

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 GÉNIE CIVIL



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

Spécialité: Génie Civil

Option: Structures

Par:

REGUIEG AMIRA

KHAROUBI LINNA AMIRA

Etude d'un bâtiment en R+4 à usage d'habitation à TIARET

Bloc d'angle

Date de soutenance :.../ 06 / 2024

Devant la commission de jury composée de :

Président	Dr. K.DRAICHE	Professeur
Encadrante	Dr K.OUAZIR	MCA
Examineur	Dr. Y.TLIDJI	MCA
Examineur	Dr. R.BENFERHAT	MCB
Examinatrice	Dr. N.ZOUATNIA	MAB

Promotion 2023/2024



Remerciements

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadrante Dr. KHATIMA Ouazir , qui nous a témoignée de sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence.

Nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et leur patience avec nous.

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants de département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation. En particulier les membres de jury qui ont accepté à juger notre travail.

En fin, tous nos amis qui ont contribué de près ou de loin pour achever ce modeste travail.

إهداء

الحمد لله حبا و شكرا و امتنانا على البدء و الختام

الحمد لله الذي يسر البدايات و بلغنا النهايات بفضل و كرمه. اهدي هذا النجاح لنفسي الطموحة اولا بدأت بطموح و انتهت بنجاح ثم الى كل من سعى معي لإتمام مسيرتي الجامعية بكل حب اهدي ثمرة نجاحي و تخرجي

إلى من علمني ان الدنيا كفاح و سلاحها العلم و المعرفة ، إلى الذي لم يبخل عني باي شيء، إلى من سعى لأجل راحتني و نجاحي، إلى اعظم و اعز رجل على قلبي... أبي العزيز (عبد القادر).

إلى تلك الحبيبة ذات القلب النقي الى من اوصاني الرحمن بها برا و احسانا و رفقا، إلى اميرة النساء في قلبي و إلى حبيبة عمري، إلى تلك المرأة التي ضحت بحياتها من اجلي، الى من سعت و عانت من اجلي و كان دعائها سر نجاحي ... إلى أمي و مأمني و أماني و إيماني (فاطمة).

إلى من اشاركهم لحظاتي إلى من يفرحون لنجاحي و كانه نجاحهم إلى من عرفت معهم معنى الحياة ... اخوتي(رندة و ايمان و عصام فهد).

إلى من تحلت بالأخاء و تميزت بالوفاء رفيقتي في المشوار (لينة اميرة).

إلى عائلتي و اصدقائي إلى كل من ساندني و رافقتني و دعمني و وقف بجانبني.

شكرا لكم جميعا .

رقيق اميرة

إهداء

إلى من كَلَّه الله بالهيبية والوقار، إلى صاحب السيرة الطيبة إلى الأب الذي يشار إليه بالبنان ويفتخر به بين الأنام، إلى من أحمل اسمه بكل افتخار إلى من علمني أن الدنيا كفاح وسلاحها العلم والمعرفة فزرع بداخلي طموحا لا ينتهي إلى من علمني الحياة وأمسك بيدي على دروبها فوجدته معي في ضيقي ووجدته حولي في فرحي فهو بطلي معلمي حبيبي ينصحتني إذا أخطأت ويسقيني إذا ضمنت فهو أغلى من نفسي التي بين جوانبي وأحب إلي من روعي التي تسري في جسدي وأعز علي من قلبي الذي يخفق بين ضلوعي حبا له إلى أبي.

إلى من وسع الكون من أسي فلما مرّ على قلبها أينع وما في الكون من قسوة فلما مرّ على قلبها رقّ وما في الكون من ظلام فلما مرّ على قلبها أضاء، إلى من بين يديها كبرت وفي دفتي قلبها احتमित بين ضلوعها اختبئت ومن عطائها ارتويت إلى قدوتي ومثالي الأول إلى المرأة الصالحة المثابرة المضحية إلى داعمتي الأولى والأبدية إلى مصدر قوتي وإلهامي إلى التي لا تؤم القلوب إلا إليها ولا تلين الصخور إلا لحنانها إلى أمي.

إلى ذلك الجبل الذي أسند عليه نفسي عند الشدائد إلى الشهم القوي البطل إلى الحنون المسالم إلى الأب الثاني إلى أمني وأماني وقوتي ومسكن روعي إلى أخي الحبيب رستم. إلى من هو أقربهم عمرا وأقربهم روحا إلى نبض قلبي وربيع حياتي إلى سعادتي وأنسى إلى من هو سندي في الضراء وشريك في السراء إلى ضلعي الثابت الذي لا يميل إلى وريدي الوتين إلى أخي الحبيب أمير هارون.

إلى النور الذي يضيء حياتي إلى النبع الذي ارتوي منه حبا وحنان إلى ملجأ الحيرة ومعتقل الأحزان إلى الصديقة والأم والرفيقة والسند أختي العزيزة إيمان.

إلى الأخت التي لم تلدها أمي إلى من زينت بيتنا بوجودها إلى الأمل والسلام ومفتاح الأمان وكافة الجمال في عائلتنا إلى زوجة أخي حميدة.

إلى من تفق كلمات التعبير عاجزة أمام إخلاصها في العطاء صاحبة الخلق الرفيع والذوق العالي إلى التي كلما تظلمت الطريق أمامي لجأت إليها فأنارتها لي إلى من اعطت و اجزلت بعطائها إلى استاذتي الحبيبة وزير خاتمة

إلى بهجة البيت إلى مختصر الجمال والبراءة إلى الأيدي الصغيرة إلى من اكتملت العائلة بقدمهم وحلت البركة بوجودهم إلى من ملأت ضحكاتهم الجميلة عمري إلى حبيباتي قلبي فاطمة الزهراء وصغيرتي نبراس.

إلى من لا يضاهيهما أحد في الكون ولا كلام يصفهما، ولا عبارات تفي جميلهما جدي و جدتي إلى الصديقة التي لا تتكرر إلى حبيبة القلب إلى الوفيّة والمخلصة والمؤنسة لوحدي ، إلى من يهدأ ضجيج قلبي عند لقائها وتستكين روعي بقرب طيب روحها إلى من هي سندي بعد عائلتي و عوني بعد الله إلى الرائعة يسرى إكرام .

إلى من جمعتني بهم أجمل الصدق في الحياة فكانوا خير الرفقة و نعم الأصدقاء أميرة سولاف مخطارية ايمان خديجة

خروبي لينة اميرة

Résumé

Le présent travail est une étude technique d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation composé d'un rez de chaussée et 4 étages. Présentant une irrégularité en plan. Cet ouvrage sera implanté à wilaya de «TIARET » classée en zone de faible sismicité (zone I) d'après le règlement parasismique algériennes (RPA 99) modifié en 2003. l'ouvrage est contreventé par un système mixte .

Après le prédimensionnement des éléments structuraux, vient le calcul des éléments secondaires, ensuite l'étude dynamique, sismique et la modélisation numérique sont effectuées pour déterminer les paramètres de réponse sismique du bâtiment ainsi que les efforts engendrés par les différentes sollicitations , cette dernière est faite par le logiciel de calcul Autodesk Robot structural analysis professional 2019 . Les résultats obtenus, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par les documents règlementaires à savoir le BAEL91 modifier 99 et CBA93 et le RPA99/version2003.

En dernier l'étude de l'infrastructure , deux types de fondations sont calculées : semelle isolée et semelle filante ;

Mots clés : Contreventements, Règlement parasismique algérien 99/version2003, Béton armé a l'état limite ultime modifié99, ROBOT 2019.

ملخص

يقدم هذا العمل دراسة تقنية لمبنى من الخرسانة المسلحة مخصص للسكن يتألف من طابق أرضي وأربعة طوابق مع عدم انتظام في التخطيط. سيتم تنفيذ المشروع في ولاية تيارت، المصنفة كمنطقة زلزالية ضعيفة (المنطقة I) وفقاً للقواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 نسخة 2003 ، الهيكل مثبت بنظام مختلط

بعد التقدير الأولي للمكونات الهيكلية، يتم حساب العناصر الثانوية، تليها دراسة ديناميكية وزلزالية ونمذجة رقمية. لتحديد معاملات الاستجابة الزلزالية وتقييم القوى المختلفة الناتجة عن التحميل. هذه الدراسة أجريت باستخدام برنامج

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

نتائج الدراسة المتحصل عليها تستعمل في حساب تسليح جميع العناصر المقاومة وفقاً للوائح التنظيمية، مثل الخرسانة المسلحة في حالة الحدود 91 المعدل 99 ، حساب الخرسانة المسلحة 93 والقواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 نسخة 2003.

أخيراً، دراسة البنية التحتية تتضمن حساب نوعين من الأساسات: الأساسات المعزولة والأساسات المستمرة

الكلمات المفتاحية : الخرسانة المسلحة في حالة الحدود 91 المعدل 99 ، حساب الخرسانة المسلحة 93 ، القواعد الجزائرية المضادة للزلازل

نسخة 2003 ، برنامج *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019*

Abstract

This study presents a technical analysis of a reinforced concrete residential building comprising a ground floor and 4 stories, featuring irregularities in its floor plan. Situated in "TIARET" wilaya, classified as a low seismic zone (Zone I) according to Algerian seismic regulations (RPA 99) amended in 2003, the structure is supported by a mixed bracing system.

After the preliminary sizing of structural components, secondary elements are computed, followed by dynamic seismic studies and numerical modeling. These aim to determine seismic response parameters and assess the forces induced by diverse loads using Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019. The results inform the reinforcement design of load-bearing elements, complying with regulatory frameworks such as BAEL91 amended 99, CBA93, and RPA99/version 2003.

Lastly, infrastructure analysis includes calculations for two types of foundations: isolated and continuous footings.

Keywords: Bracing Systems, Foundations, Algerian Seismic Regulations 99/version 2003, Ultimate Limit State of Reinforced Concrete amended 99, ROBOT 2019

Table de matière

Résumé	I
ملخص.....	II
Abstract.....	III
Liste des figures :.....	
Liste des tableaux :.....	
Liste des Notations	
Introduction générale :	1
I.1 - Une petite introduction :.....	4
I.2 - Présentation de l'ouvrage :.....	4
I.3 - But :	4
I.4 - Caractéristiques géométriques:	4
I.5 - Caractéristiques géotechniques du sol :	5
I.6 - Différents éléments de la structure :.....	5
<input type="checkbox"/> Planchers.....	5
<input type="checkbox"/> L'ossature	5
<input type="checkbox"/> Maçonneries.....	5
<input type="checkbox"/> Escalier	6
<input type="checkbox"/> Revêtement	6
<input type="checkbox"/> Terrasse.....	6
<input type="checkbox"/> Isolation	6
<input type="checkbox"/> Acrotères.....	6

L'infrastructure :	6
I.7 - Règlement utilise	6
I.8- Méthode de calcul :	7
La Définition des états limites :	7
I.9 Caractéristiques des matériaux:.....	8
I.9.a-Béton 8	
- Les principaux avantages du béton armé sont:	9
Déformation et contraintes de calcul.....	9
Modules de déformation longitudinale du béton:	12
Module de déformation transversale :.....	12
I.9.b-Les Aciers :.....	12
Introduction :.....	18
II-1. Pré dimensionnement des éléments.....	18
II-1-1 Les poutres :.....	18
II -1-2 Les poutres principales :	18
Vérification selon le RPA 99 version 2003 :	19
II-2-2. Evaluation des charges et des surcharges :	20
Plancher terrasse inaccessible (Niv +15.30m) :.....	20
II-3. Pré dimensionnement des poteaux :.....	21
a)-Poteaux rectangulaires :.....	22
II-3-1.Les charges supportées par le poteau le plus sollicité :	22
II-3-2.Détermination de la section du poteau rectangulaire (a×b) :.....	22
II-3-3.Dégression des Surcharges d'Exploitation:	23
II-3.Les voiles :	24
II-3-1.Introduction :.....	24
III-1. Les planchers :.....	27

III-2-1- Méthode de calcul des poutrelles:	28
III-2-1-1- Méthode forfaitaire:	28
Calcul du ferrailage des poutrelles:.....	42
Calcul des poutrelles du plancher terrasse:	52
3- Calcul du ferrailage de la dalle de compression:	57
IV-1- L'acrotère:	60
IV-1-2- Vérification de compression de la section:	62
IV-1-3- Calcul du ferrailage (ELU):	62
IV-2- Balcons:	65
IV-2-1. Calcul des charges :.....	65
1.Balcon étage :.....	66
IV-3. Les escaliers :	70
IV-3-1. Caractéristiques techniques:	71
V.1- Introduction :	83
V.2-Les méthodes de calcul :	84
Les méthodes de calcul :	84
V.3- Le choix de la méthode de calcul :	86
V.4-Système de contreventement :	86
V.5-Principe de la méthode :	87
V 6-Calcul de la force sismique totale :	88
Introduction :	111
VI-1. Hypothèses générales pour tous les éléments :	111
VI-3- Les combinaisons de calcul:	113
VI-4- Ferrailage des poutres	113

VI-5-3- Exemple de calcul:	121
VI-5- Introduction:	127
VI-5-2 Système de contreventement:.....	127
VII.1-Introduction.....	137
VII.2-Définition des fondations superficielles.	138
a-Fondations ponctuelles.	138
b-Fondations linéaires.....	139
VII.3-ROLES DES FONDATIONS SUPERFICIELLES :.....	139
VII.4-Le choix de type de fondation dépend de :	139
VII.5-AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES FONDATIONS SUPERFICIELLES	140
VII.6-Etude de fondation.....	140
Dimensionnement des semelles :	142
Ferrailage.....	144
Conclusion:	151

Liste des figures :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et l'hypothèse de calcul

Figure I-01 : Diagramme parabole rectangle9

FigureI-02 :Diagramme rectangulaire.....10

FigureI.03 : Diagramme de déformation – contraintes.....12

FigureI.04 : Diagramme des déformations limitées de la section– Règles des trois pivots –...15

Chapitre II :Pré dimensionnement des éléments de la structure

Figure II-01 : Coupe de voile en élévation.....25

Chapitre III :Calcul des planchers

Figure III-01 : Plancher en corps creux.....27

Figure III-02:Les poutrelles28

Figure III-03: dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants.....29

Figure III-04:dessin de ferrailage la poutrelle du plancher terrasse.....46

Figure III-05: Ferrailage de la dalle de compression.....52

Chapitre IV :Etude des éléments non structuraux

Figure IV-01: L'acrotère.....65

Figure IV-02: Ferrailage de l'acrotère.66

Figure IV-03 : Schéma statique du balcon.....69

Figure IV-04: ferrailage de balcon terrasse et étage courant.....70

Figure IV05: Disposition du ferrailage d'escalier.....79

FigureIV06 : ferrailage de la poutre palière.....81

Chapitre V :Etude sismique

Figure V-01 : la disposition des voiles.....84

Figure V-02 : le système de contreventement87

Figure V-05: la vue en 3D de la structure	96
Chapitre VI :ferraillage des portique	
Figure VI-1: schéma du voile avec poteau central.....	130
Figure VI-2: schéma du voile + poteau.....	131
FigureVI-3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	134
Chapitre VII :Etude de l'infrastructure	
Figure VII-1 Types des fondation superficielle.....	137
Figure VII.2: les modes de rupture de fondation superficielle.....	140

Liste des tableaux :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et l'hypothèse de calcul

Tableau I-01: tableau des déformation du pivot15

Chapitre II :Pré dimensionnement des éléments de la structure

Tableau II-1 : plancher étage courant 20

Tableau II-2 : Plancher terrasse inaccessible..... 20

Tableau II-3 : murs de façade..... 20

Chapitre III : Calcul des planchers

Tableau III-1: Les charges à l'ELU et l'ELS.....32

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Tableau IV-2-1 : La descente de charge du balcon66

Tableau IV-3-1 : Descente de charge de la paillasse.....72

Tableau IV-3-2 : Descente de charge du palier.....72

Chapitre V : Etude sismique

Tableau V-01: Coefficient d'accélération de zone(A).....88

Tableau V-02: Coefficient d'accélération de zone(A)).....88

Tableau V-03: Périodes caractéristiques (T1, T2)).....89

TableauV-04: Coefficient C_T)90

Tableau V-05: Valeur des pénalités (Pq).....91

Tableau V-06: Coefficient R.....92

Tableau V-07 : Poids de la structure.....92

TableauV-08: Valeurs de la force sismique totale.....92

Tableau V-09: facteur de participation massique.....93

Tableau V-10: les déplacements latéraux inter-étage.....93

Tableau V-11: Vérification des déplacements inter étage selon X.....	94
Tableau V-12: Vérification des déplacements selon inter étage selon Y.....	94
Tableau V-13: Vérification de l'effet P.....	95
Chapitre VI : ferrailage des portique	
Tableau VI-1 : Hypothèses générales pour tous les éléments.	111
Tableau VI-2 : Récapitulatif du ferrailage des poutres principales (30×40) cm ²	115
Tableau VI-3 : Récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires (30×35) cm ²²	117
Tableau VI-4: les sections min et max, imposée par le RPA 99 version 2003.....	119
Tableau VI-5: les sections min et max, imposée par le RPA 99 /2003(poteau circulaire)..	120
Tableau VI-6: les sollicitations défavorables du 1 ^{er} genre.....	120
Tableau VI-7: les sollicitations défavorables du 2 ^{ème} genre.....	120
Tableau VI-8: les sollicitations défavorables du 1 ^{er} genre.	120
Tableau VI-9: les sollicitations défavorables du 2 ^{ème} genre.....	120
Tableau VI-10: ferrailage des poteaux carrés.....	123
Tableau VI-11: ferrailage des poteaux circulaire.....	123
Chapitre VII :Etude de l'infrastructure	
Tableaux VII.1 : La surface de la semelle revenante à chaque poteau.....	139
Tableaux VII.2 : La surface de la semelle revenante à chaque voile.....	140
Tableau VII.3 : Vérification de la semelle SA à l'ELS.....	142
Tableau VII.4 : Vérification de la semelle SA à l'ELU.....	142
Tableau VII.5: Récapitulatif les efforts normaux et les moments.....	143
Tableau VII-06: Tableau Récapitulatif de ferrailage des fondation.....	147

Liste des Notations

A: Coefficient d'accélération de zone.

A_r : Armature de répartition.

A_{st} : Section d'armature.

α : Position relative de la fibre neutre.

B_r : Section réduite.

B: Coefficient de pondération.

C_p : Facteur de force horizontal.

C_t : Coefficient de période.

d : Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre.

D: Facteur d'amplification dynamique.

E: Action accidentelle.

f_{bc} : Contrainte de calcul.

f_{cj} : Résistance à la compression.

f_{tj} : Résistance à la traction.

f_{c28} : Résistance caractéristique a 28 jours.

G: action permanente.

γ_b : Coefficient de sécurité béton.

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier.

I_x, I_y : Moment d'inertie.

i_x, i_y : Rayon de giration.

M: Moment fléchissant.

μ_u : Moment ultime réduit.

η : Facteur de correction d'amortissement.

N: Effort normal.

Q: Action d'exploitation.

Q: Facteur de qualité.

R: Coefficient de comportement global de la structure.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton.

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'acier.

σ_{bc} : Contrainte du béton.

σ_{st} : Contrainte d'acier.

T: Effort tranchant.

$\overline{\tau}_u$: Contrainte ultime de cisaillement.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

θ : Coefficient d'application.

V: Force sismique total.

W: poids total de la structure.

W_i: Poids sismique au niveau « i ».

Z: Bras de levier.

Introduction générale

Introduction générale :

Construire était et reste un des grandes préoccupations de l'homme depuis des siècles, cette préoccupation s'est accrue avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tous les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers ...). Cette solution n'est pas sans difficultés ; en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ces voisins en danger sans oublier les pertes matériaux.

Les ingénieurs sont toujours confrontés au problème de non connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations, ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre coût et niveau de sécurité à considérer.

En Algérie les expériences vécues tel que Les dégâts constatés lors du séisme du 21 mai 2003 qui a frappé les wilayas de Boumerdès. L'Algérie ont conduit les responsables algériens à se mobiliser d'avantage, n'hésitant pas à recourir aux technologies de pointe en matière de construction parasismique provoqués par les secousses sismiques. Les derniers séismes a conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiées. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC plus 4 étages à usage d'habitation dont le système de contreventement est assuré par des voiles et des portiques.

On commençant notre étude tout d'abord avec un dimensionnement des éléments porteurs ; la descente de charge ensuite le calcul des éléments secondaires. Après avoir tous ses résultats on peut aller à l'étude sismique. On choisit la méthode appropriée et de faire une modélisation. Pour déterminer les paramètres de réponse sismique du bâtiment ainsi que les efforts engendrés par les différentes sollicitations, cette dernière est faite par le logiciel de calcul Autodesk Robot structural analysis professional 2019

On a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la

structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par BAEL91 et les Règles Parasismiques Algériennes

"RPA99/Version2003.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul

I.1 - Introduction :

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure, sans perdre de vue de l'aspect économique du projet

I.2 - Présentation de l'ouvrage :

Le présent travail est une étude technique d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation composé d'un rez de chaussée et 4 étages. Présentant une irrégularité en plan. Cet ouvrage sera implanté à « TIARET » classé en zone de moyenne sismicité (zone I) d'après le règlement parasismique algériennes (RPA 99) modifié en 2003.

I.3 - But :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux ; poutre ; voiles) aux différents sollicitations (compression ; flexion) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisées et de leurs dimensions et caractéristique ; donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage

On se base sur des règlements et des méthodes connus (BAEL91) , RPA99/V2003.

I.4 - Caractéristiques géométriques:

Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

Longueur en plan-----26.50m.

Largeur en plan -----26.50m.

Hauteur du RDC-----3.06m.

Hauteur étage courant -----3.06m.

Hauteur totale-----15.30m.

I.5 - Caractéristiques géotechniques du sol :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques Algériennes 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone I). Le site est considéré comme un site meuble et sa Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2.2$ bars.

I.6 - Différents éléments de la structure :**• Planchers :**

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols, dont les deux fonctions principales sont :

Une fonction de résistance : il doit supporter son poids propre et les surcharges.

Une fonction d'isolation acoustique et thermique.

Il y a deux types de planchers dans notre bâtiment :

- ✓ Plancher à corps creux pour le RDC et les étages courants.
- ✓ Plancher en dalle pleine pour les balcons

• L'ossature :

La structure comporte des portiques auto-stables (poteaux-poutres) en béton armé suivant les deux directions, et des voiles de contreventement. Les charges verticales et horizontales seront reprises simultanément par les portiques et les voiles, et cela proportionnellement à leurs rigidités relatives.

• Maçonneries :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- ✓ **Murs extérieurs** : ils sont constitués d'une double cloison de 30 cm d'épaisseur. Brique creuse de 15 cm d'épaisseur, pour les parois externes du mur. Lambe d'air de 5 cm d'épaisseur et Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour les parois internes du mur.
- ✓ **Murs intérieurs** : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 30 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

- **Escalier** : Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages. Notre structure comporte un seul type d'escaliers, c'est un escalier droit perpendiculaire entre elles.

- **Revêtement** :

Enduit en ciment pour le sous plafond.

Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade, et les murs Intérieurs

Carrelage pour les planchers et les escaliers

- **Terrasse** :

Il existe dans notre cas une Terrasse inaccessible.

- **Isolation** :

- ✓ L'isolation acoustique est assurée par la masse de plancher et par de vide d'air des murs extérieur.

- ✓ L'isolation thermique est assurée par les couches de polystyrène pour les plancher terrasses, et par le vide d'air pour les mures extérieures.

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

L'infrastructure :

Fondations : Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure

Suivant les résultats des essais de laboratoire et des essais in situ, la structure projetée peut être posée sur des fondations superficielles de type isolée et filante

Le site est de nature meuble .donc S_3

I.7 - Règlement utilisé

L'étude du bâtiment qu'on va présenter ultérieurement sera menée en utilisant les codes de calcul suivants :

- ✓ Règles parasismiques algériennes RPA99/ modifications 2003.
- ✓ Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé BAEL 91.
- ✓ Document technique réglementaire DTR : charges permanentes et d'exploitations.

I.8- Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites.

La Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- ✓ De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- ✓ Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des usagers.

Etats limite ultime (ELU) :

On peut définir l'état limite ultime notamment par l'atteinte de la résistance ou par l'instabilité locale ou totale. Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- ✓ Etat limite de résistance
- ✓ Etats limite de Stabilité de forme (pas de flambement)
- ✓ Etats limite d'équilibre statique

Etats limite service (ELS) :

Une structure ne doit pas uniquement résister mais elle doit aussi assurer certaines conditions d'utilisations acceptables. Ces dernières font partie de l'état limite de service dont le dépassement causerait des dommages matériels, sans pour autant qu'il en résulte du moins à court terme la ruine de l'ouvrage

- ✓ Etat limite de compression de béton
- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures
- ✓ Etat limite de déformation

I.9 Caractéristiques des matériaux:

Notre bâtiment sera construit en béton armé, matériau composé de béton et des barres d'acier.

I.9.a-Béton : On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau.

Le béton armé est le matériau obtenue on enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

Composition :

- **Ciment :** Le CPA325 (ciment portland artificiel de classe 325) est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.
- **Granulats :** Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :
 - ✓ Sable de dimension ($D_s \leq 5$) mm
 - ✓ Gravier de dimension ($5 \leq D_g \leq 25$) mm
- **Eau de gâchage:** elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

Résistance du béton : Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à "j" jours d'âge.

- **Résistance à la compression :**

Désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16x32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm². Pour les ouvrages courants, Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40\text{MPa} & \rightarrow f_{c_j} = \frac{(j)}{(4.76 + 0.83j)} \times f_{c28} \\ f_{c28} \geq 40\text{MPa} & \rightarrow f_{c_j} = \frac{(j)}{(140 + 0.95j)} \times f_{c28} \end{cases}$$

Pour $j \geq 60$ jours, on prend $f_{c_j} = 1,1f_{c28}$; (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

Pour notre étude on prend : $f_{c28} = 25$ MPA

- **Résistance à la traction** : La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :
 - ✓ Traction directe sur les cylindres précédents.
 - ✓ Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
 - ✓ Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25$ MPa et à la traction $f_{t28} = 2.1$ MPa .

- Les principaux avantages du béton armé sont:

- ✓ **Economie** : Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction
- ✓ **Souplesse des formes**: Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes sortes de formes.
- ✓ **Résistance aux agents atmosphériques**: Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- ✓ **Résistance au feu** : Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

Déformation et contraintes de calcul

État Limite Ultime 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.

- **Diagramme parabole – rectangle** :

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

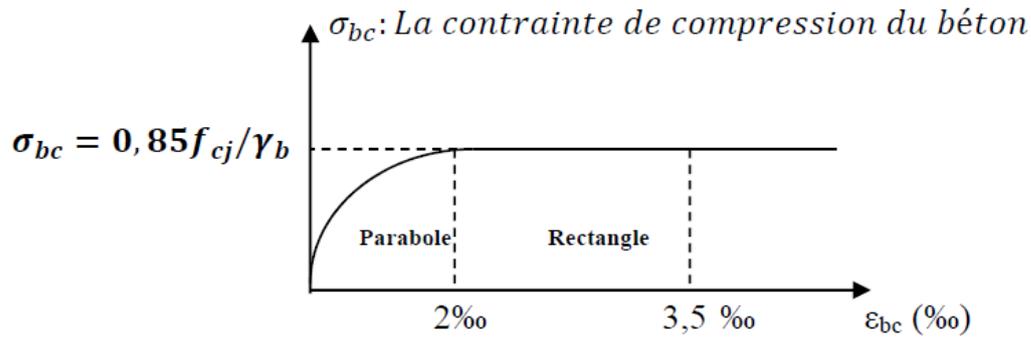


Figure I-1 : Diagramme parabolique rectangle

La contrainte du béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,66 \text{ MPa} ; \text{ Pour le cas générale}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,47 \text{ MPa} ; \text{ Pour le cas des combinaisons accidentelles}$$

Avec :

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

σ_{bc} : Contrainte de calcul pour $2 \text{ ‰} < \varepsilon_{bc} < 3,5 \text{ ‰}$.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours .

γ_b : Coefficient de sécurité avec :

$\gamma_b = 1,50$; Cas générale.

$\gamma_b = 1,15$: Cas des combinaisons accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

État Limite de Service :

La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- **Diagramme rectangulaire :**

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée ou en flexion Simple

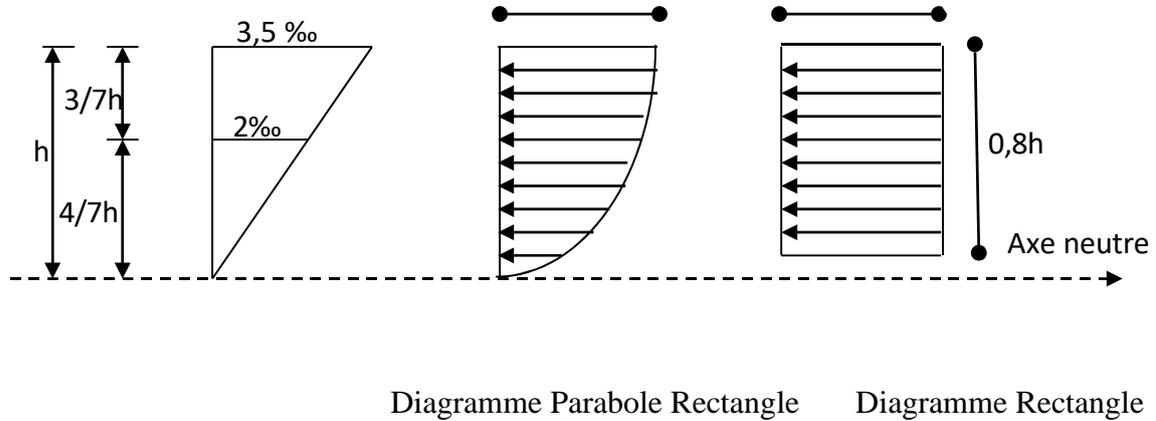


Figure I.02 Diagramme rectangulaire

Contrainte admissible de cisaillement :

$$\tau_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) : \text{Pour une fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) : \text{Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime τ_u .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

Avec :

b_0 : largeur de la pièce .

d : hauteur utile .

$$\tau_u = \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min(3.33; 5) \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 3.33 \text{ MPa} ; \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{MPa} \right)$$

$\tau_u = \min(2,5 ; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{MPa}$; Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

Modules de déformation longitudinale du béton:

- **Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de j jour égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.195 \text{MPa}$$

- **Module de déformation différée:**

$$E_{vj} = 37000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 37000 \sqrt[3]{25} = 10818.16 \text{MPa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

Module de déformation transversale :

Coefficient de poisson :

Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué. La valeur de ce module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$$

Où: ν est le coefficient de poisson

$\nu = 0$; Pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U.) $\rightarrow G = 16082,1$

$\nu = 0,2$; Pour le calcul des déformations (dans E.L.S.) $\rightarrow G = 13401,75$

I.9.b-Les Aciers :

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Ronds lisses bruts obtenue par laminage ;
- Barres à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur ;
- Fils à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou laminage à froid ;

- Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence.
 Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal (ϕ). Sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12 m (longueur commerciale courante).
 Le poids volumique de l'acier est de : 78,5 kN/m³ et son module d'élasticité longitudinal est de : 200 GPa .

- Diagramme déformation - contrainte :

Pour notre étude, on utilise des aciers longitudinaux (FeE400) et des aciers transversaux (FeE235). Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s = 1,15$; Cas générale, on a $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$;

$\gamma_s = 1,00$; Cas des combinaison accidentelles, on a $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$.

