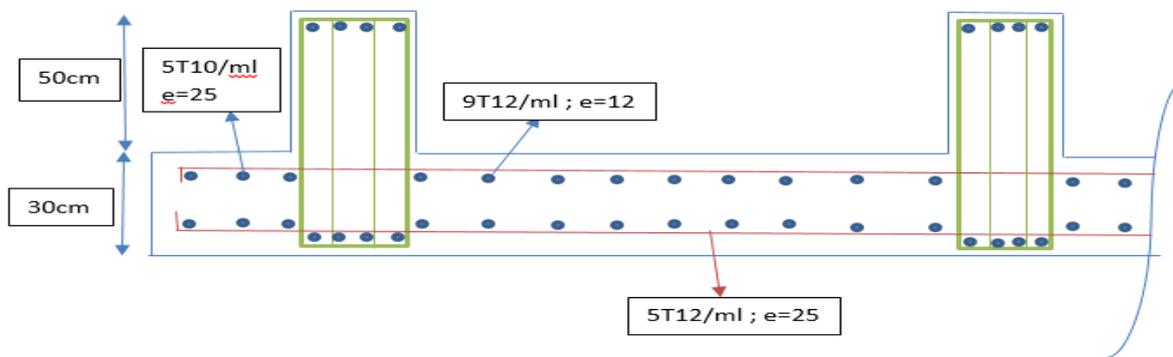


Figure VI.03. Disposition Ferrailage de Fondation (Radier +Poutre de libage)

Le voile périphérique: Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le RPA 99/2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur $\geq 15 \text{ cm}$;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Dimensionnement : On adopte $a = 20 \text{ cm}$, on calcule le ferrailage pour une bande de 1 m donc $L=1\text{m}$.

$$A_{\min}=0.1\% \times a \times L$$

$$A_{\min}=0.1\% \times 20 \times 100=0.001 \times 20 \times 100=2.00\text{cm}^2/\text{ml}$$

Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)} \leftrightarrow D \leq 1/10 \times 200 \leftrightarrow D \leq 20\text{mm} \Rightarrow$ On adopte $D=15\text{mm}$.

L'espacement : Selon le BAEL91, on a $S_t \leq \min \{2.a ; 33\text{cm}\}$

$$S_t \leq \min \{40 ; 33\} \leftrightarrow S_t=33\text{cm} \dots (1)$$

Selon le RPA (version 2003) on a : $S_t \leq \min \{1.5 \times a ; 30\text{cm}\}$

Donc : de (1) et (2) $S_t \leq \min \{S_{t\text{BAEL}} ; S_{t\text{RPA}}\} \quad S_t \leq 30\text{cm}$

On adopte un espacement de 25cm pour les barres verticales

Choix : soit un ferrailage en double nappe 5T10 dans les deux directions avec un espacement $e=25\text{cm}$ reparti 5T10.

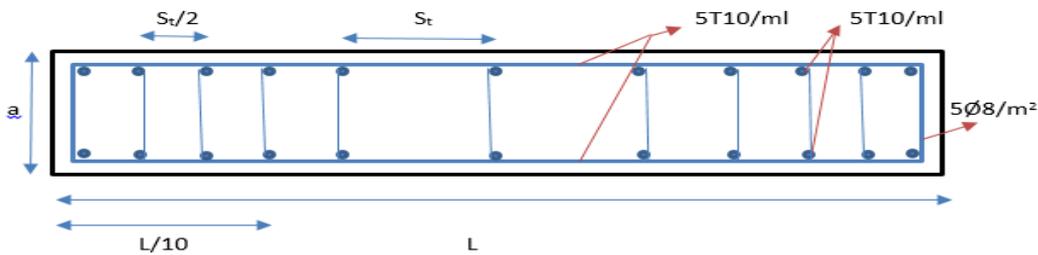


Figure VI.04. Disposition des armatures dans le voile

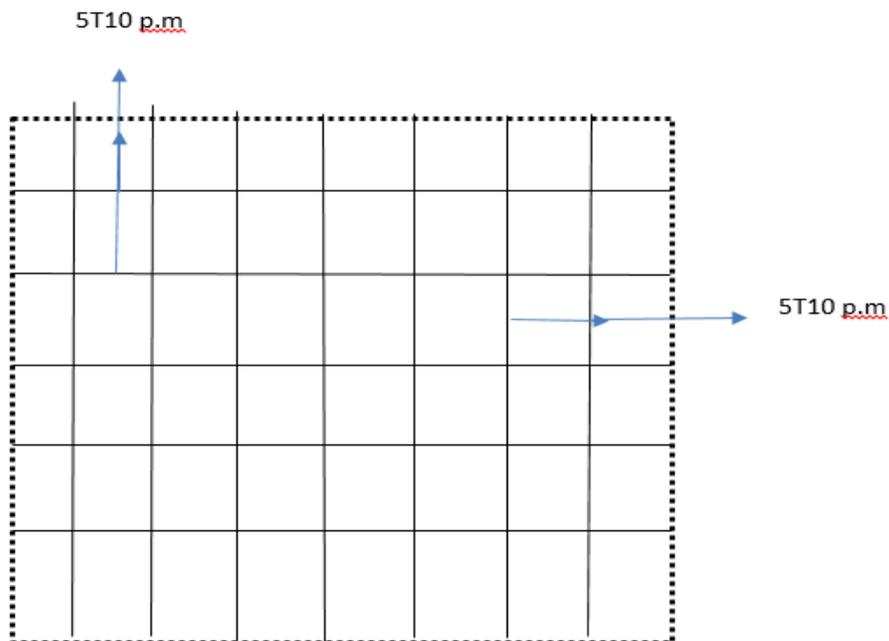


Figure VI.05. Disposition du ferrailage du voile

Longrine : D'après RPA la section minimale de longrine est de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ pour un sol meuble.

