

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURET DE LA RECHERCHE

SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE KASDI MERBAH OUARGLA

Faculté des Sciences appliquées

Département de Génie Civil et Hydraulique

Mémoire fin d'études

MASTER ACADEMIQUE

Domaine : Sciences et Technologie

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures

Présenté Par :

ABSA Merouane et DJOUAD Mohammed Ikkal

Thème :

Étude d'une construction en béton armé (R+3) contreventée par portiques autostables implantée en zone sismique (IIa)

Soutenu publiquement le :13/06/2023

Devant le jury composé de:

Hafsi Mustapha

MAA (UKM Ouargla)

Président

Maouche Henia

MCB (UKM Ouargla)

Examinatrice

Djireb Samir

MCB (UKM Ouargla)

Encadreur

Khelassi Amar

MCB (UKM Ouargla)

Co-Encadreur

Année Universitaire :2022/2023

إهداء

الى من غمرتني بحنانها.. نور عيني ومهلا في حياتي من جعلني أهل الى ما أنا عليه.. وكان مثلي
في الصمود والكفاح... من تعجز كل عبارات الشكر والعرفان عن الوفاء بحقهم... أحب وأطيب

خالين والدي الكريمين حفظهم الله

الى من شاركوني الحياة في السراء والضراء... اخوتي أمجد، إبراهيم، وأختي صبرين

الى أوفى أصدقائي: أيوب، رمزي، دومة، موحى الدين، اقبال، أمين، رياض، عبد باسط

الى كل الأهل وأخص بالذكر أجدادي رحمهم الله والى أعمامي وأبنائهم والى عماتي وأولادهم والى

خالتي وأخوالي وأبنائهم

والى جميع رفقاء الدرب وأصدقاء الطفولة والدراسة

الى كل أصدقائي وطلاب سنة الثانية هندسة مدنية والى كل أساتذتي ومعلمي الدين درسوني

طيلة حياتي الدراسية ابتدائي متوسط، ثانوي

الى كل من نبض قلبه بالإيمان وحبب المولى عز وجل والى الذين نسبتهم قلبي لهم محفوظين في

القلوب

مروان

إهداء

الحمد لله الذي جعلنا من خير أمة أخرجت للناس، وألبسنا لباس التقوى خير لباس، أحمدته وأشكرته،
وأثوبه إليه وأستغفره، رب السماوات والأرض، ومالك الملك العرض، رفح شأن العلم والعلماء، وقرنهم

به وبملائكته بالوحي من السماء، وحلى الله

على الرسول الكريم، والنبى العظيم، حبه على العلم ورغبه فيه، وفرق بين سائر الخلق وبين سالكيه،

وعلى آله وأزواجه وأصحابه الطيبين الطاهرين، ومن تبعهم بإحسان إلى يوم الدين

أتقدم بإهداء هذا العمل

إلى البنوع الذي لا يمل العطاء إلى من حاكبه معادتي بخيوط منسوجة من قلبها إلى شمعته دريبي

وبلسه جروحي إلى جنتي والذتي الغالية حفظها الله وأطال في عمرها إلى من سعى وشقى لأنعم بالراحة

والهناء الذي لم يهزل بشيء من أجل دعوي في طريق النجاح الذي علمني أن أرتقي سلم الحياة بحكمة

وصبر إلى والدي العزيز أطال الله في عمره

إلى من حبهم بجري في عروقي ويلمح بذكرهم فؤادي إلى إخوتي إلى كل الأصدقاء والزلاء كل من

مد يد العون من قريب أو من بعيد

إلى هؤلاء جميعا وإلى كل من له فضل على

أهدي هذا العمل راجيا من المولى عز وجل أن يبارك فيه، ويتقبله خالصا لوجهه الكريم،

وأن يجعله في ميزان الحسنات إن شاء الله.

م. إقبال

شكر وعرفان

الحمد لله السميع العليم ذي العزة والفضل العظيم، والسلام على المصطفى المأدبي الكريم

وعلى آله وصحبه أجمعين، وبعد

مصدقاً لقوله تعالى (لئن شكرتم لأزيدنكم)، نشكر الله تعالى الذي أثار لنا ذريرة العلم والمعرفة

وأعاننا على إتمام هذا العمل.

كما نتقدم بالشكر والامتنان للدكتور "جيريغ سمير" لقبوله الإشراف على هذه المذكرة

وعلى كل النواحي التي قدمها لنا وعلى كل الجهود التي بذلها في سبيل العلم..

كما نعرب عن شكرنا وامتناننا لكل أساتذة قسم الهندسة المدنية وري بجامعة قاصدي مرباح ورقلة

ولكل ما قدموه لنا وما بذلوه من مجهودات في سبيل العلم، فجازاهم الله خيراً. كما نتقدم بالشكر

إلى كل عائلتينا وزملائنا وكل من مد لنا يد العون من قريب أو من بعيد في إنجاز هذا العمل

بتعاونهم وتشجيعهم

Résumé :

Le présent mémoire, étudie un bâtiment béton armée en (R+3) à usage d'habitation, il est implanté à la commune de SETIF qui est classée en zone sismique IIa selon RPA 99 version 2003. Cet ouvrage est une structure portique auto stable et le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au BAEL91 modifié 99 et RPA99/version 2003. Et l'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel SAP2000 V14. Le dessin a été réalisé par logiciel AUTOCAD 2021 .

Mots clés : Bâtiment, Béton armée, SAP2000 V14, RPA99 V2003, BAEL91.

المخلص:

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية من الخرسانة المسلحة ذات (طابق أرضي + ثلاثة طوابق) الموجودة ببلدية سطيف. المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية 2أ حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل RPA99/Version2003. هذا العمل عبارة عن أروقة مستقرة ذاتيا وتم إجراء التحجيم المسبق للعناصر الحاملة وفقاً ل BAEL91 المعدل 99 و RPA99/Version2003 كما استعملنا برنامج SAP2000 نسخة 2014 لتحديد السلوك الديناميكي للهيكل أما عملية الرسم فتتمت باستعمال برنامج AUTOCAD نسخة 2021.

الكلمات المفتاحية: العمارة، الخرسانة المسلحة، RPA99 V2003, BAEL91, SAP2000 V14.

Abstract:

This brief, studies an armed concrete building in (R+3) for residential use, it is located in the commune of SETIF which is classified as seismic zone IIa according to RPA 99 version 2003. This structure is a self-sustaining gantry structure and the design of the load-bearing elements has been done in accordance with BAEL91 modified 99 and RPA99/version 2003. And the seismic analysis of the structure was done by software SAP2000 V14. The drawing was done by software AUTOCAD 2021.

Keywords: Building, Reinforced concrete, SAP2000 V14, RPA99 V2003, BAEL91.

Liste de tableaux

Chapitre I : présentation de projet Et caractéristique des matériaux

Tableau I.1: Caractéristiques géométriques du projet.....	06
Tableau I.2: Caractéristiques mécaniques des aciers.....	17

Chapitre II : Pré dimensionnements des éléments de structures et évaluation des charges

Tableau II.1 : Composants d'un plancher terrasse.....	23
Tableau II.2 : Composants d'un plancher d'étage courant.....	24
Tableau II.3 : poids des différents éléments constituant le mur extérieur.....	24
Tableau II.4 : poids des différents éléments constituant le mur extérieur (15cm).....	25
Tableau II.5 : poids des différents éléments constituant le mur extérieur (10cm).....	25
Tableau II.6 : Charge total de pailleasse.....	27
Tableau II.7: Charge total de palier.....	28
Tableau II.8: les différentes sections de poteau.....	31
Tableau II.9: La descente de charge de Poteaux.....	32

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Combinaisons des charges l'escalier.....	43
Tableau III.2 : récapitulatif des sollicitations.....	43
Tableau III.3 : Ferrailage de l'escalier.....	44
Tableau III.4 : Armatures de répartition.....	44
Tableau III.5: Vérification ELS.....	45
Tableau III.6: Charge à prendre en compte et Moment fléchissant dans les différentes phases.....	46
Tableau III.7: Ferrailage de la poutre palière.....	49
Tableau III.8: Armatures de répartition.....	49
Tableau III.9: Armatures longitudinales.....	52
Tableau III.10 : Evaluation des charges et surcharges (Plancher).....	55
Tableau III.11: Calcul des sollicitations à ELU.....	60
Tableau III.12: Calcul des sollicitations à ELS.....	61
Tableau III.13: les valeurs maximales des sollicitations en deux états.....	63

Chapitre IV : Calcul de la superstructure

Tableau IV.1: Coefficient d'accélération de zone (A).....	73
Tableau IV.2: Valeur de facteur de qualité	75
Tableau IV.3: Résultats - Analyse modale (selon le logiciel SAP2000).....	77
Tableau IV.4: Résultats force sismique statique (selon le SAP2000).....	79
Tableau IV.5: présente l'illustration des résultats obtenus par le code SAP2000.....	80
Tableau IV.6: l'illustration des résultats obtenus par le code SAP2000.....	86

Liste de figures

Chapitre I : présentation de projet Et caractéristique des matériaux

Figure I.1: Vue en plan de RDC de bâtiment.....	04
Figure I.2 : Vue en plan d'étage courant du bâtiment.....	05
Figure I.3: Vue en plan de terrasse du bâtiment.....	05
Figure I.4 : Vue de la coupe transversale du bâtiment.....	06
Figure I.5 : Diagramme des déformations limitent de la section.....	09
Figure I.6: Module de déformation instantané et différée.....	14
Figure I.7 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU.....	15
Figure I.8: Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS.....	16
Figure I.9: Diagramme contraintes déformation de l'acier.....	17

Chapitre II : Pré dimensionnements des éléments de structures et évaluation des charges

Figure II.1 : Plancher à corps creux.....	21
Figure II.2 : Section de poutrelle.....	22
Figure II.3 : Plancher terrasse.....	23
Figure II.4 : Plancher étage courant.....	23
Figure II.5: coupe transversale du mur extérieurs. (30cm).....	24
Figure II.6: coupe transversale du mur en simple cloison (15cm).....	25
Figure II.7: coupe transversale du mur en simple cloison (10cm).....	25
Figure II.8. : Schéma d'escalier.....	26
Figure II.9 : section poutre principales.....	29
Figure II.10 : section poutres secondaires.....	29
Figure II.11: surface afférente du poteau.....	30

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Schéma de l'acrotère.....	37
Figure III.2 : Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère.....	38
Figure III.3: Vérification ELS de l'acrotère sur SOCOTEC.....	41
Figure III.4 : Schéma descriptif et statique d'escalier.....	42
Figure III.5 : Evaluation des sollicitations.....	42

Figure III.6 : Vérification de flèche des escaliers sur SOCOTEC.....	47
Figure III.7 : Points d'application des charges sur la poutre palière.....	50
Figure III.8 : schéma statique d'étage courant et terrasse.....	55
Figure III.9 : Schéma statique des moments maximaux de étage courant.....	66
Figure III.10: Schéma statique des moments maximaux de terrasse.....	66
Figure III.11: Ferrailage Différents types de poutrelles à étudier en SOCOTEC.....	67
Figure III.12 : Ferrailage Différents types de poutrelles à étudier en SOCOTEC.....	68

Chapitre IV : Calcul de la superstructure

Figure IV.1 : Vue 3D de structure	72
Figure IV.2 : courbe présentant le spectre de réponse ($\zeta= 6\%$) – calculée par SAP2000.....	77
Figure IV.3 : 1er mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques sens X-Y (résultats de SAP2000).....	78
Figure IV.4 : 4ème mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques sens X-Y (résultats de SAP2000).....	78
Figure IV.5 : Ferrailage de la poutre principale a état ELU.....	82
Figure IV.6: Ferrailage de la poutre principale a état ACC.....	83

Annexe

Annexe 01 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Annexe 02: Schéma Ferrailage des escaliers.