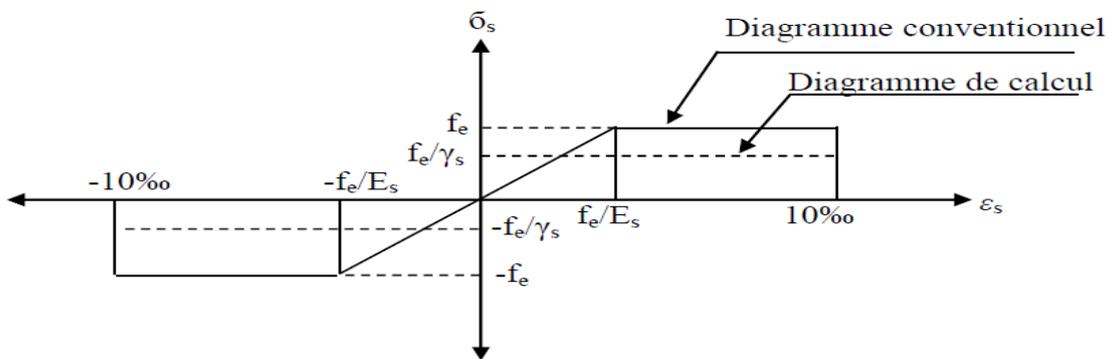


Figure I.03 Diagramme de déformation – contraintes.

Contrainte limites de traction des armatures

- | | | |
|---|---|--------------------------------|
| { | $\sigma_{st} \leq f_e$ (Pas de limitation) | Fissuration peu préjudiciable |
| | $\sigma_{st} \leq \min (2/3 \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})}) \text{ MPa}$ | Fissuration préjudiciable |
| | $\sigma_{st} \leq \min (1/2 \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})}) \text{ MPa}$ | Fissuration très préjudiciable |

- | | |
|---|--------------------------------|
| { | $\eta = 1$; Pour rond lisse ; |
| | |

$\eta = 1,6$; Pour hautes adhérences avec $\Phi \geq 6$ mm ;

$\eta = 1,3$; Pour haute adhérences avec $\Phi < 6$ mm

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton ;

f_e : Limite d'élasticité des aciers.

Hypothèse de calcul :

- ✓ Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :
- ✓ États limites ultimes de résistance E.L.U.R
- ✓ États limites de service E.L.S

E.L.U.R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

Hypothèses de calcul :

- ✓ Les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;
- ✓ Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- ✓ La résistance du béton à la traction est négligée ;
- ✓ Le raccourcissement du béton est limité à :
- ✓ $s_{bc} = 3,5\text{‰}$ en flexion composé ;
- ✓ $s_{bc} = 2\text{‰}$ en compression simple.
- ✓ L'allongement de l'acier est limité à : $s_{bc} = 10\text{‰}$;
- ✓ Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
- ✓ Le béton en compression ;

- ✓ L'acier en traction et en compression.

Règles des trois pivots :

En 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.

Tableau I-01 : tableau des déformation du pivot considéré

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

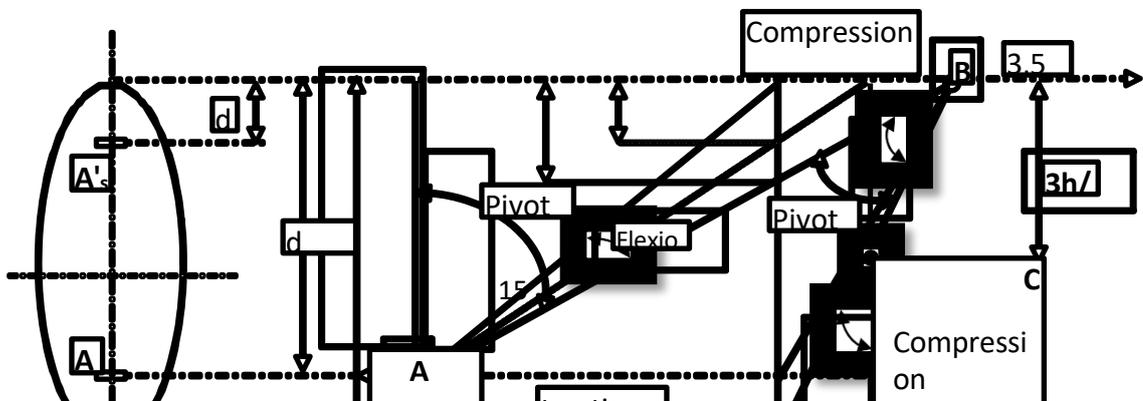


Figure I.4 Diagramme des déformations limitées de la section – Règles des trois pivots –

E.L.S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées dépassant des contraintes limites.

Hypothèses de calcul :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton .
- le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \cdot \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

Avec : $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$

Pour convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15, \text{ Coefficient d'équivalence}$$

Chapitre II

Pré dimensionnement

des éléments

de la structure

Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/ version2003 et C.B.A 93 (B.A.E.L 91).

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

Le but :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure et une épaisseur économique afin d'éviter un surplus d'acier et du béton.

II-1. Pré dimensionnement des éléments**II-1-1 Les poutres :**

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

II -1-2 Les poutres principales :

Les poutres sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, selon le BAEL 91 leurs hauteurs et largeurs sont données selon les conditions suivantes :

$L/15 \leq h \leq L/10$ Avec : L: la portée maximale entre nus des appuis.

$0.3h \leq b \leq 0.7h$ h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

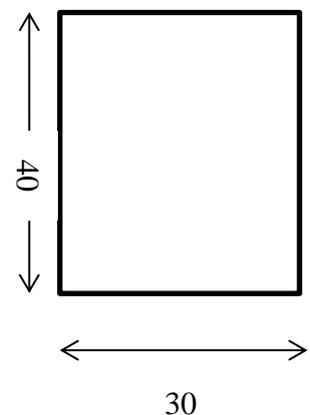
On a $L=480$ cm :

$$\frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \rightarrow 32\text{cm} \leq h \leq 48\text{cm}$$

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

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

On prend : **$b=30\text{cm}$**



Vérification selon le RPA 99 version 2003 :

$$h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 40\text{cm} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

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

$$h/b \leq 4 \rightarrow 40/30 = 1.33 < 4 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

La poutre principale Pp=(30 ;40)cm.

II -1-3/Les poutres secondaires :**D'après le BAEL91:**

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \text{Avec : L: la portée maximale entre nus des appuis.}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad h : \text{ hauteur de la poutre.}$$

$$b : \text{ largeur de la poutre.}$$

On a $L=470\text{cm}$:

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \rightarrow 31.33\text{cm} \leq h \leq 47\text{cm}$$

On prend $h=35\text{cm}$.

$$0.3 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \rightarrow 10.5\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

On prend $b=30\text{cm}$.

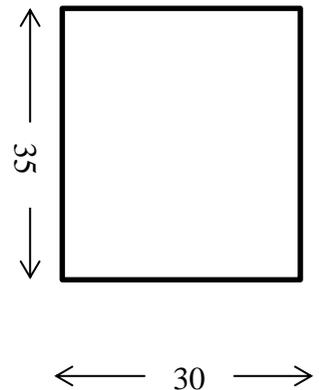
Vérification selon le RPA 99 version 2003 :

$$h \geq 30\text{cm} \rightarrow h=35\text{cm} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

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

$$h/b \leq 4 \rightarrow 35/30 = 1.16 < 4 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

La poutre secondaire Ps =(30 ;35)cm.



II-2-2. Evaluation des charges et des surcharges :

a. Plancher étage courant (Niv+3.06 et 6.12 et 9.18 et 12.24m) :

Tableau II-1 : plancher étage courant

Matériaux	epaisseur	d(kN/m ³)	G(kN/m ²)
Carrelage	2	0.22	0.44
Mortier de pose	2	0.2	0.4
Sable fin	2.5	18	0.75
Plancher	16+4	/	2.8
Cloison légère			1.15
Enduit en plâtre	2	0.13	0.26

$$G=5.50 \text{ kN/m}^2 ; Q=1.50 \text{ kN/m}^2$$

Plancher terrasse inaccessible (Niv +15.30m) :

Tableau II-2 : Plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	Epaisseur	d(kN/m ³)	G(kN/m ²)
Protection en gravier roule	4	0.2	0.8
Étanchéité multi couche	2	0.5	0.10
Forme de pente en béton armé	10	22	2.20
Isolation thermique (polystyrène)	4	4	0.16
Plancher corps creux	/16+4	/	2.8
Enduit en platre	2	0.13	0.26

$$G=6.32 \text{ kN/m}^2 ; Q=1 \text{ kN/m}^2$$

a. Murs de façade :

Tableau II-3 : murs de façade

Matériaux	Epaisseur	d(kN/m ³)	G(kN/m ²)
Enduite extérieure en ciment	2.5	0.18	0.45

Parois en brique creuse	15	9	1.35
Parois en brique creuse	10	9	0.9
Enduite en plâtre	1.5	0.10	0.15

$G=2.85 \text{ kN/m}^2$ on a une majoration de 80% à cause des ouvertures :

$$G=2.28 \text{ kN/m}^2$$

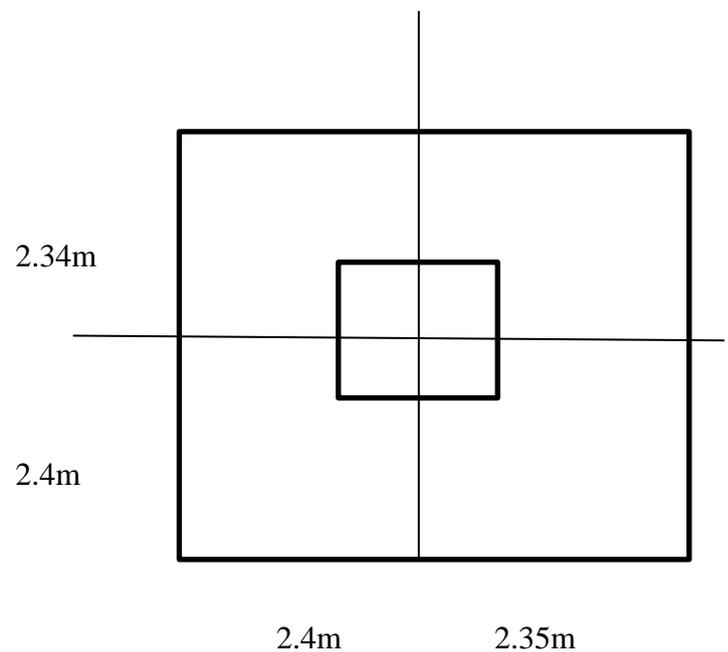
II-3. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé de section rectangulaire, circulaire, carrée, leur rôle est de transmettre les charges aux fondations qui les supportent , leur pré dimensionnement doit respecter la condition imposée par le RPA99 Conditions imposées par le RPA99 .Dans notre projet on a deux types de poteaux rectangulaires et circulaires :

La surface afférente par le poteau le plus sollicité :

$$S = (2.34 + 2.4) \times (2.35 + 2.4)$$

$$S = 22.52 \text{ m}^2$$



a)-Poteaux rectangulaires :

II-3-1. Les charges supportées par le poteau le plus sollicité :

1. Poids propre des planchers :

$$P_l = (GT + (n-1)G_{et}) \times S = (6.32 + (4 \times 5.5) \times 22.52) = 637.766 \text{ kN}$$

2. Poids propre de la poutre principale :

$$P_p = \gamma_{ba} \times b \times h \times l \times n = 22 \times 0.3 \times 0.45 \times 4.8 \times 5 = 71.28 \text{ kN}$$

3. Poids propre de la poutre secondaire :

$$P_s = \gamma_{ba} \times b \times h \times L \times n = 62.04 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } N_G = P_l + P_s + P_p = 771.086 \text{ kN}$$

4. Effort normal due au charge d'exploitation :

$$N_Q = Q_{\text{total}} \times S = (1 + 1.5 \times 4) \times 22.52 = 157.64 \text{ kN}$$

$$\text{Alors : } N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$N_u = 1.35 \times 771.086 + 1.5 \times 157.64 = 1277.43 \text{ KN}$$

***Majoration de l'effort normal :**

$$N_u = 1.1 \times 1277.43 = 1405.17 \text{ kN}$$

II-3-2. Détermination de la section du poteau rectangulaire (a×b) :

Les formules utilisées selon le BAEL99 :

II-3-2-1. Condition de stabilité :

Pour éviter le flambement il faut qu'il soit $\lambda \leq 35$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \rightarrow L_f = 0.7 L_0 \quad \text{avec : } L_f : \text{la longueur du flambement.}$$

L_0 : la hauteur d'étage.

$$L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B(a \times b)}} \quad \text{et} \quad I = \frac{b a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{a^3 b}{12 \times b \times a}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} \rightarrow \frac{a}{\sqrt{12}} = \frac{2.14}{\lambda}$$

$$a\lambda = 2.14\sqrt{12} \rightarrow a = \frac{2.14\sqrt{12}}{50} = 0.1483m = 14.83cm$$

On adopte **a=40cm**

II-3-3. Dégression des Surcharges d'Exploitation:

D'après le DTR B.C.2.2.5 comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent

Simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression qui fonctionne en nombre d'étages. Cette loi consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% par étage $n \geq 5$. Dans notre cas la loi de dégression n'est pas applicable car on a 4 étages.

Détermination de b :

$$Nu \leq \alpha \left(\frac{Br \times fc28}{0.9 \times \gamma b} + As \frac{fe}{\gamma_s} \right) \quad \text{avec} \quad \mathbf{As=0.7\% \cdot Br} \text{ (zone I Tiaret).}$$

Sachant que : $fc28=22\text{Mpa}$; $\gamma b = 1.5$; $\theta = 1$

$$FeE400 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

$$Br=(35-2) \times (b-2)=33(b-2)$$

$$As=0.264(b-2)$$

$$\alpha = \frac{0.85}{(1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2)} = \frac{0.85}{(1+0.2(\frac{21.18}{35})^2)} \rightarrow \alpha = \mathbf{0.79}$$

$$Nu \leq 0.79 \left(\frac{33(b-2) \times 22}{0.9 \times 1.5} + 0.264(b-2) \times \frac{400}{1.15} \right)$$

$$Nu \leq (b-2) \times 0.79(629.60)$$

$$Nu \leq (b-2)(497.38)$$

$$Nu \leq 497.38b - 9947.76$$

$$b \geq 22.82cm$$

On prend **b=40cm**

On adopte **(a×b)=(40×40)cm²**

Pour la zone sismique I, les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a; b) \geq 25 \dots \dots \text{zone I} \\ \min(a; b) \geq \frac{he}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \min(40; 40) \geq 25 \\ \min(40; 40) \geq \frac{306}{20} = 15.3cm \\ \frac{1}{4} \leq \frac{40}{40} \leq 4 \end{array} \right\} \text{ c'est vérifié}$$

b)-Poteaux circulaires :

1. Détermination du diamètre D :

Pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous (PRA 99/V2003):

$$\left\{ \begin{array}{ll} D \geq 25cm & \text{en zone I} \\ D \geq 30cm & \text{en zone IIa} \\ D \geq 35cm & \text{en zone IIb et III} \\ D \geq \frac{h}{15} & \end{array} \right.$$

$$\lambda = 4 \frac{Lf}{D} = \frac{Lf}{i} = \frac{0.7L_0}{i} = \frac{2.8L_0}{D} \quad \text{avec} \quad D : \text{le diamètre du poteau}$$

Lf : la longueur du flambement

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\pi D^2/4}{\pi D^2/64}} = \sqrt{\frac{16}{D^2}} = \frac{4}{D} = 0.25D$$

$$\lambda = \frac{Lf}{i} \leq 50 \rightarrow \frac{0.7L_0}{0.25D} \leq 50 \rightarrow D \geq \frac{0.7L_0}{0.25 \times 50} = \frac{0.7 \times 306}{0.25 \times 50} = 17.14cm$$

$$\text{On adopte } \mathbf{D=40cm} \text{ et } D \geq \frac{he}{15} = \frac{306}{15} = 20.4cm \quad \text{c'est vérifié}$$

II-3. Les voiles :

II-3-1. Introduction :

Les voiles ou murs de contreventement sont définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

II-3-2. Pré dimensionnement des voiles :

D'après le RPA 99 article (7.7.1) sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition: ($L \geq 4e$) avec une épaisseur minimale de 15cm .

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités :

Avec : L : longueur de voile. e : épaisseur du voile.

La hauteur libre d'étage = la hauteur d'étage - épaisseur du plancher = $3.06 - 0.20 = 2.86\text{m}$

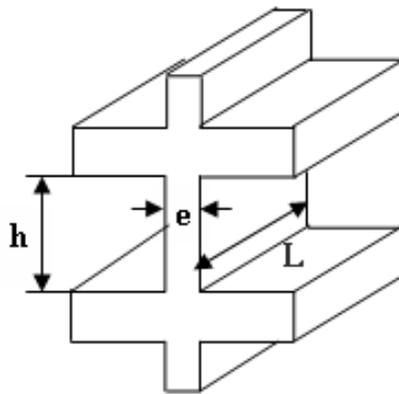


Figure II-01: Coupe de voile en élévation

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}; e_{min}\right) \text{ cm} \\ e_{min} = 15\text{ cm} \\ \text{et } L \geq 4 \times e \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max(11.44 ; 13 ; 14.3 ; 15) \text{ cm} \rightarrow \max = 15\text{ cm} \\ L \geq 4 \times e \rightarrow 4 \times 15 = 60\text{ cm} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées.

Chapitre III

Calcul des planchers

III-1. Les planchers :

La structure étudiée comporte des planchers en corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage d'hourdis avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

-la facilité de réalisation.

-diminuer le poids de la structure et par conséquent le résultant de la force sismique.

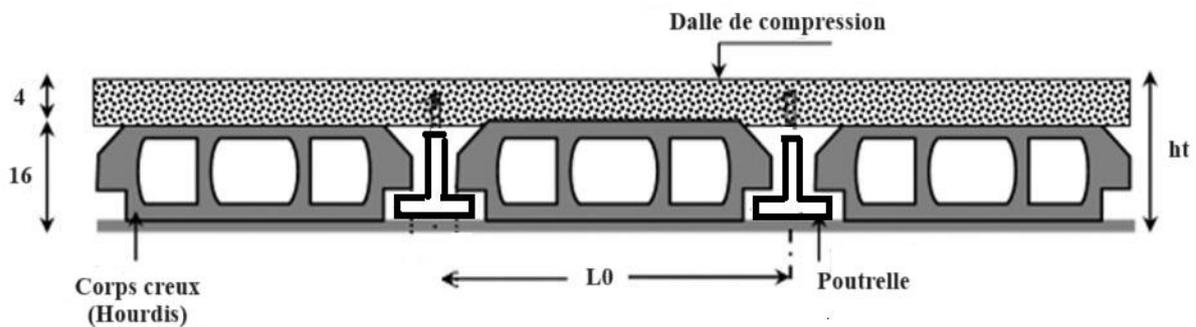


Figure III-1 : Plancher en corps creux

Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule suivante :

$$h \geq \frac{L-bpp}{22.5} \rightarrow h \geq \frac{470-30}{22.5} = 19.55 \text{ cm.}$$

On adopte **h=16cm** avec une dalle de compression de 4 cm .

III-1-1.Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T, en béton armé :

b: Distance entre axes des nervures

h0 : La hauteur de la dalle de compression

Suivant les normes Algériennes (DTR.B.C.22), la distance b est prise généralement égale à 65 cm.

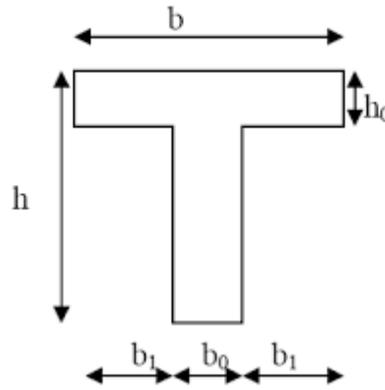


Figure III-2: Les poutrelles

Les dimensions des poutrelles sur marché :

$$\begin{cases} b = 65 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ h_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Le sens des poutrelles est parallèle aux poutres secondaires.

III-2-1- Méthode de calcul des poutrelles:

III-2-1-1- Méthode forfaitaire:

Pour calcul les poutrelles il existe plusieurs méthodes, le règlement BAEL 91 propose une méthode pour le calcul des moments qui appelé « la méthode forfaitaire ».

Les conditions d'application de la méthode:

- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.
- Le rapport des portées successives est compris entre 0.8 et 1,25; $(0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25)$.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Les moments maximaux en travées et sur appuis en fonction des moments isostatiques de la travée indépendante.

M_0 : le moment maximal dans la travée indépendante.

M_t : le moment maximale dans la travée étudiée.

M_w : le moment sur appui gauche de la travée.

M_e : le moment sur appui droite de la travée.

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

a) Principe de calcul des moments:

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

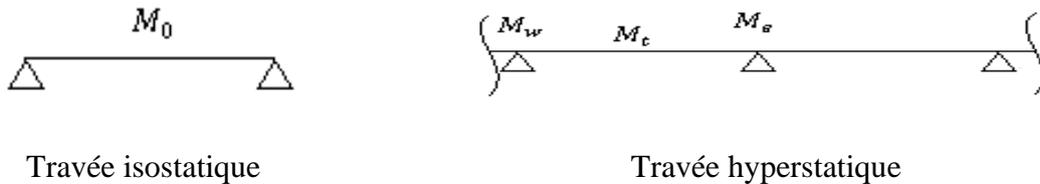


Figure III-3 : Principe de calcul des moments.

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

- Travée de rive :

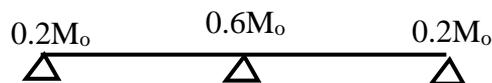
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

- Travée intermédiaire :

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

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

1. Cas de 2 travées :



2. Cas de 3 travées :



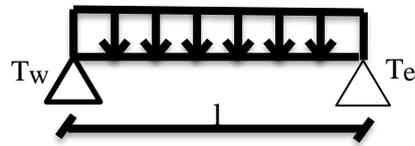
3. Cas de plus de 3 travées :



Figure III-4: schémas explicatifs (méthode forfaitaire).

Principe de calcul de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_W - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_W - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

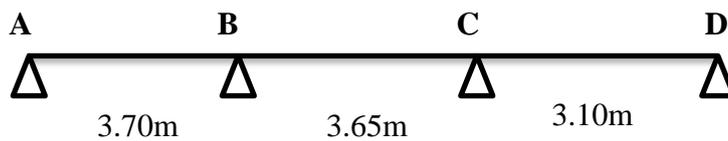


III-2-2- Calcul des poutrelles de plancher RDC et étages courants:

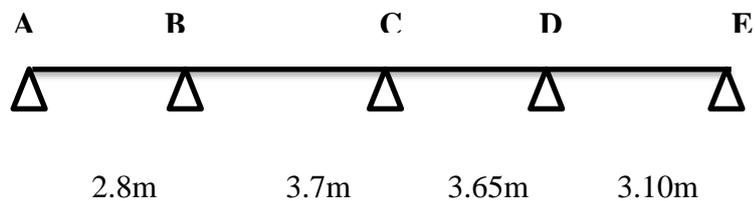
1- Type de poutrelles:

On a trois types de poutrelles:

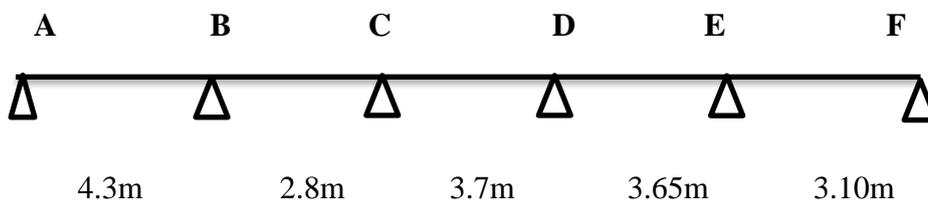
Le 1^{er} type :



Le 2^{ème} type :



Le 3^{ème} type :



Les combinaisons de charges :**Plancher étage courant:**

Type de plancher	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	b [m]	E.L.U ($1,35G + 1,5Q$) $\times b$ [KN/ml]	E.L.S ($G + Q$) $\times b$ [KN/ml]
La terrasse	6.32	1	0.65	6.52	4.76
L'étage courant	5.50	1.5	0.65	6.28	4.55

Tableau III-1: Les charges à l'ELU et l'ELS**2- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:**

- La charge d'exploitations $Q \leq \max(2G; 5KN/m^2)$.

✓ Plancher étage courant:

$$Q = 1.5KN/m^2 < 2 \times G = 11KN/m^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ Plancher terrasse:

$$Q = 1KN/m^2 < 2 \times G = 12.64KN/m^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Poutrelle à inertie constantecondition vérifiée..

- Le rapport $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$:

- Calcul des poutrelles de plancher RDC et étages courants:**1- Type de poutrelles:**

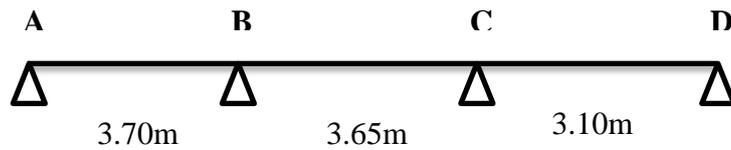
Plancher RDC et étage courant.

Dans l'étage, on a trois types de poutrelles

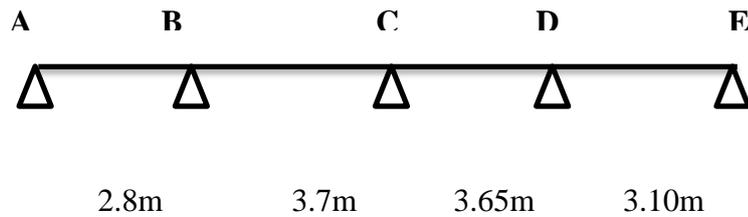
Dans la terrasse, on a un seul type

1/Etage

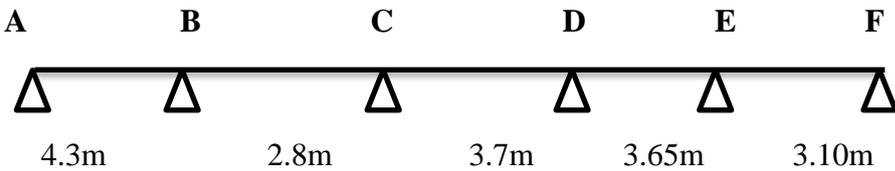
Le 1^{er} type



Le 2^{ème} type :



Le 3^{ème} type :



2- Les combinaisons de charges :

• Plancher étage courant:

$$G = 5.96 \times 0.65 = 3.87 \text{KN/m}$$

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{KN/m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.69 \text{KN/m} \\ Q_s = G + Q = 4.84 \text{KN/m} \end{array} \right.$$

3- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:

- La charge d'exploitations $Q \leq \max(2G; 5 \text{KN/m}^2)$.

✓ Plancher étage courant:

$$Q = 1.5 \text{KN/m}^2 < 2 \times G = 11.92 \text{KN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

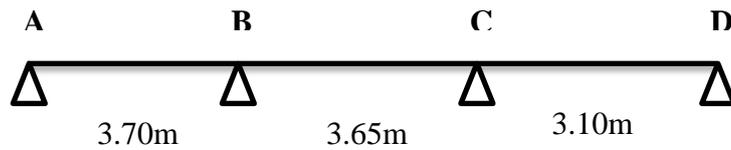
✓ Plancher terrasse:

$$Q = 1 \text{KN/m}^2 < 2 \times G = 13 \text{KN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Poutrelle à inertie constantecondition vérifiée.

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

Le 1^{er} type :

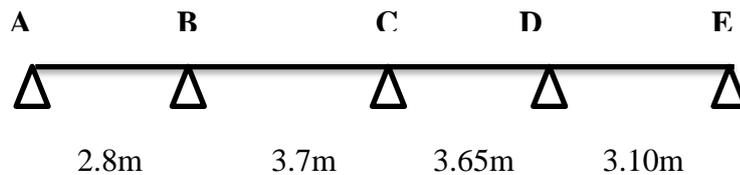


$$0.8 \leq \frac{3.7}{3.65} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 1.01 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

$$0.8 \leq \frac{3.65}{3.10} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 1.17 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

Fissuration considérée comme étant non préjudiciable.