$$F = N_{\max}/\alpha ; N_{\max} = 175.57 \text{ t et } \alpha = 12$$

Le ferrailage minimal est de $0.6\% \times b \times h$; l'espacement ne doit pas dépasser de $(20 \text{ cm}, 15\Phi)$

$$A_s = N_{\max}/10\sigma_s = 175.57 \times 10^4 / 10 \times 348 \times 10^2 = 5.045 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\% \times b \times h = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s$$

$$\text{On adopte } 3T12 + 3T12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

Armatures transversale :

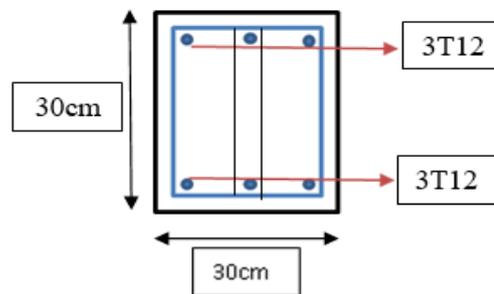
$$\Phi \leq \min \{ \Phi ; h/35 ; b/10 \} \leftrightarrow \Phi \leq \min \{ 12 ; 8.5 ; 30 \}$$

$$\Phi \leq 8.5 \text{ mm on prend } \Phi_t = 6 \text{ mm, } A_{\Phi 6} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c = 0.23 \times 30 \times 27 \times 2.1 / 400 = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2 < A_s = 6.78 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

Figure VI.6 Coupe transversale de longrine $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Chapitre VII : Etude paramétrique

Chapitre VII : Etude paramétrique

1. Introduction :

Il est nécessaire d'étudier l'influence des paramètres influant sur la stabilité des structures vis à vis du séisme et la réponse des structures mixte, afin d'éviter le maximum des dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène d'instabilité. Plusieurs paramètres ont une influence sur la résistance et la stabilité des structures mixtes, parmi eux nous visons à étudier les paramètres influant sur l'implantation du projet dans entre site, parlons d'une adaptation au sol d'un projet, il est nécessaire de voir l'influence des paramètres que nous jugeons utiles pour cette analyse, à savoir:

- Influence du site: cas d'une adaptation au sol d'un projet dans la même zone sismique.
- Influence de la zone sismique: cas d'une adaptation au sol d'un projet dans une autre zone sismique.
-

Afin de présenter cette analyser, il est important de choisir une conception qui répond à cette analyse, lors de notre analyse nous avons jugé que la septième variante du chapitre de l'étude sismique, dont la vue en plan est représenté sur la figure VII.1 .

Détermination des poids (W_t) de la structure : pour système mixte "portique-voile", le poids G_t des éléments du système auto stable restera le même dans l'étude des systèmes de contreventement, on ajoute seulement le poids des voiles dans les différents niveaux. Dans notre cas le poids total retenu est : 4935.136 t.

Variante concernée par l'étude paramétrique:

7^{ème} variante :