Annexe 03: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

Annexe 04: Schéma de ferrailage des poutrelles.

Annexe 05 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires du RDC et des étages coupe (A-A).

Annexe 06 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires du RDC et des étages.

Annexe 07 : Schéma de ferrailage de poteaux.

Annexe 08 : Schéma de ferrailage de la semelle.

Annexe 09 : Schéma de ferrailage de longrine.

SOMMAIRE

Introduction générale	02
-----------------------------	----

Chapitre I : présentation de projet Et caractéristique des matériaux

I.1 Introduction.....	04
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	04
I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment :.....	06
I.4 Caractéristiques du sol.....	06
I.5 Description de l'ossature.....	07
I.5.1 Conception structurales.....	07
I.5.2 Planchers.....	07
I.5.3 Poutres.....	07
I.5.4 Poteaux.....	07
I.5.5 Escalier.....	07
I.5.6 Murs	07
I.5.7 Revêtement :	07
I.5.8 Infrastructure.....	08
I.5.9 Acrotère.....	08
I.5.10 Terrasse.....	08
I.5.11 Isolation	08
I.6 Règles et hypothèses de calcul :.....	08
I.6.1. Règlement (BAEL 91) (Béton Armé Aux Etats Limites).....	08
I.6.2 Nature des actions : On distinguer	10
I.6.3. Combinaison d'action	10
I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	11
I.7.1 Béton.....	11
I.7.1.1 Principaux caractéristiques et avantages et inconvénient du béton armé.....	11
I.7.1.2 Dosage du béton.....	12
I.7.1.3 Caractéristique mécanique de béton selon (CBA93).....	13
I.7.2 Acier	16
I.7.2.1 Caractéristique mécaniques.....	16
I.8 Choix des matériaux dans l'élaboration du projet.....	18

Chapitre II : Pré dimensionnements des éléments de structures et évaluation des charges

II.1 Introduction	21
II.2 Pré dimensionnements des éléments non structuraux	21
II.2.1 planchers	21
II.2.1.1 Planchers à corps creux	21
II.2.1.2 Poutrelles	21
II.2.2 Evaluation des charges	23
II.2.2.2 Plancher étage courant : (16+4).....	23
II.2.2.3 Murs extérieurs	24
II.2.2.4 Murs intérieurs	25
II.2.3 Escaliers	26
II.3 Prédimensionnement des éléments structuraux	28
II.3.1 Poutres	28
II.3.1.1 Poutres principales	28
II.3.1.2 Poutres secondaires	29
II.3.2 Poteaux	30
II.3.2.1 Descente des charges	30
II.3.2.2 Application de la dégression	32
II.3.2.3 Les vérifications nécessaires	33

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III Calcul des éléments secondaires	37
III.1 Introduction	37
III.2 Calcul de l'acrotère	37
III.2.1 Evaluation des Charges	37
III.2.2 Sollicitations.....	38
III.2.3.1 Calcul de l'excentricité	38
III.2.3.2 Vérification ELU	39
III.2.3.3 Vérification au séisme.....	40
III.3 Calcul des escaliers	42
III.3.1 Définition	42
III.3.2 Evaluation des sollicitations	42

III.3.3 Combinaison fondamentale	43
III.3.3.1 Ferrailage	43
III.3.4 Vérification de la contrainte de cisaillement	44
III.3.5 Vérification à l'ELS	45
III.3.6 Vérification de déformation : (BAEL 91 Art-B 6.5.1).....	45
III.3.7 Calcul de la flèche Δ^f	46
III.3.8 Calcul de la poutre palière	47
III.3.8.1 Pré dimensionnement	47
III.3.8.2 Evaluation des charges	48
III.3.8.3 Combinaisons des charges	48
III.3.8.4 Ferrailage	48
III.4 Plancher à corps creux	54
III.4.1 Introduction.....	54
III.4.2 Caractéristiques des poutrelles.....	54
III.4.3 Evaluation des charges et surcharges.....	54
III.4.4 Choix de la méthode de calcul :.....	55
2.7. Ferrailage.....	61
2.9. Vérification de la déformation (BAEL Art-B.6.5.1).....	65

Chapitre IV : Calcul de la superstructure

IV.1 Phase sismique	71
IV.2 Choix de la méthode de calcul (RPA99/V2003 Art 4.1).....	71
IV.2.1 Méthodes utilisables :(RPA Art.4.1.1).....	71
IV.2.2 Conditions d'application (RPA99/V2003 Art 4.1.2).....	71
IV.2.2.1 La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes	71
IV.3 Modélisation : (RPA Art.4.2.2).....	72
IV.3.1 Calcul de la force sismique totale :(RPA Art.4.2.3).....	72
IV.3.1.1 Détermination des coefficients de la formule	73
IV.4 Détermination des paramètres des combinaisons d'action	75
IV.5 Résultats de l'analyse	76
IV.5.1 Description du SAP 2000	76
IV.5.1.1 Phase dynamique	76
IV.6 Ferrailages les portiques	79

IV.6.1 Ferrailages des poutres	80
IV.6.1.1 Vérifications nécessaires	80
IV.6.1.2 Calcul de la section d'armatures longitudinales	80
IV.4 poteaux.....	86
IV.4.1 Armatures tendues en flexion simple.....	88
IV.4.2 Armatures en flexion composée.....	89
IV.4.3 Calcul armatures transversales.....	89
IV.4.4 Vérification a ELS.....	90

Chapitre V : Calcul de l'infrastructure

V.1 Etude des fondations	93
V.1.1 Capacité portante	93
V.1.2 Prédimensionnement semelle : (Axe E-5)	94
V.1.3 Ferrailage.....	95
V.2 Longrine	97
V.2.1 Introduction	97
V.2.2 Prédimensionnement	97
V.2.3 Sollicitations	97
V.2.4 Ferrailage	97
Conclusion générale	100
Annexe	/
Bibliographies	/

Introduction

générale

Introduction générale

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93 [3], BAEL91, RPA99 version 2003, DTR.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R+3. Après une descente des charges et un prédimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations. Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis SAP 2000 (V 2014) pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le CBA93 [3] et le RPA99/version 2003. Concernant notre travail nous avons pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieur, le travail est subdivisé en six chapitres, le premier consiste à donner la présentation de l'ouvrage en fixant les hypothèses de calcul. Le second chapitre est réservé pour le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux. Ensuite dans le troisième chapitre nous présenterons un détail sur le calcul des éléments secondaires. Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique de la structure par le logiciel SAP 2000. Le chapitre cinq nous allons étudier les éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par le logiciel SAP 2000. Et enfin, le dernier chapitre est consacré pour l'étude de l'infrastructure, suivi d'une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de projet

Et

Caractéristique des matériaux

I.1 Introduction :

Pour assurer la stabilité des structures dans notre étude, nous appuyons sur la résistance de leurs différents composants structurels (colonnes, poutres, ...) à différentes sollicitation (compression, utilises et de leurs, dimensions et propriétés).

Pour calculer les composants structurels, nous appuyons sur des règles (RPA version2003 - BAEL91), cela dépend de la pleine connaissance des matériaux (béton et acier) et des éléments de support d'armature dans la structure.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Le présent projet est un bâtiment (R+3) en béton armé ; composé d'un Rez de chaussé et trois étages d'habitation identique. L'ouvrage sera implanté dans la Wilaya de SETIF classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après RPA 99/2003 et le site est considéré comme ferme (S2) ainsi que l'ouvrage appartient au groupe d'usage 2, selon les critères de classification des groupes d'usage RPA (Ouvrage courants ou d'importance moyenne).

Le contreventement sera assuré par une structure mixte on béton armé portique.

Les vus en plan et les coupes des étages sont représenté sur les figures suivant :

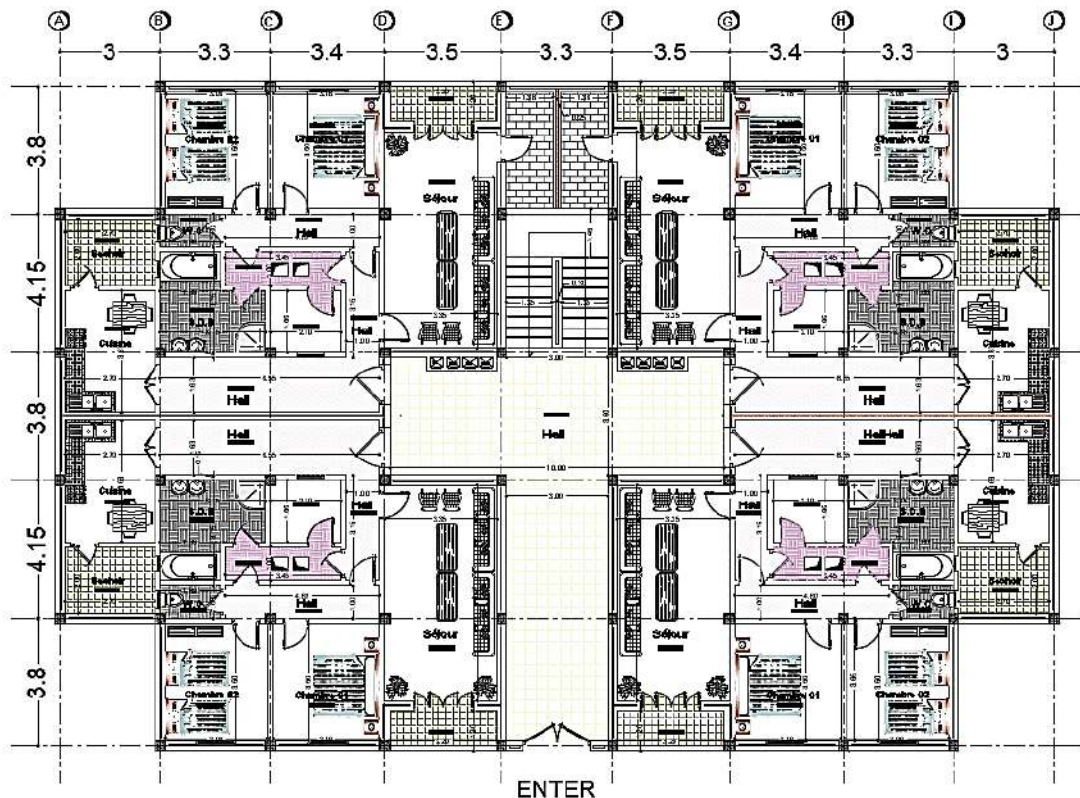


Figure I.1: Vue en plan de RDC de bâtiment.