Le 2^{ème} type:

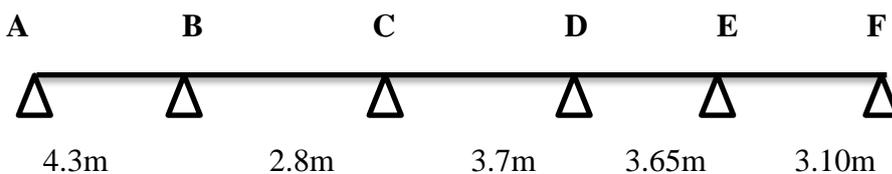


$$0.8 \leq \frac{2.8}{3.7} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 0.75 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

$$0.8 \leq \frac{3.7}{3.65} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 1.01 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

$$0.8 \leq \frac{3.65}{3.1} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 1.17 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

3^{ème} type :



$$0.8 \leq \frac{4.3}{2.8} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 1.53 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{condition non vérifié}$$

$$0.8 \leq \frac{2.8}{3.13.7} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 1.32 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

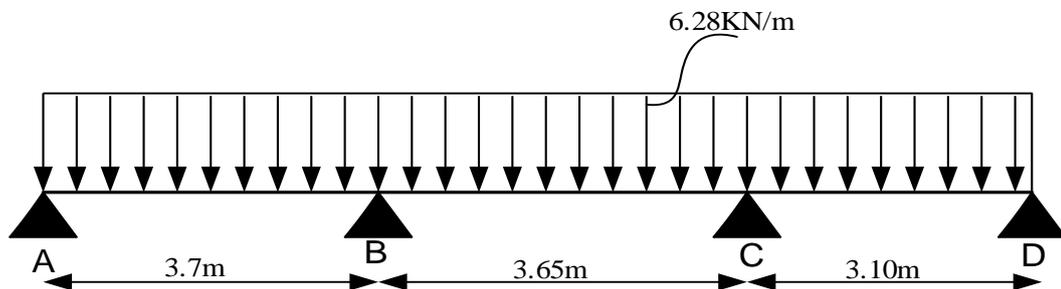
$$8 \leq \frac{3.7}{3.65} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 1.01 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

$$0.8 \leq \frac{3.65}{3.1} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 1.17 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

Calcul:

Calcul des moments isostatiques:

$$q_u = 6.28 \text{KN/m} ; q'_u = 4.82 \text{KN/m}$$



- **Calcul des moments isostatiques:**

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.28 \times 3.7^2}{8} = 10.74 \text{KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.28 \times 3.65^2}{8} = 10.45 \text{KN.m}$$

$$M_0^{cd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.28 \times 3.1^2}{8} = 7.54 \text{KN.m}$$

- **Calcul des moments sur appuis:**

$$M_A = 0.2 M_0^{AB} = 0.2 \times 10.74 = 2.14 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0.5 \times 10.74 = 5.37 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0.5 \max(M_0^{bc}; M_0^{cd}) = 0.5 \times 10.45 = 5.22 \text{KN.m}$$

$$M_d = 0.2 M_0^{cd} = 0.2 \times 7.54 = 1.5 \text{KN.m}$$

Moment en travée « AB »: travée de rive

$$\begin{aligned}
 - M_t &\geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3\alpha)M_O; 1.05M_O] - \frac{M_W + M_e}{2} \\ \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_O \end{array} \right. \\
 - M_t &\geq \max \left\{ \begin{array}{l} 7.66 \text{KN.m} \\ 6.78 \text{KN.m} \end{array} \right. \rightarrow M_t^{AB} = 7.66 \text{KN.m}
 \end{aligned}$$

Moment en travée «BC »: travée intermédiaire

$$\begin{aligned}
 - M_t &\geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3\alpha)M_O; 1.05M_O] - \frac{M_W + M_e}{2} \\ \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_O \end{array} \right. \\
 - M_t &\geq \max \left\{ \begin{array}{l} 5.81 \text{KN.m} \\ 5.55 \text{KN.m} \end{array} \right. \rightarrow M_t^{BC} = 5.81 \text{KN.m}
 \end{aligned}$$

Moment en travée «CD »: travée de rive

$$\begin{aligned}
 M_t &\geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{CD}; 1.05M_0^{BC}] - \frac{M_C + M_D}{2} \\ \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0^{CD} \end{array} \right. \\
 M_t &\geq \max \left\{ \begin{array}{l} 4.66 \text{KN.m} \\ 4 \text{KN.m} \end{array} \right. \rightarrow M_t^{CD} = 4.66 \text{KN.m}
 \end{aligned}$$

- **Calcul des efforts tranchants:**

Travée AB:

$$\begin{cases} T_w = \frac{2.14-5.37}{3.7} + \frac{6.28 \times 3.7}{2} = 10.74 \text{KN} \\ T_e = \frac{2.14-5.37}{3.7} - \frac{6.28 \times 3.7}{2} = -12.49 \text{KN} \end{cases}$$

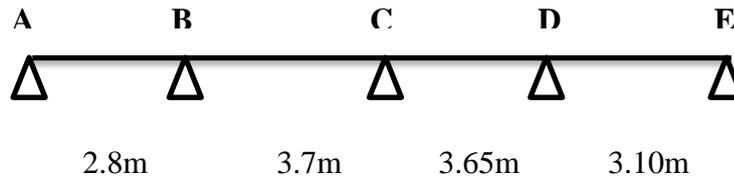
Travée BC:

$$\begin{cases} T_w = \frac{5.37-5.22}{3.65} + \frac{6.28 \times 3.65}{2} = 11.50 \text{KN} \\ T_e = \frac{5.37-5.22}{3.65} - \frac{6.28 \times 3.65}{2} = -11.41 \text{KN} \end{cases}$$

Travée CD:

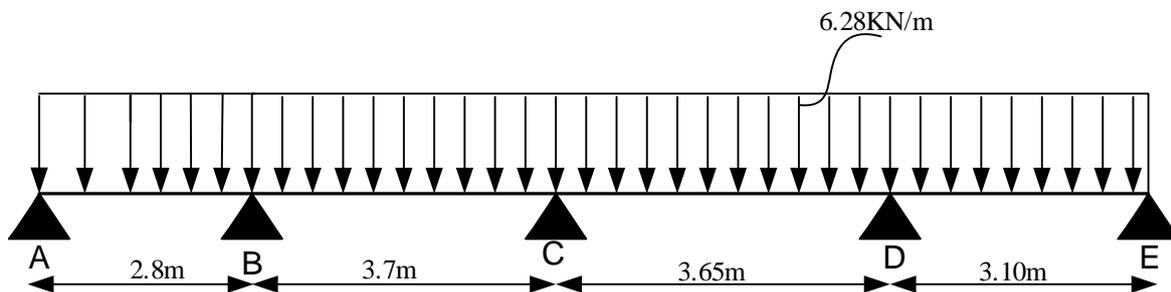
$$\begin{cases} T_w = \frac{5.22 - 1.5}{3.1} + \frac{6.28 \times 3.1}{2} = 10.93 \text{KN} \\ T_e = \frac{5.22 - 1.5}{3.1} - \frac{6.28 \times 3.1}{2} = 8.53 \text{KN} \end{cases}$$

Le 2^{ème} type:



Calcul du moments isostatiques :

$$q_u = 6.28 \text{KN/m}$$



- Calcul des moments isostatiques:

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.28 \times 2.8^2}{8} = 6.15 \text{KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.28 \times 3.7^2}{8} = 10.74 \text{KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.28 \times 3.65^2}{8} = 10.54 \text{KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.28 \times 3.10^2}{8} = 7.54 \text{KN.m}$$

Calcul des moments sur appuis:

$$M_A = 0.2M_0^{AB} = 0.2 \times 6.15 = 1.23 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0.5 \times 10.74 = 5.37 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0.4 \times 10.74 = 4.29 \text{KN.m}$$

$$M_D = 0.5 \max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 0.5 \times 10.54 = 5.27 \text{KN.m}$$

$$M_E = 0.2 M_0^{DE} = 0.2 \times 7.54 = 1.50 \text{KN.m}$$

Moment en travée « AB »: travée de rive

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

$$- M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 3.23 \text{KN.m} \\ 3.27 \text{KN.m} \end{array} \right. \rightarrow M_t^{AB} = 3.27 \text{KN.m}$$

Moment en travée « BC »: travée intermédiaire

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

$$- M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 5.81 \text{KN.m} \\ 6.59 \text{KN.m} \end{array} \right. \rightarrow M_t^{BC} = 6.59 \text{KN.m}$$

Moment en travée « CD »: travée intermédiaire

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

$$- M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 5.32 \text{KN.m} \\ 5.55 \text{KN.m} \end{array} \right. \rightarrow M_t^{CD} = 5.55 \text{KN.m}$$

Moment en travée « DE »: travée de rive

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{DE}; 1.05M_0^{DE}] - \frac{M_D + M_E}{2} \\ \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0^{CD} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 4.66 \text{KN.m} \\ 4 \text{KN.m} \end{array} \right. \rightarrow M_t^{CD} = 13.65 \text{KN.m}$$

- Calcul des efforts tranchants:

Travée AB:

$$\begin{cases} T_w = \frac{1.23-5.37}{2.8} + \frac{6.28 \times 2.8}{2} = 7.31 \text{KN} \\ T_e = \frac{1.23-5.37}{2.8} - \frac{6.28 \times 2.8}{2} = -10.27 \text{KN} \end{cases}$$

Travée BC:

$$\begin{cases} T_w = \frac{5.37-4.29}{3.7} + \frac{6.28 \times 3.7}{2} = 11.91 \text{KN} \\ T_e = \frac{5.37-4.29}{3.7} - \frac{6.28 \times 3.7}{2} = -11.32 \text{KN} \end{cases}$$

Travée CD:

$$\begin{cases} T_w = \frac{4.29-5.27}{3.65} + \frac{6.28 \times 3.65}{2} = 11.19 \text{KN} \\ T_e = \frac{4.29-5.27}{3.65} - \frac{6.28 \times 3.65}{2} = -11.72 \text{KN} \end{cases}$$

Travée DE:

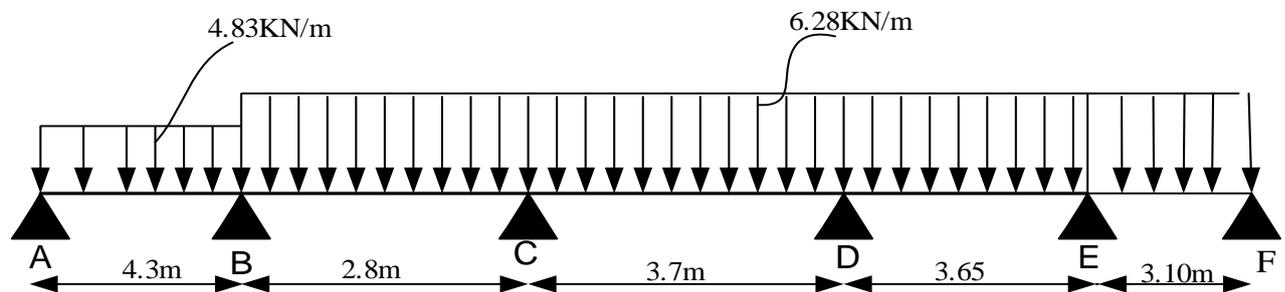
$$\begin{cases} T_w = \frac{5.27-1.5}{3.10} + \frac{6.28 \times 3.1}{2} = 10.95 \text{KN} \\ T_e = \frac{5.27-1.5}{3.10} - \frac{6.28 \times 3.1}{2} = -8.51 \text{KN} \end{cases}$$

Type03

calcul des moments isostatiques:

$$q_u = 6.28 \text{KN/m} ; q'_u = 4.83 \text{KN/m}$$

1. Cas des charges minimales sur la travée « AB »



- Calcul des moments isostatiques:

$$M_0^{AB} = \frac{q'_u \times l^2}{8} = \frac{4.83 \times 4.3^2}{8} = 11.16 \text{KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.28 \times 2.8^2}{8} = 6.15 \text{KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.28 \times 3.7^2}{8} = 10.74 \text{KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.28 \times 3.65^2}{8} = 10.45 \text{KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.28 \times 3.1^2}{8} = 7.54 \text{KN.m}$$

Calcul des moments sur appuis:

$$M_A = 0.2M_0^{AB} = 0.2 \times 11.16 = 2.23 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0.5 \times 11.16 = 5.58 \text{KN.m}$$

$$M_c = 0.4 \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0.4 \times 10.74 = 4.29 \text{KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 0.4 \times 10.74 = 4.29 \text{KN.m}$$

$$M_E = 0.5 \max(M_0^{DE}; M_0^{EF}) = 0.5 \times 10.45 = 5.22 \text{KN.m}$$

$$M_F = 0.2M_0^{EF} = 0.2 \times 7.54 = 1.50 \text{KN.m}$$

- **Moment en travée particulière « AB »:**

$$x = \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{q'_u \times L_{AB}} = \frac{4.3}{2} + \frac{2.23 - 5.58}{4.83 \times 4.3} = 1.98 \text{m}$$

$$M_{t(x)}^{AB} = \frac{q_u(L_{AB} - x)}{2} - M_A \left(\frac{1-x}{L_{AB}} \right) - M_B \left(\frac{x}{L_{AB}} \right)$$

$$M_{t(x)}^{AB} = \frac{4.83(4.3 - 1.98)}{2} - 2.23 \left(\frac{1 - 1.98}{4.3} \right) - 5.58 \left(\frac{1.98}{4.3} \right)$$

$$M_{t(x)}^{AB} = 3.54 \text{KN.m}$$

Moment en travée « BC »: travée de rive

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

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.6KN.m \\ 3.26KN.m \end{array} \right. \rightarrow M_t^{BC} = 3,26KN.m$$

- **Moment en travée « CD »: travée de rive**

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

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 7.12KN.m \\ 5.70KN.m \end{array} \right. \rightarrow M_t^{CD} = 7.12KN.m$$

- **Moment en travée « DE »: travée de rive**

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

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 6.35KN.m \\ 6.59KN.m \end{array} \right. \rightarrow M_t^{DE} = 6.59KN.m$$

Moment en travée « EF »: travée de rive

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

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 4.65KN.m \\ 4.76KN.m \end{array} \right. \rightarrow M_t^{DE} = 4.76KN.m$$

Calcul des efforts tranchants:

Travée AB:

Cas des charges maximales:

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{2.23-5.58}{4.3} + \frac{6.28 \times 4.3}{2} = 12.72KN \\ T_e = \frac{2.23-5.58}{4.3} - \frac{6.28 \times 4.3}{2} = -14.28KN \end{array} \right.$$

Cas des charges minimales:

$$\begin{cases} T_w = \frac{2.23-5.58}{4.3} + \frac{4.83 \times 4.3}{2} = 9.61KN \\ T_e = \frac{2.23-5.58}{4.3} - \frac{4.83 \times 4.3}{2} = -11.16KN \end{cases}$$

Travée BC:

$$\begin{cases} T_w = \frac{5.58-4.29}{2.8} + \frac{6.28 \times 2.8}{2} = 9.25KN \\ T_e = \frac{5.58-4.29}{2.8} - \frac{6.28 \times 2.8}{2} = -8.33KN \end{cases}$$

Travée CD:

$$\begin{cases} T_w = \frac{4.29-4.29}{3.7} + \frac{6.28 \times 3.7}{2} = 11.61KN \\ T_e = \frac{4.29-4.29}{3.7} - \frac{6.28 \times 3.7}{2} = -11.61KN \end{cases}$$

Travée DE:

$$\begin{cases} T_w = \frac{4.29-5.22}{3.65} + \frac{6.28 \times 3.65}{2} = 11.20KN \\ T_e = \frac{4.29-5.22}{3.65} - \frac{6.28 \times 3.65}{2} = -11.71KN \end{cases}$$

Travée DF:

$$\begin{cases} T_w = \frac{5.22-1.5}{3.10} + \frac{6.28 \times 3.10}{2} = 10.93KN \\ T_e = \frac{5.22-1.5}{3.10} - \frac{6.28 \times 3.10}{2} = -8.53KN \end{cases}$$

Les sollicitations maximales de calcul sont:

ELU

$$M_t = 13.65KN.m$$

$$M_{a.rive} = 2.23KN.m$$

$$M_{a.inter} = 5.58KN.m \text{ Et } T_{max} = 14.28KN$$

ELS

$$M_t = 6.59KN.m$$

$$M_{a.rive} = 1.85KN.m$$

$$M_{a.inter} = 4.63KN.m \text{ Et } T_{max} = 10.56KN.$$

Les données:

- Largeur de la poutrelle $b = 65\text{cm}$ et $b_0 = 12\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 24\text{cm}$.
- Epaisseur de dalle de compression $h_0 = 4\text{cm}$.
- Hauteur utile $d = 0.9h_t = 21.6\text{cm}$
- Contrainte aciers longitudinaux utilisés: $f_e = 400\text{MPa}$.
- $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$.
- $\sigma_{bc} = 14.20\text{MPa}$; $\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$.

Calcul du ferrailage des poutrelles:**2-1- Calcul des armatures longitudinales:**❖ **ELU**1- En travée

On calcule le moment de résistance de la table:

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

$$M_{tb} = 65 \times 4 \times 14.20 \left(21.6 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 72,36\text{KN.m}$$

$$M_{t(max)} = 16.39\text{KN.m} < 72.36\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{13.65 \times 10^3}{14.20 \times (21.6^2) \times 65} = 0.031 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{13.65 \times 10^3}{0.984 \times 21.6 \times 348} = 1.85\text{cm}^2$$

Section minimale d'armatures:

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

$$A_{min} = 0.23 \times 65 \times 21.6 \times \frac{2.1}{400} = 1.69\text{cm}^2$$

$$A_s = 1.85\text{cm}^2 > A_{min} = 1.69\text{cm}^2. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte: **3T12 = 3.39cm²**.

2- Sur appuis:

Le béton tendu est négligé, le calcul sera fait pour une section rectangulaire

$$(b_0 \times h) = (12 \times 24) \text{ cm}^2$$

a) Appuis de rive:

$$M_{a.rive} = 2.23 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a.rive}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b_0} = \frac{2.23 \times 10^3}{14.20 \times (21.6^2) \times 12} = 0.028 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_s = \frac{M_{a.rive}}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{2.23 \times 10^3}{0.986 \times 21.6 \times 348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armatures:

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 21.6 \times \frac{2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.32 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.31 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte: **1T10 = 0.79cm²**.

b) Appuis intermédiaire:

$$M_{a.inter} = 5.58 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a.inter}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b_0} = \frac{5.58 \times 10^3}{14.20 \times (21.6^2) \times 12} = 0.07 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_s = \frac{M_{a.inter}}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{5.58 \times 10^3}{0.996 \times 21.6 \times 348} = 0.74 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armatures:

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 21.6 \times \frac{2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.74\text{cm}^2 > A_{min} = 0.31\text{cm}^2$condition vérifiée.

On adopte: **2T10 = 1.57cm²**.

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS:**

$$M_{t(ser)} = 10.56\text{KN.m}$$

Position de l'axe neutre:

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de section homogène «s» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{b \times y^2}{2} + \eta \times A'(y - C') - \eta \times A(d - y) = 0$$

$$b = 65\text{cm}; \eta = 15; A = 3.39\text{cm}^2; d = 21.6\text{cm}; b_0 = 12\text{cm}.$$

$$32.5y^2 - 15 \times 2.36 \times (21.6 - y) = 0 \rightarrow y = 5.083\text{cm}$$

Y = 5.083cm l'axe neutre tombe dans la nervure (section T)

Moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b \times y^3}{3} + \eta A'(y - C') + \eta A(d - y)^2$$

$$I_G = \frac{65 \times y^3}{3} + \eta A(d - y)^2$$

$$I_G = \frac{65}{3} (5.08)^3 + 15 \times 3.39 \times (21.6 - 5.08)^2 = 16717.91$$

$$I_G = 16717.91\text{cm}^4$$

❖ **Calcul des contraintes:**

- Contrainte maximale dans béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{6.59 \times 10^3}{16717.91} \times 5.083 = 2\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La fissuration non préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier.

- Contrainte de cisaillement

$$T_{max} = 10.56 \text{KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{14.28 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.216} = 0.55 \text{MPa}$$

Fissuration non préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = \min(3.25 \text{MPa}; 4 \text{MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.55 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

5-2- Calcul des armatures transversales A_t :

- Le diamètre:

Après le BAEL 99 (A.5.1.23):

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L\right) \text{mm.}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{240}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) \text{mm.}$$

$$\phi_t \leq \min(6.86; 12; 10) \text{mm}$$

On prend $\phi_t = 6 \text{mm}$

- Calcul des espacements

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(19.44; 40 \text{cm})$$

$$S_t \leq 19.44 \text{cm.}$$

- La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0.3K \times f_{tj})}{0.9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots \dots (1)$$

$K=1$ fissuration non préjudiciable

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 \times d}$$

Par la méthode des triangles semblables, on a calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2}\right)$.

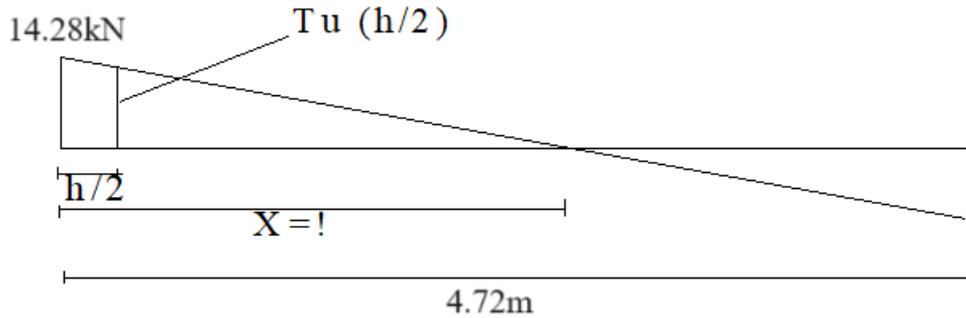


Figure III-4: Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{X - \left(\frac{h}{2}\right)} \rightarrow T_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{max} \left[X - \left(\frac{h}{2}\right)\right]}{X}$$

- Calcul la distance X

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L}$$

$$X = \frac{4.72}{2} + \frac{3.72 - 1.52}{6.28 \times 4.72} = 2.43m$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.24}{2} = 0.12m$$

$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{14.28[2.43 - 0.12]}{2.43} = 13.57KN$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{13.57 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.216} = 0.52MPa$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = 0.52MPa$$

D'après formule (1)

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0.52 - (0.3 \times 2.1)) \times 12 \times 1.15}{0.9 \times 235} = -7.17 \times 10^{-3} cm \dots \dots \dots (2)$$

- Pourcentage minimal des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \max \left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2}; 0.4MPa \right)$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \max \left(\frac{0.52}{2}; 0.4MPa \right)$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \max(0.26; 0.4MPa) \rightarrow \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq 0.4MPa$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0.4 \times b_0}{f_e} \rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0.4 \times 12}{235} = 0.02cm \dots \dots (3)$$

On prend le max entre 2 et 1 $\rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq 0.02cm$; on prend $S_t = 15cm$

En trouve $A_t \geq 0.02 \times 15 = 0.3cm^2$

$$\begin{cases} 2\phi 6 = 0.57cm^2 \\ S_t = 15cm. \end{cases}$$

- Zone nodal:

$$S_t \leq \min(10\phi_l; 15cm) \rightarrow S_t \leq \min(10 \times 1.2; 15cm)$$

$S_t \leq 12cm$; donc $S_t = 7cm$.

- Zone courante:

$$S_t \leq 15cm; \text{ donc } S_t = 15cm.$$

$$\begin{cases} S_t = 10cm \text{ zone nodal.} \\ S_t = 15cm \text{ zone courante} \end{cases}$$

- **Encrage des armatures aux niveaux des appuis:**

$$T_{max} = 14.28KN.m$$

$$M_{appui} = 5.58KN.m$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0.9d} = \frac{5.58}{0.9 \times 21.6 \times 10^{-2}} = 28.70KN$$

$$F_u = 28.70KN > T_u = 14.28KN.m;$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

- **Compression de la bielle d'about:**

La contrainte de compression dans la bielle est de:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ Et } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{a \times b_0}$$

Avec a: la longueur d'appui de la bielle.

$$\overline{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que:

$$\overline{\sigma}_b \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \frac{2T}{a \times b_0} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow a \geq \frac{2T \times \gamma_b}{0.8 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \times 14.28 \times 1.5}{0.8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0.017m = 1.7cm$$

$$a = \min(a'; 0.9d); a' = c - c' - 2; c' = 2cm; c = 45cm.$$

a' : La largeur d'appui

c : la largeur de l'appui du poteau

c' : L'enrobage

$$a' = 45 - 2 - 2 = 41cm$$

$$a = \min(41; 19.44) = 19.44cm$$

$19.44cm > 2.5cm$ condition vérifiée

▪ **Entraînement des armatures:**

Vérification de la contrainte d'adhérence:

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau}_{ser} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec:

Ψ_s : Coefficient de cisaillement.

T : l'effort tranchant maximum.

n : nombre d'armatures longitudinales.

μ : Périmètre d'armatures tendu $\mu = \pi \times \phi = 3.14 \times 1 = 3.14$

$\Psi_s = 1.5$ pour HA; $T = 14.28KN$; $n = 3$; $\mu = 3.14cm$.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} = \frac{14.28 \times 10^3}{19.44 \times 3.14 \times 3 \times 10^2} = 0.77MPa$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1.5 \times f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

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

▪ **Ancrage des armatures tendues**

$$\tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{cm}$$

La longueur est dépassé la largeur de la poutre secondaire (b=30cm), est obligés des courber les armatures d'une valeur « r »:

$$r = 5.5\phi = 5.5 \times 1 = 5.5 \text{cm}$$

2. Vérification de la flèche:

Les conditions suivantes doivent être vérifiées:

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{24}{472} = 0.05 < \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \rightarrow \frac{24}{567} = 0.042 > \frac{6.59}{15 \times 19.45} = 0.041 \dots \text{condition vérifiée.....}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{2.36}{12 \times 21.6} = 0.009 \cong \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \text{condition vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifier.

On a :

$$\begin{cases} G = 5.5 \text{KN/m}^2 \\ P = G + Q = 5.5 + 1.5 = 7 \text{KN/m}^2 \\ J = G - 0.90 = 4.6 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour b= 0.65m

$$\begin{cases} G = 5.5 \times 0.65 = 3.57 \text{KN/m}^2 \\ P = 7 \times 0.65 = 4.55 \text{KN/m}^2 \dots \\ J = 4.6 \times 0.65 = 2.99 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

a- Calcul des moments fléchissant:

$$\begin{cases} M_G = 0.85 \frac{G \times L^2}{8} = 0.85 \frac{3.57 \times 4.72^2}{8} = 8.45 \text{KN.m} \\ M_p = 0.85 \frac{P \times L^2}{8} = 0.85 \frac{4.55 \times 4.72^2}{8} = 10.77 \text{KN.m} \\ M_j = 0.85 \frac{J \times L^2}{8} = 0.85 \frac{2.99 \times 4.72^2}{8} = 7.07 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Module du modèle de déformation longitudinale:**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.88 \text{MPa}$$

- b- Détermination du centre de gravité:**

$$Y = \frac{\sum A_i Y_i}{A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \left(h - \frac{h_0}{2} \right) + \left[\frac{b_0 (h - h_0) (h - h_0)}{2} \right] + n \cdot A_s \cdot c + n \cdot A'_s (h - c')}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + n \cdot A_s + n \cdot A'_s}$$

$$Y = \frac{(65 \times 4) \left(24 - \frac{4}{2} \right) + \left[\frac{12(24-4)(24-4)}{2} \right] + 15 \times 3.39 \times 2 + 15 \times 0.79(24-2)}{(65 \times 4) + (24-4)12 + 15 \times 3.39 + 15 \times 0.79}$$

$$Y = 15.15 \text{cm}$$

- c- Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{by^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h-h_0)^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 + 15A'_s(y-c')^2$$

$$I = \frac{65 \times 15.15^3}{3} - \frac{(65-12)(15.15-4)^3}{3} + \frac{12(24-15.15)^3}{3} + 15 \times 3.39(21.6 - 15.15)^2 + 15 \times 0.79 \times (15.15 - 2)^2$$

$$I = 57788.54 \text{cm}^4$$

- Pourcentages des armatures:

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 21.6} = 0.013$$

- d- Calcul des contraintes suivant les sollicitations:**

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A \times Z} = \frac{8.45 \times 10^3}{3.39(0.9 \times 21.6)} = 128.221 \text{MPa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A \times Z} = \frac{10.77 \times 10^3}{3.39(0.9 \times 21.6)} = 163.425 \text{MPa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A \times Z} = \frac{7.07 \times 10^3}{3.39(0.9 \times 21.6)} = 107.281 \text{MPa} \end{cases}$$

- e- Calcul de μ_G ; μ_p ; μ_j :**

$$\begin{cases} \mu_G = \max\left(0; 1 - \left[\frac{1.75f_{t28}}{4.\rho.\sigma_{sG}+f_{t28}}\right]\right) = \max\left(0; 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 128.221 + 2.1}\right]\right) \\ \mu_P = \max\left(0; 1 - \left[\frac{1.75f_{t28}}{4.\rho.\sigma_{sP}+f_{t28}}\right]\right) = \max\left(0; 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 163.425 + 2.1}\right]\right) \\ \mu_J = \max\left(0; 1 - \left[\frac{1.75f_{t28}}{4.\rho.\sigma_{sJ}+f_{t28}}\right]\right) = \max\left(0; 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 107.281 + 2.1}\right]\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_G = 0.41 \\ \mu_P = 0.58 \\ \mu_J = 0.47 \end{cases}$$

f- Calcul des moments d'inertie fictifs:

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2+3\frac{12}{65}\right) \times 0.013} = 5.22\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 2.088$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda \times \mu)}$$

$$I_{Fi}^G = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu_G)} = \frac{1.1 \times 57788.54}{(1 + 5.22 \times 0.41)} = 20243.103 \text{ cm}^4$$

$$I_{FV}^G = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda_v \times \mu_G)} = \frac{1.1 \times 57788.51}{(1 + 2.088 \times 0.41)} = 34248.175 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^P = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu_P)} = \frac{1.1 \times 57788.54}{(1 + 5.22 \times 0.58)} = 34248.175 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^J = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu_J)} = \frac{1.1 \times 57788.54}{(1 + 5.22 \times 0.47)} = 18407.191 \text{ cm}^4$$

g- Calcul de flèche:

$$f_{Gi} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}^G} = \frac{8.45 \times 10^3 \times 472^2}{10 \times 32164.20 \times 20243.103} = 0.29 \text{ cm}$$

$$f_{GV} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_v \times I_{FV}^G} = \frac{8.45 \times 10^3 \times 472^2}{10 \times 10818.88 \times 34248.175} = 0.50 \text{ m}$$

$$f_{Pi} = \frac{M_P \times L^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}^P} = \frac{10.77 \times 10^3 \times 472^2}{10 \times 10818.88 \times 34248.175} = 0.64 \text{ cm}$$

$$f_{Ji} = \frac{M_J \times L^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}^J} = \frac{7.07 \times 10^3 \times 472^2}{10 \times 10818.88 \times 18407.191} = 0.79 \text{ cm}$$

h- La flèche totale:

$$\Delta f_t = (f_{Gv} - f_{Ji}) + (f_{Pi} - f_{Gi}) = (0.50 - 0.79) + (0.64 - 0.29)$$

$$\Delta f_t = 0.06$$

$$\Delta f_{max} = \frac{L}{400} = \frac{472}{400} = 1.18$$

Donc: $\Delta f_t = 0.75 < \Delta f_{max} = 1.41$ condition vérifiée.

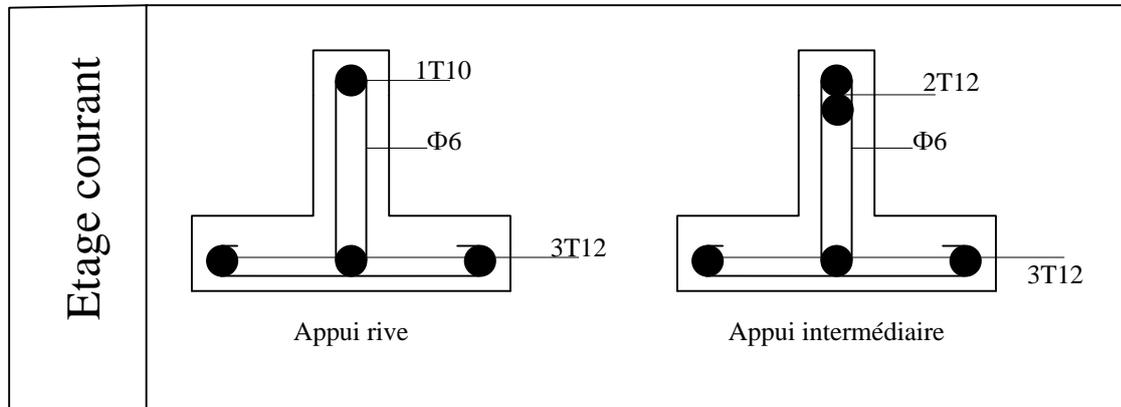
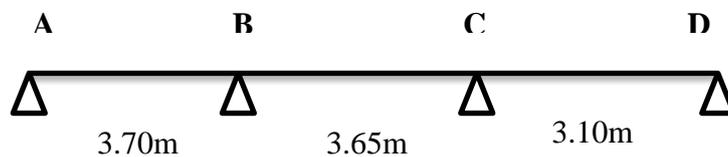


Figure III-4: dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants.

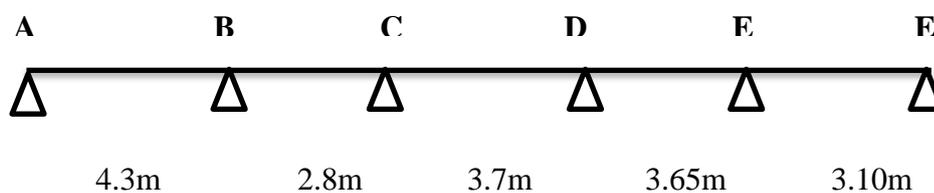
Calcul des poutrelles du plancher terrasse:

Il existe deux types :

Type 01 :



Type 02



- Les combinaisons de charges:

$$G = 6.32 \times 0.65 = 4.1KN/ml$$

$$Q = 1.00 \times 0.65 = 0.65KN/ml$$

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.51KN/ml$$

$$Q_{ser} = G + Q = 4.22KN/ml$$

Dans ce plancher, on a utilisé logiciel RDM6 pour calculer les efforts tranchants, les moments sur travées et en appuis.