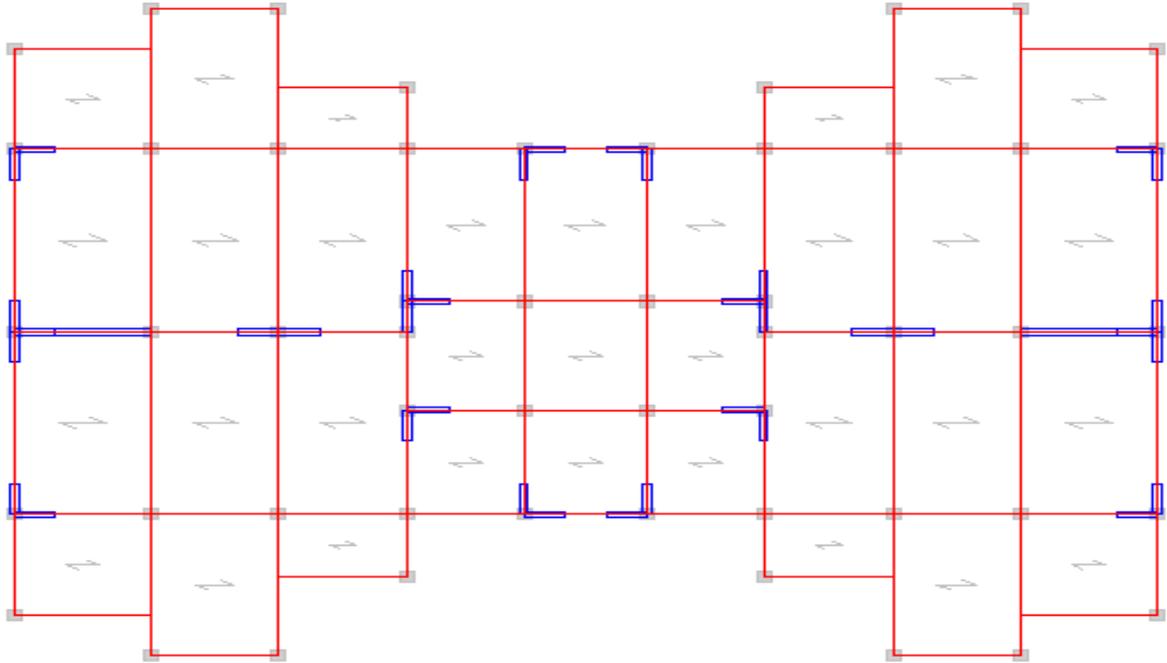


Figure VII.1. Vue en plan des répartitions des voiles.

2. Influence des paramètres de la nature du sol et de la zone sismique.

2.1. Effet du la nature de sol :

On fixe la zone I et le groupe d'usage 2 toute en variant l'effet du site (nature du sol) .

2.1. 1. Pour un sol rocheux S1 :

$$\xi = 6\%, \quad \eta = 0.93, \quad C_T = 0.05, \quad Q = 1.2$$

$$\text{Site S1:} \quad T_1 = 0.15\text{s}$$

$$T_2 = 0.30 \text{ s}$$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$1^{\text{er}} \text{ formule :} \quad T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{Ou : } h_n = 28.05 \text{ m}$$

$C_T = 0.05$...contreventement assuré partiellement par des voile

$$\text{Donc : } T = 0.050 \times (28.05)^{3/4} = T_{x1} = 0.61\text{sec}$$

$$T_{y1} = 0.61 \text{ sec}$$

$$2^{\text{eme}} \text{ formule : } T = 0.09 h_n / \sqrt{D} \quad \text{Ou : } D_x = 28.20 \text{ m}$$

$$D_y = 21.50 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T_{x2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{28.20} = 0.48$$

$$T_{y2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{21.5} = 0.54$$

$$\text{Alors : } T_x = \min (T_{x1}, T_{x2}) = \min (0.61 ; 0.48) = 0.48 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T_{y1}, T_{y2}) = \min (0.61 ; 0.54) = 0.54 \text{ sec}$$

Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2.5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.30/0.48)^{2/3} = 1.69$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.30/0.54)^{2/3} = 1.57$$

$$\text{Donc : } V_x = (A.D_x.Q / R) W = (0.1 \times 1.69 \times 1.20 / 4) \times 4935.136 = 250.21 \text{ t}$$

$$V_y = (A.D_y.Q / R) W = (0.1 \times 1.57 \times 1.20 / 4) \times 4935.136 = 232.44 \text{ t}$$

Sens longitudinal : $V_{dx} = 499.38 \text{ t} > 80\% \times V_{st} = 80\% \times 250.21 = 200.17 \text{ t}$... condition vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 345.25 \text{ t} > 80\% \times V_{st} = 80\% \times 232.44 = 185.95 \text{ t}$ condition vérifiée

On doit vérifier aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale " T "

$$T_{dyn} = 0.733 \text{ sec} < 30\% T = 1.3 \times 0.61 = 0.793 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2.1. 2. Pour un sol ferme S2 :

$$\xi = 6\%, \quad \eta = 0.93, \quad C_T = 0.05, \quad Q = 1.2$$

$$\text{Site S2: } T_1 = 0.15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.40 \text{ s}$$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$1^{\text{er}} \text{ formule : } T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{Ou : } h_n = 28.05 \text{ m}$$

$C_T = 0.05$ contreventement assuré partiellement par des voiles

$$\text{Donc : } T = 0.050 \times (28.05)^{3/4} = T_{x1} = 0.61 \text{ sec}$$

$$T_{y1} = 0.61 \text{ sec}$$

$$2^{\text{er}} \text{ formule : } T = 0.09 h_n / \sqrt{D} \quad \text{Ou : } D_x = 28.20 \text{ m}$$

$$D_y = 21.50 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T_{x2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{28.20} = 0.48$$

$$T_{y2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{21.50} = 0.54$$

$$\text{Alors : } T_x = \min (T_{x1}, T_{x2}) = \min (0.61 ; 0.48) = 0.48 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T_{y1}, T_{y2}) = \min (0.61 ; 0.54) = 0.54 \text{ sec}$$

Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2.5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.40/0.48)^{2/3} = 2.06$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.40/0.54)^{2/3} = 1.9$$

$$\text{Donc : } V_x = (A.D_x.Q / R) W = (0.1 \times 2.06 \times 1.20/4) \times 4935.136 = 304.99 \text{ t}$$

$$V_y = (A.D_y.Q / R) W = (0.1 \times 1.9 \times 1.20/4) \times 4935.136 = 281.30 \text{ t}$$

Sens longitudinal : $V_{dx} = 602.08 \text{ t} > 80\% \times V_{st} = 80\% \times 304.9 = 243.99 \text{ t}$... condition vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 541.43 \text{ t} > 80\% \times V_{st} = 80\% \times 281.30 = 225.04 \text{ t}$ condition vérifiée