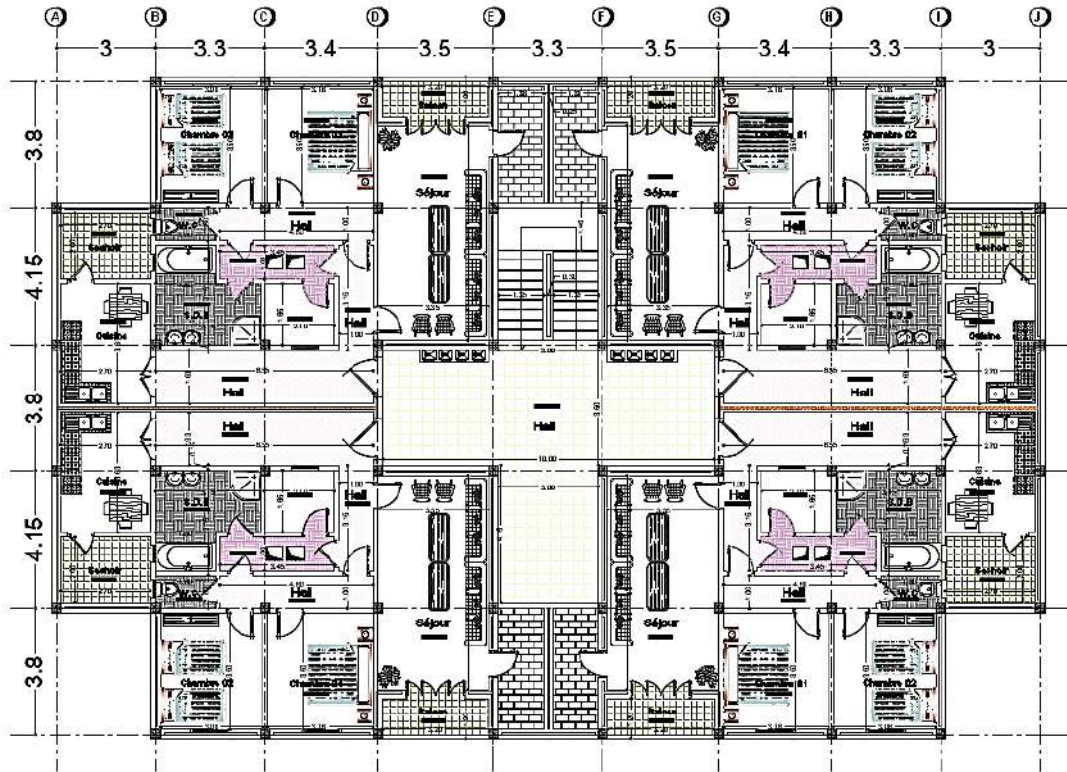


Figure I.2 : Vue en plan d'étage courant du bâtiment.

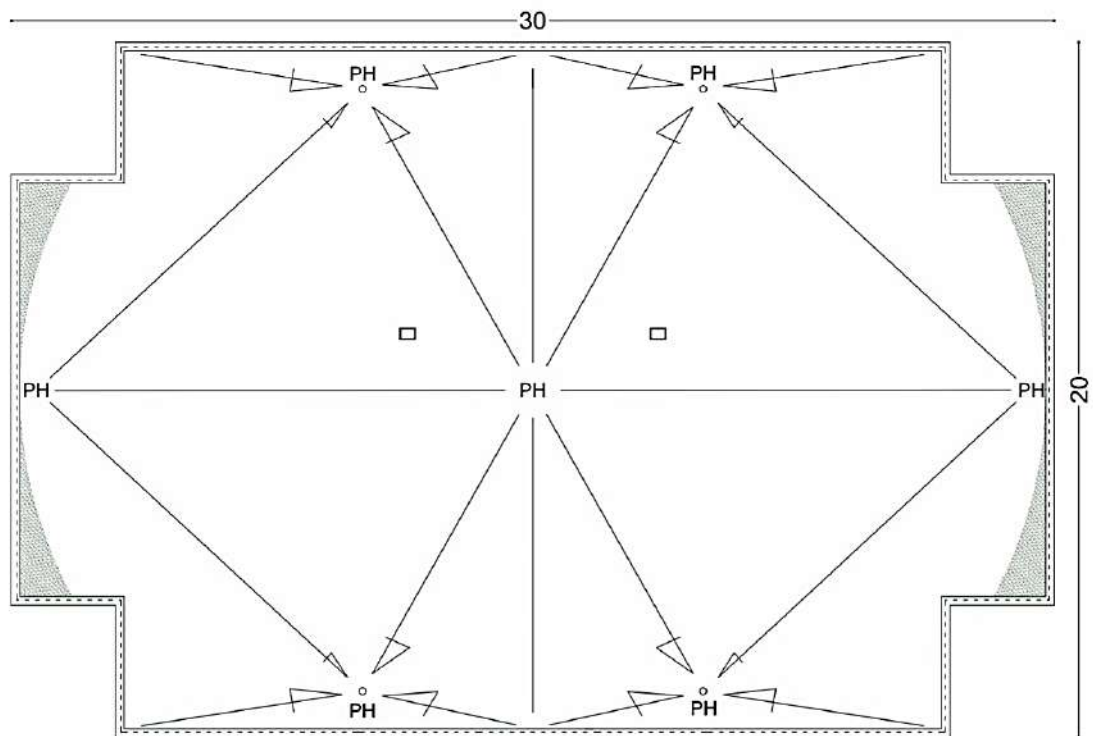


Figure I.3: Vue en plan de terrasse du bâtiment.

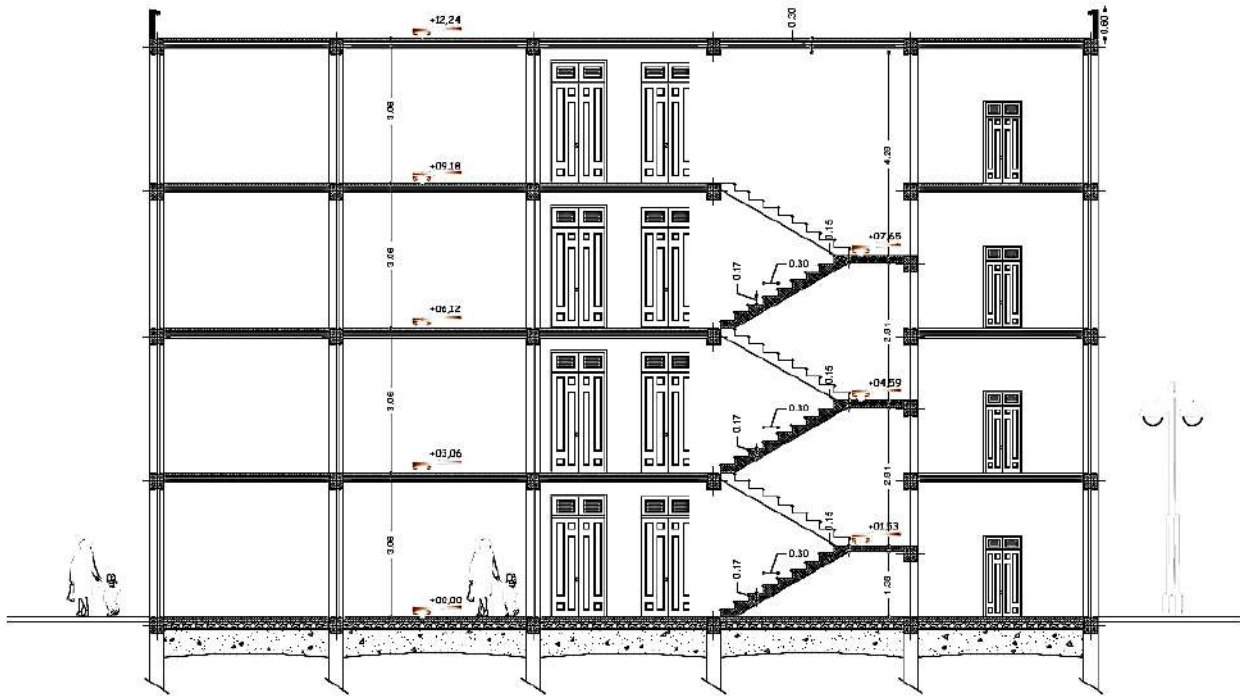


Figure I.4 : Vue de la coupe transversale du bâtiment.

I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Les dimensions de la structure sont répertoriées comme suit :

Tableau I.1: Caractéristiques géométriques du projet.

Nomination	Valeurs (m)
Largeur totale de bâtiment	B = 30m
Longueur totale de bâtiment	L= 20m
Hauteur totale du bâtiment	H = 12.84m
Hauteur de RDC	$h_{RDC} = 3.06$ m
Hauteur d'étage courant	$h_e = 3.06$ m
Hauteur de l'acrotère	$h_{ACR} = 0.60$ m

I.4 Caractéristiques du sol :

- La contrainte étudiée du sol est $\delta_{sol} = 2.24$ bar pour un encrage de 1.5m.
- Le poids spécifiques de terre $\gamma_h = 1.8$ t / m³.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 20^\circ$.

I.5 Description de l'ossature :**I.5.1 Conception structurales :**

La structure du bâtiment a un système de contreventement en portique auto stable (poteaux-poutre). Le choix du système de contreventement rentre dans le cadre d'application du RPA (version 2003), parce qu'il n'dépasse 4 niveaux (14 m).

I.5.2 Planchers :

Plancher corps creux : utilisé pour le RDC et les étages courant.

I.5.3 Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations elles sont sollicitées à la flexion plane.

- Les poutres principales.
- Les poutres secondaires.

I.5.4 Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

I.5.5 Escalier :

La cage d'escalier permet l'accès des niveaux RDC au 3ème étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire.

I.5.6 Murs :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques creux de 15 cm et 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs entre les pièces se composent de deux murs de brique creux de 10cm séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques creux d'épaisseur 15cm et 10cm.

I.5.7 Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.

- Plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.5.8 Infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes Transmettre les charges verticales et horizontales au sol. Limite les tassements. Réalise l'encastrement de la structure dans le sol.

I.5.9 Acrotère :

Au niveau de terrasse le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.5.10 Terrasse :

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

I.5.11 Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cours de réalisation.

I.6 Règles et hypothèses de calcul :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

I.6.1. Règlement (BAEL 91) (Béton Armé Aux Etats Limites) :

Basé sur la théorie des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculer de manière a présenté durant toute sa durée d'exploitation de ses unités appropriée vis-à-vis sa ruine totale ou partielle.

D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, à l'encore le confort des usages. Les états limite sont classés en 2 catégories :

a-Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique (Renversement du bâtiment).
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de la forme (non flambement des poteaux est des voiles).

La combinaison d'action à l'état limite ultime est : $q = 1.35G + 1.5Q$.

a.1 Hypothèses :

Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.

* Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

- * Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- * L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton limite à 3.5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple, par conséquent le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivotes (A ; B ; C).