1. Calcul les moments et les efforts tranchants de chaque type:

Les sollicitations maximales de calcul sont:

ELU: Par RDM6:

Type01 (3travées)

$$M_{appui} = 9.28KN.m$$

$$M_{travées} = 7KN.m$$

$$T_{max} = 34.07KN$$

Type02 (5travées)

$$M_{appui} = 10.76KN.m$$

$$M_{travées} = 10.76KN.m$$

$$T_{max} = 16.52KN$$

ELS : Par RDM6*

Type01 (3travées)

$$M_{appui} = 6.78KN.m$$

$$M_{travées} = 5.11KN.m$$

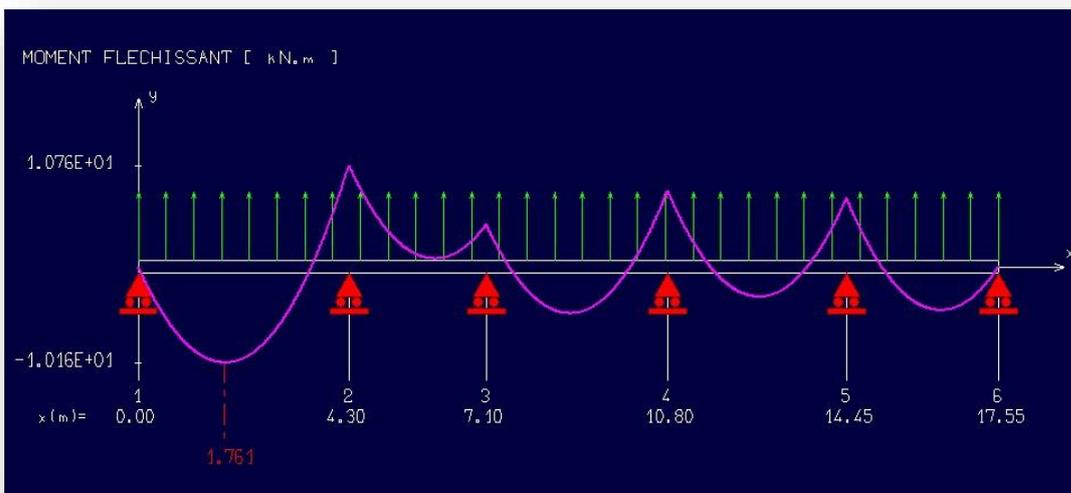
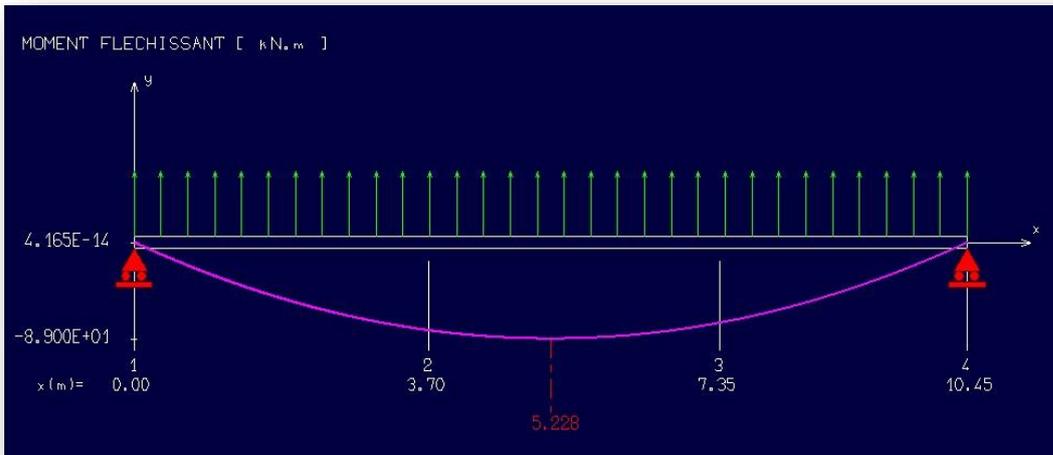
Type02 (5travées)

$$M_{appui} = 7.86KN.m$$

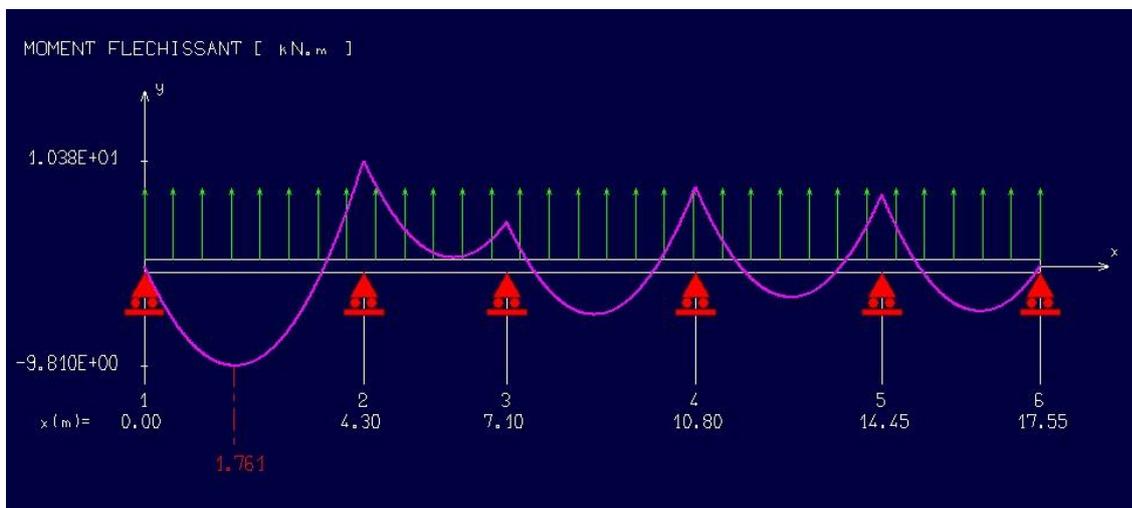
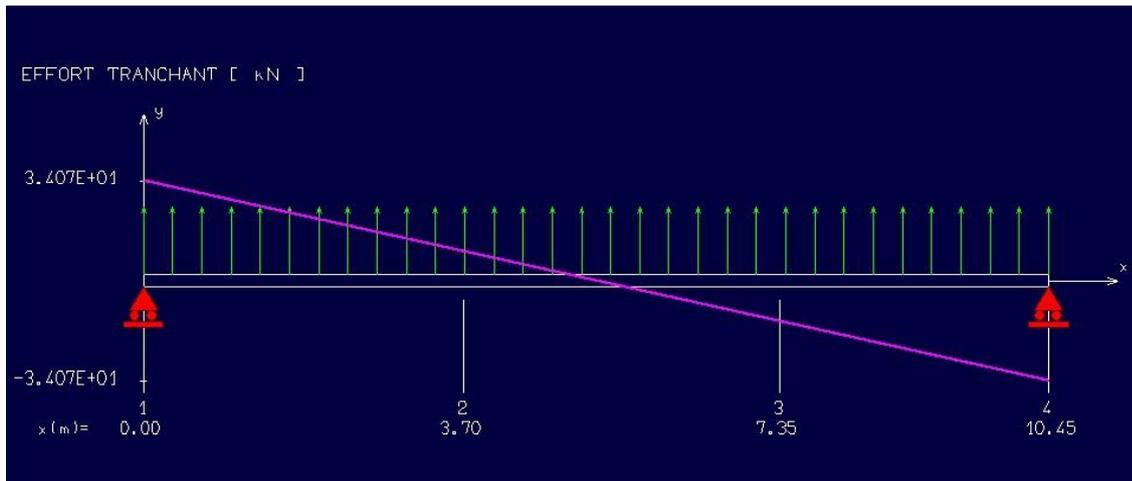
$$M_{travées} = 7.42KN.m$$

ELU

Les moments type 01 et 02:



Les efforts tranchants de type 01 et 02:



2-Calcul du ferrailage des poutrelles:

Calcul des armatures longitudinales:

❖ ELU

a. En travée

On calcule le moment de résistance de la table:

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

$$M_{tb} = 65 \times 4 \times 14,20 \left(21,6 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 72,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(\max)} = 10,76 \text{ KN.m} < 72,36 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{10,76 \times 10^3}{14,20 \times (21,6^2) \times 65} = 0,024 < \mu_t = 0,392$$

$$\rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{10.76 \times 10^3}{0.992 \times 21.6 \times 348} = 1.55 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armatures:

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

$$A_{min} = 0.23 \times 65 \times 21.6 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.55 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 1.69 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

On fait le ferrailage par a port la section minimal

On adopte: **3T12 = 3.39 cm².**

b. Sur **appuis:**

Le béton tendu est négligé, le calcul sera fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (12×24) cm²

1- Appuis de rive:

$$M_{a.rive} = 7.29 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a.rive}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b_0} = \frac{7.29 \times 10^3}{14.20 \times (21.6^2) \times 12} = 0.091 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.952$$

$$A_s = \frac{M_{a.rive}}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{7.29 \times 10^3}{0.952 \times 21.6 \times 348} = 1.01 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armatures:

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 21.6 \times \frac{2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.31 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte: **1T10 = 0.79 cm².**

2- Appuis intermédiaire:

$$M_{a.inter} = 10.17 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a.inter}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b_0} = \frac{10.17 \times 10^3}{14.20 \times (21.6^2) \times 12} = 0.127 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.931$$

$$A_s = \frac{M_{a.inter}}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{10.17 \times 10^3}{0.931 \times 21.6 \times 348} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armatures:

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 21.6 \times \frac{2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1.45 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.31 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

On adopte: **2T14 = 3.08 cm²**.

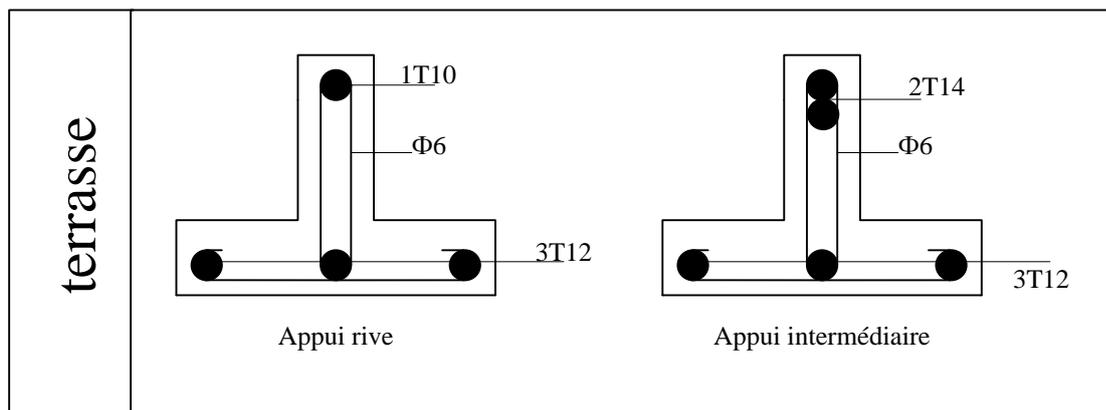


Figure III-5: dessin de ferrailage la poutrelle du plancher terrasse.

3- Calcul du ferrailage de la dalle de compression:

Ce calcul est valable pour tous les planchers à corps creux de la construction, la dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres en treillis soudés, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser:

- 20 cm (5 par mètre) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm (3 par mètre) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

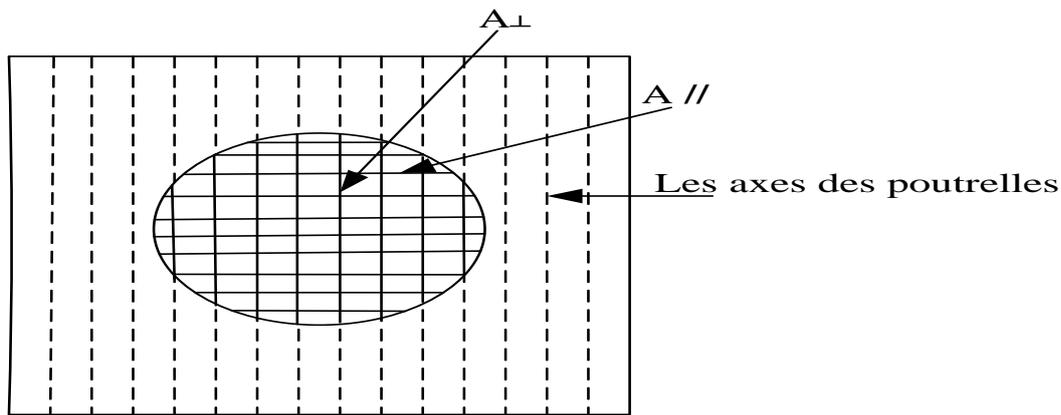


Figure III-6: Ferrailage de la dalle de compression.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles:

L: entre axes des poutrelles qui est égale à 65cm ($50\text{cm} < L < 80\text{cm}$)

Donc:

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} \rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Donc on adopte } A_{\perp} = 5\text{T5} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec $St = 20\text{cm}$

Armatures parallèles aux poutrelles:

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Donc on adopte } A_{//} = 5\text{T5} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec $St = 20\text{cm}$

Chapitre IV

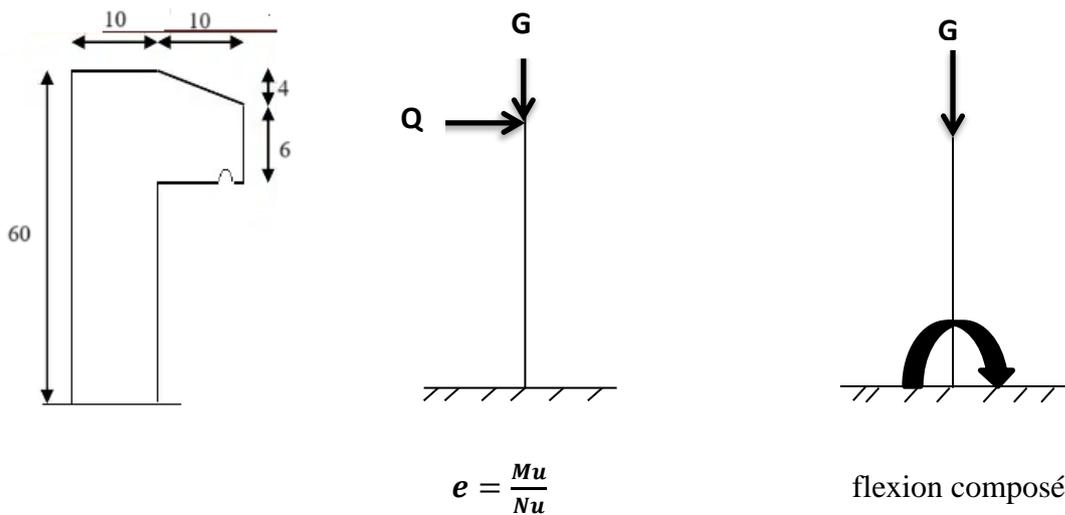
Etude

Des éléments

non structuraux

IV-1- L'acrotère:

L'acrotère est un petit muret qui étend verticalement une façade jusqu'au-dessus du niveau de la toiture, son rôle est de permettre l'isolation et l'étanchéité des toitures terrasses verticalement sur leurs surfaces intérieures. Elle est sollicitée en flexion composée sous l'action de son poids propre « G » et l'action horizontale due à la main courante.



1. Section transversal :

$$S_{acro} = (6 \times 10) + \left(\frac{4 \times 10}{2}\right) + (6 \times 10) = 680 \text{ cm}^2 = \mathbf{0.068 \text{ m}^2}$$

$$G_{acro} = \gamma_{ba} \times S_{acro} = 25 \times 0.068 = \mathbf{1.7 \text{ kN/m}^2}$$

2. Poids propre d'acrotère :

$$P_{acro} = 60 + 10 + \sqrt{4^2 + 10^2} + 6 + 50 + 10 = 146.770 \text{ cm} = \mathbf{1.47 \text{ m}}$$

3. Enduit extérieur (ciment) :

$$e = 2 \text{ cm} \quad \gamma = 18 \text{ (KN/m}^3)$$

$$G_{enduit} = (0.18 \times 2) \times 1.47 = \mathbf{0.53 \text{ kN/m}}$$

$$G_t = G_{acro} + G_{enduit} + P_{acro} = 1.7 + 0.53 = \mathbf{2.23 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} G_t = 2.23 \text{ kN} \\ Q = 1 \text{ kN} \end{cases}$$

1- Effort normal:

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 2.23 = 3.01 \text{KN/m}$$

$$N_{ser} = 2.23 \text{KN/m}$$

2- Moment de flexion:

$$M_u = 1.5 \times N_Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{KN.m}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{KN.m}$$

3- L'effort tranchant:

$$V = N_Q = 1 \text{KN.m}$$

$$V_u = 1.5V = 1.5 \text{KN.m}$$

$$V_{ser} = V = 1 \text{KN.m}$$

4- Enrobage:

La fissuration est préjudiciable, donc $c = c = 2 \text{cm}$.

5- Excentricité:

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.01} = 0.30 \text{m}$$

$$\frac{e_a}{2} = \frac{10}{2} = 0.05 \text{m} < 0.30 \text{m}$$

Avec:

e_a : L'épaisseur de l'acrotère.

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par l'armature.

IV-1-2- Vérification de compression de la section:

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 3.01 \left(0.30 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right)$$

$$M_u = 0.99 \text{KN.m}$$

$$(d - c') \times N_u - M_u \leq (0.337h - 0.81c') \times \sigma_{bc} \times b \times h \text{ ..(1)}$$

$$(d - c') \times N_u - M_u = (0.09 - 0.02) \times 3.01 - 0.99$$

$$(d - c') \times N_u - M_u = -0.689 \text{KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c') \times \sigma_{bc} \times b \times h$$

$$= (0.337 \times 0.1 - 0.81 \times 0.02) \times 14.17 \times 10^3 \times 1 \times 0.1$$

$$= 24.79 \text{KN.m}$$

→ (1) $-0.689 < 24.79 \text{KN.m}$ La section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $b \times h$ (100×10) cm^2

IV-1-3- Calcul du ferrailage (ELU):

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0.9 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14.17} = 0.008 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.9 \times 10^3}{0.996 \times 9 \times 348} = 0.28 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.28 - \frac{3.01 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.19 \text{cm}^2/\text{ml}$$

IV-1-3-1- Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:**1- Les armatures principales:**

$$N_{ser} = 2.23 \text{KN/m} \text{ Et } M_{ser} = 0.6 \text{KN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.23} = 0.27 \text{m} = 27 \text{cm}$$

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

$$A_{s \min} = \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0.45d}{e_{ser} - 0.185d} \times 0.23$$

$$A_{s \min} = \frac{100 \times 9 \times 1.92}{400} \times \frac{27 - 0.45 \times 9}{27 - 0.185 \times 9} \times 0.23 = 0.90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte $4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{m}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

2- Les armatures de répartitions:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte $4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$

IV-1-3-2- Vérification des contraintes (ELS):

1- Moment de service:

$$M_{ser} = N_{ser} \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 2.23 \left(0.27 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right)$$

$$M_u = 0.67 \text{ KN.m}$$

2- Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta \times A_s (d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 - 152.55 + 16.95y$$

$$y = 1.58 \text{ cm}$$

3- Moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \times A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 1.58^3}{3} + 15 \times 1.13 \times (9 - 1.58)^2 = 1064.68 \text{ cm}^4$$

IV-1-3-3- Détermination des contraintes dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{670}{1064.68} \times 1.58 = 0.99 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.99 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

IV-1-3-4- Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266.66MPa; 617.37MPa) = 266.66MPa$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{670}{1064.68} (9 - 1.58) = 70.03MPa$$

$$\sigma_{st} = 70.03MPa < \overline{\sigma}_{st} = 266.66MPa \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

IV-1-3-5- Contrainte de cisaillement:

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

$$T = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5KN.$$

$$\tau_u = \frac{1.50}{1 \times 0.09} = 16.67KN/m^2 = 0.01667MPa$$

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

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

$$\tau_u = 0.01667 < \overline{\tau}_u = 2.5MPa \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

IV-1-3-6- Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:

Après le RPA 99 version 2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

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

Et:

A: coefficient d'accélération de zone, A= 0.1

C_p : Facteur de force horizontale, $C_p = 0.8$

W_p : Poids propre de l'acrotère, $W_p = 2.23KN$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0.8 \times 0.1 \times 2.23 = 0.71KN < 1.5Q = 1.5KN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

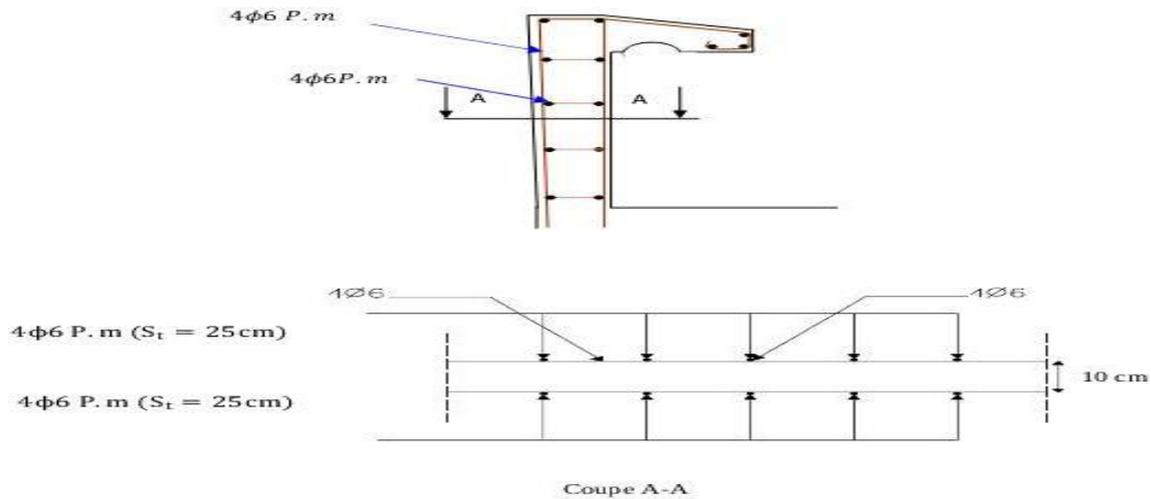


Figure IV-2: Ferrailage de l'acrotère.

IV-2- Balcons:

Un balcon est un élément d'architecture consistant en une plate-forme se dégageant du mur d'un édifice. Il est dans la plupart des cas à l'extérieur de l'édifice.

Les balcons en console sont maintenus par une seule extrémité grâce à un encastrement parfait. l'encastrement peut être obtenu en fixant l'élément en porte à faux dans : un mur, une poutre ou un plancher.

Le Balcon selon les règles usuel de pré dimensionnement est conditionnée par :

Epaisseur de balcon : Isolation acoustique : $e \geq 12\text{cm}$

e : L'épaisseur de la dalle pleine de balcon on prend $e=15\text{cm}$.

L : la distance de l'extrémité de consol jusqu'à nu d'appui.

IV-2-1. Calcul des charges :

Le balcon se calcule comme une console soumise au :

- Poids propre de la dalle.
- Poids propre du revêtement.
- Poids du garde-corps.
- Surcharge d'exploitation.

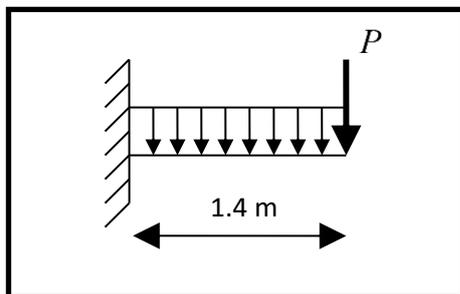
1. Balcon étage :**Tableau IV-01 : La descente de charge du balcon**

matériaux	Epaisseur (cm)	d (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	2	0.2	0.4
Mortier de pose	2	0.2	0.4
Sable fin	2	0.18	0.36
Dalle	15	25	3.75
Enduit en ciment	2.5	0.18	0.45

$$\left. \begin{array}{l} G = 5.36 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right\} \rightarrow qu = (1.35 \times 5.36 + 1.5 \times 3.5) \times 1 = 12.49 \text{ kN/ml}$$

Les types des balcons :

Dans notre construction on a un seul type de balcon et le calcul se fait selon le plus défavorable :

Figure IV02 : Schéma statique du balcon**Figure IV02 : Schéma statique du balcon****2- Calcul de la charge concentrée:**

Le balcon supporte la charge d'un garde-corps de 1.2m de hauteur et 0.1m de l'épaisseur

Poids propre de l'acrotère:

$$P = 1.7 \times 1m = 1.7 \text{ kN/ml}$$

$$P_{\text{enduit}} = (0.18 \times 2)(10 + 60 + 50 + 10 + 6 + \sqrt{10^2 + 4^2})$$

$$P_{\text{enduit}} = 0.53 \text{ KN}$$

$$P_{\text{totale}} = 1.7 + 0.53 = 2.23 \text{ KN}$$

$$P_u = 3.01 \text{ KN}$$

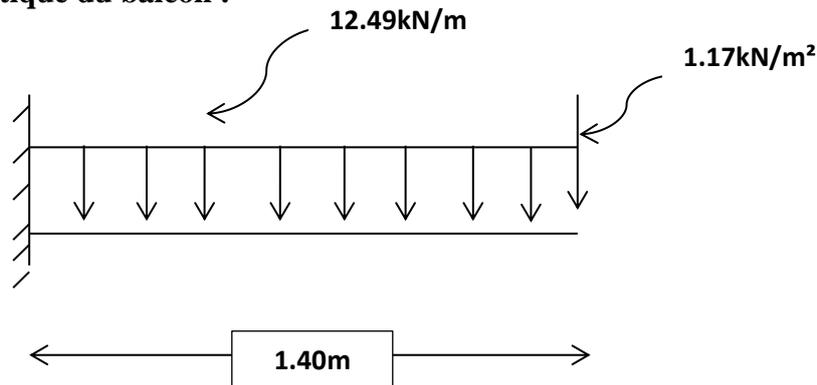
$$P_{ser} = 2.23 \text{ KN}$$

Calcul du moment max et de l'effort tranchant max :

$$M_u = \frac{ql^2}{2} + PL = \frac{12.49 \times (1.40)^2}{2} + 1.17 \times 1.40 \rightarrow \mathbf{M_u = 13.88 \text{ kN.m}}$$

$$T_{max} = Q_u \times l + P = 12.49 \times 1.40 + 1.17 = 18.65 \text{ KN}$$

Le schéma statique du balcon :



1- Ferrailage:

$$d = 0.9h = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{13.88 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.054 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.88 \times 10^3}{0.972 \times 13.5 \times 348} = 3.03 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix:

On adopte 5T12 (5.65cm²) l'espacement S_t = 25cm.

Les armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Le choix: 5φ8 = 2.51cm². S_t = 25cm

2- Vérifications:

a. Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23b.d.\frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.2}{400} = 1.71cm^2$$

$$A_s = 3.03cm^2 > A_{min} = 1.71cm^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

a. Contrainte de cisaillement:

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

$$\tau_u = \frac{18.65 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.14MPa$$

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

$$\overline{\tau_u} = \min(2.5; 4MPa) = 2.5MPa$$

$$\tau_u = 0.14 < \overline{\tau_u} = 2.5MPa \dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la contrainte d'adhérence:

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} = \frac{18.65 \times 10^3}{0.9 \times 13.5 \times 1.884 \times 10^2 \times 5} = 1.62MPa$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1.5 \times f_{c28} = 1.5 \times 25 = 37.5MPa$$

$$\tau_{ser} = 1.62MPa < \overline{\tau_{ser}} = 37.5MPa \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c. La vérification des contraintes à l'ELS:

$$Q_{ser} = 8.86KN/m \text{ Et } P = 2.23KN/m$$

$$M_{ser} = \frac{8.86 \times 1.4^2}{2} + 2.23 \times 1.4 = 11.80KN.m$$

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

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

$$50y^2 + 84.75y - 1144.12 = 0 \rightarrow y = 4.01cm$$

e. Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 3.51^3}{3} + 15 \times 5.65 (13.5 - 4.01)^2 = 9781.96 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{11.80 \times 10^3}{9781.96} \times 4.01 = 4.84 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 22 = 13.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 13.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}, \text{ fissuration préjudiciable.}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.66; 206.37 \} = 206.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{11.80 \times 10^3}{9781.96} (13.5 - 4.01)$$

$$\sigma_{st} = 171.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 171.72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 206.37 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

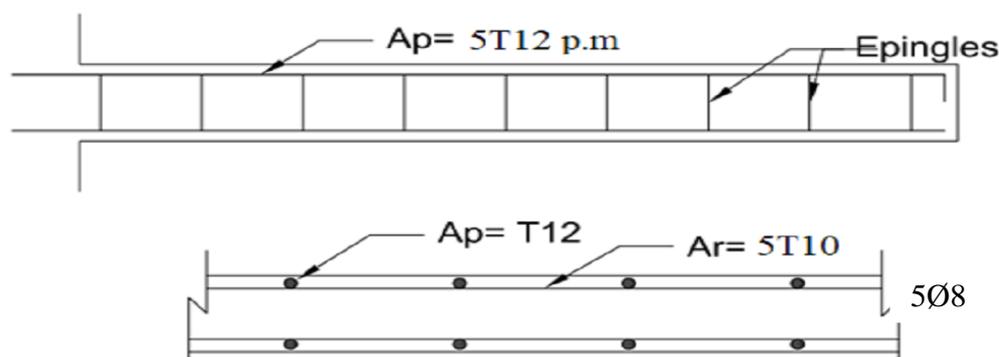


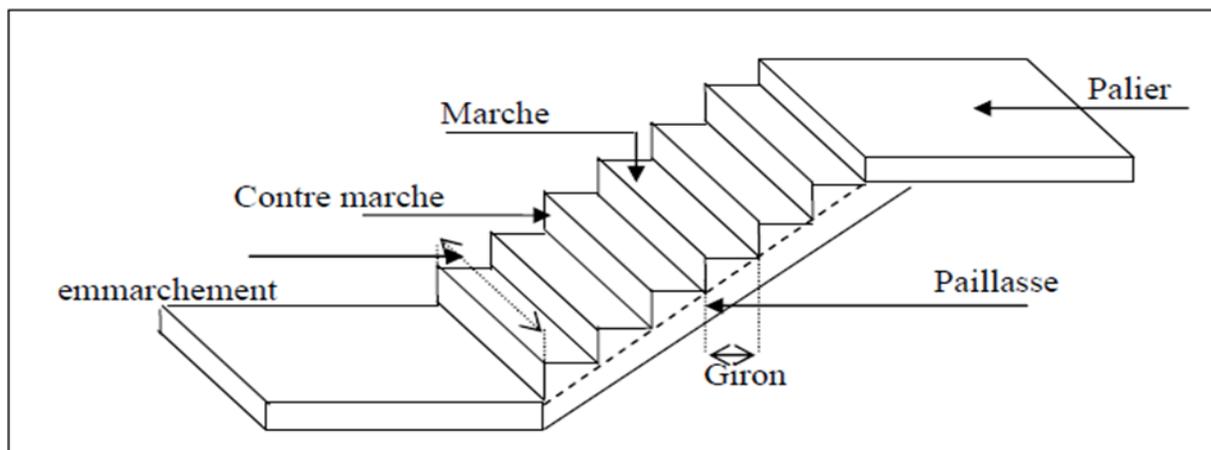
Figure IV-03: ferrailage de balcon terrasse et étage courant

IV-3. Les escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers.

Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur les paliers coulés en place. Notre projet consiste un escalier droit à un palier intermédiaire, le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.



FigureIV-04 : Escalier

Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos).
- (2) : L0 (Longueur totale d'escalier).
- (3) : g (Giron) .
- (4) : h (Hauteur de là contre marche).
- (5) : H (Hauteur de la volée).
- (6) : (Inclinaison de la paillasse).
- (7) : L(Emmarchement).

IV-3-1. Caractéristiques techniques:**Pour étage courant et RDC:**

Avent le dimensionnement des escaliers, on détermine les différentes grandeurs de ces éléments.