On doit vérifier aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

$$T_{dyn} = 0.733 \text{ sec} < 30\%T = 1.3 \times 0.61 = 0.793 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

2.1.3. Pour un sol meuble S3 :

$$\xi = 6\%, \quad \eta = 0.93, \quad C_T = 0.05, \quad Q = 1.2$$

$$\text{Site S3: } T_1 = 0.15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ s}$$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$\mathbf{1^{er} formule : } T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{Ou : } h_n = 28.05 \text{ m}$$

$C_T = 0.05$ contreventement assuré partiellement par des voiles

$$\text{Donc : } T = 0.050 \times (28.05)^{3/4} = T_{x1} = 0.61 \text{ sec}$$

$$T_{y1} = 0.61 \text{ sec}$$

$$\mathbf{2^{er} formule : } T = 0.09 h_n / \sqrt{D} \quad \text{Ou : } D_x = 28.20 \text{ m}$$

$$D_y = 21.50 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T_{x2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{28.20} = 0.48$$

$$T_{y2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{21.50} = 0.54$$

$$\text{Alors : } T_x = \min (T_{x1}, T_{x2}) = \min (0.61 ; 0.48) = 0.48 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T_{y1}, T_{y2}) = \min (0.61 ; 0.54) = 0.54 \text{ sec}$$

Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2.5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.50/0.48)^{2/3} = 2.39$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.50/0.54)^{2/3} = 2.21$$

$$\text{Donc : } V_x = (A \times D_x \times Q / R) W = (0.1 \times 2.39 \times 1.20/4) \times 4935.136 = 353.85 \text{ t}$$

$$V_y = (A \times D_y \times Q / R) W = (0.1 \times 2.21 \times 1.20/4) \times 4935.136 = 327.20 \text{ t}$$

Sens longitudinal : $V_{dx} = 698.78 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 353.85 = 283.08 \text{ t}$...condition vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 591.43 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 327.20 = 261.76 \text{ t}$...condition vérifiée

On doit vérifier aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

$$T_{dyn} = 0.733 \text{ sec} < 30\% T = 1.3 \times 0.61 = 0.793 \text{ sec} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

2.1.4. Pour un sol très meuble S4 :

$$\xi = 6\%, \quad \eta = 0.93, \quad C_T = 0.05, \quad Q = 1.2$$

$$\text{Site S4: } T_1 = 0.15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.70 \text{ s}$$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$\text{1^{er} formule : } T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{Ou : } h_n = 28,05 \text{ m}$$

$$C_T = 0.05 \dots\text{contreventement assuré partiellement par des voiles}$$

$$\text{Donc : } T = 0.050 \times (28.05)^{3/4} = T_{x1} = 0.61 \text{ sec}$$

$$T_{y1} = 0.61 \text{ sec}$$

$$\text{2^{er} formule : } T = 0.09 h_n / \sqrt{D} \quad \text{Ou : } D_x = 28.20 \text{ m}$$

$$D_y = 21.50 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T_{x2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{28.20} = 0.48$$

$$T_{y2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{21.50} = 0.54$$

$$\text{Alors : } T_x = \min (T_{x1} ; T_{x2}) = \min (0.61 ; 0.48) = 0.48 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T_{y1} ; T_{y2}) = \min (0.61 ; 0.54) = 0.54 \text{ sec}$$

Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2.5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.70/0.48)^{2/3} = 2.89$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.70/0.54)^{2/3} = 2.76$$

$$\text{Donc : } V_x = (A \cdot D_x \cdot Q / R) W = (0.1 \times 2.89 \times 1.20/4) \times 4935.136 = 427.87 \text{ t}$$

$$V_y = (A.D_y.Q / R) W = (0.1 \times 2.76 \times 1.20 / 4) \times 4935.136 = 408.63t$$

Sens longitudinal : $V_{dx} = 358.96t > 80\% \times V_{st} = 80\% \times 427.87 = 342.29t$...condition vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 328.03t > 80\% V_{st} = 80\% \times 408.63 = 326.9t$ condition vérifiée

On doit vérifier aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

$$T_{dyn} = 0.733 \text{ sec} < 30\%T \ 0.61 = 0.793 \text{ sec} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Nous présentons sur le tableau VII.1 les résultats de l'effet du site sur la participation modale, la période, L'effort tranchant et le déplacement.

Tableau VII.1. Regroupant les résultats de l'effet du site.

Effet de la nature de sol					
	Direction	S1	S2	S3	S4
participation modale (%)	X	94.16	94.16	94.16	94.16
	Y	93.61	93.61	93.61	93.61
Période T (s)	X	0.7332	0.7332	0.7332	0.7332
	Y	0.7332	0.7332	0.7332	0.7332
L'effort tranchant V (t)	X	499.38	602.08	698.78	358.96
	Y	345.25	541.43	591.73	328.03
Le déplacement (cm)	X	0.069	0.084	0.1	5.295
	Y	0.009	0.114	0.125	4.53

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1.0% de la hauteur d'étage
 $1.0\%h_e = 0.0306 \text{ m}$; donc la condition est vérifiée.