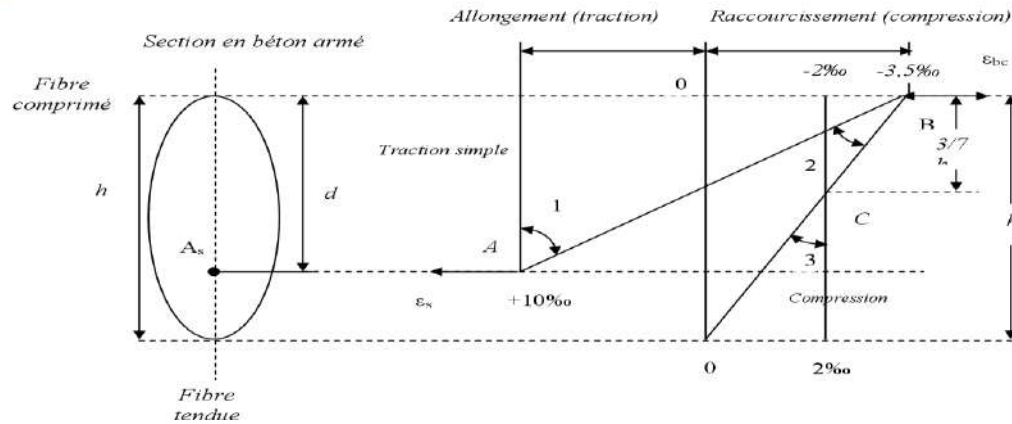


Figure I.5 : Diagramme des déformations limitent de la section.

Pivot A : Les pièces soumises à la flexion simple ou composée, traction simple.

Pivot B : Les pièces soumises à la flexion simple ou composée.

Pivot C : Les pièces soumises à la flexion composée ou à compression simple.

b. Etat limite de service (ELS) :

* Constituent les frontières, aux delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

* L'ouverture des fissures, (limité la contrainte de traction des aciers pour limiter l'ouverture des fissures).

* Déformation des éléments porteurs (La flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).

Résistance à la compression du béton. La combinaison d'action à l'état limite de service est :

$$q = G+Q.$$

b.1 Hypothèses :

- * Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- * Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- * Le béton tendu est négligé dans les calculs.

* Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.

* Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = n E_b$, $n = 15$).

I.6.2 Nature des actions : On distinguer

a) Action permanente :

(DTR ; R.N.V 99) Les actions permanentes ont une intensité constante au très peu variable dans le temps, elles sont désignées par la lettre G. Elle comprenant :

- Poids propre des structures : Calculer d'après les dimensions prévues aux dessins d'exécution, la masse volumique de béton armé étant près égale à $2.5t/m^3$.
- Poids des autres éléments de construction (couvertures, carrelage ...).
- Force exercée par la poussée des terres ou la pression des liquides (cas des murs de sous-sol).
- Déformation différée dans le temps (celle causées par le retrait du béton).

b) Action variable :

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps, elles sont désignées par la lettre Q. Elle comprenant :

- Charges d'exploitation (ratio d'utilisateurs, de véhicules ...etc.) classées par durée d'application (provision, longue durée).
- Charges climatiques (action du vent, action de la neige).
- Action passagère en cours d'exécution.

c) Action accidentelle :

Soit des actions de courte durée. Il s'agit d'actions dues des phénomènes rares et exceptionnels séismes, explosion, chocs et les incendies.

- Le séisme « E ».

I .6.3. Combinaison d'action :

Pour déterminer les sollicitations, on utilise les combinaisons d'action proposées par BAEL.

• Pour les plancher :

Elles sont soumises uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitations, pour cela les combinaisons considérées sont :

A l'ELU : $1.35G+1.5Q$

A l'ELS : $G +Q$

Dans le cas des actions sismique, les combinaisons a pour fournir une meilleure résistance sont :

D'après RPA99/2003 on a :

- **Pour les poutres :**

$$G + Q + E$$

$$1.35 G + 1.5 Q \quad E : \text{Effort sismique}$$

$$G + Q$$

- **Pour les poteaux :**

$$G + Q + 1.2 E$$

$$0.8 G + E$$

I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.7.1 Béton :

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, notons qu'il est constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et l'eau de gâchage, le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures disposées de manière à équilibrer les efforts de traction). Le béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

1.7.1.1 Principaux caractéristiques et avantages et inconvénient du béton armé :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

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 des coffrages auxquels on peut donner toutes les 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.

- **Fini des parements :**

Sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

Les inconvénients du béton armé sont :

- **Le poids :**

Les ouvrages en BA sont plus Lourds que les autres modes de constructions.

- **L'exécution :**

- La préparation de coffrage demande beaucoup de temps et travail, ce coffrage doit rester en place jusqu'à ce que le béton atteigne une résistance suffisante.

- Le placement des armatures.

- Pendant la mise en place du béton, il faut prendre des précautions pour protéger contre le gel et l'évaporation de l'eau.

- Le contrôle de la qualité du matériau perfectionné lors du gâchage.

- **Brutalité des accidents :**

Les accidents qui surviennent d'un ouvrage en béton armé sont en général soudains et brutaux, en général ces accidents sont dus à des erreurs de calculs ou de réalisation.

- **Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé :**

Il est difficile de modifier un élément déjà réalisé.

1.7.1.2 Dosage du béton :

Vous retrouverez les dosages minimaux à effectuer pour la préparation des différents bétons dans la norme **NF EN 206-1**.

Même si plusieurs formules existent concernant la préparation du béton en fonction de la résistance voulue, on retrouve une formule de base pour la composition de 1 m³ de béton ordinaire (350 kg/m³). Cette formule a été fixée en 1906 par un règlement :

- Ciment : 350 kg

- Sable : 750 kg
- Gravier : 1150 kg
- Eau de gâchage : 175 l Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2400Kg /m³.

1.7.1.3 Caractéristique mécanique de béton selon (CBA93) :

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, le béton est élaboré soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'un central à béton. Le central à béton est utilisé lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés ; et la durée de la production sur un site donné est suffisant longue.

a) Résistance du béton à la compression (f_{cj}) :

Dans les cas courants, le béton est défini au point de vue mécanique par la résistance à la compression a 28 jours d'âge, Cette résistance est mesurée sur les cylindres droites de révolution de 200cm² de diamètre égale à 16cm et ayant une hauteur égale à 32cm. Pour le béton d'un âge j < 28 jours la résistance caractéristique la compression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} ; \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} ; \text{pour } f_{c28} \geq 40\text{MPa.}$$

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

f_{cj} : résistance Caractéristique à " j " jour.

Dans cette étude en prend **f_{c28}=25Mpa**.

b) Resistance du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction, est très faible. Elle est définie par :

$$f_{t28} = 0.6+0,06 f_{c28} \text{ (MPa)} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60\text{MPa}$$

Dans notre cas **f_{t28} = 2.1 (MPa)**.

c) Déformation longitudinale du béton :

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

c.1) Module de déformation longitudinale instantané :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'Age « j » jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_i est égal à :

$$E_i = 11000. \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa}$$

c.2) Module de déformation longitudinale différé :

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ MPa} \rightarrow E_{v28} = 10818.685 \text{ MPa}$$

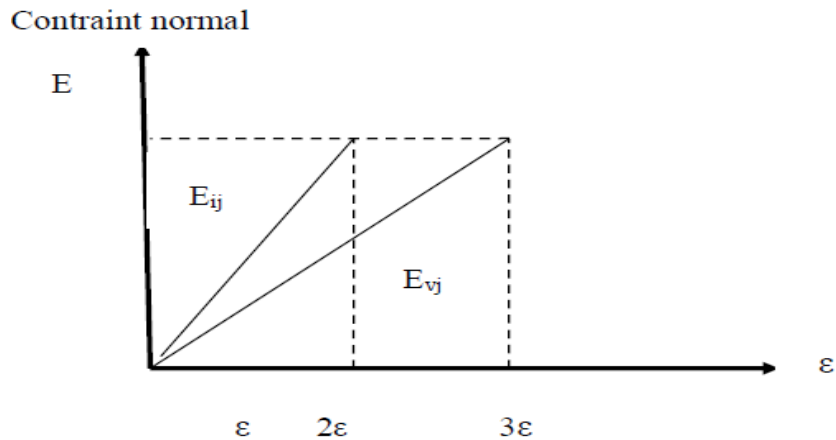


Figure I.6: Module de déformation instantané et différé.

c.3) Module de déformation transversale :

La valeur du module de déformation transversal est donnée par :

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

* **E** : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

* **ν** : coefficient de poisson.

d) Coefficient de Poisson :

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative par la déformation longitudinale relative.

* **ν = 0** dans le cas des états limites ultimes (E.L.U) (section fissurée).

* **ν = 0.2** dans le cas des états limites de service (E.L.S) (section non fissurée).

e) Diagramme contraintes déformation du béton à ELU :

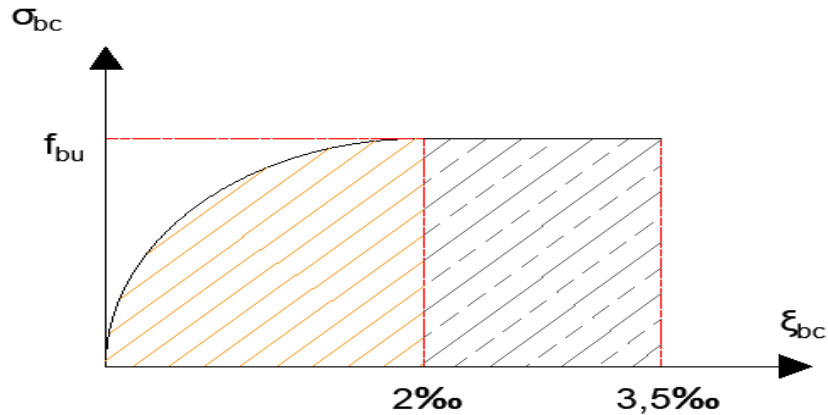


Figure I.7 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU.

Le diagramme de déformation ξ_{bc} contraintes σ_{bc} du béton pouvant être utilisé dans les cas est le diagramme de calcul dit « parabole rectangle ». La contrainte limite ultime est donnée par :

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

Avec :

θ : dépend du probable d'application (t) de la charge :

* $\theta = 0.85$ si $t < 1h$

* $\theta = 0.9$ si $1h \leq t \leq 24h$

* $\theta = 1$ si $t > 24h$

0.85 : un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée d'application des charges entraînant une diminution de la résistance.

γ_b : Coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans béton. Le coefficient γ_b :

* **1.5** : en situation durable et transitoire.

* **1.15** : en situation accidentelle.

Pour $f_{c28} = 25$ MPa :

* $\sigma_{bc} = 14.17$ MPa en situation durable et transitoire.

* $\sigma_{bc} = 18.47$ MPa en situation accidentelle.

f) Contrainte de cisaillement :

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

* Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

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

* Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}.$$

* Dans le cas des armatures inclinées :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.27 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 7\text{MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 4.5\text{MPa}.$$

g) Diagramme contrainte déformation du béton à ELS :

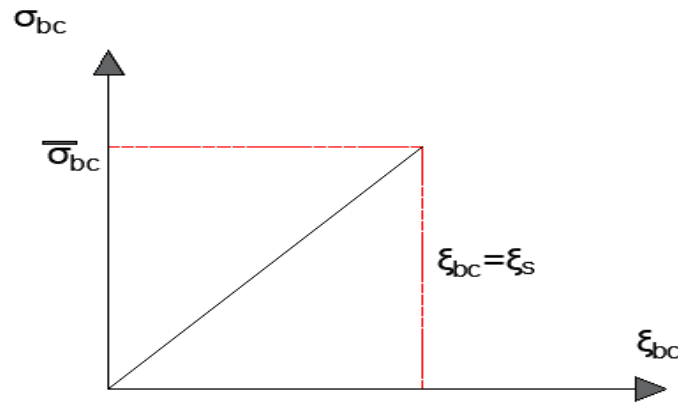


Figure I.8: Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28}$$

D'où : $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

I.7.2 Acier :

Le matériau acier est un alliage de Fer et de Carbone en faible pourcentage. Les aciers pour le béton armé sont de :

* Nuance douce avec 0.15% à 0.25% de teneur en Carbone.