À partir de la formule de **BLONDEL** :

$$\text{On a: } 59 < 2h + g < 64$$

$$mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} m = 64 \text{ cm} \\ H = \frac{he}{2} = 1.53 \text{ m} \\ L = 2.4 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$64n^2 - (64 + 240 + 306)n + 306 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{On prend } n (\text{nombre de contres marches}) n = 9 \\ n - 1 (\text{nombre des marches}) n - 1 = 8 \end{array} \right.$$

➤ **La hauteur de la contre marche h :**

$$h = H/n = 153/9 = 17 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \mathbf{h = 17 \text{ cm}}$$

➤ **Le giron g:**

$$g = L/n - 1 = 240/8 - 1 = 31.87 \quad \rightarrow \quad \mathbf{g = 30 \text{ cm}}$$

➤ **Inclinaison de la pailasse:**

$$\tan \alpha = h/g = 17/30 \quad \rightarrow \quad \mathbf{\alpha = 29.54^\circ}$$

➤ **Epaisseur du volée:**

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq ev \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \quad \rightarrow \quad 9.19 \text{ cm} \leq ev \leq 13.8 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \mathbf{ev = 15 \text{ cm}}$$

➤ **Epaisseur du palier:**

$$ep = \frac{ev}{\cos \alpha} = \frac{15}{\cos 29.54} = 17.24 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \mathbf{ep = 18 \text{ cm}}$$

IV-3-2. La descente de charges :

a) Paillasse :

Tableau IV-02 : Descente de charge de la paillasse

Matériaux	Epaisseur(cm)	d (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	2	0.2	0.4
Mortier en ciment horizontal	2	0.2	0.4
Lit de sable	2	0.18	0.36
Revêtement en carrelage vertical	2×0.53	0.2	0.21
Mortier en ciment vertical	2×0.53	0.18	0.19
Paillasse	15	0.25/cos29.54	4.31
Poids des marches	h/2	0.22	1.87
Garde-corps			0.1
Enduit en plâtre	2	0.1/cos28	0.23

$$G=8.07\text{kN/m}^2 \quad ; \quad Q=2.5\text{kN/m}^2$$

$$q_u=(1.35\times G+1.5\times Q)\times 1\text{m}=14.64\text{kN/m}$$

$$q_{ser}=(G+Q)\times 1\text{m}=10.57\text{kN/m}$$

b) Palier :

Tableau IV-03 : Descente de charge du palier

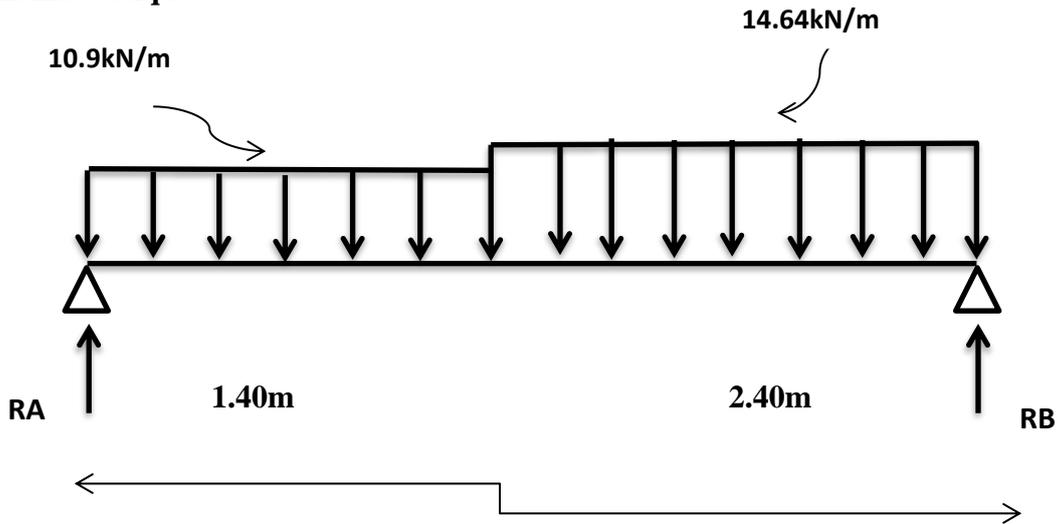
Matériaux	Epaisseur (cm)	d(kN/m ³)	G(kN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0.2	0.4
Mortier en ciment horizontal	2	0.2	0.4
Lit de sable	2	0.18	0.36
Enduit en plâtre	2	0.1	0.2
Poids propre du palier	15	0.25	3.75

$G=5.11\text{kN/m}^2$; $Q=2.5\text{kN/m}^2$

$q_u=(1.35G+1.5Q)\times 1\text{m}=10.90\text{kN/m}$

$q_{ser}=(G+Q)\times 1\text{m}=7.61\text{kN/m}$

Le schéma statique :

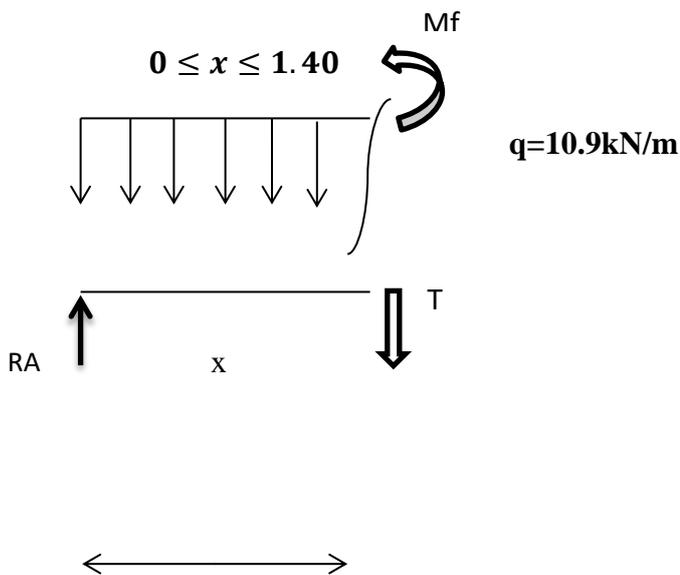


$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - q_p*(1.4) - q_{pail}*2.4 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = (14.64*2.4) + (10.9*1.4) = 45.88 \text{ KN}$$

$$R_A = 23.54 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad R_B = 26.85 \text{ KN}$$

Calcul des moments isostatiques et efforts tranchants :



$$\Sigma f/y = 0 - T - qx + RA = 0$$

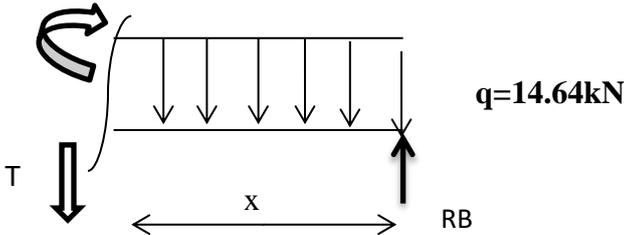
$$T_{(x)} = -10.9x + 23.54$$

$$\Sigma Mf/(G) = 0 = -Mf - \frac{q}{2}x^2 + R_Ax = 0$$

$$Mf_{(x)} = -5.45x^2 + 23.54x$$

x	0	1.40
T_(x)(kN)	23.54	8.28
Mf_(x)(kN.m)	0	22.27

$$0 \leq x \leq 2.4:$$



$$\Sigma f/y = 0 = T_{(x)} + R_B - qx = 0$$

$$T_{(x)} = 14.64x - 26.85$$

$$\Sigma Mf/G = 0 = Mf_{(x)} - R_Bx - \frac{q}{2}x^2 = 0$$

$$Mf_{(x)} = -7.32x^2 + 26.85x$$

X	0	2.4
T_(x)(KN)	-26.85	8.28
Mf_(x)(KN.m)	0	22.28

Calcul des moments isostatiques et efforts tranchants :

$$T_{(x)} = q_{paillasse}x - R_B = 0 = 14.64x - 26.85 = 0 \rightarrow X = R_B / q_{paillasse} = 2 \text{ m}$$

$$X = 2 \text{ m}$$

Donc :

$$M_{max} = +R_Bx - \frac{q}{2}x^2 = 26.85 \times 2 - 7.32 \times 2^2$$

$$M_{max} = 24.42 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = 23.54 \text{ kN}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 24.42 = 20.75 \text{ kN.m}$$

Moment sur appui :

$$M_a = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 24.42 = 9.77 \text{ kN.m}$$

3-1- Le ferrailage:**En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{20.75 \times 10^3}{100 \times 16.2^2 \times 14.17} = 0.056 < \mu_l = 0.971$$

$$\rightarrow \beta = 0.971$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20.75 \times 10^3}{0.971 \times 16.2 \times 348} = 3.79 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T10 (3.93cm²) avec espacement 25cm.

$$A_r = \frac{A_{cal}}{4} = \frac{3.79}{4} = 0.94 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2 \text{ espacement } 25 \text{ cm.}$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{400} = 0.23 \times 100 \times 0.9 \times 16.2 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.84 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Condition vérifiée.}$$

Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{23.54 \times 10}{100 \times 16.2} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 2.86 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ condition vérifiée.

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9.77 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.038 < \mu_l = 0.971$$

$$\rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9.77 \times 10^3}{0.981 \times 13.5 \times 348} = 2.12 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T10 (3.14cm²) avec espacement 25cm.

$$A_r = \frac{A_{cal}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2 \text{ espacement } 25 \text{ cm.}$$

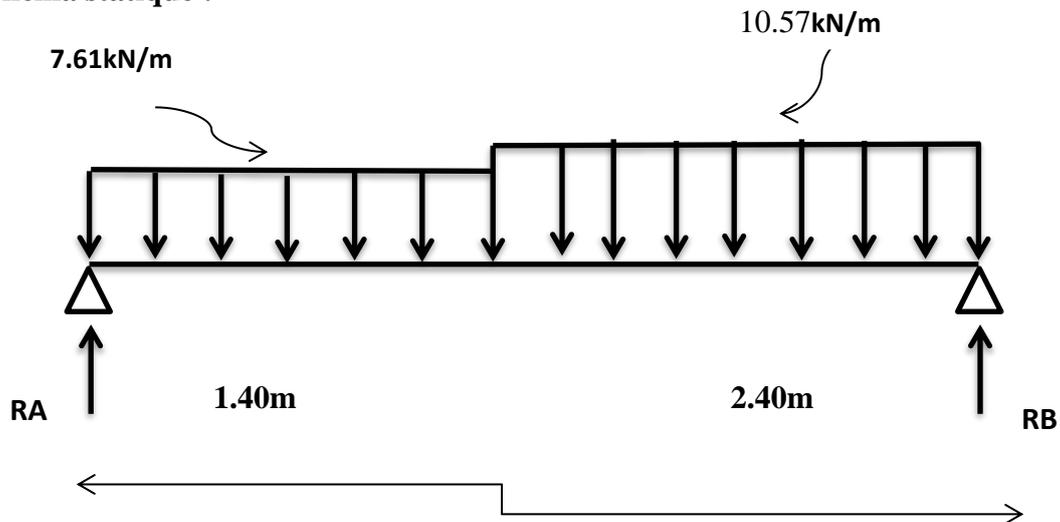
Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{400} = 0.23 \times 100 \times 0.9 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.53 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Condition vérifiée.}$$

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

Le schéma statique :



Pour la paillasse :

$$Q_s = (G + Q) = 10.57 \text{ kN/m}$$

Pour le palier :

$$Q_s = (G + Q) = 7.61 \text{ kN/ml}$$

$$M_{max} = 17.52 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = 19.32 \text{ kN}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 17.52 = 14.89 \text{ kN.m}$$

Moment sur appui :

$$M_a = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 17.52 = 7.01 \text{ kN.m}$$

3-2- Le ferrailage:**En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14.89 \times 10^3}{100 \times 16.2^2 \times 14.17} = 0.040 < \mu_l = 0.971$$

$$\rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14.89 \times 10^3}{0.980 \times 16.2 \times 348} = 2.69 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T10=3.93 (cm²) avec espacement 25cm.

$$A_r = \frac{A_{cal}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2 \text{ espacement } 25 \text{ cm.}$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{400} = 0.23 \times 100 \times 0.9 \times 16.2 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.84 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Condition vérifiée.}$$

Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{19.32 \times 10}{100 \times 16.2} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ condition vérifiée.}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_{cal} (d - y) = 0$$

$$50y^2 + 58.95y - 954.99 = 0 \rightarrow y = 3.8 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_{cal} (d - y)^2 = 10893.22 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{14.89 \times 10^3}{10893.22} \times 3.8 = 5.19 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \text{ -----Condition vérifiée}$$

Sur appui :

Maser = 7.01KN.m ;

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7.01 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.027 < \mu_l = 0.971$$

$$\rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.01 \times 10^3}{0.986 \times 13.5 \times 348} = 1.51 \text{ cm}^2$$

On adopte 3T10 =(2.36cm²) avec espacement 25cm.

$$A_r = \frac{A_{cal}}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2 \text{ espacement } 25 \text{ cm.}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_{cal} (d - y) = 0$$

$$50y^2 + 35.4y - 477.9 = 0 \rightarrow y = 2.7 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_{cal} (d - y)^2 = 2405.7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7.01 \times 10^3}{2405.7} \times 2.7 = 7.86 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 7.86 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche:

$$L = 140 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{17}{140} = 0.121 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{10} \times \frac{M_{ts}}{M_{0,u}} \rightarrow \frac{17}{140} > \frac{1}{10} \times \frac{14.89}{17.52}$$

$$0.154 > 0.084 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} < \frac{4.2}{400} \rightarrow \frac{1.01}{100 \times 15.3} = 0.00066 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{Condition}$$

vérifiée.

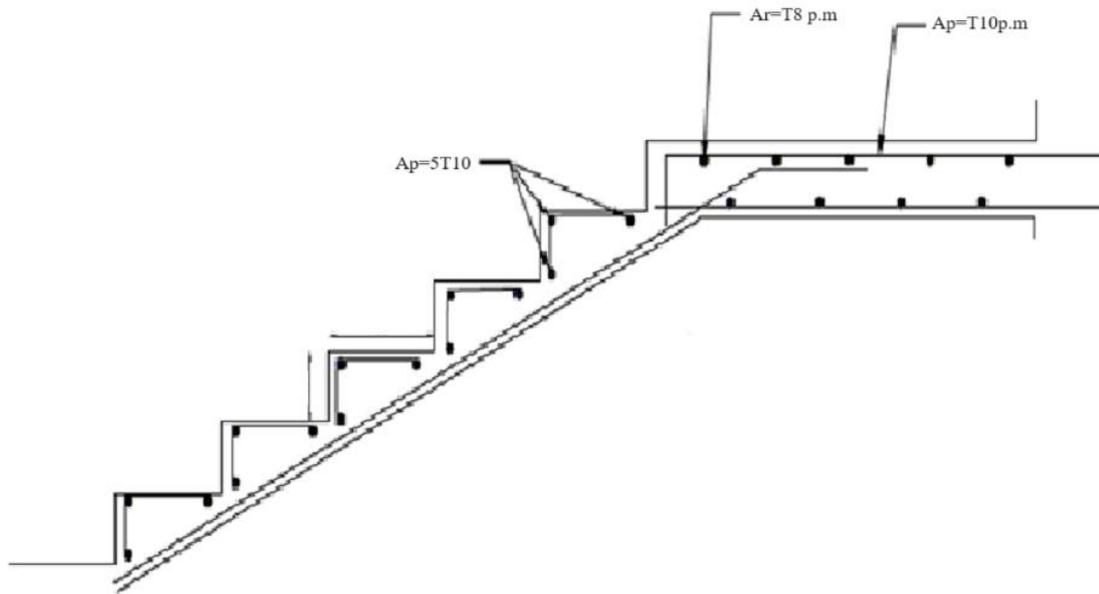


Figure IV-05: Disposition du ferrailage d'escalier

IV-3-3. La poutre palière :

❖ Introduction :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier le calcul de cette poutre sera mené comme si elle est horizontale et bi-encastée à ses deux extrémités dans les poteaux de l'ossature porteuse.

❖ Pré dimensionnement de la poutre palière :

Selon le **BAEL91** les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10}$$

$$24.6cm \leq h \leq 37cm \quad \rightarrow \quad \mathbf{h = 35cm}$$

$$\text{Donc : } d=0.9h \quad \rightarrow \quad \mathbf{d = 31.5cm}$$

$$0.2h \leq b \leq 0.7h \quad \rightarrow \quad 9.45cm \leq b \leq 12.6cm \quad \text{Le RPA99 préconise } \mathbf{b = 30}$$

$$\text{Donc on prend : } \begin{cases} \mathbf{h = 35cm} \\ \mathbf{b = 30cm} \end{cases}$$

❖ Les charges supportées par la poutre :

1. Poids propre de la poutre : $P_{pp} = b \times h \times \gamma_{ba} = 0.35 \times 0.3 \times 25 = 2.31 \text{ kN/m}$

2. Poids propre du mur situé sur la poutre : $9 \times 0.15 \times \frac{3.06}{2} = 2.06 \text{ kN/m}$

3. charge de l'escalier : $9.20 + 10.9 = 20.1 \text{ kN/m}$

4. Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ kN/m}$

5. Les sollicitations aux limites ultimes et service :

$$q_u = 1.35(2.31 + 2.06 + 20.1) + 1.5(2.5) \rightarrow q_u = 36.78 \text{ kN/m}$$

$$q_{ser} = 2.31 + 2.06 + 20.1 + 2.5 \rightarrow q_{ser} = 26.97 \text{ kN/m}$$

a.) Calcul des sollicitations à l'E.L.U :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{36.78 \times 3.70^2}{8} = 62.93 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 53.49 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.4 M_0 = 25.17 \text{ KN.m}$$

b.) Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

$$\text{On a : } b = 30 \text{ cm, } h = 35 \text{ cm, } d = 0.9h = 31.5 \text{ cm}$$

En travée :

$$M_t = 53.49 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{53.49 \times 10^3}{14.17 \times 30 \times 31.5^2} = 0.126$$

$$\text{On a : } \beta = 0.932$$

La section de l'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{53.49 \times 10^3}{348 \times 31.5 \times 0.932} = 5.23 \text{ cm}^2$$

On prend comme choix **6T12** avec : $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$

Sur appuis :

$$M_a = 25.17 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{25.17 \times 10^3}{14.17 \times 30 \times 31.5^2} = 0.059$$

$$\text{On a : } \beta = 0.969$$

La section de l'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{25.17 \times 10^3}{348 \times 31.5 \times 0.969} = 2.36 \text{ cm}^2$$

On prend comme choix **3T12** avec : $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

c.) Vérifications :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{1.92}{400} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.19/ml \text{ condition vérifiée}$$

d.) Ferrailage des armatures transversales :

➤ **Détermination du diamètre des armatures transversal :**

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_L \right) = \min (10 \text{ mm}; 30\text{mm}; 12\text{mm}) = 8.57$$

On prend $\varnothing_t = 10 \text{ mm}$

➤ **L'espacement :**

$$S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = \min (31.5 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

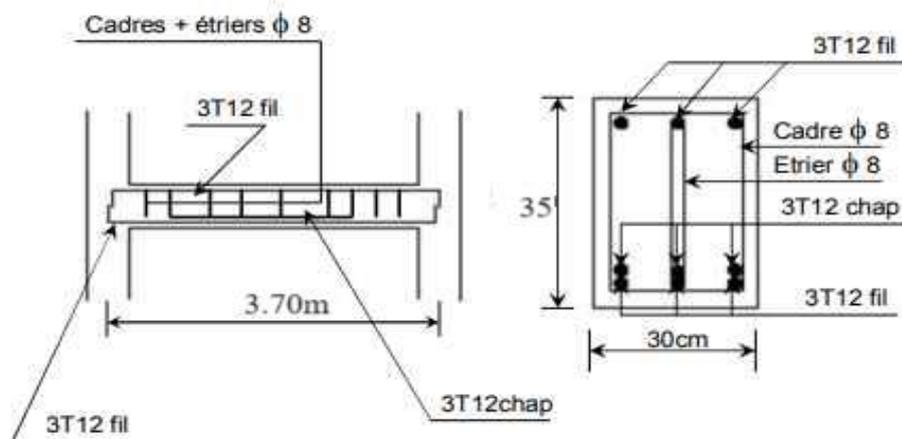
D'après le RPA 99/Version 2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min (15 \text{ cm}; 10 \varnothing_L) = \min (15 \text{ cm}; 12 \text{ cm})$$

$$S_t = 12\text{cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15 \varnothing_1 \quad S_t = 18\text{cm}$$

Donc on prend : $S_t = 15 \text{ cm}$



FigureIV-06 : ferrailage de la poutre palière

Chapitre V

Etude sismique

V.1- Introduction :

Les ouvrages de génie civil sont soumis aux risques induits par des aléas environnementaux: vents de tempêtes, chutes de neige exceptionnelles, séisme, inondations catastrophiques... Face aux risques d'origine naturelle comme face à ceux d'origine technologique (explosions, pollutions...), on attend a priori que le génie civil assure notre protection

Ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

On premier lieu on va définir un séisme :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint. La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

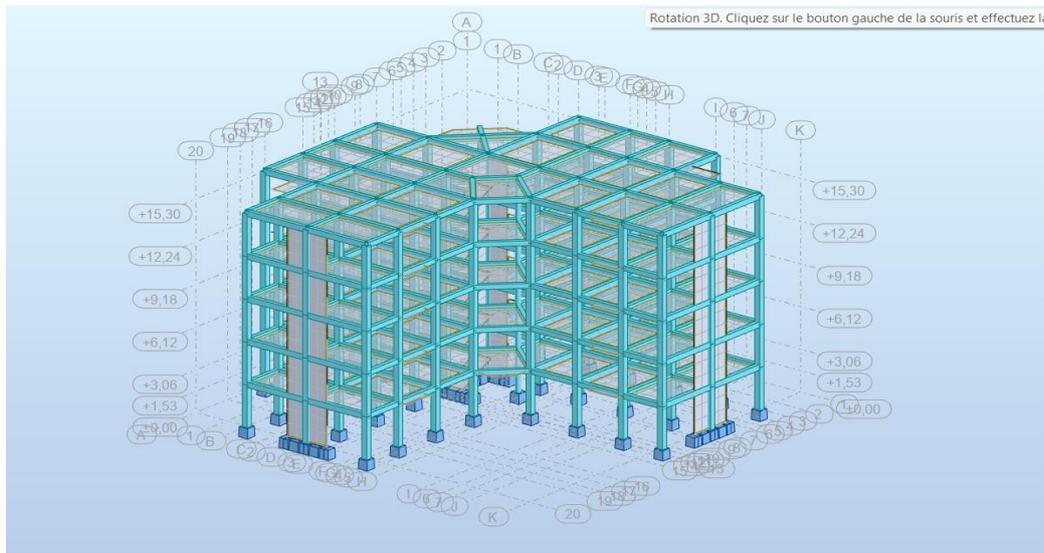


Figure V-1 : la disposition des voiles

V.2-Les méthodes de calcul :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action sismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mène par trois manières :

1. Méthode statique équivalente.
2. La méthode de l'analyse modale spectrale.
3. La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme.

Les méthodes de calcul :

1-Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- **Domaine d'application de la méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I et II) et de 30m en (III).

- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II : Groupe d'usage 3 Groupe d'usage 2 :si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B :si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A : si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : Groupes d'usage 3 et 2 :si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B :si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A : si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m

- **Avantages et inconvénients :**

avantage :

La facilité et la rapidité des calcul.

Elle ne nécessite pas d'un logiciel pour calculer.

Inconvénients :

Elle peut être utilisée dans quelques cas et sous conditions.

Elle donne des résultats approximatives et forfaitaire et non pas réels et exacte .

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.

- **Condition d'application :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en Particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- **Avantages et inconvénients :**

Avantage :

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

On applique cette méthodes à l'aide d'un logiciel pour faciliter la tâche et pour obtenir des résultats proche à la réalité.

Inconvénients :

Elle donne toujours des résultats approximatifs et non pas réels

3-Methode d'analyse dynamique par accélérogramme :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par Cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul Et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des Résultats et les critères de sécurité à satisfaire

Avantages et inconvénients :

Actuellement reste cette méthodes la meilleure qui représente le cas réel et donne les résultats les plus juste et exacte.

V.3- Le choix de la méthode de calcul :

Il dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le RPA 99 / version 2003, notre structure est implantée à Tiaret et classée dans la zone sismique II a et le groupe d'usage 2et présente une irrégularité en plan et en élévation donc on vas choisir la méthode d'analyse spectrale

V.4-Système de contreventement :

Notre structure est contreventée des portiques et des voiles comme le présente la figure suivante :

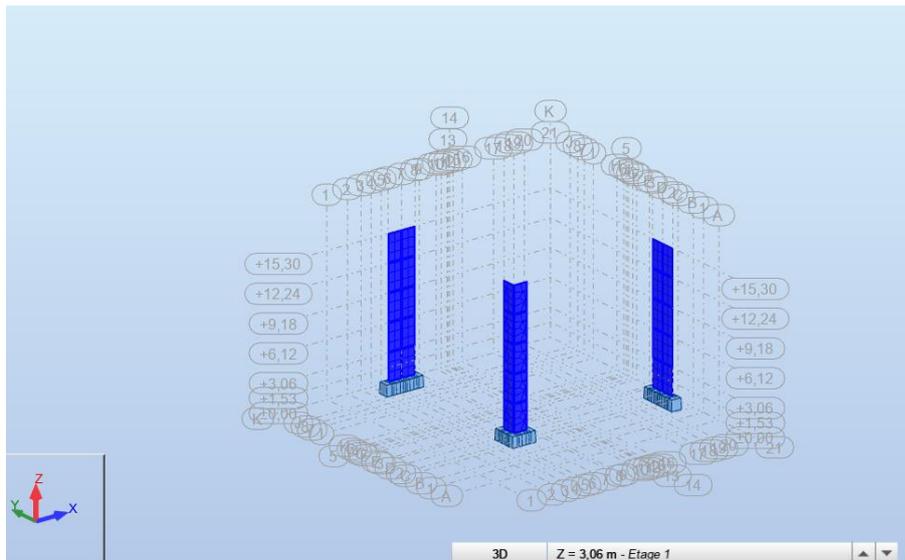


Figure V-2: le système de contreventement

V.5-Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu’engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure. La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l’utilisation de spectre de réponse.

La méthode d’analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n’est pas permise. Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

b-Spectre de réponse de calcul :

L’action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

η : Facteur de correction d'amortissement

R : coefficient de comportement de la structure

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : facteur de qualité

A : coefficient d'accélération de zone

V 6-Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times R}{R}$$

Avec :

a/ A : Le coefficient d'accélération de zone A est donné par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas nous avons une structure située en Zone (I) avec un groupe d'usage 2 Donc

$$A = 0,1$$

Tableau V-01: Coefficient d'accélération de zone (A)

Zone	Groupe d'usage	Coefficient (A)
I	02	0.1

b/ D : Le Facteur d'amplification dynamique moyenne D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

η : Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule (4.3) du RPA99/version 2003 :

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

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 (4.2) du RPA 2003.

Tableau V-02: Pourcentage d'amortissement critique (ξ)

Remplissage	Portiques	Pourcentage d'amortissement critique (ξ)
Dense	En béton armé	7%

On opte $\xi = 7\%$

Donc

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88$$

Période caractéristiques (T1, T2) :

Les périodes caractéristiques associées à la catégorie du site sont déterminées dans le tableau (4.7) du RPA99/version 2003(en fonction de la nature du sol).

Tableau V-03 : Périodes caractéristiques (T1, T2)

Site	T1(s)	T2(s)
Meuble (catégorie S ₃)	0.15	0.50

T : La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante (donnée par le RPA99/version 2003) :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 15.30 \text{ m}$$

- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) du RPA99/version 2003.

Tableau V-04: Coefficient C_T

Système de contreventement	Coefficient R
Voiles porteur	4

$$T = 0.05 \times 15.30^{(3/4)} \Rightarrow T = \mathbf{0.381 \text{ Sec}}$$

(T_1, T_2) : Période caractéristique associé à la catégorie du sol

On a un sol meuble \Rightarrow site 3 donc : $T_1 = 0.15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0.5 \text{ sec}$

On a : $T \leq T_2 \Rightarrow 0.267 \leq 0.386$

$$\Rightarrow D = 2.5 \eta = 2.5 \times 0.88 = \mathbf{2.2}$$

C / facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du RPA99/version 2003.

Q : Facteur de qualité $Q = 1 + \sum_1^5$

1

Tableau V-05 : Valeur des pénalités

Critère q	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de Contreventement	/	0.05
2. Redondance en plan	/	0.05
3. Régularité en plan	/	0.05
4. Régularité en elevation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

$$Q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,0 + 0,05 + 0,0) = 1.20$$

d/ R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le (tableau 4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

Coefficient de comportement global de la structure (R) :

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le (tableau 4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement

Tableau V-06: Coefficient

Système de contreventement	Coefficient R
Voiles porteur	4

le poids total de la structure :

Tableau V-07 : Poids de la structure

Niveau	W(t)
Terrasse	404.113
4	460.58
3	464.4733
2	464.4733
1	465.786
TOTAL	2259.4256

Vérification des forces sismiques : ($V_{dy} > 80\% V_{st}$) :

-Le calcul de la force sismique totale :

$$V_{St} = \frac{A \times D \times Q \times}{R} \times W$$

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de Robots :

Tableau V-08: Valeurs de la force sismique totale

	V_{dx} (t)	V_{dy} (t)
Force sismique	170.425	170.425

$V_{dx} = 149.96 \text{ t} > 80\% V_{st} = 136.340 \text{ t}$ condition vérifié

$V_{dy} = 142.7 \text{ t} > 80\% V_{st} = 136.340 \text{ t}$condition vérifié

-Vérification de la période fondamentale :

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique :

$$T_{dyn} = 0.54 \text{ s}$$

$T_{dyn} = 0.54 < 1,3 T_{sta} = 1.3 \times 0.381 = 0.49 \text{ sec}$condition vérifié

Calcul du facteur de participation massique

TableauV-09: facteur de participation massique

Mode	Période	Σ U X	UY	U Z
1	0.54	9.065	47.28	0
2	0.51	65.92	65.10	0
3	0.45	76.24	76.78	0
4	0.17	77.97	85.95	0
5	0.15	88.62	88.94	0
6	0.11	90.40	90.73	0

-Vérification des facteurs de participation massique

:Sens transversal :

$S_{\alpha y} = 90.40 \% > 90\%$ condition vérifié.

Sens longitudinal :

$S_{\alpha x} = 90.73 \% > 90\%$ condition vérifié .

Les déplacements latéraux inter- étage :

TableauV-10: les déplacements latéraux inter-étage

Nivea u	Déplacement maximum (m)	
	Sens x	Sens y
Terasse	0.7491	0.1658
3	0.5949	0.1341
2	0.432	0.0969
1	0.2583	0.0564
RDC	0.096	0.0193

Selon le RPA/v2003 les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq 1 \% h_e$$

h_e : la hauteur d'étage

On a : $R = 4$

Après analyse des résultats on obtient le tableau ci-dessous.