2.2. Effet de la zone sismique :

On fixe le sol ferme S2 et le groupe 2 toute en variant la zone sismique :

2.2.1. Pour la zone I :

$$\xi = 6\%, \quad \eta = 0.93, \quad C_T = 0.05, \quad Q = 1.2$$

$$T_1 = 0.15s \text{ et } T_2 = 0.40 \text{ s}$$

Le coefficient d'accélération de zone sera égal à : $A = 0.10$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1^{er} formule : $T = C_T \cdot h_n^{3/4}$ Ou : $h_n = 28.05$ m

$C_T = 0,05$...contreventement assuré partiellement par des voiles

Donc : $T = 0.050 \times (28.05)^{3/4} = T_{x1} = 0.61$ sec

$T_{y1} = 0.61$ sec

2^{er} formule : $T = 0.09 h_n / \sqrt{D}$ Ou : $D_x = 22.80$ m

$D_y = 17.55$ m

Donc : $T_{x2} = 0.09 \times 31,45 / \sqrt{22.80} = 0.59$

$T_{y2} = 0.09 \times 31.45 / \sqrt{17.55} = 0.67$

Alors : $T_x = \min(T_{x1}, T_{x2}) = \min(0.66 ; 0.59) = 0.59$ sec

$T_y = \min(T_{y1}, T_{y2}) = \min(0.66 ; 0.67) = 0.66$ sec

Facteur d'amplification moyen de sol :

$D_x = 2.5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \times (0.40/0.59)^{2/3} = 1.7$

$D_y = 2.5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \times (0.40/0.66)^{2/3} = 1.57$

Donc : $V_x = (A \cdot D_x \cdot Q / R) W = (0.1 \times 1.7 \times 1.20/4) \times 3106.985 = 158.46$ t

$V_y = (A \cdot D_y \cdot Q / R) W = (0.1 \times 1.57 \times 1.20/4) \times 3106.985 = 146.34$ t

Sens longitudinal : $V_{dx} = 161.87$ t > 80% $V_{st} = 80\% \cdot 158.46 = 126.77$ t ...condition vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 146.43$ t > 80% $V_{st} = 80\% \cdot 146.34 = 117.07$ t ...condition vérifiée

On doit vérifier aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

$T_{dyn} = 0.595$ sec < 30% $T_x = 1.3 \times 0.59 = 0.767$ seccondition vérifiée

$T_{dyn} = 0.595$ sec < 30% $T_y = 1.3 \times 0.66 = 0.858$ seccondition vérifiée

2.2.2. Pour la zone IIa :

$\xi = 6\%$, $\eta = 0.93$, $C_T = 0.05$, $Q = 1.2$

$T_1 = 0.15$ s et $T_2 = 0.40$ s

Le coefficient d'accélération de zone sera égal à : $A = 0.15$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1^{er} formule : $T = C_T \cdot h_n^{3/4}$ Ou : $h_n = 28.05$ m

$C_T = 0.05$...contreventement assuré partiellement par des voile

Donc : $T = 0.050 \times (28.05)^{3/4} = T_{x1} = 0.61$ sec

$T_{y1} = 0.61$ sec

2^{er} formule : $T = 0.09 h_n / \sqrt{D}$ Ou : $D_x = 28.20$ m

$D_y = 21.50$ m

Donc : $T_{x2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{22.80} = 0.48$

$T_{y2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{21.50} = 0.54$

Alors : $T_x = \min(T_{x1}, T_{x2}) = \min(0.61 ; 0.48) = 0.48$ sec

$T_y = \min(T_{y1}, T_{y2}) = \min(0.61 ; 0.54) = 0.54$ sec

Facteur d'amplification moyen de sol :

$D_x = 2.5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.40/0.48)^{2/3} = 2.06$

$D_y = 2.5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.40/0.54)^{2/3} = 1.90$

Donc : $V_x = (A \cdot D_x \cdot Q / R) W = (0.1 \times 2.06 \times 1.20 / 4) \times 4935.136 = 304.99$ t

$V_y = (A \cdot D_y \cdot Q / R) W = (0.1 \times 1.90 \times 1.20 / 4) \times 4935.136 = 281.30$ t

Sens longitudinal : $V_{dx} = 315.20$ t $> 80\% \times V_{st} = 80\% \times 304.99 = 243.99$ t ...condition vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 295.25$ t $> 80\% \times V_{st} = 80\% \times 281.30 = 225.04$ tcondition vérifiée

On doit vérifier aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

$T_{dyn} = 0.733$ sec $< 30\%T = 1.3 \times 0.61 = 0.793$ seccondition vérifiée

2.2.3. Pour la zone IIb :

$\xi = 6\%$, $\eta = 0.93$ $C_T = 0.05$, $Q = 1.2$

$T_1 = 0.15$ s et $T_2 = 0.40$ s

Le coefficient d'accélération de zone sera égal à : $A = 0.20$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1^{er} formule : $T = C_T \cdot h_n^{3/4}$ Ou : $h_n = 28.05$ m

$C_T = 0.05$...contreventement assuré partiellement par des voile

Donc : $T = 0.050 \times (28.05)^{3/4} = T_{x1} = 0.61$ sec

$T_{y1} = 0.61$ sec

$$\text{2}^{\text{er}} \text{ formule : } T = 0.09 h_n / \sqrt{D} \quad \text{Ou : } D_x = 28.20 \text{ m}$$

$$D_y = 21.50 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T_{x2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{28.20} = 0.48$$

$$T_{y2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{21.50} = 0.54$$

$$\text{Alors : } T_x = \min (T_{x1} , T_{x2}) = \min (0.61 ; 0.48) = 0.48 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T_{y1} , T_{y2}) = \min (0.61 ; 0.54) = 0.54 \text{ sec}$$

Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2.5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.40/0.48)^{2/3} = 2.06$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.40/0.54)^{2/3} = 1.90$$

$$\text{Donc : } V_x = (A \cdot D_x \cdot Q / R) W = (0.20 \times 2.06 \times 1.20 / 4) \times 4935.136 = 609.98t$$

$$V_y = (A \cdot D_y \cdot Q / R) W = (0.20 \times 1.90 \times 1.20 / 4) \times 4935.136 = 562.60t$$

Sens longitudinal : $V_{dx} = 836.40 t > 80\% V_{st} = 80\% \times 609.98 = 487.98t$... condition vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 502.49 t > 80\% V_{st} = 80\% \times 562.60 = 450.08t$ condition vérifiée

On doit vérifier aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

$$T_{dyn} = 0.733 \text{ sec} < 30\%T = 1.3 \times 0.61 = 0.793 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

2.2.4. Pour la zone III :

$$\xi = 6\%, \quad \eta = 0.93, \quad C_T = 0.05, \quad Q = 1.2$$

$$T_1 = 0.15s \text{ et } T_2 = 0.40 \text{ s}$$

Le coefficient d'accélération de zone sera égal à : $A = 0.25$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$\text{1}^{\text{er}} \text{ formule : } T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{Ou : } h_n = 28.05 \text{ m}$$

$C_T = 0.05$ contreventement assuré partiellement par des voiles

$$\text{Donc : } T = 0.050 \times (28.05)^{3/4} = T_{x1} = 0.61 \text{ sec}$$

$$T_{y1} = 0.61 \text{ sec}$$

$$\text{2}^{\text{er}} \text{ formule : } T = 0.09 h_n / \sqrt{D} \quad \text{Ou : } D_x = 28.20 \text{ m}$$

$$D_y = 21.50 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T_{x2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{28.20} = 0.48$$

$$T_{y2} = 0.09 \times 28.05 / \sqrt{21.50} = 0.54$$

Alors : $T_x = \min (T_{x1} , T_{x2}) = \min (0.61 ; 0.48) = 0.48 \text{ sec}$

$T_y = \min (T_{y1} , T_{y2}) = \min (0.61 ; 0.54) = 0.54 \text{ sec}$

Facteur d'amplification moyen de sol :

$D_x = 2.5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.40/0.48)^{2/3} = 2.06$

$D_y = 2.5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2.5 \times 0.93 \times (0.40/0.54)^{2/3} = 1.90$

Donc : $V_x = (A.D_x.Q / R) W = (0.25 \times 2.06 \times 1.20/4) \times 4935.136 = 762.48t$

$V_y = (A.D_y.Q / R) W = (0.25 \times 1.9 \times 1.20/4) \times 4935.136 = 703.26t$

Sens longitudinal : $V_{dx} = 431.95t > 80\% V_{st} = 80\% \times 762.48 = 609.98t \dots$ condition vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 396.02t > 80\% V_{st} = 80\% \times 703.26 = 562.61t \dots$ condition vérifiée

On doit vérifier aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

$T_{dyn} = 0.733 \text{ sec} < 30\%T = 1.3 \times 0.61 = 0.793\text{sec} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

De la même façon, nous présentons sur le tableau VII.2 les résultats de l'effet de la zone sismique sur la participation modale, la période, L'effort tranchant et le déplacement.

Tableau VII.2. Regroupant les résultats de l'effet de la zone sismique.

Effet de la zone sismique					
	Direction	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
participation modale (%)	x	94.158	94.158	94.158	94.158
	y	93.614	93.614	93.614	93.614
Période T (s)	x	0.731	0.731	0.731	0.731
	y	0.731	0.731	0.731	0.731
L'effort tranchant V (t)	x	315.20	1037.11	836.40	431.95
	y	295.25	943.38	502.49	396.02
Le déplacement (cm)	x	5.295	6.808	7.278	10.315
	y	4.530	4.790	5.198	5.9216

NB : On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1.0% de la hauteur d'étage $1.0\% h_e = 0.0306 \text{ m}$; donc la condition est vérifiée.

3. Calcul des joints sismiques pour les différents assemblages:

Présentation du joint parasismique: Le joint parasismique est un espace vide de tout matériau, que l'on réalise entre deux constructions mitoyennes ou pour séparer les modules d'un bâtiment de forme complexe. Par exemple, dans le cas d'une construction en L, on construira deux modules indépendants séparés par un joint sismique. Le joint parasismique a pour but d'éviter tout entrechoquement entre les bâtiments. Ce n'est pas le cas du joint de dilatation qui est trop faiblement dimensionné et n'est pas vide. De fait, en zone sismique, tout joint de dilatation doit être remplacé par un joint parasismique en raison de ces impératifs de non entrechoquement.