* Nuance mi-dure à dure avec 0.25% à 40% de teneur en Carbone.

I.7.2.1 Caractéristique mécaniques :

La caractéristique mécanique servant de base aux justifications est l'état limite d'élasticité est garantie par le fournisseur est désignée par $\langle f_e \rangle$ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est égal à :

$E_s = 200000 \text{ MPa}$.

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers :

Treillis soudés (T.S) : Pour le voile périphérique et hourdis (Dalle de compression), on utilise treillis soudés.

Tableau I.2: Caractéristiques mécaniques des aciers.

Type d'acier	Nuances	Limite d'élasticité (MPa)	Utilisation
Rond lisse (RL)	FeE 220	215	Cadres, étriers, Anneaux de levage des pièces préfabriquées
	FeE 240	235	
Haute adhérence (HA)	FeE 400	400	Tous les travaux en béton armé
	FeE 500	500	
Treillis soudés lisses	FeE 500	500	Empois courant pour radier Voiles, Planchers, Dallage
	FeE 600	600	

a) Contraint limite de l'acier :

a.1) Contrainte à ELU :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier.

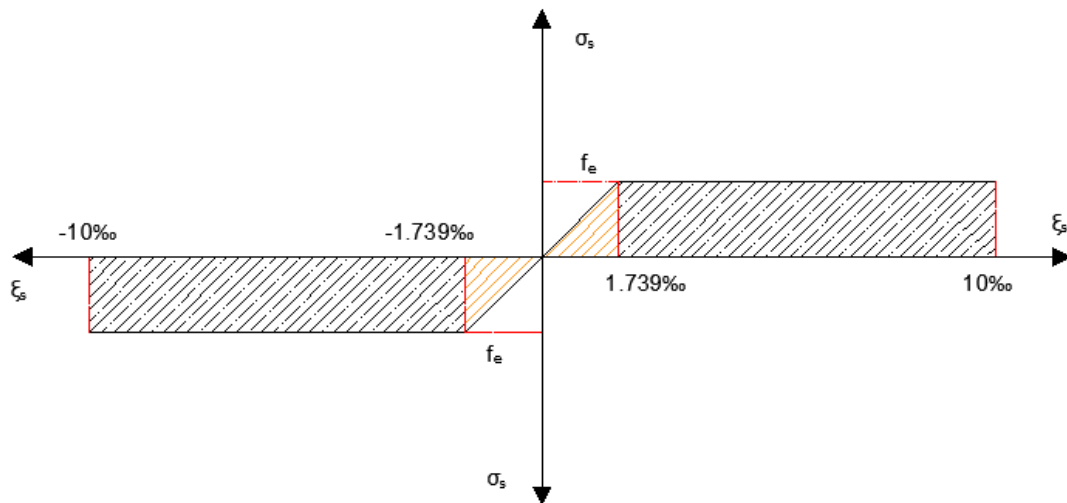


Figure I.9: Diagramme contraintes déformation de l'acier.

Le diagramme de calcul des aciers se déduit en remplaçant f_e par (f_e/γ_s) , et en conservant la pente E_s de la droite d'élasticité.

Le coefficient γ_s :

* **1.15** : en situation durable et transitoire.

* **1** : en situation accidentelle.

On rappelle que : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

$$\text{Si } \varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \rightarrow \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

$$\text{Si } \varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \leq \varepsilon_s \leq 10 \text{ ‰} \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

• **Contraintes de traction :**

$$\varepsilon_s = 10 \text{ ‰} \text{ donc : } \sigma_s = f_e / \gamma_s.$$

Pour : $f_e = 400 \text{ MPa}$:

* $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ en situation durable et transitoire.

* $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ en situation accidentelle.

a.2) Contrainte à ELS :

Elle dépend de l'état de fissuration :

* Fissuration peu préjudiciable : Pas de limitation.

* Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110. \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right).$

* Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90. \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right).$

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

* $\sigma_s = 347.83 \text{ MPa}$ en cas de Fissuration peu préjudiciable.

* $\sigma_s = 192.79 \text{ MPa}$ en cas de Fissuration préjudiciable.

* $\sigma_s = 157.74 \text{ MPa}$ en cas de Fissuration très préjudiciable.

I.8 Choix des matériaux dans l'élaboration du projet :

* **Béton :**

✓ Ciment CPJ dosé à 350 kg/m^3

✓ $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

✓ $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$

✓ $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

✓ $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$

✓ $E_{vj} = 10818.78 \text{ MPa}$

✓ $\gamma_b = 1.5$

* **Acier :**

✓ Les barres (HA) : Fe E400

✓ $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

- ✓ $\gamma_s = 1.15$
- ✓ $\eta = 1.6$
- ✓ $E_s = 2. 10^5 \text{ MPa}$

Chapitre II

Pré dimensionnements des

éléments de structures

Et

évaluation des charges

II.1 Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de structure.

Les dimensions sont choisies selon la (RPA99 version 2003, les règles de BAEL91, CBA93, DTR BC 2.2), en gardant à l'esprit que ces résultats ne sont pas définitifs.

La transmission de charge est la suivante:

Charges et surcharges \Rightarrow poutrelles \Rightarrow poutres \Rightarrow poteaux \Rightarrow fondations.

II.2 Pré dimensionnements des éléments non structuraux :

II.2.1 planchers :

II.2.1.1 Planchers à corps creux :

Dans ce projet les planchers sont en corps creux.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivante : C.B.A.93 [B.6.8.2.4].

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

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

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher (Epaisseur).

L : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Donc :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \Rightarrow \frac{350}{22.5} \geq 15.56\text{cm}$$

Donc on prendre : $h_t = 20\text{cm}$.

16cm : Corps creux.

4cm : Dalle de compression.

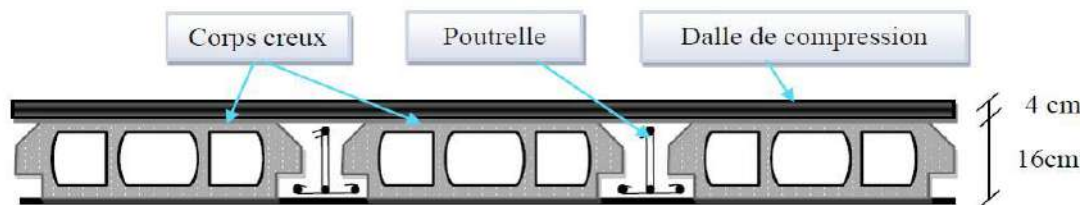


Figure II.1 : Plancher à corps creux.

II.2.1.2 Poutrelles :

Selon les règles BAEL 91.

$h_t = 20\text{cm}$.

$$0.3h_t \leq b_0 \leq 0.4h_t$$

$$0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.4 \times 20$$

$$6\text{cm} \leq b_0 \leq 8\text{cm} \quad \text{donc: } b_0 = 10\text{cm.}$$

50 ≤ b ≤ 80 cm selon les règles BAEL91(Art. 6.8.423)

b : entre axes des nervures.

$$b = 65\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b_1 = \frac{b - b_0}{2} \Rightarrow b_1 = \frac{65 - 10}{2}$$

$$b_1 = 27.5 \text{ cm.}$$

Pour b_1 il faut vérifier les conditions suivantes :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \min \left\{ \frac{L_x}{2}, \frac{L_{\max}}{10} \right\}$$

L_x : représente la distance entre poutrelles.

L_{\max} : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$L_x = b - \frac{2b_0}{2} \Rightarrow L_x = 65 - \frac{2 \times 10}{2} \Rightarrow L_x = 55\text{cm.}$$

$$L_{\max} = 350\text{cm.}$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{55}{2}, \frac{350}{10} \right\} \Rightarrow b_1 = \min \{ 27.5, 35 \}$$

$$b_1 = 27.5\text{cm.}$$

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

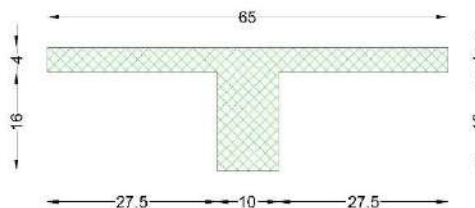


Figure II.2 : Section de poutrelle.

II.2.2 Evaluation des charges :

Le calcul des charges et surcharges est effectué selon DTR-BC2.2.

II.2.2.1 Plancher terrasse : (16+4)

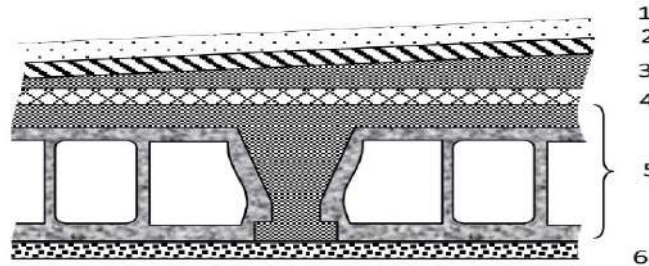


Figure II.3 : Plancher terrasse

Tableau II.1 : Composants d'un plancher terrasse.

N	Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)	Q(KN/m ²)
1	Protection gravillon	0.05	16	0.80	/
2	Etanchéité multicouche	0.02	06	0.12	/
3	Forme de pente 1%	0.10	22	2.20	/
4	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16	/
5	Plancher corps creux (16+4)	0.20	14	2.80	1.00
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20	/
	TOTAL	/	/	6.28	1.00

II.2.2.2 Plancher étage courant : (16+4)

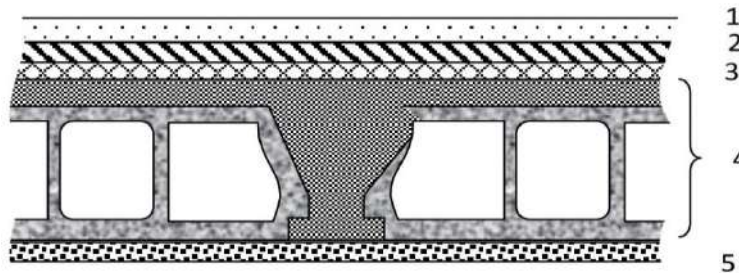


Figure II.4 : Plancher étage courant.

Tableau II.2 : Composants d'un plancher d'étage courant.

N	Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44	/
2	Mortier de ciment	0.02	20	0.40	/
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	/
4	Plancher corps creux (16+4)	0.20	14	2.80	1.50
5	Enduit vde plâtre	0.02	10	0.20	/
6	Cloisons léger	0.10	10	1.00	/
	TOTAL	/	/	5.38	1.50

II.2.2.3 Murs extérieurs :

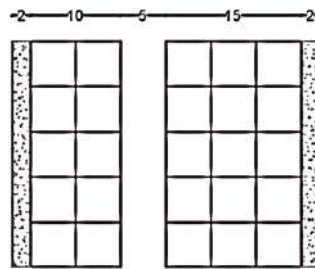


Figure II.5: coupe transversale du mur extérieurs. (30cm).