Déplacement des nœuds selon X

Tableau V-11 : Vérification des déplacements inter étage selon X

Niveau	1% h_e (cm)	δ_{ek} (cm)	R. δ_{ek} (cm)	Δ_k (cm)	$\Delta_k \leq 0.01h_e$
5	3.06	0.7491	2.99	0.62	3.06
4	3.06	0.5949	2.37	0.642	3.06
3	3.06	0.432	1.728	0.696	3.06
2	3.06	0.2583	1.032	0.684	3.06
1	3.06	0.096	0.384	0.384	3.06

Déplacement des nœuds selon Y :

Tableau V-12: Vérification des déplacements selon inter étage selon Y

Niveau	1% h_e (mm)	δ_{ek} (mm)	R. δ_{ek} (mm)	Δ_k (mm)	$\Delta_k \leq 0.01h_e$
5	3.06	0.1658	0.663	0.097	3.06
4	3.06	0.1341	0.536	0.149	3.06
3	3.06	0.0969	0.387	0.162	3.06
2	3.06	0.0564	0.225	0.148	3.06
1	3.06	0.0193	0.077	0.077	3.06

. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_k \times \Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau K ;

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δk = Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k -1)

h_k : Hauteur de l'étage k ;

Si : $0.10 \leq \Theta_k \leq 0.20$; les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique de 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\Theta_k)}$

Si $\Theta_k > 0.20$; la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau V-12: Vérification de l'effet P

Niveau	P_k	Δk_x	Δk_y	V_x	V_y	h_k	Θ_x	Θ_y	vérification
5	404.113	0.62	0.097	18.1	94.4	306	0.00707	0.0013 5	≤ 0.1
4	864.693	0.642	0.149	117.7 1	36.89	306	0.00357	0.01	≤ 0.1
3	1329.16	0.696	0.162	21.62	24.45	306	0.03	0.028	≤ 0.1
2	1793.63 9	0.684	0.148	3.62	19.21	306	/	0.045	≤ 0.1

1	2259.42	0.384	0.077	22.3	6.25	306	0.025	0.09	≤ 0.1
	5								

$\Theta \leq 0.10$ Donc l'effet P- Δ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

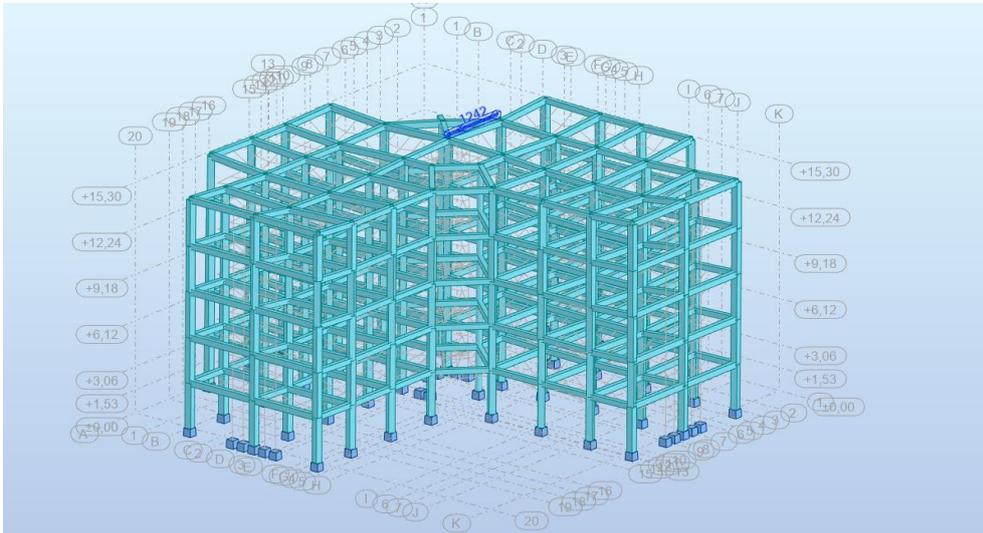
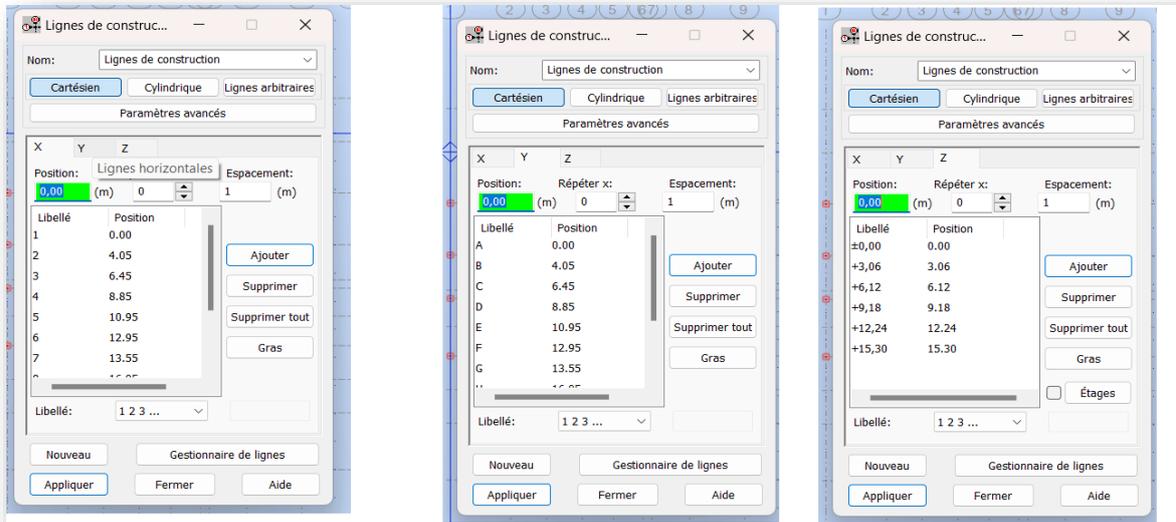


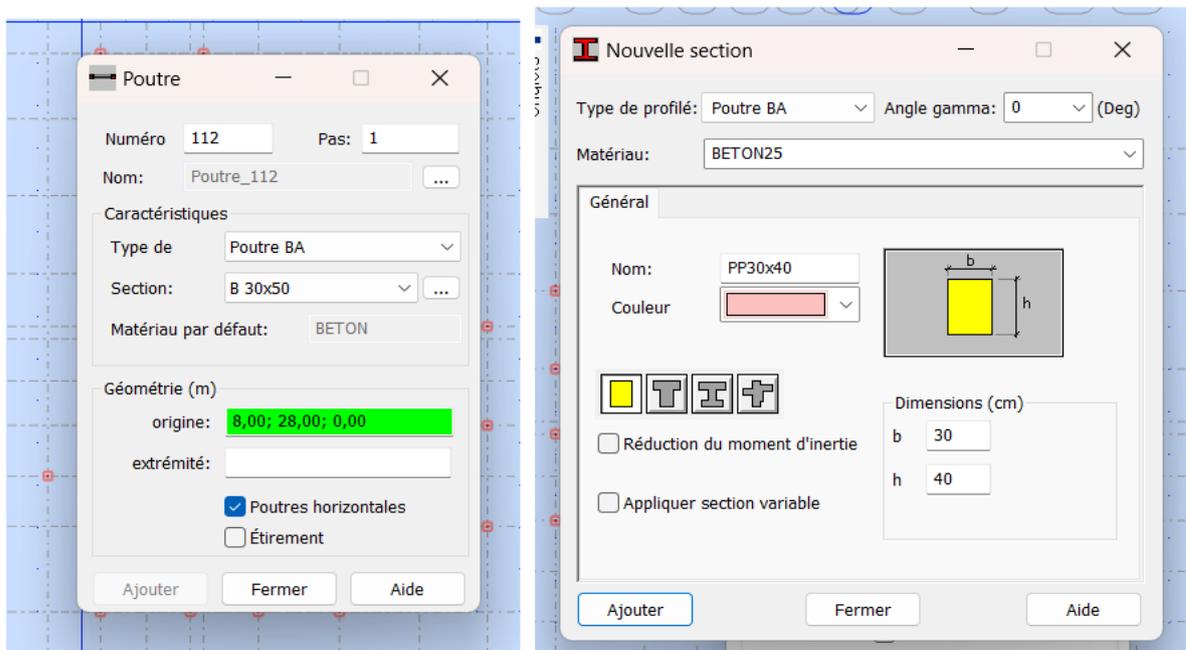
Figure V-5: la vue en 3D de la structure en deformation.

Pour faciliter le travail on commence par introduire les axes selon X et Y et créer les niveaux de notre projet 5 niveaux (R+4) d'une hauteur d'étage de 3.06m suivant notre plan de coffrage comme la figure ci-dessous présente :



2) Modélisation des éléments barres (poutres, poteaux) :

Sur la barre d'info on choisit l'icône poutre, on choisit la section de la poutre principale le béton utilisé 25MPa et commence la modélisation des poutres principales dans le niveau 3.06 selon les lignes de constructions, la même chose pour les poutres secondaires.



Une fois on termine la modélisation des poutres on passe a intégrer les poteaux sur la barre des commandes on choisit poteaux la section rectangulaire (40×40)cm², le béton , les mêmes étapes pour le poteau circulaire (40cm) . on aura cette structure :

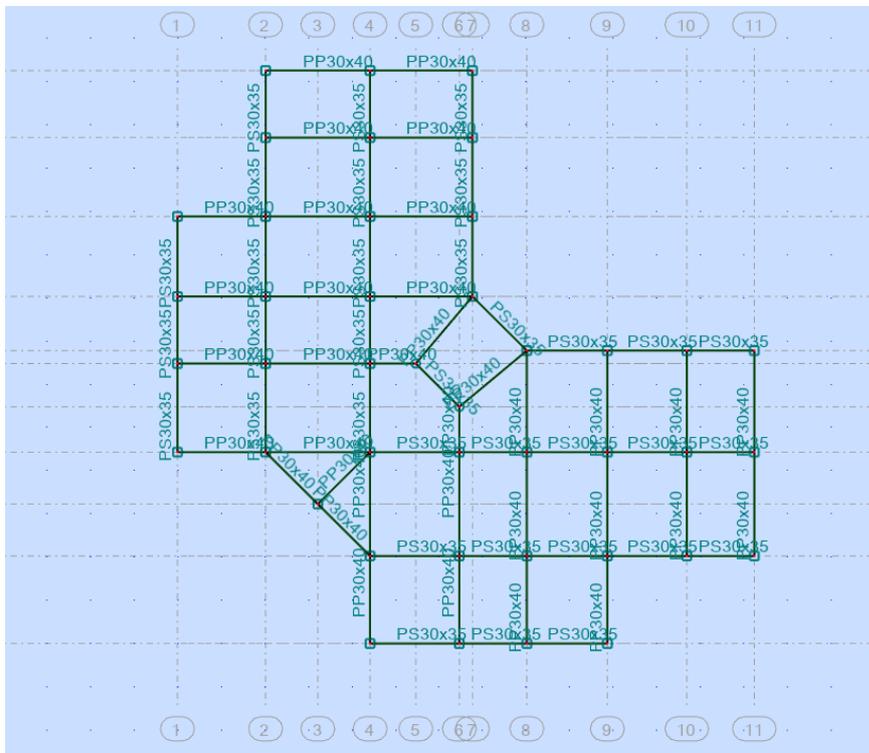


Figure V-7.2 : Vue en 2D des poutres et des poteaux.

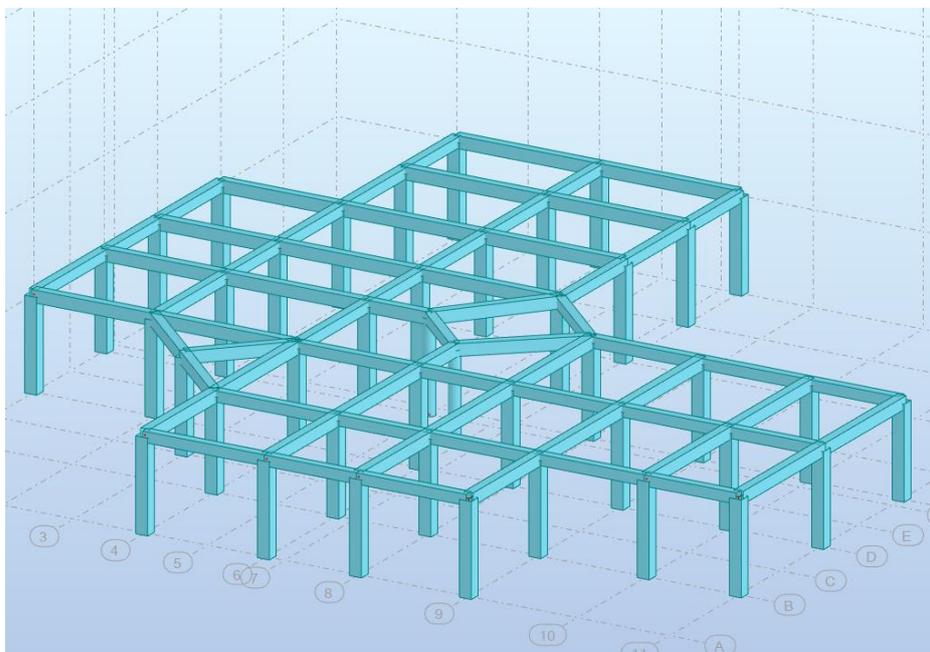
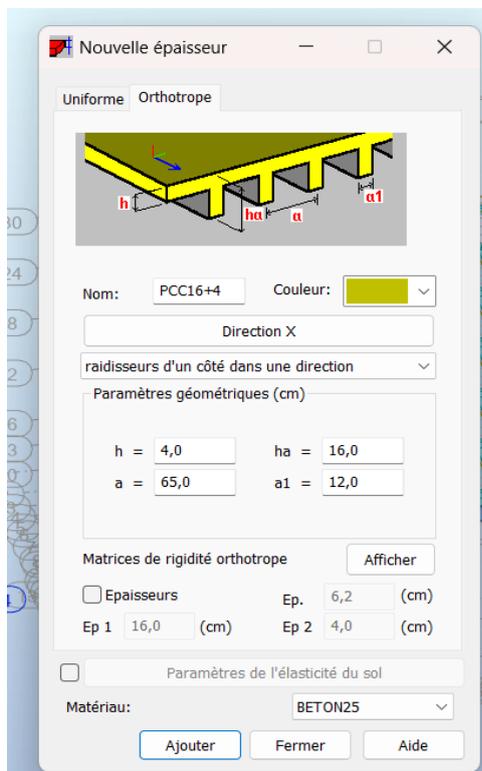


Figure V-7.3 : Vue en 3D du 1^{er} niveau.

3) Modélisation des plancher corps creux :

Pour modéliser le plancher à corps creux allez au menu déroulant Structure/Caractéristique/Epaisseur EF .on clique sur (Définir nouvel épaisseur), Orthotrope, entrer le nom plancher à corps creux (PCC 16+4) , la couleur . Dans l'angle des paramètres géométrique, on ajoute les caractéristiques du plancher 16+4 cm et le matériau (BETON 25) puis on commence la modélisation sur l'espace de travail.

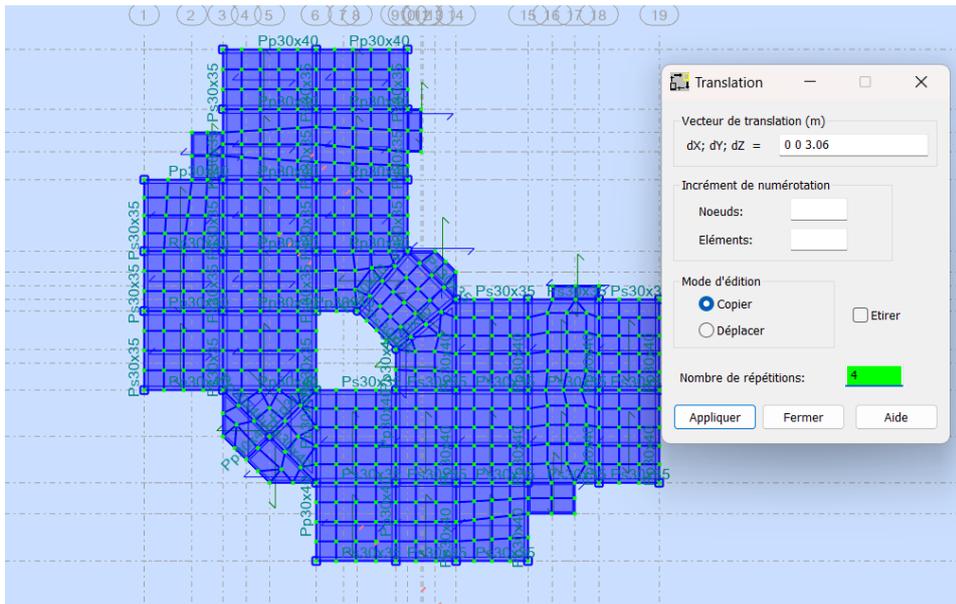


4) Modélisation des balcons:

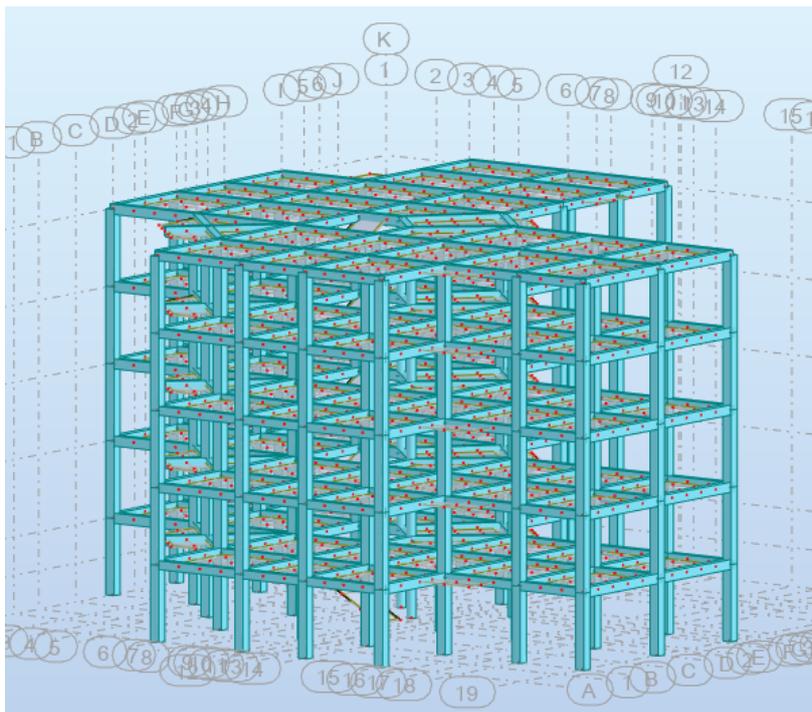
Pour modéliser les balcons /Allez au menu déroulant Structure / Caractéristique / Epaisseur on clique sur (Définir nouvel épaisseur) Uniforme, entrer le nom (DP 15cm), la couleur, l'épaisseur (15cm) et le matériau (BETON 25).

Ensuite on crée les axes correspondant aux balcons, sur l'espace du travail on sélectionne l'icône épaisseur de la barre modèle de structure. On choisit (DP 15cm) on met la flèche noire sur (DP 15cm) puis on commence la modélisation.

On sélectionne tous l'étage pour faire la translation suivant les autres étages .



Et voilà notre structure après la modélisation des planchers et balcons :



FigureV-7.4 : vue en 3D de la structure modélisée.

5) Création des appuis :

Sur le niveau 0.00 on sélectionne tous ensuite sur la barre des commandes on clique sur appuis après on clique sur encastrement, et appliquer :

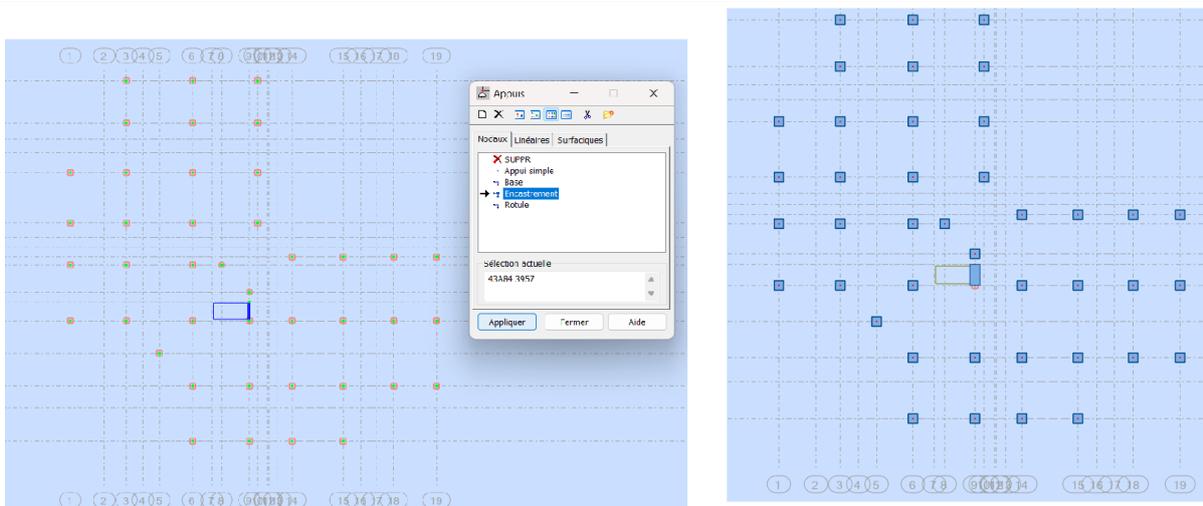
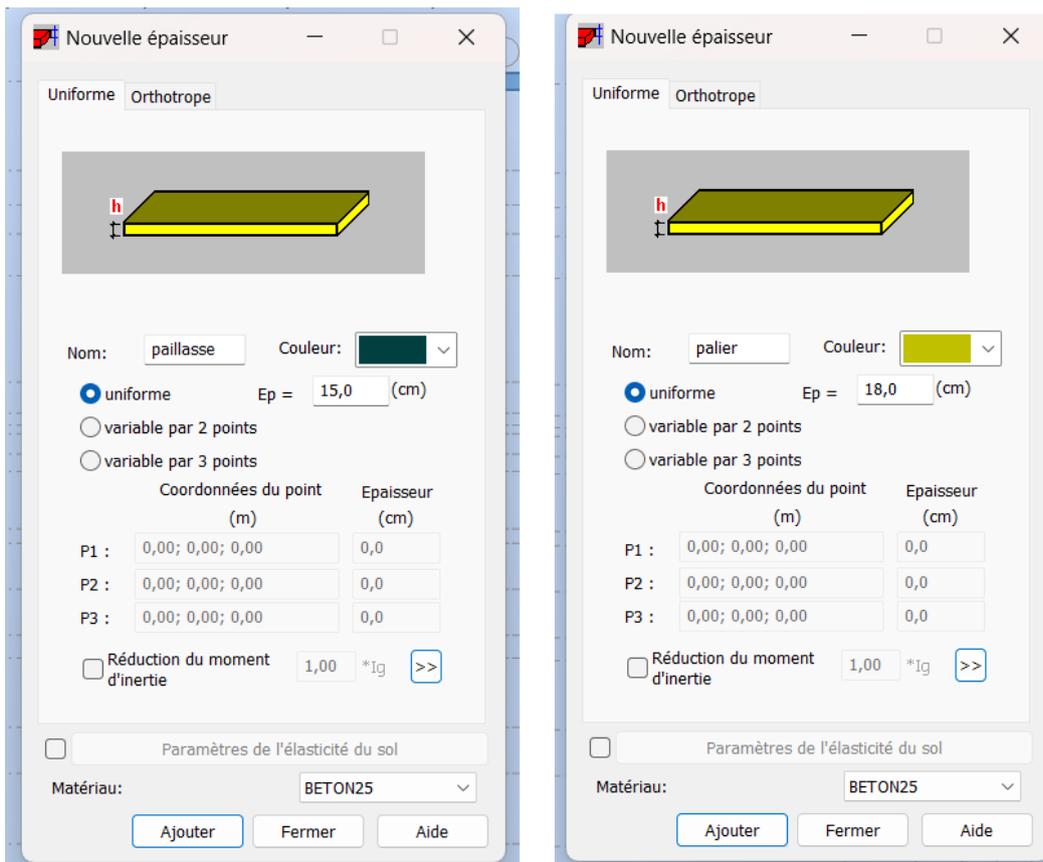


Figure V-7.5 : Vue en 2D présente l'encastrement.

6) Escalier :

Pour les escaliers on doit tout d'abord créer les axes après on définit les épaisseurs de la paillasse et du palier :



7) Modélisation de la poutre palière :

Pour modéliser la poutre palière

- On active la vue 2D pour le plan XY niveau 1.53m, on supprime les axes des balcons.
- Sur l'espace de travail on clique sur les deux points définissant la (Ppalière) suivant le point 1 et 2.
- On sélectionne l'icône Barres de la barre modèle de structure. On choisit Poutre palière (Ppalière) dans la Type de barre. On clique sur le champ (origine) et commencez la modélisation de la poutre palière.

8) Modélisation du palier de repos :

- On active la vue 2D pour le plan XY niveau 1.53m, on sélectionne l'icône de la barre modèle de structure. On choisit (palier, la flèche noire sur palier).
- Ensuite, allez au menu déroulant. Structure/objets/rectangle, dans la boîte des dialogues on a cochés deux points et panneau et on commence la modélisation du palier de repos.
- Sur l'espace de travail on clique sur les deux points définissant le palier de repos (palier) suivant les points 3 et 4 .

9) Modélisation de la paillasse :

- On active la vue 2D pour le plan XY niveau 0.00. on sélectionne l'icône de la barre modèle de structure. On choisit (paillasse), mètre la flèche noire sur (paillasse).
 - Ensuite, allez au menu déroulant. Structure/objets/rectangle, dans la boîte des dialogues on a cochés trois points et panneau et on commence la modélisation du (volée 1).
- On répète les mêmes étapes pour la volée 2 .

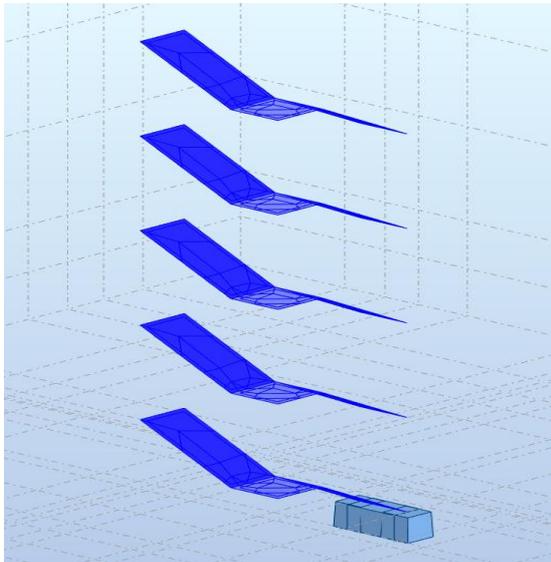


Figure V-7.6 : vue en 3D de l'escalier.

10) Chargements :

- On introduit les charges permanentes et d'exploitations .
 - Avant de faire le chargement /séparer les planchers du niveau 3.06, 6,12.
 - Allez au menu déroulant Edition / Sélectionner , puis on sélectionne panneau /PCC16+4 .
 - Allez au menu déroulant/ Edition / Modifier sous structure 4/ Modifier sous structure (nouvelle fenêtre).
 - D'abord il faut préciser le cas de charge c.a.d la charge permanent G , allez au menu déroulant ,Edition / Sélectionner ou bien sélectionner l'icône
 - On définit charges de la barre modèle de structure.
 - On sélectionne l'onglet surface 2 pour appliquer les charges sur la surface du plancher.
 - On choisit l'icône charge surfacique uniforme . Les charges sont appliquées dans le repère global .
 - On rentre la valeur pour la force F dans la direction Z. on clique sur Ajouter puis sur Appliquer.
- Pour les autres charges on suit les mêmes étapes.

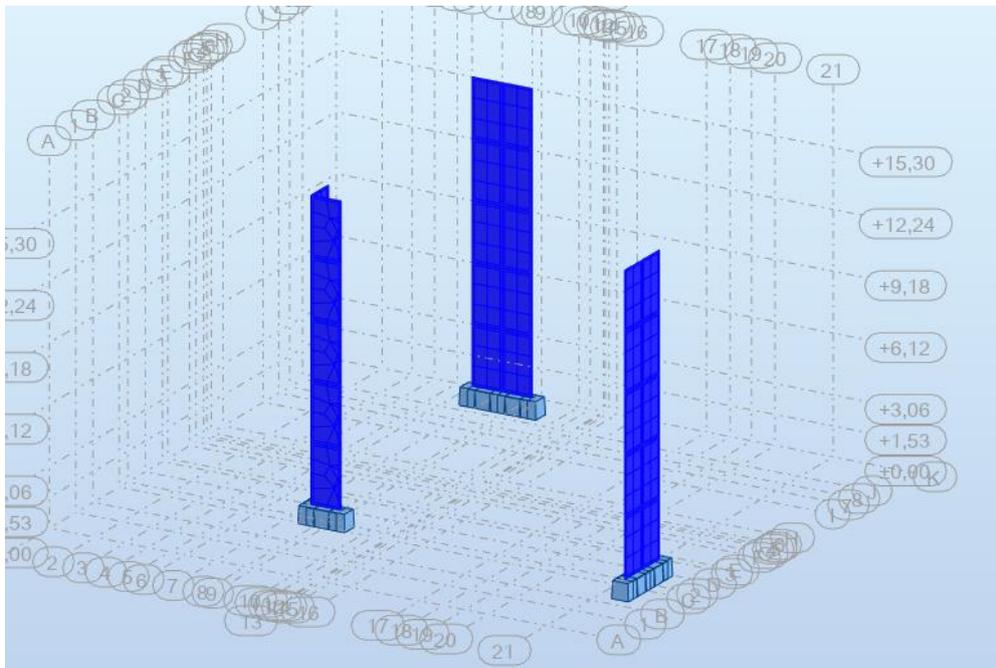
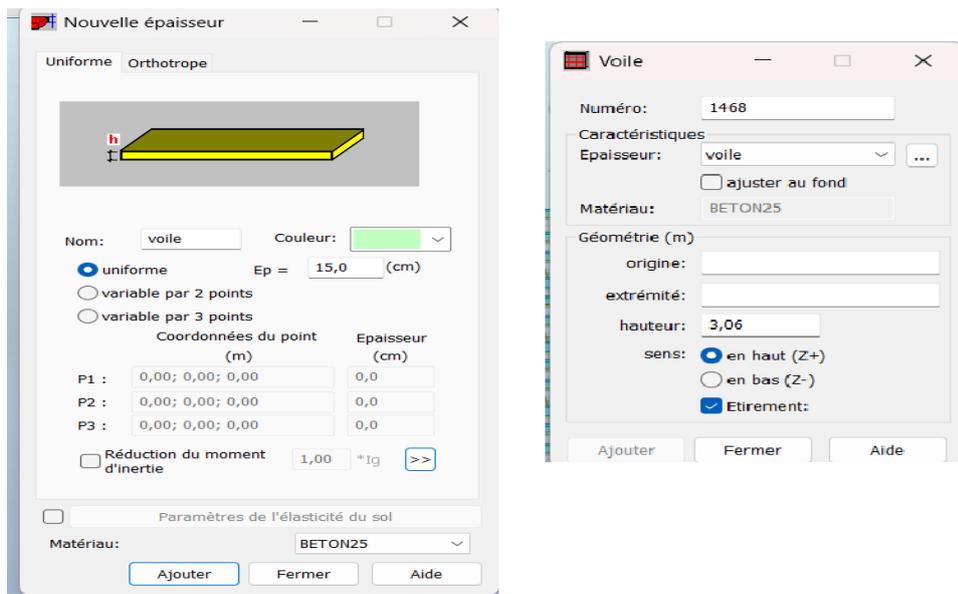
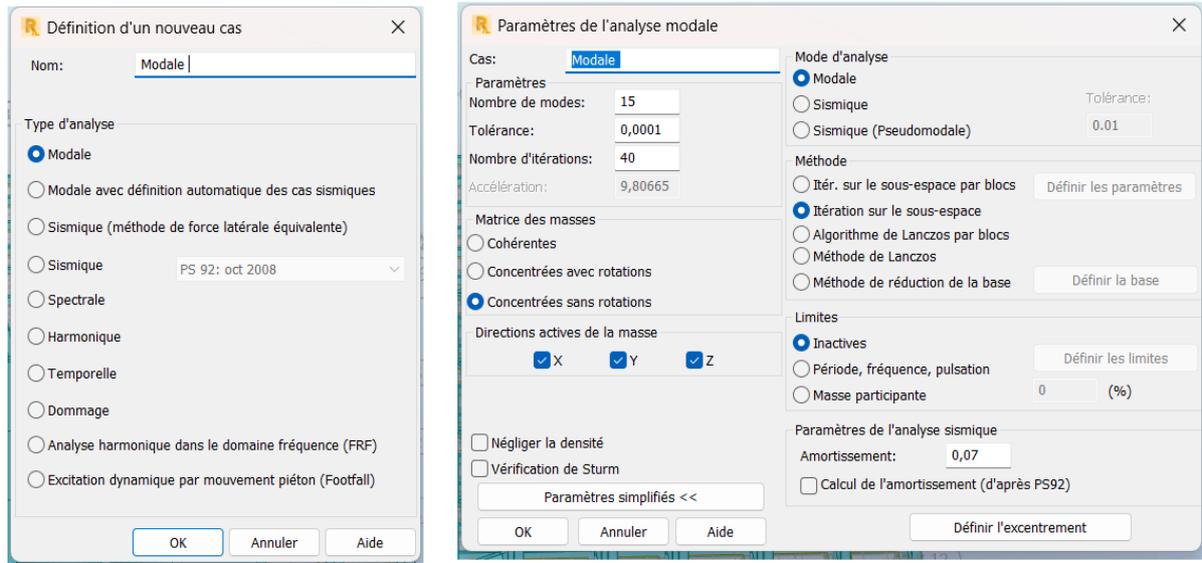


Figure V-7-8 : Vue en 3D présente la disposition des voiles.