Qu'est-ce qu'un joint parasismique ? Le joint parasismique est un élément clé en construction parasismique. Son implantation répond aux réglementations parasismiques Algérien RPA 99 version 2003 et il peut permettre d'éviter d'importants dégâts lors de séismes, dans le cas où un bâtiment s'entrechoque avec les bâtiments voisins sous l'effet des secousses. Si le joint parasismique peut être laissé nu, sans ajout d'un matériau quelconque, il est également possible de le couvrir à l'aide d'un couvre-joint parasismique, qui va accompagner les mouvements structurels des bâtiments.

Rôle du joint parasismique: En cas de séisme, les édifices subissent des forces oscillatoires de plus ou moins de forte amplitude et courent le risque de s'entrechoquer. Si aucun joint parasismique n'est prévu, c'est généralement ce qu'il se passe, avec d'importants dégâts matériels à la clé. Le bâtiment peut même s'effondrer. L'insertion d'un joint sismique, particulièrement en milieu urbain qui présente une forte densité de construction, offre un espace de liberté dans lequel s'expriment les oscillations, cisaillements, torsions et autres déformations engendrées par les secousses sismiques. Ainsi, le risque est moindre pour les bâtiments de s'entrechoquer, ce qui réduit le risque de dommage pour l'ouvrage en lui-même ainsi que pour son voisinage direct.

Spécificités du joint parasismique: Le joint sismique vise à empêcher ou au moins à compenser les oscillations asynchrones provoquées par les tremblements de terre, qui peuvent causer d'importants dommages. Si ce type de joint offre la possibilité de scinder plusieurs éléments d'un même bâtiment, on l'emploie surtout dans des cas particuliers. Ainsi, le joint

parasismique convient tout particulièrement dans le cas de constructions parasismiques nécessitant la mise en place de joints de dilatation ou de joints de structure. Ses dimensions sont calculées en fonction des déformations possibles des constructions, avec un minimum réglementaire pour les ouvrages à risque normal de façon à permettre le déplacement des blocs voisins sans aucun entrechoquement.

Dispositions minimales: Un joint sismique doit être dimensionné pour que l'espacement entre les deux structures limite le risque de ruine par entrechoquement. Il doit être libre de tout matériau et une distance minimale de 40 mm est recommandée par le RPA. Il n'est pas nécessaire de prolonger le joint sismique dans les fondations. Pour deux structures indépendantes séparées par un joint sismique et supportées par les mêmes fondations, le calcul de celles-ci doit tenir compte de la descente de charges simultanée des deux ouvrages le cas échéant.

Dimensionnement d'un joint sismique d'après réglementations parasismique Algérien

RPA 99 version 2003: En situation sismique, il est nécessaire de prévoir un joint sismique avec une distance minimale entre deux bâtiments voisins, permettant d'éviter l'entrechoquement. Pour un bâtiment de forme complexe, il peut être intéressant de le découper par des joints sismiques afin de ne plus avoir que des parties structurelles de forme simple. Pour créer et dimensionner un joint sismique, des exigences minimales doivent être respectées.

Nous visons comme assemblage ce qui suit:

- Assemblage angle-angle,
- Assemblage angle-barre,
- Assemblage barre-barre,

Nous avons retenu comme bloc barre; notre présente étude, et comme bloc angle celui de nos collègues Mlle Telli Souhila et Mlle Taibi Sara.

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} Satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés calculé au niveau du sommet du bloc incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations

Tableau VII.3. Valeurs des déplacement en fonction de zone sismique pour les deux type de structures.

Bloc Barre	Direction	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
Le déplacement (cm)	x	5.295	6.808	8.278	10.315
	y	4.530	4.790	5.198	5.9216
Bloc Angle	Direction	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
Le déplacement (cm)	x	2,840	4,508	5,728	7,344
	y	3,272	5,716	7,664	9,336

Tableau VII.4. Largeur minimale du joint sismique en fonction de la zone.

Type d'assemblage	Largeur minimale du joint sismique en fonction de la zone	
Assemblage Angle-Angle	Zone I	$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (32,72 + 32,72) \text{ mm} = 80,44 \text{ mm}$
	Zone IIa	$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (57,16 + 57,16) \text{ mm} = 129,32 \text{ mm}$
	Zone IIb	$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (76,64 + 76,64) \text{ mm} = 168,28 \text{ mm}$
	Zone III	$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (93,36 + 93,36) \text{ mm} = 201,72 \text{ mm}$
Assemblage Angle-Barre	Zone I	$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (32,72 + 52,95) \text{ mm} = 100,67 \text{ mm}$
	Zone IIa	$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (57,16 + 68,08) \text{ mm} = 140,24 \text{ mm}$
	Zone IIb	$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (76,64 + 82,78) \text{ mm} = 174,42 \text{ mm}$
	Zone III	$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (93,36 + 103,15) \text{ mm} = 211,51 \text{ mm}$
Assemblage Barre-Barre	Zone I	$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (52,95 + 52,95) \text{ mm} = 120,90 \text{ mm}$
	Zone IIa	$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (68,08 + 68,08) \text{ mm} = 151,16 \text{ mm}$
	Zone IIb	$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (82,78 + 82,78) \text{ mm} = 180,56 \text{ mm}$
	Zone III	$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (103,15 + 103,15) \text{ mm} = 221,30 \text{ mm}$

Sous l'action sismique, les voiles reprennent dans un premier temps, grâce à leur rigidité, presque la totalité des charges latérales. Les déformations de la structure restent faibles. Après l'apparition de zones plastiques dans le voile, une plus grande part de charge se reporte sur les portiques dont la ductilité autorise une dissipation d'énergie. Les contreventements mixtes en portique poteau-poutres et voiles sont caractérisés à la fois par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques. Celle-ci n'est notre enjeu d'une façon significative qu'après le dépassement de la limite d'élasticité des voiles. Toutefois, le système n'atteint pas le maximum de son efficacité que si la répartition des voiles est symétrique et uniforme ainsi que les liaisons entre les voiles et les portiques ont une bonne ductilité.