Tableau II.3 : poids des différents éléments constituant le mur extérieur.

N ⁰	Eléments	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuses	0.15	09	1.30
3	Lame d'air	0.05	0	0
4	Brique creuses	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
	TOTAL			2.76

II.2.2.4 Murs intérieurs :

a : Murs intérieurs : (15cm)

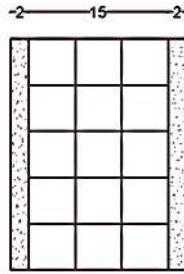


Figure II.6: coupe transversale du mur en simple cloison (15cm).

Tableau II.4 : poids des différents éléments constituant le mur extérieur(15cm).

N ⁰	Eléments	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuses	0.15	09	1.30
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
	TOTAL			1.70

b : Murs intérieurs : (10cm)

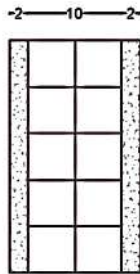


Figure II.7: coupe transversale du mur en simple cloison (10cm).

Tableau II.5 : poids des différents éléments constituant le mur extérieur(10cm).

N ⁰	Eléments	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuses	0.10	09	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
	TOTAL			1.30

II.2.3 Escaliers :

Les escaliers sont une série de marches qui permettent le passage d'un niveau à un autre par rotation verticale, qui consiste en béton armé coulant sur le site.

Notre bâtiment à usage d'habitation comporte le même type d'escalier, il a une forme droite, composé de deux volées et un palier de repos dans la figure suivant :

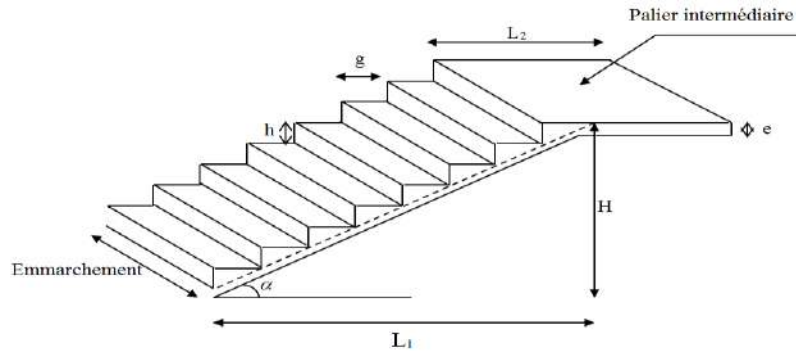


Figure II.8. : Schéma d'escalier.

Les escaliers sont caractérisés par les dimensions suivantes:

h_e : Hauteur 'étage.

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

g : largeur de la marche.

h : hauteur du contre marche.

e : épaisseur de palier.

e_p : épaisseur de paillasse.

L_1 : la longueur de la paillasse pochetée.

L_2 : la longueur du palier intermédiaire.

n : nombre de contre marche.

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de "BLONDEL" :

- **hauteur de marche :**

$14 \leq h \leq 18$, on prend: $h = 17$ cm

- **nombre des marches :** (2 volées)

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} \text{ Pour une seule volée : } n = 9$$

- **Largeur de marche :**

$24 \leq g \leq 32$ cm.

on prend : $g = 30 \text{ cm}$.

- **Vérification de la formule de BLONDEL :**

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \Leftrightarrow 59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Longueur du palier :**

$$L_1 = 4,15 - 2,70 = 1,15\text{m}$$

- **Emmarchement E :**

$$\frac{L_3 - e_j - 0.3}{2} \Rightarrow \frac{3.3 - 0.3 - 0.3}{2} \Rightarrow E = 1.35\text{m}$$

L_3 : portée d'escalier entre axes.

e_j : espace de jour.

- **Epaisseur (paillasse et palier) :**

L : portée d'escalier entre nus $L = 3.85\text{m}$.

$$\frac{L}{40} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \frac{385}{40} \leq e \leq \frac{385}{30} \Rightarrow 9.625\text{cm} \leq e \leq 12.83\text{cm}.$$

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

- **Angle d'inclinaison :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{153}{270} \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

II.2.3.1 Evaluation des charges :

- **Paillasse :**

Tableau II.6 : Charge total de paillasse.

Poids		G_p (KN/ml)
Propre	$25 \times \frac{0.15}{\cos(29.54)} \times 1.35$	5.82
Marche	$22 \times \frac{0.17}{2} \times 1.35$	2.52
Revêtement (horizontal)	$20 \times (0.03 + 0.02) \times 1.35$	1.35
Revêtement (vertical)	$20 \times 0.17 \times \left(\frac{0.03 + 0.02}{0.3} \right) \times 1.35$	0.77
Revêtement sous face de paillasse	$10 \times \frac{0.01}{\cos 29.54} \times 1.35$	0.16
TOTAL		10.80

- **Palier**

Tableau II.7: Charge total de palier.

Poids		G _p (KN/ml)
Propre	25×0.15×1.35	5.06
Revêtement (horizontal)	20×(0.03+0.02)×1.35	1.35
Enduit	10×0.01×1.35	0.135
TOTAL		6.545

II.3 Prédimensionnement des éléments structuraux :

II.3.1 Poutres :

II.3.1.1 Poutres principales :

D'après les règles BAEL91 :

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

$$0.4h \leq b \leq 0.8h$$

Avec :

L_{max} : Portée maximale entre axe d'appuis de deux poutres.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

$$L_{\max} = 385\text{cm} \quad \Rightarrow \quad 25.67 \leq h \leq 38.5 \quad \text{donc on prend : } h = 40\text{cm}.$$

$$h = 40\text{cm} \quad \Rightarrow \quad 16 \leq b \leq 32 \quad \text{donc on prend : } b = 30\text{cm}.$$

- **Vérification :**

D'après les règles RPA99 (Version 2003) :

$$h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : (30×40) cm².

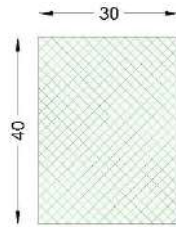


Figure II.9 : section poutre principales.

II.3.1.2 Poutres secondaires :

D'après les règles BAEL91 :

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

$$0.4h \leq b \leq 0.8h$$

Avec :

L_{\max} : Portée maximale entre axe d'appuis de deux poutres.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

$$L_{\max} = 320\text{cm} \quad \Rightarrow \quad 21.33 \leq h \leq 32 \quad \text{donc on prend : } h = 35\text{cm} .$$

$$h = 35\text{cm} \quad \Rightarrow \quad 14 \leq b \leq 28 \quad \text{donc on prend : } b = 30\text{cm} .$$

• Vérification :

D'après les règles RPA99 (Version 2003) :

$$h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : (30×35) cm².

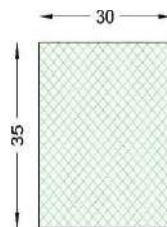


Figure II.10 : section poutres secondaires.

II.3.2 Poteaux :

D'après les règles RPA99/Version 2003 (Art7.4.1) selon la zone sismique (IIa).

le coffrage du Poteaux rectangulaire peut avoir une dimension de : $h = b = 30\text{cm}$.

$$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}.$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

h_e : hauteur d'étage.

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

Alors :

$$\min(30, 30) \geq 25\text{cm}.$$

$$\min(30, 30) \geq \frac{306}{20}.$$

$$0.25 < \frac{30}{30} < 4.$$

Donc :

$$30\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$30\text{cm} \geq 15.3\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

II.3.2.1 Descente des charges :

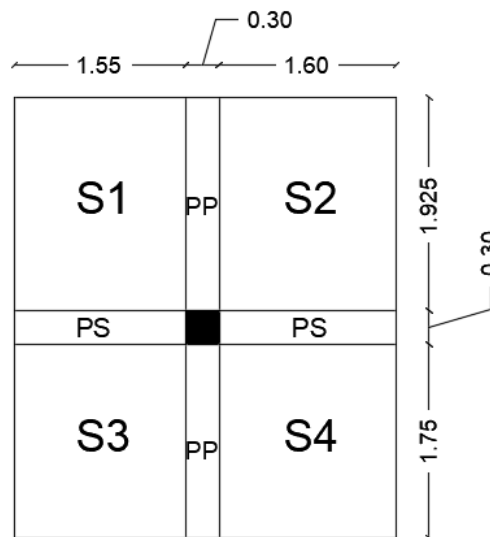


Figure II.11: surface afférente du poteau.

• **Poteau intermédiaire : (La surface afférente)**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 1.55 \times 1.925 = 2.98 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.6 \times 1.925 = 3.08 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.55 \times 1.75 = 2.71 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.6 \times 1.75 = 2.80 \text{ m}^2$$

$$S = 11.57 \text{ m}^2$$

• **Planchers terrasse :**

$$G_t = g_{\text{terrasse}} \times S \Rightarrow G_t = 6.28 \times 11.57.$$

$$G_t = 72.66 \text{ KN}.$$

$$Q_t = q_{\text{terrasse}} \times S \Rightarrow Q_t = 1 \times 11.57.$$

$$Q_t = 11.57 \text{ KN}$$

• **Planchers étages :**

$$G_e = g_{\text{étages}} \times S \Rightarrow G_e = 5.38 \times 11.57.$$

$$G_e = 62.25 \text{ KN}.$$

$$Q_e = q_{\text{étages}} \times S \Rightarrow Q_e = 1.5 \times 11.57.$$

$$Q_e = 17.36 \text{ KN}$$

• **Les poutres :**

$$G_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times (1.925 + 1.75) \Rightarrow G_{pp} = 11.03 \text{ KN}.$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times (1.55 + 1.6) \Rightarrow G_{ps} = 8.27 \text{ KN}.$$

$$\text{Donc : } G_{\text{poutre}} = 19.30 \text{ KN}.$$

• **Poteaux :**

$$G_{\text{poteaux}} : 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.06 = 6.89 \text{ KN}.$$

Tableau II.8: les différentes sections de poteaux.

Les niveaux	Section du poteau	La surface du poteau S (m ²)	La surface afférente (S) m ²
RDC-1 ^{er} -2 ^{ème} - 3 ^{ème}	0.3×0.3	0.09	11.57

II.3.2.2 Application de la dégression :

Un bâtiment en béton armé (R+3) à usage d'habitation :

- Plancher RDC $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher 1er au 3ème (habitations) $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher terrasse (non accessible) $Q=1 \text{ KN/m}^2$.

Les résultats de descente des charges sont donnés par le tableau suivants :

Tableau II.9: La descente de charge de Poteaux.

Étages	Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
3 ^{ème}	N ₁	Plancher terrasse	72.66	11.57
		Poutres	19.30	
		La somme	91.96	11.57
	N' ₁	Poids de N ₁	91.96	11.57
		Poteaux	6.89	
		La Somme	98.85	11.57
2 ^{ème}	N ₂	Poids N' ₁	98.85	11.57
		Plancher étages	62.25	
		Poutres	19.30	
		La somme	180.40	28.93
	N' ₂	Poids de N ₂	180.40	28.93
		Poteaux	6.89	
La Somme	187.29	28.93		
1 ^{er}	N ₃	Poids N' ₂	187.29	28.93
		Plancher étages	62.25	
		Poutres	19.30	
		La somme	268.84	46.29
	N' ₃	Poids de N ₃	268.84	46.29
		Poteaux	6.89	
La Somme	275.73	46.29		
RDC	N ₄	Poids N' ₃	275.73	46.29
		Plancher étages	62.25	
		Poutres	19.30	

		La somme	357.28	63.65
	N ₄	Poids de N ₄	357.28	63.65
		Poteaux	6.89	
		La Somme	364.17	63.65
Effort normal à la base du Poteaux en ELU			N_u = 587.10 KN	

II.3.2.3 Les vérifications nécessaires :

Poteau RDC :

- **L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(364.17) + 1.5(63.65) = 587.10 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 15% tel que : $N_u = 1.15 \times (1.35G + 1.5Q)$.