12) Analyse modale :

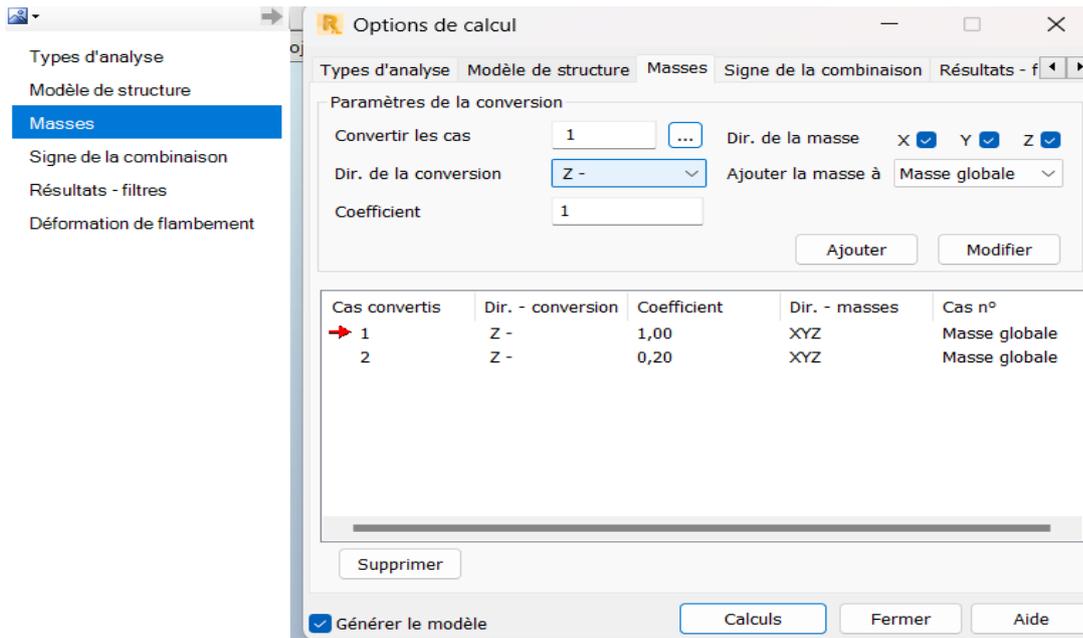
Lors de l'analyse modale de la structure, on calcule toutes les grandeurs de base décrivant les modes propres de la structure, c'est-à-dire les valeurs propres et les vecteurs propres de la structure, coefficients de participations et les masses participantes.

-Allez au menu déroulant (Analyse / type d'analyse) / Nouveau / Modale/ OK / nombre des modes /paramètre simplifier / Amortissement 0.07 (RPA 99/ Version 2003) /OK.



13) Modélisation de la masse :

D'après RPA v2003 $W=G + \beta.Q \implies W=G+0.2 Q$



14) Analyse sismique :

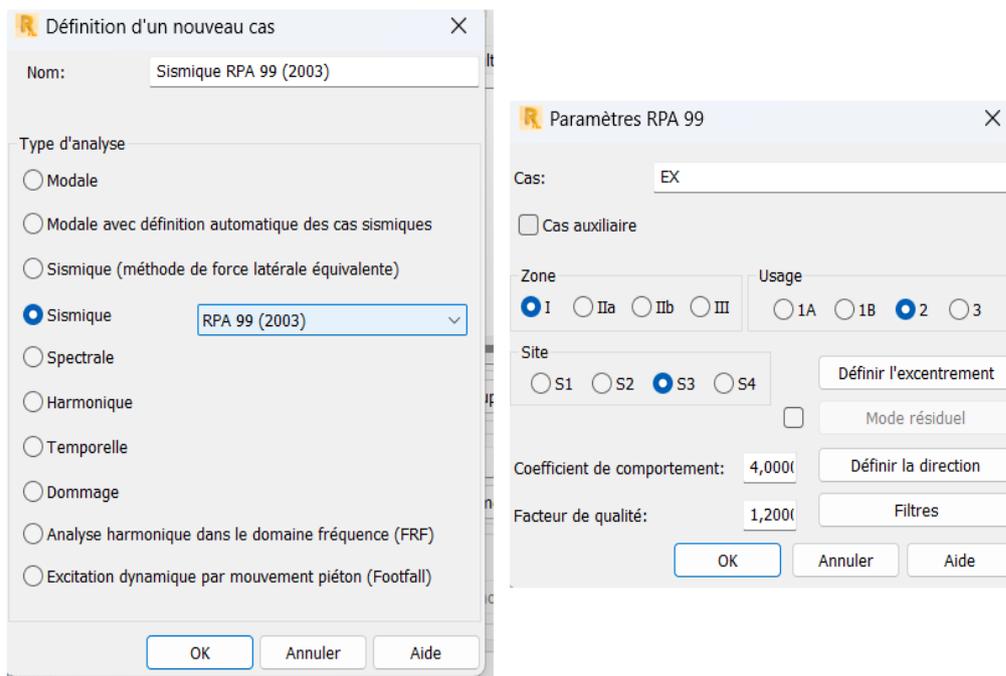
En addition aux résultats obtenus pour l'analyse modale, après l'analyse sismique, on obtient les paramètres supplémentaires suivants pour chaque mode propre dynamique :

- Coefficients de participation sismique,
- Valeur du spectre de l'excitation sismique,
- Coefficients modaux,

- Déplacements, efforts internes, réactions et combinaisons de vibrations.

-Allez au menu déroulant (Analyse / type d'analyse) / nouveau / on coche sismique , puis on choisit RPA99(2003) / OK / dans la boîte des dialogues (paramètre RPA99) coché Zone III , usage 2 , et le site S3 / on met 4 pour le coefficient de comportement et 1.20 pour le facteur de qualité.

-Avant de quitter la boîte de dialogue (paramètres RPA99) on clique sur définition de la direction mit 1 dans la direction de X et 1 dans la direction de Y (sont les cas de charge sismique selon la direction d'excitation X, Y) / OK / OK (paramètres RPA99) .



Introduire les combinaisons de BAEL et de RPA99(2003) manuellement

BAEL :

-ELU : $1.35G + 1.5Q$.

-ELS : $G + Q$.

RPA 99/2003 :

- $G + Q \pm Ex$.

- $G + Q \pm Ey$.

- $0.8G \pm Ex$.

- $0.8G \pm Ey$

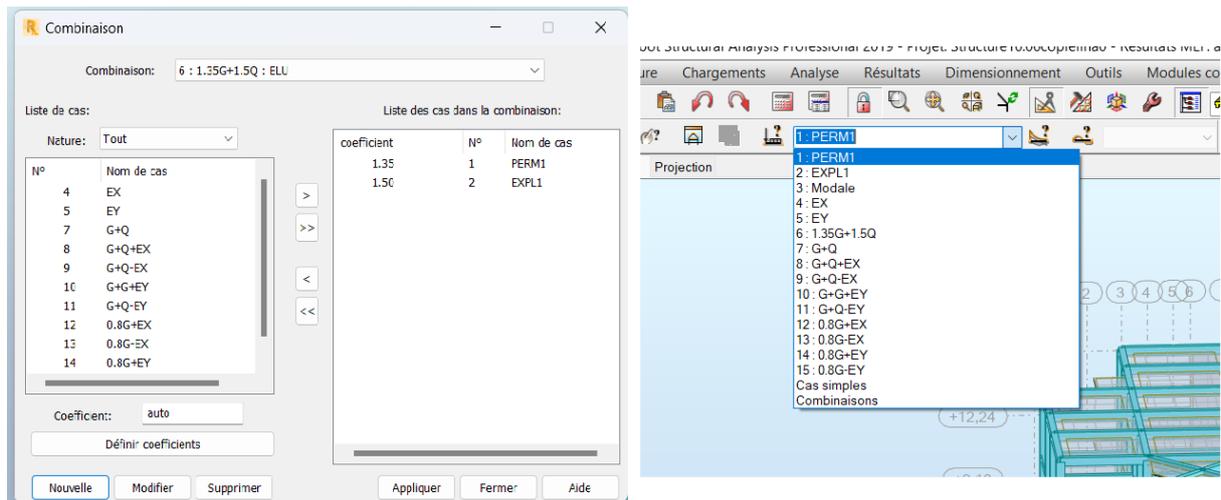


Tableau de combinaisons :

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
6 (C)	1.35G+1.5Q	Combinaison liné	ELU	permanente	$1*1.35+2*1.50$
7 (C)	G+Q	Combinaison liné	ELS	d'exploitation	$(1+2)*1.00$
8 (C) (CQC)	G+Q+EX	Combinaison liné	ACC	sismique	$(1+2+4)*1.00$
9 (C) (CQC)	G+Q-EX	Combinaison liné	ACC	sismique	$(1+2)*1.00+4*-1.00$
10 (C) (CQC)	G+G+EY	Combinaison liné	ACC	sismique	$(1+2+5)*1.00$
11 (C) (CQC)	G+Q-EY	Combinaison liné	ACC	sismique	$(1+2)*1.00+5*-1.00$
12 (C) (CQC)	0.8G+EX	Combinaison liné	ACC	sismique	$1*0.80+4*1.00$
13 (C) (CQC)	0.8G-EX	Combinaison liné	ELU	sismique	$1*0.80+4*-1.00$
14 (C) (CQC)	0.8G+EY	Combinaison liné	ACC	sismique	$1*0.80+5*1.00$
15 (C) (CQC)	0.8G-EY	Combinaison liné	ACC	sismique	$1*0.80+5*-1.00$

Et au final on clique sur calculer pour avoir les résultats.

Chapitre VI

Ferraillage

Des éléments structuraux

Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement (Poteaux, Poutres, voiles) .
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier, l'acrotère, les planchers et enfin le balcon sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous différentes sollicitations.

Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

- **Poteaux**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations. Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée.

- **Poutres**

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

L'étude des portiques (poteaux, poutres) sous charges verticales et horizontales, nous permet de les ferrailer sous les différentes sollicitations, ce calcul est fait par le programme (Robot Autodesk 2019).

VI-1. Hypothèses générales pour tous les éléments :

Résistance caractéristique du béton : $f_{c28}=25\text{Mpa}$.

Béton peu contrôlé dosé à 350kg

Module de déformation longitudinale du béton :

$$E_{ij} = 11000(f_{c^{28}})^{1/3} = 3822.43\text{Mpa} = 3.08 \times 10^6\text{t/m}$$

$\gamma_b = 1.5$ cas general

$\gamma_b = 1.15$ cas de combinaisons accidentelles

δ_{bc} : contrainte de compression du béton $\left\{ \begin{array}{l} \delta_{bc} = 0.85f_{tj}/\gamma_b(\text{zone comprimée sectionen T}) \\ \delta_{bc} = 0.8f_{tj}/\gamma_b(\text{section circulaire}) \end{array} \right.$

Tableau VI-1. Hypothèses générales pour tous les éléments

	f_{c28}	f_{t28}	f_{bc}	δ_s	Fe	Type de fissuration	Type d'acier
Cas général	25Mpa	2.1Mpa	14.17Mpa	348Mpa	400Mpa	Fissuration préjudiciable	Haute adhérence
Cas accidentel	25Mpa	2.1Mpa	18.48Mpa	400Mpa	215Mpa	Fissuration préjudiciable	Rond lisse

VI-2. Combinaison des charges :

Les combinaisons de charges que nous allons les utilisés pour le calcul de ferrailage dans les éléments porteurs de la structure sont de deux natures distinctes :

- **Combinaisons BAEL :**

Selon les règles CBA93 et BAEL91mod.99, et combinant les charges verticales permanentes et d'exploitations comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} A'ELU = 1.35G + 1.5Q \\ A'ELS = G + Q \end{array} \right.$$

- **Combinaisons RPA :**

Correspondent à la situation accidentelle de la structure, ces combinaisons sont prescrites par le règlement parasismique algérien RPA99v2003 par la baie de l'article 5.2 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

-La combinaison (1.35G+1.5Q) nous permet de déterminer le moment maximal en travée.

- La combinaison (G+Q ±E) dont le moment négative maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur en nouveau des appuis.

- La combinaison $(0.8G \pm E)$ nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où $M > 0$ de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} G : \text{Charges permanentes.} \\ Q : \text{Charges d'exploitation non pondérées.} \\ E : \text{Action du séisme représentée par des composantes horizontales} \end{array} \right.$$

VI-3- Les combinaisons de calcul:

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont:

Pour les poutres:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sollicitations du 1er genre (BAEL91): } 1.35G + 1.5Q \\ \text{sollicitations du 2ème genre (RPA99/2003): } \begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right.$$

Pour les poteaux:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sollicitations du 1er genre (BAEL91): } 1.35G + 1.5Q \\ \text{sollicitations du 2ème genre (RPA99/2003): } G + Q \pm E \end{array} \right.$$

VI-4- Ferrailage des poutres

VI-4-1- Méthode de calcul:

En cas générale, 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.

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable. Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations de 1^{er} et du 2^{ème} genre.

VI-4-2- Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales:

D'après le RPA99/2003 (article 7.4.2) on a:

- Section d'armature minimale: $A_{min} = 0.5\% \times b \times h_t$
- Section d'armature maximale: $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ zone de recouvrement} \end{cases}$
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: $\begin{cases} 40\emptyset \text{ en zone I et II} \\ 50\emptyset \text{ en zone III} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans ce cas, le ferrailage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferrillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

VI-4-3- Exemple de calcul:

VI-4-3-1- Ferrailage d'une poutre principale de rive (Plancher terrasse) :

En travée:

$$M_t = 2.64 \text{ t.m} = 26.4 \text{ kN.m}$$

Données:

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur de la poutre $h = 40 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9 \times h = 36 \text{ cm}$

Le moment réduit:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{26.4 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 18.48} = 0.036 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{26.4 \times 10^3}{0.982 \times 36 \times 400} = 1.86 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 3T14 (4.62cm²).

Sur appui:

$$M = 3.59 \text{ t.m} = 35.9 \text{ kN/m}$$

Le moment réduit:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{35.9 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 18.48} = 0.050 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{35.9 \times 10^3}{0.974 \times 36 \times 400} = 2.56 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 3T14 (4.62cm²).

VI-4-3-2- Vérification du ferrailage de la poutre:

1) Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$A_{adopt} > A_{min}$ condition vérifiée.

$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée sur toute la section.

2) Contrainte de cisaillement:

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

$$\tau_u = \frac{10.63 \times 10}{30 \times 36} = 0.10 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

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

$\tau_u = 0.10 < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

Il n y a pas de risque de cisaillement et les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

3) **Détermination du diamètre des armatures transversales:**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L\right) \text{ mm.}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 14\right) \text{ mm.}$$

$$\phi_t \leq \min(11.43; 30; 14)mm$$

On prend $\phi_t = 12mm$

4) Calcul des espacements:

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \rightarrow S_t \leq \min(32.4; 40cm)$$

D'après le RPA99/2003:

Zone nodale:

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 30cm; 12\phi_l\right\} = \min\{10cm; 30cm; 16.8cm\}$$

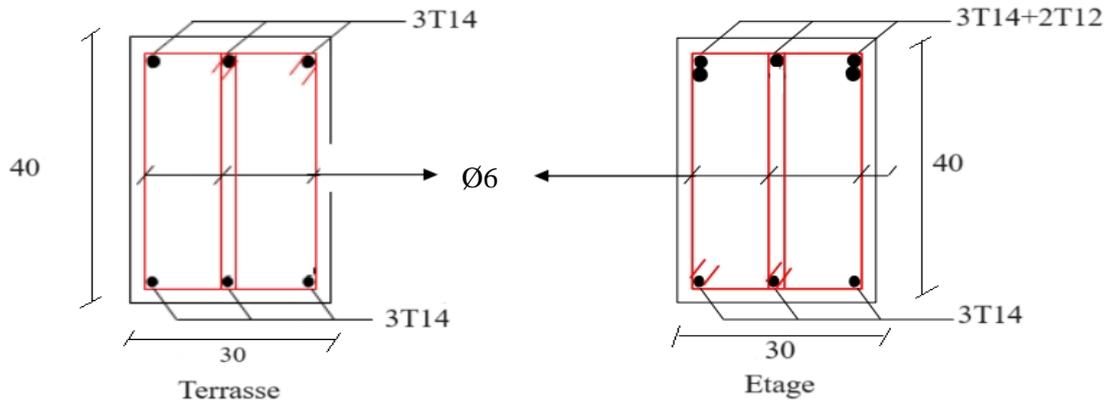
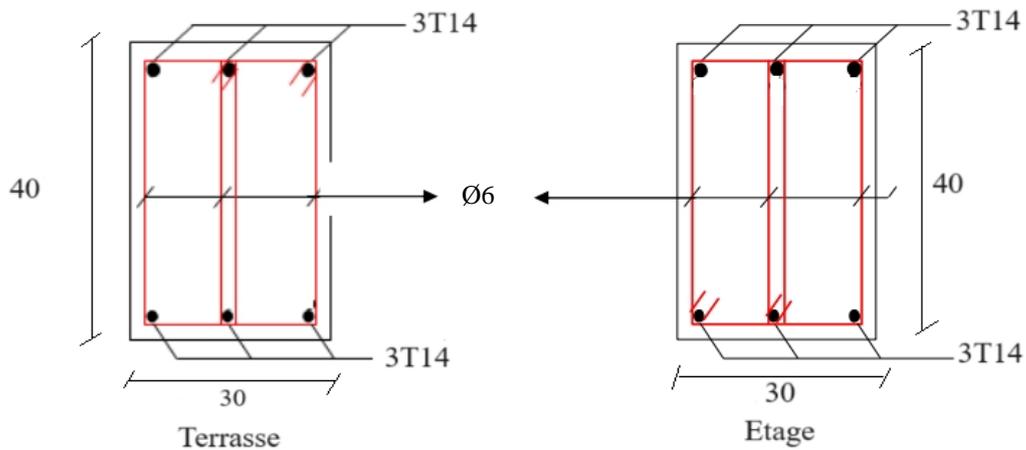
$$S_t = 10cm$$

Zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20cm \rightarrow S_t = 20cm.$$

Tableau IV-2 : Récapitulatif du ferrailage des poutres principales (30×40) cm²

					Poutres principales rive	
Niveau	Map (kN.m)	Section A _{ap} cm ²	M _t (KN.m)	Section A _{tr} cm ²	Barres choisies	
					Appui	Travée
Terrasse	35.9	2.56	26.4	1.86	3T14=4.62cm ²	3T14=4.62cm ²
Etage courant	74.6	4.20	32.8	1.79	3T14+2T12=4.62+2. 26=6.88cm ²	3T14=4.62cm ²
					Poutres principales intermédiaire	
Terrasse	61.5	4.00	43.5	2.78	3T14=4.62cm ²	3T14=4.62cm ²
Etage courant	84.0	2.66	48.3	2.66	3T14=4.62cm ²	3T14=4.62cm ²

Ferrailage de poutre principale de rive:**Ferrailage de poutre principale intermédiaire:**

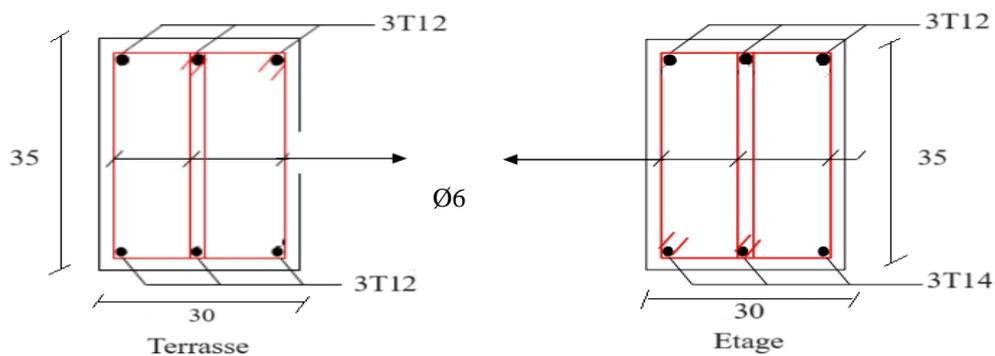
- **Poutre secondaire:** avec dimensions (30x35) cm², calculons d'abord les sections minimales et maximales des aciers:

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = \left(\frac{0.5}{100} \times 30 \times 35\right) = 5.25 \text{ cm}^2$$

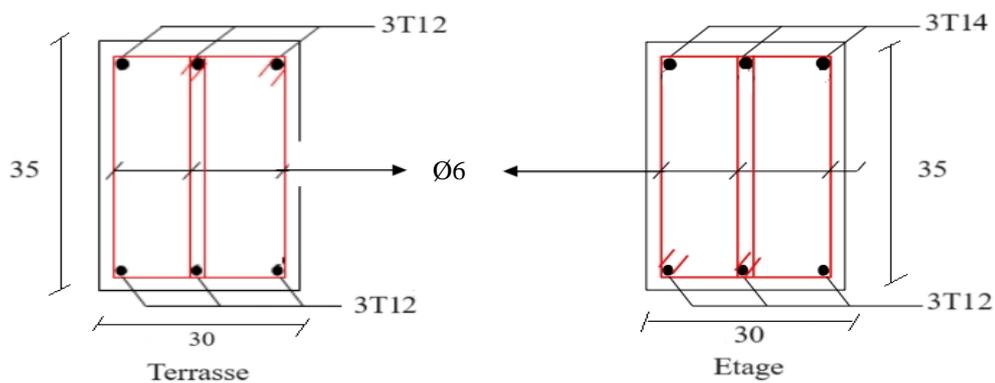
Tableau IV-3 : Récapitulatif du ferraillage des poutres secondaires (30×35) cm²

					Poutres secondaires rive	
Niveau	Map (kN.m)	Section A _{ap} cm ²	M _t (KN.m)	Section A _{tr} cm ²	Barres choisies	
					Appui	Travée
Terrasse	18.5	1.16	11.2	0.8	3T12=3.39cm ²	3T12=3.39cm ²
Etage courant	47.6	3.06	40.6	2.57	3T12=3.39cm ²	3T14=4.62cm ²
					Poutres secondaires intermédiaire	
Terrasse	17.6	1.1	12.2	0.76	3T12=3.39cm ²	3T12=3.39cm ²
Etage courant	48.9	3.15	4.10	2.62	3T14=4.62cm ²	3T12=3.39cm ²

Ferraillage de poutres secondaires de rive:



Ferraillage de poutres secondaires intermédiaires:



VI-5- Ferrailage des poteaux

VI-5-1- Méthode de calcul:

En générale, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, 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 6 combinaisons suivants:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre: } 1.35G + 1.5Q \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{max}; M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{min}; M_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max}; N_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \\ \text{Deuxième genre: } \left\{ \begin{array}{l} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{max}; M_{correspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min}; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max}; N_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité γ_s ; γ_b :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{situation accidentelle: } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_s = 400MPa \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \sigma_b = 18.48MPa \end{array} \right. \\ \text{situation normale: } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \sigma_s = 348MPa \\ \gamma_b = 1.5 \rightarrow \sigma_b = 14.20MPa \end{array} \right. \end{array} \right.$$

VI-5-2- Ferrailage exigé par le RPA 99 version 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 minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0.4% en zone courante et 0.6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale recouvrements est de 40ϕ en zone I.
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone I).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

Poteau carrée:**Tableau VI-4:** les sections min et max, imposée par le RPA 99 version 2003.

Poteau	$A_{\min} = 0.7\% \times b \times h_t$	$A_{\max 1} = 4\% \times b \times h_t$	$A_{\max 2} = 6\% \times b \times h_t$
(40x40) cm ²	11.2cm ²	64cm ²	96cm ²

❖ **Poteau circulaire:****Tableau VI-5:** les sections min et max, imposée par le RPA 99 /2003(poteau circulaire).

Poteau	$A_{\min} = 0.7\% \times \pi \times r^2$	$A_{\max 1} = 4\% \times \pi \times r^2$	$A_{\max 2} = 6\% \times \pi \times r^2$
(40) cm ²	8.79cm ²	50.24cm ²	75.36cm ²

❖ **Poteau carrée:****Tableau VI-6:** les sollicitations défavorables du 1^{er} genre.

étages		Type (40x40)
combinaison		
A	N_{max} (KN)	1333.2
	M_{cor} (KN.m)	2.1
B	N_{min} (KN)	25.6
	M_{cor} (KN.m)	1.8
C	M_{max} (KN.m)	36.1
	N_{cor} (KN)	117.2

Tableau VI-7: les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre.

étages		Type (40x40)
combinaison		
A	N_{max} (KN)	999.4
	M_{cor} (KN.m)	12.2
B	N_{min} (KN)	4.7
	M_{cor} (KN.m)	1.1
C	M_{max} (KN.m)	36.8
	N_{cor} (KN)	296.1

❖ *Poteau circulaire:***Tableau VI-8:** les sollicitations défavorables du 1^{er} genre.

étages		Type (40)
combinaison		
A	N_{max} (KN)	578.0
	M_{cor} (KN.m)	5.91
B	N_{min} (KN)	105.9
	M_{cor} (KN.m)	16.5
C	M_{max} (KN.m)	17.2
	N_{cor} (KN)	117.2

Tableau VI-9: les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre

étages		Type (40)
combinaison		
A	N_{max} (KN)	986.7
	M_{cor} (KN.m)	22.4
B	N_{min} (KN)	45.6
	M_{cor} (KN.m)	21.0
C	M_{max} (KN.m)	38.4
	N_{cor} (KN)	17.0

VI-5-3- Exemple de calcul:

Un seul type de poteau sera calculé en détail (40x40).

Données:

- Poteaux de section carrée (40x40) cm².
- Enrobage: $c = 2.5\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus: $d = 40 - c = 37.5\text{cm}$.
- Contrainte limite des aciers: $f_e = 400\text{MPa}$ (longitudinaux).
- Contrainte limite des aciers: $f_e = 235\text{MPa}$ (transversaux).
- Contrainte du béton à 28 jours: $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

- Résistance caractéristique à la traction du béton: $f_{t28} = 2.1MPa$
- Fissuration peu préjudiciable.
- Pour les calculs la grandeur $h = a = b = 40cm$.

1) Méthode de calcul:

Pour cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre:

- 1- On détermine le centre de pression puis le moment:

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

- 2- On vérifie si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(\frac{1-0.514N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ($A = A' = 0$).

- 3- Sinon, on calcul la section des armatures:

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

- 4- On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment:

$$\begin{cases} A_{min} = 0.7\% \times b \times h_t \\ A_{adoptée} = \max\{A_1, A_2, \dots, A_{min}\} \end{cases}$$

❖ Combinaison de 1^{er} genre:

a) $N_{max} = 1334.2KN$; $M_{cor} = 2.1KN.m$

➤ Détermination du centre de pression:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2.1}{1334.2} = 0.0015m$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1334.2 \left(0.375 - \frac{0.40}{2} + 0.0015 \right) = 235.48KN.m$$

➤ Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0.514N_u}{b \times d \times f_{bc}}\right) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0.81 \times 14.20 \times 40 \times 40 \\ M_u \leq 1334.2 \times 0.375 \times \left(1 - \frac{0.514 \times 1334.2}{400 \times 400 \times 18.48}\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 1334.2 < 18403.2 \text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ M_u = 235.48 < 500.21 \text{KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

b) $N_{\min} = 25.6 \text{KN};$ $M_{\text{cor}} = 1.8 \text{KN.m}$

➤ **Détermination du centre de pression:**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1.8}{25.6} = 0.070 \text{m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e\right) = 25.6 \left(0.375 - \frac{0.40}{2} + 0.070\right) = 6.272 \text{KN.m}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0.514N_u}{b \times d \times f_{bc}}\right) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0.81 \times 14.20 \times 40 \times 40 \\ M_u \leq 25.6 \times 0.375 \times \left(1 - \frac{0.514 \times 25.6}{400 \times 400 \times 18.48}\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 25.6 < 18403.2 \text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ M_u = 6.272 < 9.60 \text{KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

c) $N_{\text{cor}} = 117.2 \text{KN};$ $M_{\max} = 36.1 \text{KN.m}$

➤ **Détermination du centre de pression:**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{36.1}{117.2} = 0.308 \text{m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e\right) = 117.2 \left(0.375 - \frac{0.40}{2} + 0.308\right) = 56.61 \text{KN.m}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0.514N_u}{b \times d \times f_{bc}}\right) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0.81 \times 14.20 \times 40 \times 40 \\ M_u \leq 117.2 \times 0.375 \times \left(1 - \frac{0.514 \times 117.2}{400 \times 400 \times 18.48}\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 117.2 < 18403.2 \text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ M_u = 36.1 < 43.94 \text{KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

Section minimales:

$$A_{\min} = 0.7\% \times b \times h_t = 0.7\% \times 40 \times 40 = 11.2 \text{cm}^2$$

On adopte 8T14 = 12.32 cm²

Tableau VI-10:ferraillage des poteaux carrés.

Niveau	Com	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min}	A _{adoptée}
		N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)		
(40x40)	(a)	1333.2	2.1	A _{min}	999.4	12.2	A _{min}	11.2	8T14 =12.32
	(b)	25.6	1.8	A _{min}	4.7	1.1	0.01		
	(c)	117.2	36.1	1.17	296.1	36.8	A _{min}		

Tableau VI-11: ferraillage des poteaux circulaire.

niveau	Com	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min}	A _{adoptée}
		N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)		
(40)	(a)	578.0	5.91	A _{min}	986.7	22.4	A _{min}	8.79	6T14 =9.24
	(b)	105.9	16.5	A _{min}	45.6	21.0	A _{min}		
	(c)	117.2	17.2	A _{min}	17.0	38.4	A _{min}		

Vérification de la contrainte de cisaillement:

Le poteau le plus sollicité (40x40) cm²

$$T_{max} = 31.4KN$$

Contrainte tangente:

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{31.4 \times 10^2}{40 \times 36} = 2.18MPa$$

Contrainte tangente admissible: $\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}; 5MPa) = 3.25MPa$

$$\tau_u = 2.18MPa < \bar{\tau}_u = 3.25MPa \dots \text{condition vérifiée, pas de risque de cisaillement}$$

Calcul des armatures transversales:

- **Diamètre des armatures transversales:**

$$\phi_t = \frac{\phi}{3} = \frac{18}{3} = 6 \quad \text{on prend } \phi_t = 8\text{mm.}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de section brute.

F_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Est un coefficient correcteur égal à 2.5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3.75 dans le cas contraire.

S_t : espacement des armatures transversales.

- **Calcul de l'espacement:**

D'après le RPA 99/2003 on a:

- En zone nodale: $S_t \leq \min(10\phi_l; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$. Soit $S_t = 10\text{cm}$.
- En zone courte: $S_t \leq 15\phi_l = 24\text{cm}$ Soit $S_t = 15\text{cm}$.

- **Calcul de l'élançement géométrique λ_g :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec:

L_f : Longueur de flambement du béton.

B : dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0.7 \times L_0$$

$$\lambda_g = 0.7 \times \frac{L_0}{b} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.40} = 5.35\text{m}$$

$$\lambda_g = 5.35 > 5$$

$$\text{Donc: } A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} = \frac{15 \times 2.5 \times 3.14 \times 10^2}{40 \times 235} = 1.25\text{cm}^2$$

- **Quantité d'armatures transversales minimales:**

$\frac{A_t}{S_t \times b}$: En % est donnée comme suite:

➤ **Quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t}{T \times b}$ En % est donné comme suit : $\lambda_g > 5$ Donc 0.3%
 $\lambda_g < 5$ Donc 0.8%

Alors: $\begin{cases} \text{zone nodale: } A_t = 0.3\% \times 10 \times 40 = 1.2\text{cm}^2 \\ \text{zone courante: } A_t = 0.3\% \times 15 \times 40 = 1.8\text{cm}^2 \end{cases}$

Le choix: $\begin{cases} A_t = 9\phi 8 = 4.52\text{cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10\text{cm} \end{cases}$

- **Vérification de la section minimale d'armatures transversales:**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left(\frac{\tau}{2}; 0.4\text{MPa}\right) = 1.09\text{MPa}$$

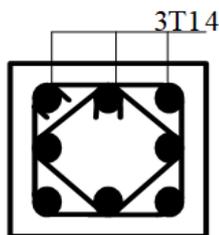
$$A_t \geq \frac{1.09 \times 15 \times 40}{235} = 2.78\text{cm}^2 < 4.52\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **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.

$$\begin{cases} h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right) = \max\left(\frac{306}{6}; 40; 40; 60\right) = 60\text{cm} \\ L' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80\text{cm} \end{cases}$$

Dessin de ferrillages des sections des poteaux carré et circulaire :



8T14
(40x40)



6T14
(R=40)

VI-5- Introduction:

Le voile appelé aussi mur en béton armé, est un élément de construction vertical, ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau « allongé » de longueur supérieure ou égale à quatre fois son épaisseur est considéré comme un voile. Il est utilisé dans la majorité des cas comme contreventement. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures de flexion ou de cisaillement déterminés par calculs.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations, et des charges horizontales due à l'action du vent ou du séisme.

Donc le voile est sollicité à un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant M . Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement.

VI-5-2 Système de contreventement:

Le système de contreventement représente la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et/ou géologiques.