Le but de cette étude paramétrique est de chercher une meilleure configuration de la structure mixte en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces voiles à travers les cas étudiés dans ce mémoire, qui ont fournis des résultats cohérents et significatifs pour confirmer les indications énoncées dans la littérature, en outre il convient de souligner que pour la conception parasismique; il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes et arrivent ensemble à une sécurité parasismique réaliser sans surcoût important.

En conclusion, nous pouvons dire qu'à la lumière des résultats obtenus de cette étude paramétrique au sujet des contreventements mixte portique poteaux-poutres - voiles, que l'ingénieur en génie civil est le seul responsable sur la conception des structures qui répond aux exigences sismique; conformément en réglementation en vigueur. Pour cela l'ingénieur de structure doit tenir compte lors l'étude d'une structure de :

- Des conditions de résistance,
- Du phénomène de stabilité,
- De l'aspect économique.

Pour une meilleure conception architecturale qui répond aux exigences parasismiques, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration.

Conclusion générale

Notre projet de fin d'étude nous a permis d'assimiler les différentes méthodes de calculs et techniques employées dans les bâtiments, en utilisant les réglementations algériennes régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine de la construction.

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidés à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de master. Nous avons utilisé le logiciel « ETABS » afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différentes éléments de construction. De ce fait, Le projet nous a permis de mieux apprécier le domaine du génie civil et rôle le du spécialiste en génie civil dans la réalisation des structure qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais encore:

- Les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie , de la sécurité et de la conception;
- La forme de l'élément et sa fonction.

Nous avons appris à étudier tous les éléments concernant les constructions en béton armé on passants par plusieurs difficultés comme l'utilisation du logiciel « ETABS » et la stabilisation de notre structure. Dans cette étude, notre connaissance et notre compréhension des conditions de résistances et des phénomènes de stabilité régissant le comportement de la structure présentée dans ce manuscrit ont progressé. Néanmoins quelques perspectives semblent se profiler à l'issue de ce travail :

- Il semble d'abord souhaitable d'appliquer les présentes méthodes de calcul et de vérification pour une structures métalliques, en conséquence une étude comparative sera présentée en montrant les points forts et les faiblesses de chaque structures.
- D'autres améliorations de la présente étude pourraient être apportées aux structures mixtes acier -béton, par exemple, la prise en compte de l'effet des contreventements.
- Il est possible d'optimiser la quantité de matériaux utilisés, en tenant compte de l'effet du degré d'hyperstaticité des structures, et voir l'influence de ce paramètre sur l'aspect économique des matériaux.

- Une autre possibilité serait de combiner d'autres sollicitations, à titre d'exemple l'effet thermique qui sera couplé avec les charges statiques; autrement dit un chargement thermomécanique des structures.
- Aussi, il est important d'étudier d'autres structures reposant sur des sols présentant des caractéristiques médiocres et à des profondeurs importantes pour pouvoir adopter d'autres types de fondations tels que les pieux ou les micro pieux.

Comme le montrent les points précédents, les domaines de recherche impliquant des techniques moderne de constructions sont encore vastes et les perspectives d'utilisation de ces techniques restent aujourd'hui très intéressantes. Nous espérons que ce travail constitue un point de départ pour d'autres dans notre vie professionnelle et qu'il sera un bon guide pour les futures promotions.

Bibliographie

Règlements :

- Règles parasismiques algériennes "RPA99 modifier 2003" .
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R. B.C. 2.2.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé C.B.A 93.

Livres et thèmes :

- Cours de béton armé "B.A.E.L.91" Jean-Pierre Mougins
- Calcul des ouvrages en béton armé M.BELAZOUGUI
- Le béton armé aux états limites M.BELAZOUGUI
- Construire parasismique (Milan Zack)
- Précis de calcul béton armé (H. Renaud & J.Lamirault)
- Mémoire (Benhamou.H ;Benkhelifa.K.(2007),“Influence du Phénomène de stabilité, des condition de résistance et de l'aspect économique dans une structure en BA “ mémoire d'ingénieur de l'université de Tiaret)
- Mémoire (Benguesmia.B ;Medad.G (2021),“ Étude et analyse d'une structure en béton armé R+7 contreventée par des voiles“ mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master de l'université de Tiaret)

Cours :

- Béton armé .
- Dynamique des structures.
- Polycopié, Béton armé (Mr : Mimouni Mohamed) 1er Année Master (2017-2018), Université de Tiaret.

Logiciels:

- Logiciel d'analyse des structures ETABS 9.7.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- WORD 2013.
- EXCEL 2013.
- AUTO CAD 2016..
- Powerpoint 2013.