Donc $N_u = 1.15 \times 587.10 = 675.17 \text{ KN}$.

- **Vérification à la compression simple :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$$

B: Section de béton.

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{675.17 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} \Rightarrow B \geq 0.045 \text{ m}^2$$

On a : $B = 0.09 \text{ m}^2$

$B = 0.16 \text{ m}^2 > 0.045 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$.

- **Vérification au flambement :**

On doit faire la vérification suivante :

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

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B_r \times \gamma_s} \right)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \Rightarrow \lambda \leq 50 \\ 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \Rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

λ : Elancement géométrique.

l_f : Longueur du flambement (BAEL Art-B.8.3.3.1)

i : Rayon de giration.

N_u : Charge centrée descendue à la base du poteau.

A : section d'armatures contribuées.

l_0 : hauteur d'étage.

I_{\min} : Moment d'inertie minimale de la section du poteau considéré.

B : Surface de la section transversale du poteau.

$$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_0 = 0.7 \times 3.06 \Rightarrow l_0 = 2.142\text{m}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow I = \frac{0.3 \times 0.3^3}{12} \Rightarrow I = 6.75 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$B = b \times h \Rightarrow B = 0.3 \times 0.3 \Rightarrow B = 0.09\text{m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{6.75 \times 10^{-4}}{0.09}} \Rightarrow i = 0.087\text{m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.142}{0.087} \Rightarrow \lambda = 24.62.$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow 24.62 \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}.$$

Tant que :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{24.62}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = 0.77$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{675.10 \times 10^{-3}}{0.77 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{8 \times 400}{1000 \times 1.15} \right)} \Rightarrow B_r \geq 0.040\text{m}^2 = 400\text{cm}^2$$

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

$A_s = 0.8\% \times B_r \dots\dots\dots$ Zone IIa

$A_s = 0.9\% \times B_r \dots\dots\dots$ Zone IIb

$A_s = 0.9\% \times B_r \dots\dots\dots$ Zone III

Nous avons :

$$B_r = (30 - 2)(30 - 2) \Rightarrow B_r = 784\text{cm}^2$$

$784\text{cm}^2 > 400\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

Chapitre III

**Calcul des éléments
secondaires**

III Calcul des éléments secondaires :

III.1 Introduction :

Dans toute structure, on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

Ainsi l'escalier et l'acrotère 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.

III.2 Calcul de l'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encasté au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, Pour la terrasse inaccessible on prend $h = 60\text{cm}$.

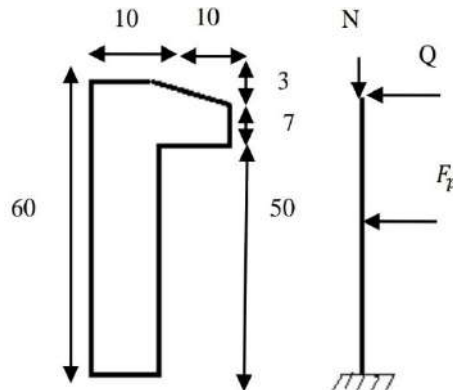


Figure III.1 : Schéma de l'acrotère.

III.2.1 Evaluation des Charges :

- Poids propre de l'acrotère:

$G_1 = \text{Poids volumique} \times S \text{ l'acrotère}$

$$S \text{ l'acrotère} = 0.6 \times 0.1 + 0.07 \times 0.1 + \frac{0.03 \times 0.1}{2}$$

$$S \text{ l'acrotère} = 0.069 \text{ m}^2.$$

$$G_1 = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN/ml.}$$

- Enduit en ciment $e = 2\text{cm}$ (sur la face extérieure et la face intérieure) :

$$G_2 = 18(0.6 + 0.5 + 0.1 + 0.1 + 0.1 + 0.07) \times 0.02 = 0.53 \text{ KN/ml.}$$

$$G \text{ l'acrotère} = G_1 + G_2 = 2.26 \text{ KN/ml.}$$

- Surcharge d'exploitation :
- Q l'acrotère = 1 KN/ml.

III.2.2 Sollicitations:

ELU :

- Effort normal de compression : $N_u = G = 2.26 \text{ KN / ml}$
- Moment fléchissant : $M_u = 1.5 \times Q \times H = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$

ELS :

- Effort normal de compression : $N_s = G = 2.26 \text{ KN / ml}$
- Moment fléchissant : $M_s = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $T_s = Q = 1 \text{ KN/ml}$

III.2.3 Ferrailage :

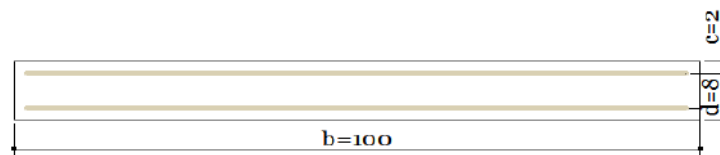


Figure III.2 : Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère.

Les dimensions de la section :

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ cm}$$

$$c = 2 \text{ cm}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que ce sont des éléments qui sont exposés aux intempéries, (variation de température, eau, neige, etc. ...). Le calcul se fera alors à l'ELU et à l'ELS

III.2.3.1 Calcul de l'excentricité :

Selon l'article A.4-4 du B.A.E.L91, en adoptant une excentricité totale de calcul :

e_0 : l'excentricité du centre de pression

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_0 = \frac{0.9}{2.26} \Rightarrow e_0 = 0.40 \text{ m} = 40 \text{ cm.}$$

$$D'où : e_0 = 40\text{cm} > \frac{h}{2} = \frac{10}{2} = 5\text{cm}.$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures. La section est donc partiellement comprimée, on calcule la section d'armatures en flexion simple sous l'effet du moment M_A : moment de flexion par rapport au (C.D.G) des armatures tendues.

$$M_A = M_u + N_u \left(\left(\frac{h}{2} \right) - c \right) \Rightarrow M_A = 0.9 + 2.26 \left(\left(\frac{0.1}{2} \right) - 0.02 \right)$$

$$M_A = 0.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} \Rightarrow \mu = \frac{0.9 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.08^2} \Rightarrow \mu = 0.010$$

$$\mu = 0.010 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ Armatures comprimées non nécessaires.}$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} \Rightarrow \beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2(0.010)}}{2} \Rightarrow \beta = 0.99$$

$$A_s = \frac{M_A}{\sigma_s \times \beta \times d} \Rightarrow A_s = \frac{0.97 \times 10^{-3}}{348 \times 0.99 \times 0.08} \Rightarrow A_s = 0.35 \text{ cm}^2$$

La section des armatures tendues due à la flexion composée sera égale à :

$$A = A_s - \frac{2.26 \times 10^{-3}}{347.826} = 0.35 \text{ cm}^2$$

III.2.3.2 Vérification ELU :

- **Condition de non fragilité et de pourcentage minimal**

$$A_{\min} \geq b \times h^2 \times f_{ij} \times \frac{e_G + d - \frac{h}{2} - z}{(e_G - h) \times z \times f_e}$$

Et par mesure de simplification, on peut admettre que : $d = 0,9h$

$$z = 0,9d = 0,9 \cdot 0,9h = 0,81h ; f_{ij} = f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$d'où ; A_{\max} \geq 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b_0 \times d \times \frac{e_G - 0.455 \times d}{e_G - 0.185 \times d}$$

$$e_G = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{2.26} = 0,27\text{m}$$

Alors :

$$A_{\max} \geq 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{27 - 0,455 \cdot 8}{27 - 0,185 \cdot 8} = 0,88 \text{ cm}^2$$

- **Valeur minimale d'armature** (BAEL 91 Art-B 5.3.1)

$$A_{\min} \geq 0.0025b.h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{\text{adoptée}} = \mathbf{5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2}$$

- **Espacement des armatures longitudinales** (BAEL 91 Art-A8.1.2.2)

$$S_t < \min (a+10\text{cm}; 40\text{cm})$$

a : la longueur du petit côté du rectangle

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

- **Contrainte de cisaillement**

La fissuration est préjudiciable donc $\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ BAEL 91 (Art A.5.1.2.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5}{100 \times 8} = 0.018 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{BAEL 91 (Art A.5.1.1)}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Armatures de répartition**

$$A_t = \frac{A_{\text{adopte}}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

L'espacement des armatures $S_t = \mathbf{25\text{cm}}$

- **Contrainte de cisaillement**

La fissuration est préjudiciable donc $\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ BAEL 91 (Art A.5.1.2.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1500}{1000.70} = 0,024 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{BAEL 91 (Art A.5.1.1)}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.3.3 Vérification au séisme (R.P.A 99/V2003 Art 6.2.3) :

$$\text{On a : } F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Zone sismique IIa

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone obtenu par le (tableau 4.1).

$$\text{Donc : } A = 0.15$$

C_p : facteur de force horizontale pour l'élément secondaire obtenu dans le (tableau 6.1). donc :

$$C_p = 0,8$$

W_P : poids de l'élément pour une bande de 1,00 m

$$W_P = 2.26 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 2.26 \Rightarrow F_p = 1.08 \text{ KN/ml}$$

$$Q = \max \{F_p; 1.5 \times Q_1\} \Rightarrow Q = \max \{1.08; 1.5 \times 1\} \Rightarrow Q = 1.5 \text{ KN/ml}$$

La condition pour que l'acrotère résiste cette force est :

$$F_p \leq 1.5 \times Q_1 = 1.5 \text{ KN/ml} \dots\dots CV$$

	BaelR - Version 1.02.035	27/05/2023
	Verification ELS de l'acrotère	
	Verification ELS de l'acrotère	Page 1 / 2

Données saisies :

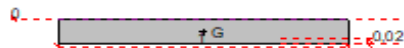
Largeur section :	1 m
Hauteur section :	0.1 m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0.02 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0.02 m
Contrainte du béton : f_{ct}	25 MPa
Limite élastique de l'acier : f_y	400 MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15
Coefficient de durée d'application des charges : θ	1
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1.5
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1.15

Effort normal ELU :	2.26 kN
Moment fléchissant ELU :	0.97 kN*m
Effort normal ELS :	2.26 kN
Moment fléchissant ELS :	0.6 kN*m
Section armatures supérieures ELS :	0 cm ²
Section armatures inférieures ELS :	2.51 cm ²

Fissuration préjudiciable
Type d'armature : barre HA de diamètre > 6 mm

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	0 cm ²
Section des armatures inférieures :	0.31 cm ²
Position de l'axe neutre : $y_0 = 0$ m	



Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	0.78 MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-27.9 MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0 MPa
Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	15 MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	201.6 MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	15 MPa
Position de l'axe neutre : $y_0 = 0.02$ m	

Figure III.3: Vérification ELS de l'acrotère sur SOCOTEC.

Remarque :

Le ferrailage de l'escalier est représenté dans l'annexe du ferrailage des éléments.