Parmi les systèmes de contreventement utilisés en bâtiment on site:

- Contreventement par portiques auto stables en béton armé (poteaux-poutres).
- Contreventement par voiles (système tables et banches – système tunnel – noyau central).
- Contreventement mixte (poteaux – poutres et voiles en béton armé).

Le dernier système est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante, car ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différents. De l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées 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 déplacement.

Pour cette raison nous avons choisi ce système de contreventement pour la conception de notre projet de fin d'études.

Conception:

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité importante (problème de 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).

a) Calcul:

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique – voiles) afin de prendre en considération le comportement de chaque type de structure en vérifiant l'interaction conformément aux normes.

b) 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:

- 1- $G + Q \pm E$ (vérification du béton).
- 2- $0.8G \pm E$ (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 RPA 99/version 2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armatures:

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs).
- Armatures transversales.

VI-5-3-La méthode de calcul:

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM):

$$\sigma_{1.2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.15} = 16.26 \text{ MPa}$$

Avec:

N: L'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:

a) **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 RPA 99/version 2003.

$$A_{min} = 0.15\% \times a \times L$$

b) **2^{ème} 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:

si: $A_V < A_{min} = 0.15\% \times a \times L$, on ferraille avec la section minimale.

si: $A_V > A_{min}$, on ferraille avec A_V .

c) **3^{ème} cas:**

Si: $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VI-5-4- Armatures verticales:

Elles sont disposées en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA 99/ version 2003 exige un pourcentage minimal égal à 0.15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

VI-5-5- Armatures horizontales:

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit:

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

VI-5-6- Armatures transversales:

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12mm.

Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20mm, et de 8mm dans le cas contraire.

VI-5-7- Armatures de coutures:

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante:

$$\begin{cases} A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e} \\ T = 1.4V_u \end{cases}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI-5-8- Ferrailage des voiles :**a) Type I :**

$$A = 0.48m^2$$

$$I = 0,2752m^4$$

$$v=1.4 \text{ m}$$

$$N= 63.61t$$

$$M= 193.87t.m$$

$$V_u= 44.08 \text{ t}$$

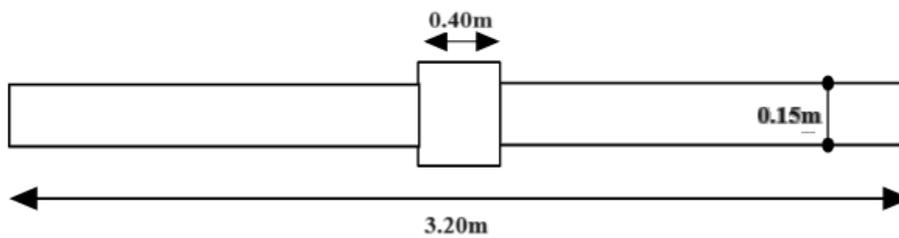


Figure VI-1: schéma du voile avec poteau central.

Détermination des contraintes:

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{63.61}{0.48} + \frac{193.87 \times 1.4}{0.2752} = 1118.77t/m^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{63.61}{0.48} - \frac{193.87 \times 1.4}{0.2752} = -853.73t/m^2 \end{cases}$$

Position de l'axe neutre :

$$x = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times l = \frac{853.73}{1118.77 + 853.73} \times 2.80$$

$$x=1.21m$$

○ Ferrailage du Voile :

$$F = |\sigma_2| \frac{a}{2} \cdot x = 853.73 \cdot \frac{0,15}{2} \cdot 1.21$$

$$F = 77.59t$$

$$A_v = \frac{F}{\sigma_e} = \frac{77.59}{40000}$$

$$A_v = 19.39cm^2 \quad \text{Pour } A = 1.21 \cdot 0,15 = 0,181m^2$$

$$A_v = 19.39 \cdot \frac{0,48}{0,181} = 51.22cm^2$$

- **Les armatures de couture :**

$$A_c = 1,1 \cdot \frac{1,4V}{f_e} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot 41,08}{4000} = 15,81 \text{ cm}^2$$

- **La section d'armature verticale totale :**

$$A_{vt} = A_v + A_c = 51,22 + 15,81 = 67,03 \text{ cm}^2$$

On adopte :

- En zone d'about : $2 \times (4T14)$ ($2 \times 12,32 \text{ cm}^2$)
- En zone courante : $2 \times 2 \times 7T14$ ($2 \times 10,78 \text{ cm}^2$)

Soit : $24,64 + 43,12 = 67,76 \text{ cm}^2$

b) Type II :

$$A = 0,34 \text{ m}^2$$

$$I = 0,0779 \text{ m}^4$$

$$v = 0,62 \text{ m}$$

$$N = 6,61 \text{ t}$$

$$M = 81,523 \text{ t.m}$$

$$V_u = 38,26 \text{ t}$$

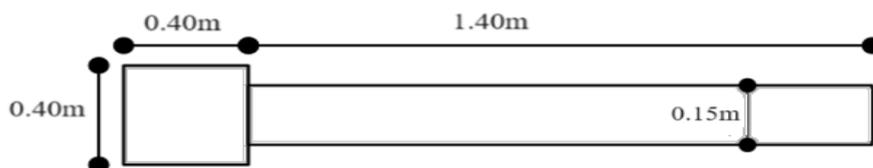


Figure VI-2: schéma du voile + poteau.

Détermination des contraintes:

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{6.61}{0.34} + \frac{81.523 \times 0.62}{0.0779} = 400.95 t/m^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{6.61}{0.34} - \frac{81.523 \times 0.62}{0.0779} = -428.59 t/m^2 \end{cases}$$

Position de l'axe neutre :

$$x = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times l = \frac{428.59}{400.95 + 428.59} \times 1.40$$

$$x = 1.44 \text{ m}$$

○ **Ferrailage du Voile :**

$$F = |\sigma_2| \frac{a}{2} \cdot x = 428.59 \cdot \frac{0.15}{2} \cdot 1.44$$

$$F = 46.48 t$$

$$A_v = \frac{F}{\sigma_e} = \frac{46.48}{40000}$$

$$A_v = 11.62 \text{ cm}^2 \quad \text{Pour } A = 1.44 \cdot 0.15 = 0.216 \text{ m}^2$$

$$A_v = 11.62 \cdot \frac{0.34}{0.216} = 25.71 \text{ cm}^2$$

○ **Les armatures de couture**

$$A_c = 1.1 \cdot \frac{1.4V}{f_e} = 1.1 \cdot \frac{1.4 \cdot 38.26}{4000} = 17.73 \text{ cm}^2$$

○ **La section d'armature verticale totale**

$$A_{vt} = A_v + A_c = 25.71 + 17.73 = 43.44 \text{ cm}^2$$

On adopte :

- En zone d'about : (4T14) (12.32 cm²)
- En zone courante : 2×7T14 (2×10.78 cm²)

$$\text{Soit : } 12.32 + 21.56 = 33.88 \text{ cm}^2$$

VI-5-8-1 Calcul des armatures verticales:

D'après le RPA 99/2003 on a:

$$A_{min} = 0.15\% \times a \times L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L=1m).

$$A_{min} = 0.15\% \times a \times 1m = 0.15\% \times 15 \times 100 = 2.25cm^2/ml$$

a) Le diamètre:

$$D \leq \frac{1}{10} \times a \text{ (mm)}$$

$$D \leq \frac{1}{10} \times 150 = 15mm$$

On adopte $D = 15mm$.

b) L'espacement:

Selon le BAEL 91, on a:

$$S_t \leq \min\{2 \times a; 33cm\}$$

$$S_t \leq \min\{30; 33cm\} = 30cm \dots\dots\dots(1)$$

Selon le RPA 99/2003:

$$S_t \leq \min\{1.5 \times a; 30cm\}$$

$$S_t \leq \min\{22.5; 30cm\} = 22.5cm \rightarrow S_t \leq 20cm \dots\dots\dots(2)$$

$$\text{Donc: } S_t \leq \min\{S_{t.BAEL}; S_{t.RPA 99}\}$$

$$S_t \leq 20cm$$

On adopte un espacement de 20cm.

VI-5-8-2 Calcul des armatures horizontales:

D'après le RPA 99/version 2003, on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit $7T14 = 10.78\text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20cm.

VI-5-9 Disposition des armatures:

VI-5-9-1 Armatures verticales:

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués 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 33cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1.5 de l'épaisseur du mur ni 30cm selon le RPA 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 15cm.

On a $S_t = 20\text{cm} \rightarrow \frac{S_t}{2} = 10\text{cm} < 20\text{cm}$ Condition vérifiée.

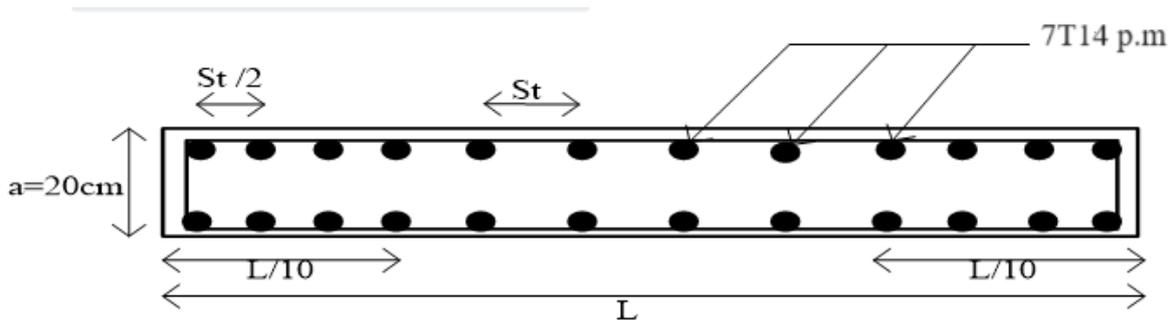


Figure VI-3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI-5-9-2- 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 $S_t \leq \min(1.5a; 30\text{cm})$.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

VI-9-3- Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- **Schéma de ferrailage du voile:**

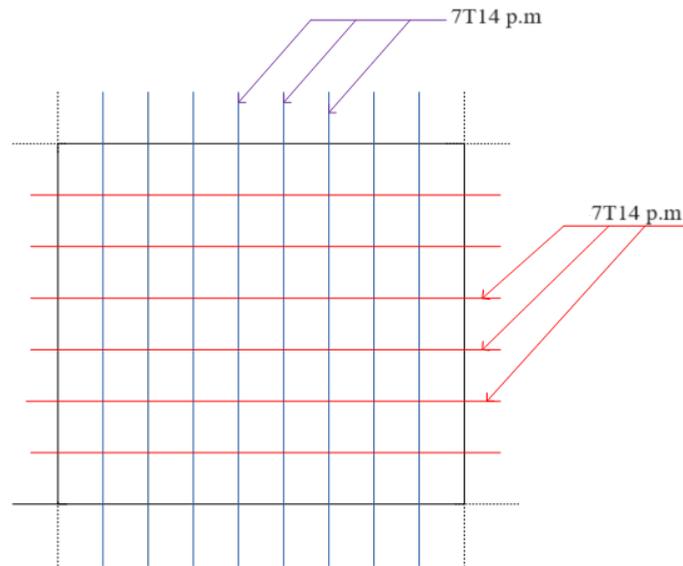


Figure VI-4: schéma de ferrailage du voile ($e = 15\text{cm}$).

Chapitre VII

Etude de
L'infrastructure

VII.1-Introduction

Les fondations forment la partie la plus basse d'un bâtiment, son infrastructure, leur principale fonction est de Porter et d'ancrer la superstructure du bâtiment et de transmettre en toute sécurité ses charges à la terre. Puisqu'elles jouent un rôle vital dans la répartition et la décomposition des charges sur le bâtiment, les fondations doivent à la fois correspondre à la forme et au déploiement de la structure et s'adapter aux caractéristiques variées du sol, de la roche et de l'eau souterraine, en bref du sous-sol.

Selon la capacité portante du sol ou de la roche à supporter les structures (bâtiments, usines, barrages), les fondations peuvent être : Superficielles, semi-profondes, ou profondes.

Lorsque le terrain résistant se trouve à une faible profondeur, et qu'il est facilement accessible [nappe phréatique absente ou rabattue à l'intérieure d'un batardeau par exemple], on établit la fondation directement sur le sol à proximité de la surface. On réalise alors, en générale, un empattement ou élargissement de la base des murs ou des piliers. La plus part des ouvrages construites dans l'antiquité ont été fondés sur des massifs avec empattement. Ce type des fondations appelé : **fondation superficielle**.

Lorsque le sol de la surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle, **les fondations profondes** sont mises en place. Ce type de fondation (puits, pieux forés ou battus, micro-pieux, barrettes ou parois moulées porteuses....Etc) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elle supporte, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

VII.2-Définition des fondations superficielles.

Les fondations superficielles sont des fondations faiblement encastées qui reportent les charges au niveau des couches superficielles de terrains. Les fondations profondes reportent les charges dans les couches profondes, mais aussi dans, les couches superficielles, qu'elles traversent. Pour différencier ces deux types de fondations on est amené à définir la notion de profondeur critique qui est la profondeur au-dessous de laquelle la résistance sous la base de la fondation n'augmente plus

On distingue en général, trois types fondations superficielles :

a-Fondations ponctuelles.

Placées sous un poteau, dont les dimensions en plan B et L sont toutes les deux au plus

égale à quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B / L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B).

b-Fondations linéaires.

Placée sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochés, généralement de largeur modeste B (au plus quelques mètres) et de grande longueur L , tel que ($L/B > 10$).

c-Fondations surfaciques (Les radiers ou dallages): de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

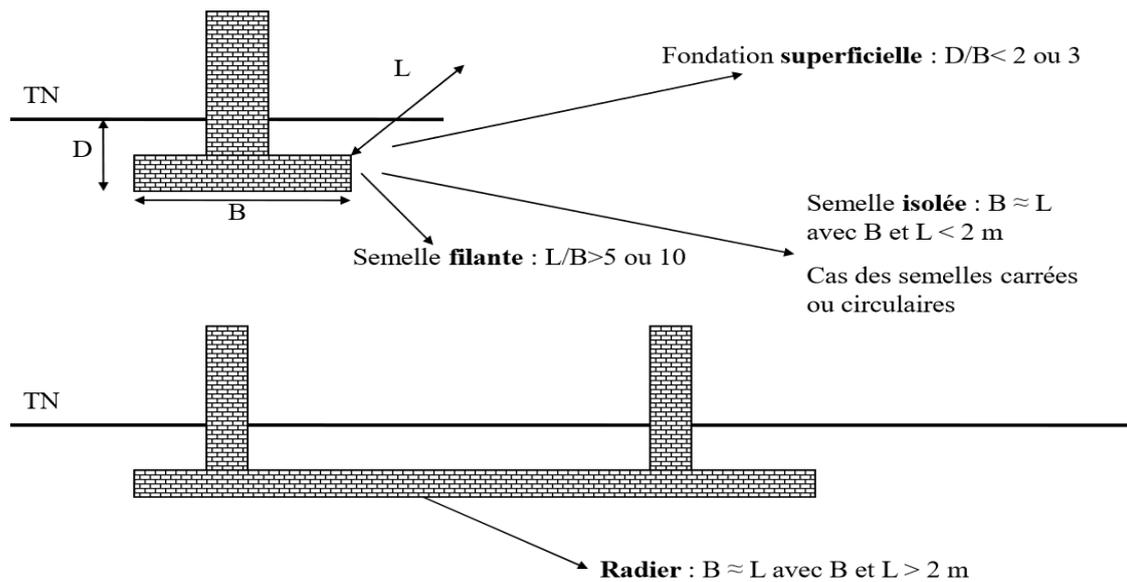


Figure VII-1 Types des fondation superficielle .

VII.3- Rôles de la fondation superficielle :

Les fondations sont des points de contact de la construction avec le sol, elles ont pour rôle de transmettre toute les charges horizontales et verticales ramenées par les points d'appui (poteaux et voiles) et d'éviter au sol un poinçonnement important ou un enfoncement uniforme ou dissymétrique (tassement uniforme ou tassement différentiel). Pour remplir son rôle, les fondations doivent transmettre au sol une pression inférieure à sa capacité portante

VII.4-Le choix de type de fondation dépend de :

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type

de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol. Le choix du type de fondation doit faire l'objet de soins attentifs et il tient compte en général de plusieurs paramètres qui dépendent du:

- ✓ La nature de l'ouvrage à fondé: Pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement, ...
- ✓ La nature du terrain: Connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques
- ✓ Le site: Urbain, campagne, montagne, bord de mer, ...

La mise en œuvre des fondations: Terrain sec, présence d'eau, ...

- ✓ Le type d'entreprise: Matériel disponible et compétences, ...
- ✓ Le coût des fondations: Facteur important mais non décisif.

VII.5- avantages et inconvénients des fondation superficielles

a-Avantages

Son exécution est plus simple

- Le coût d'exécution est moins coûteux
- Facilité de mise-en-œuvre des matériaux

b- inconvénients

- Tassements
- Capacité limite: interface sol-structure
- Surface du sol irrégulier (pente, murs de soutènement)
- Capacité réduite si elle est soumise au retrait, moment, torsion

VII.6-Etude de fondation

Avec une capacité portante du terrain égale à 2.2 bars, il y a lieu de projeter à priori des fondations superficielles de type:

- Semelles isolées,
- Semelles filantes,

- Radier générales.

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage, la portance du sol, l'ancrage et les différentes données du rapport du sol, Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

Nous proposons en premier cas des semelles isolée pour cela, nous allons procéder à une première vérification Nous proposons en premier cas des semelles isolée pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

On suppose que les efforts normaux de la superstructure vers les semelles soient appliqués au niveau du centre de gravité de la semelle isolée, donc elle doit vérifier la condition suivante :

-La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_{\text{semelle}} / S_{\text{bâtiment}} < 50 \%$).

Dans notre cas on trouve la semelle isolée pour chaque poteau et la semelle jumelées sous voiles :

Le surface de semelle isolées revenant à chaque poteau en tenant compte la symétrie de notre structure sont données par le tableau suivant :

Tableaux VII.1. La surface de la semelle revenante à chaque poteau

BLOCS ANGLE		
Semelles	Nser (KN)	S=Nser/□ (m ²)
1	497.1	1.5
2	567.7	1.6
3	686.1	1.7
4	773	1.8
5	978	2,1

Les surfaces des semelles revenant à chaque voile sont données par le tableau suivant :

Tableaux VII.2. La surface de la semelle revenante à chaque voile

Bloc angle		
Semelles	N _{ser} (KN)	S=N _{ser} /□ (m ²)
V1	132.14	2.4

VII.7. Dimensionnement des semelles :

a) Semelle isolées :

On choisit les dimensions de la semelle **A** et **B** de telle sorte qu'elles soient dans le même rapport que les dimensions a et b de la section droite du poteau :

Semelle S₁ :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \text{ telque [poteax (40x40)]}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{40}{40} = 1$$

Donc : A= B (homogénéité entre les dimensions de la semelle et celle du poteau).

On a :

$$\left(\frac{q}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \right) \Rightarrow \left(A \cdot B \geq \frac{q}{\sigma_{sol}} \right)$$

$A \geq \sqrt{\frac{q}{\sigma_{sol}}} = 105$ tel que : N_{ser} = q_{ser} = 497.1KN ; M_{ser} = 2.6 KN.m et

$$\sigma_{sol} = 2.2 \text{ bar} = 22 \text{ KN}$$

On adopte : A = 110 cm

Redimensionner : (150x150) cm

Modes de rupture de fondation superficielle :

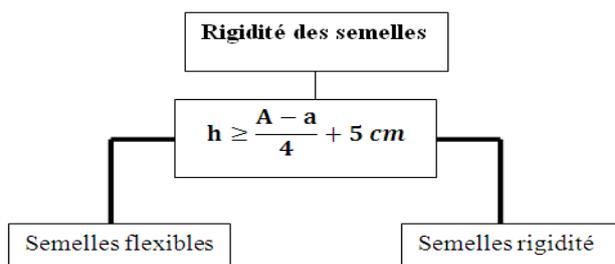


Figure VII.2: les modes de rupture de fondation superficielle.

La hauteur utile d :

Puisque A=B $\Rightarrow d_a = d_b$

Telle que : $d_a \geq \frac{A-a}{4}$

$$d_a \geq \frac{150 - 40}{4} = 27,5 \text{ cm} \Rightarrow d = 30 \text{ cm}$$

Alors : $h = d + C$;

Avec $C \geq 3 \text{ cm}$; on prend $C = 5 \text{ cm}$.

$$h = 30 + 5 = 35 \text{ cm}$$

Le patin e :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 6\phi + 6 \text{ cm} \\ \phi_{min} = 12 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e = 13,2 \text{ cm} \\ e_{min} = 15 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e_{min} = 15 \text{ cm}$$

Hauteur équivalente :

$$h_{eq} = \frac{h+e}{2}$$

$$h_{eq} = \frac{35 + 15}{2} = 25 \text{ cm}$$

Poids de la semelle et du remblai :

Données :

$$\gamma_b = 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} ; \gamma_{sol} = 17 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} ; D = 2 \text{ m}$$

$$P_S = \gamma_b \times A^2 \times h_{eq}$$

$$P_S = 25 \times 1,50^2 \times 0,25 = 14,06 \text{ KN}$$

$$P_R = (D - h_{eq})(A^2 - a^2)\gamma_{sol}$$

$$P_R = (2 - 0,25)(1,50^2 - 0,4^2) \times 17 = 62,18 \text{ KN}$$

Donc :

$$Q_{ser} = 497,1 + 14,06 + 62,18$$

$$Q_{ser} = 573,34 \text{ KN}$$

Type de répartition :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{0s} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{2,6 \times 10^2}{497,1} = 0,52 \text{ cm} \\ \frac{B}{6} = \frac{150}{6} = 25 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e_{0s} < \frac{B}{6} \text{ (Répartition trapézioidale)}$$

Vérification des contraintes :

vérification de la semelle isolée

Selon l'article 10.1.4.1 des RPA99/Version 2003 Les fondations superficielles seront vérifiées selon les combinaisons accidentelles suivantes : **G+Q+E** : Pour la vérification des contraintes dans le sol.

0.8G+E : Pour la vérification de la stabilité des semelles.

On ajoute à ces deux combinaisons qui sont données par les RPA99/Version 2003 La Combinaison de l'ELU qui nous permet de vérifier la contrainte à ELU : **1.35G+1.5Q**

a-VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS : G+Q

La contrainte moyenne du sol $\bar{\sigma}_{moy}$ doit vérifier la condition suivante

$$\bar{\sigma}_{moy} = 3 \bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2 / 4 \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_{1,2} = N/S (1 \pm 6.e/A) \quad \text{et} \quad e = M/N$$

N_s : l'effort normal total revenant à la semelle sous combinaison de l'ELS

$$N_s = 497.1 \text{ KN} \quad M_s = 2.6 \text{ KN}$$

On obtient pour la semelle SA les résultats suivants:

Tableau VII.3 : Vérification de la semelle SA à l'ELS

Semelle Ax B	N t	M t	e m	S_s m^2	$\bar{\sigma}_1$ t	$\bar{\sigma}_2$ t	$\bar{\sigma}_{moy}$ t	$\bar{\sigma}_{sol}$ t	vèri
1.5x1.5	49.7 1	0.26	0.005 2	2.2 5	2.17	2.22	7.065	22	oui

Tableau VII.4 : Vérification de la semelle SA à l'ELU

Semelle Ax B	N t	M t	e m	S_s m^2	$\bar{\sigma}_1$ t	$\bar{\sigma}_2$ t	$\bar{\sigma}_{mo}$ y t	$\bar{\sigma}_{sol} * 1.$ 5t	vèri
1.5x1.5	68.04	0.35	0.005 1	2.25	3.06	2.30	9.75	33	oui

On adopte : Coffrage 150x150x35

Ferrailage :

Calcul des armature (à L'ELU) :

Avec : $M_u = 3.5 \text{ KN.m}$; $N_u = 680.4 \text{ KN}$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{0u} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{350}{680.4} = 0,51 \text{ cm} \\ \frac{a}{6} = \frac{40}{6} = 6,67 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e_{0u} < \frac{b}{6} \text{ (Répartition trapézioidale)}$$

$$\begin{cases} e_{0u} = 0,65 \text{ cm} \\ \frac{A}{24} = \frac{150}{24} = 6,25 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_{0u} < \frac{B}{6} \text{ (Répartition trapézioidale)}$$

On applique la méthode des bielles pour calculer la section d'armatures dans les deux directions.

Le premier direction : Lit inférieure ($A_B \parallel B$).

Deuxième direction : Lit supérieur ($A_A \parallel A$).

Les semelles carrées donc $A_A = A_B$

$$A_A = A_B = \frac{N_u \left(1 + 3 \frac{e_{0u}}{A}\right) (A - a)}{8 \times d_a \times \sigma_s}$$

$$A_A = A_B = \frac{680,4 \times 10^3 \left(1 + 3 \times \frac{0,65}{150}\right) (150 - 40)}{8 \times 30 \times 348 \times 10^2} = 6,78 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8T12 (9,05 cm²) (4T12+4T12)

Espacement :

$$S_t = \frac{A - 2C}{n - 1}; S_t = \frac{B - 2C}{n - 1}$$

Avec :

n-1 : le nombre des barres -1.

$$S_t = \frac{150 - 2 \times 5}{8 - 1} = 20 \text{ cm}$$

b) Semelles jumelles

Tableau VII-05: Récapitulatif les efforts normaux et les moments.

Semelles	ELS		ELU	
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)
S_{J1}	493,2	2,8	678,6	4,1
S_{J2}	1310,4	2,4	1457	3,6

$$\begin{cases} A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases}$$

Donc : $A = \frac{a}{b} \times B$; $S = A \times B$; $S = \frac{a}{b} B^2$;

$$B = \sqrt{\frac{S \cdot b}{a}}$$

$$A \times B \geq \frac{2 \times 493,2 \times 10^{-2}}{1,5} = 6,58 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{\frac{6,58 \cdot 0,4}{0,4}} = 2,57 \text{ m} ; A = B = 260 \text{ cm}$$

D'après la formule(VII.2) : d = 55 cm, h = 60 cm

On adopte : coffrage 260x260x 55

- **Type de répartition**

. Vérification des contraintes:

D'après la formule(VII.10) :

$$\sigma\left(\frac{3}{4}\right) = 14,69 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2} < 15 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2} \dots\dots\dots \text{Condition Satisfaite.}$$

On applique la méthode des bielles pour calculer la section d'armatures dans les deux directions.

D'après la formule(VII.13) :

$$A_A = A_B = \frac{678,6 \times 10^3 (1 + 3 \frac{0,60}{260})(260 - 40)}{8 \times 55 \times 348 \times 10^2} = 9,82 \text{ cm}$$

On adopte : 9T12(10,18cm²)

C) longrines :

a) Dimensionnement :

$$N_{\text{ser}} = 1280,2 \text{ KN} ; M_{\text{ser}} = 4,7 \text{ KN.m} ; L = 4,6 \text{ m}$$

$$A \geq \frac{N_{\text{ser}}}{L \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{N_{\text{ser}}}{L \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = 185 \text{ cm}$$

On adopte : A = 200 cm

b) Condition de raideur :

$$h = \sqrt[4]{\left(\frac{2L}{\pi}\right)^4 \times \frac{3K}{E_b}}$$

Avec : K = 0,5 KN/cm²

$$E_b = 30822,43 \text{ MPa}$$

$$h = 14,36 \text{ cm}$$

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

c) **Longueur élastique :**

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4E_b \times I}{K \times A}} ; \text{ Avec } I : \text{ Moment d'inertie}$$

$$I = 1,29 \times 10^9 \text{ cm}^4$$

$$l_e = 34,88 \text{ m}$$

$$\frac{\pi}{2} \times l_e = m$$

$$L = 4,60 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times l_e = 54,76 \text{ m} \dots\dots\dots \text{ Semelle rigide.}$$

d) **Calcul des poids :**

$$P_{\text{semelle}} = \gamma_b \times A \times h \times L = 46 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = 1326,2 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{N_{\text{ser}}}{A \times L} \left(1 + \frac{3 \times e_{0\text{ser}}}{L} \right)$$

AN:

$$\sigma_{\text{moy}} = 14,42 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 15 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2} \dots\dots\dots \text{ Condition Satisfait.}$$

. **Ferrailage :**

. **Calcul des armatures :**

Pour une bande de 1m de largeur :

$$Q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 100 = 1442 \frac{\text{KN}}{\text{cm}}$$

$$M_T = \frac{q \times x^2}{2} ; (x = \frac{A}{2} = 100 \text{ cm})$$

$$M_T = 72,1 \text{ KN.m}$$

• **Suivant la largeur :**

$$\mu = \frac{72,1 \times 10^3}{40 \times 36^2 \times 12,47} = 0,11 < \mu_l = 0,392$$

$$\beta = 0,942$$

$$A_S = 6,10 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6T12 (6,79cm²)** avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 1,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adpt}} = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,59 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Satisfaite.}$$

Définition des longrines :

Les longrines sont des poutres reliant les poteaux au niveau de l'infrastructure.

. Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :
(30x35) cm²

. Ferrailage de longrine :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

Selon BAEL91 :

$$A_{\min} = 1,06 \text{ cm}^2 < 6,79 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Satisfaite.}$$

Suivant RPA99/v2003 :

$$A = 0,6\% b.h \Rightarrow A = 6,30 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6T12 (6,79 cm²)

Avec : $S_t = 15 \text{ cm}$

Tableau VII-06: Tableau Récapitulatif de ferrailage des fondations

semelle	ELU		ELS		coffrage	Ferrailage			
	N(t)	M(t.m)	N(t)	M(t.m)		Nappe inferieure		Nappe supérieure	
						Ax	Av	Ax	Ay
S1	68.61	0.35	49.71	0.26	150×150×35	T12 ;e=15	T12 ;e=15	T10	T10
S2	77.46	0.52	56.77	0.38	170×170×40	T12 ;e15	T12 ;e=15	T10	T10
S3	93.84	0.46	68.61	0.33	190×190×40	T12	T12	T10	T10
S4	105.80	0.19	77.30	0.14	200×200×45	T12	T12	T10	T10
S5	134.03	0.5	97.80	0.17	220×220	T12	T12	T10	T10
SV1	180.67	0.94	132.14	0.68	310×310×50	T12	T12	T10	T10
SJ2	145.7	0.36	131.04	0.24		T12	T12	T10	T10

Conclusion Générale

Conclusion:

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des Bâtiments.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offertes par l'ordinateurs, ont influencées profondément sur les méthodes de calcul en effet on peut dire que l'emploi des logiciels des calculs est en train de bouleverser les méthodes forfaitaires qui n'étaient qu'approximatives.

Rappelons que le renforcement de cette structure (lors de l'étude sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique).

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 arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcout important (aspect économique). En fin, l'objectif principal est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Références bibliographiques

- **Livres et règlements:**

RPA99/Version 2003, ministère de l'habitat, document technique réglementaire DTR 2 48, janvier 2004.

CBA93: règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

DTR B.C.2.2: Document technique réglementaire (Charges et surcharges).

BAEL91: Règles de calcul de béton armé aux états limites, révisées 99.

Le dictionnaire professionnel du BTP, Jean-Paul Roy, Jean-Luc Blin-Lacroix.

Euro code 0: bases de calcul, 1990.

- **Mémoire:**

- A.A.Amor, A.Abid (Etude d'un bâtiment (R+6) a usage d'habitation», université ibn khaldoun de tiaret, 2019/2020).
- DIAGOURAGA CHEICKNA ,CAMARA MOHAMED SEYBA(Etude d'un bâtiment en R+7 avec deux sous-sols en béton armé a usage multiple implanté à Tiaret).
- Chouabia soundes (Etude d'un bâtiment R+4 en béton armé à usage d'habitation à Annaba).
- H.Merdja, H.Merabet «Etude d'un hôtel en béton armé (R+5+ sous-sol) situé à Alger», université ibn khaldoun de tiaret, 2022/2023.
- B.Doucen, I.Bouabada «Etude d'un hôpital en béton armé (R+5+ sous-sol) situé à Oran», université ibn khaldoun de tiaret, 2022/2023.
- S.Khadir, O.Kaddouri «Etude d'un bâtiment en R+7 à tissemsilt», université ibn khaldoun de tiaret, 2016/2017.