III.3 Calcul des escaliers :

III.3.1 Définition :

Un escalier est une suite des plans horizontaux disposé en gradins, afin de permette de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

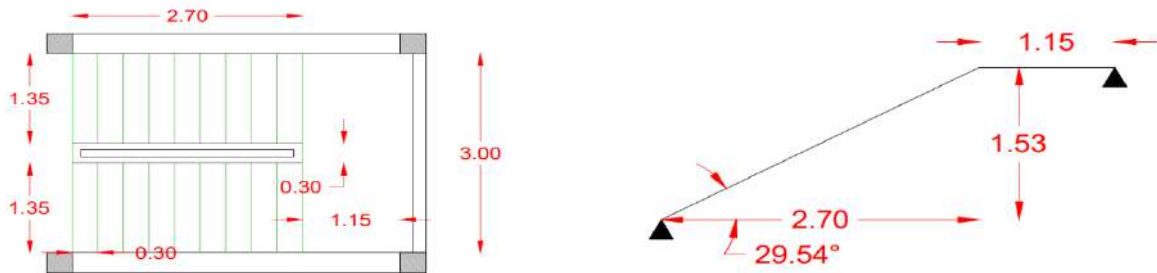


Figure III.4 : Schéma descriptif et statique d'escalier.

III.3.2 Evaluation des sollicitations

- À l'aide du logiciel RDM6, on a comme sollicitations :

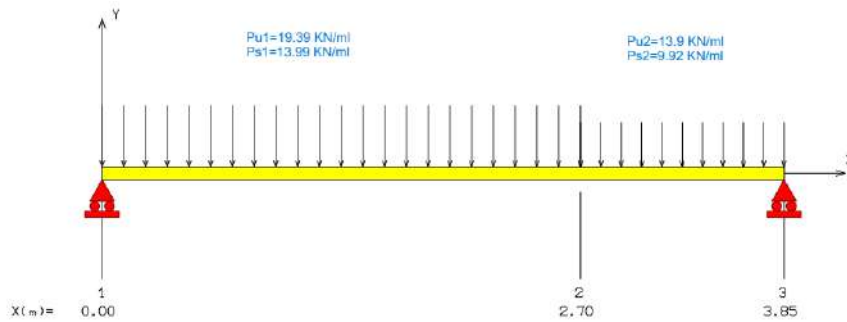


Figure III.5 : Evaluation des sollicitations.

Avec :

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

Tableau III.1 : Combinaisons des charges l'escalier.

Etat		ELU	ELS
P(KN/m)	paillasse	19.39	13.99
	palier	13.9	9.92
M ₀ (KN/ml) à X=1.88		34.13	24.59
M _t (KN/ml) =0.7M ₀		23.9	17.213
M _a (KN/ml) =0.3M _a		10.24	7.38
T _{max} (KN)		36.38	26.23
R _b (R ₃) (KN)		31.96	22.95

Tableau III.2 : récapitulatif des sollicitations.

Etat	ELU	ELS
M ₀ (KN/ml) à X=1.88	34.13	24.59
M _t (KN/ml) =0.7M ₀	23.9	17.213
M _a (KN/ml) =0.3M _a	10.24	7.38
T _{max} (KN)	36.38	26.23
R _b (R ₃) (KN)	31.96	22.95

III.3.3 Combinaison fondamentale :

III.3.3.1 Ferrailage :

➤ Travée

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{23.9.10^{-3}}{1.35.0.13^2.14,17} = 0,074 \leq \mu_r = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,104$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826MPa$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,96$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{23.9.10^{-3}}{0,96.0.13.347,826} = 5.51cm^2$$

On prend A adoptée= 6HA12=6.78 cm²

Note : Sous l'effet des charges (permanentes et d'exploitation) et l'épaisseur de l'escalier (e=15) et **pour valider la vérification de la flèche ci-après** ; nous avons obligé d'augmenter le taux du ferrailage avec **As=6HA12=6.78 cm²**.

Tableau III.3 : Ferrailage de l'escalier

Elément	b	d	μ	α	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	β	A_s (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
travée	135	13	0.074	0.104	14.17	347.826	0.96	6.78	6HA12
Appuis	135	13	0.03	0.038	14.17	347.826	0.98	3.14	4HA10

III.3.4 Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **Fissuration peu préjudiciable :**

$$\tau_u = \min\{0,2 f_{cj} / \gamma b ; 5\text{MPa}\} \Rightarrow \tau_u = 3.3\text{MPa}$$

Il faut vérifier que :

$$\tau = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}$$

$$T_{max} = 36.38 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{36.38 \cdot 10^{-3}}{1.35 \cdot 0.13} = 0.207 \leq 3.33\text{Mpa}$$

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

Tableau III.4 : Armatures de répartition.

Elément	A_s (cm ²)	A_r (cm ²)	A_s répartition
En travée	6.78	1.69	4HA8 : $A_s=2.01$
Sur appuis	3.14	0.78	2HA8 : $A_s=1.01$

- **Calcul de l'espacement armatures longitudinale**

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

$$St = \frac{135 - (5.2)}{6} = 21\text{cm}$$

III.3.5 Vérification à l'ELS :

Pour la fissuration peu préjudiciable, il n'y a aucune vérification à effectuer pour la contrainte σ_s (acier), il nous reste que valider la contrainte σ_b (béton).

Comme la section à étudier a la forme rectangulaire dont les armatures sont des aciers de classe FeE400, si l'inégalité suivante est remplie, alors, il n'est pas nécessaire de vérifier σ_b .

Tableau III.5: Vérification ELS.

	En travée	Sur appuis
$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$	1.39	1.39
$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.074	0.038
$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{t28}}{100}$	$0.074 \leq 0.446$	$0.038 \leq 0.446$

III.3.6 Vérification de déformation : (BAEL 91 Art-B 6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est plus indispensable de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont remplies :

1) $\frac{h}{l} > \left(\frac{1}{16}\right)$

2) $\frac{h}{l} > \left(\frac{1}{10}\right) \cdot M_{max}/M_0$

3) $\frac{A}{b_0 \cdot d} < 4,2 / f_e$

4) $L \leq 8m$

D'ou

1) $\frac{0.15}{3.85} = 0.039 \leq 0.0625 \dots\dots\dots(C.N.V)$

2) $\frac{0.15}{3.85} = 0,039 \leq \left(\frac{1}{10}\right) \frac{23.91}{34.16} = 0.079 \dots\dots\dots(C.N.V)$

3) $\frac{6.78}{135.13} = 0.0039 < 0.0105 \dots\dots\dots(C.V)$

4) $l=3.9 < 8 \dots\dots\dots(C.V)$

- **Flèche admissible** (BAEL 91 Art-B 6.5.3)

$\bar{f} = \frac{L}{500}$, L : distance entre nus.


$\bar{f} = \frac{385}{500} = 0.77\text{cm}$

Donc il faut vérifier que $\Delta f < \bar{f}$

III.3.7 Calcul de la flèche Δf :

Tableau III.6: Charge à prendre en compte et Moment fléchissant dans les différentes phases.

Phase	P_g	P_{g+r}	P_{g+r+q}
Paillasse (dan/m)	8.34	10.62	13.99
Palier (dan/m)	5.06	6.55	9.96
Moment / M×0.75	10.79	13.76	18.46

Logiciel développé par 	Fleche - Version 1.01.035	10/04/2023
	E escalier-Verification de Fleche	
	E SCALER	Page 1 / 1

Calcul des flèches pour une poutre isostatique de section rectangulaire

Données saisies :

Portée de la poutre isostatique :	3,85 m
Largeur de la section :	1,35 m
Hauteur de la section :	0,15 m
Position du centre de gravité des armatures tendues :	0,02 m
Position du centre de gravité des armatures comprimées :	0,02 m
Section des armatures tendues :	5,65 cm ²
Section des armatures comprimées :	0 cm ²
Contrainte du béton :	25 MPa
Moment dû aux charges permanentes a vant mise en place des cloisons (Mj) :	10,79 kN*m
Moment dû aux charges permanentes totales (Mg) :	13,76 kN*m
Moment dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation (Mp) :	18,46 kN*m

Résultats de calcul

Flèche due aux charges permanentes (fgv) :	6,586 mm
Flèche due aux charges totales (fgq) :	9,25 mm
Flèche totale :	7,32 mm
Flèche totale admissible :	7,7 mm

La vérification de flèche totale est satisfaisante.

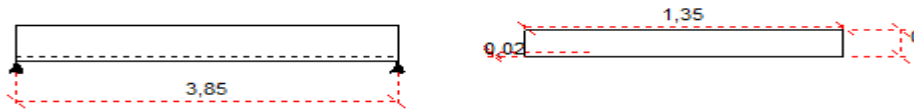


Figure III.6 : Vérification de flèche des escaliers sur SOCOTEC.

III.3.8 Calcul de la poutre palière :

III.3.8.1 Pré dimensionnement :

La poutre palière a une section (h x b)

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

Avec :

L : portée entre nus de la poutre palière.

$$L=3m$$

D'où

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20 \leq h \leq 30cm$$

On prend : h=30 cm.

$$0.3h \leq b \leq 0.5h \Rightarrow 9 \leq b \leq 15cm$$

On prend : b=30 cm

- **Vérification** (RPA 99/V2003 Art-7.5.1)

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

$$h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

$$\frac{h}{b} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

Donc la poutre palière est de section (30x30) cm²

III.3.8.2 Evaluation des charges :

La poutre palière supporte :

- son poids propre :PP = 0,3.0,3x2500 = 2.25 KN/ml
- le poids du mur qu'elle supporte.....g_{mur} = 1.3.[(3,06/2) -0,35] = 1.53 KN/ml
- G_{totale}= PP + g_{mur}= 2.25 + 1.53 = 3.78 KN/ml
- la réaction de l'escalier au niveau des appuis

$$\text{ELU ; } R_b = \frac{31.96}{1,35} = 23.67 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS ; } R_b = \frac{22.95}{1,35} = 17 \text{ KN/ml}$$

III.3.8.3 Combinaisons des charges :

$$\text{ELU : } 1.35 G + 1.50 Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

$$q_u = 1.35.3.78 + 23.67 = 28.77 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 3.78 + 17 = 20.78 \text{ KN/m}$$

➤ **Effet de flexion**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{28.77 \times (3)^2}{8} = 32.37 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{28.77 \times (3)}{2} = 43.16 \text{ KN}$$

- **En travée**

$$M_t = 0.7 \times M_o = 0.7 \times 32.37 = 22.66 \text{ KN.ml}$$

- **Sur appui**

$$M_{ap} = 0.3 \times M_o = 0.3 \times 32.37 = 9.71 \text{ KN.ml}$$

III.3.8.4 Ferrailage :

$$h = 30 \text{ cm ; } b = 30 \text{ cm ; } d = 27 \text{ cm ; } f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$$

Tableau III.7: Ferrailage de la poutre palière.

Elément	M(daN.ml)	μ	μ_r	α	β	A_s calculée (cm ²)
Travée	22.66	0.068	0.392	0.088	0.965	2.41
Appui	9.71	0.029	0.392	0.037	0.985	1.01

Tableau III.8: Armatures de répartition.

élément	A _{adoptée}	A _s (cm ²)
Travée	3HA12	3.39
Appui	3HA12	3.9

a. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 Art-B.6.4)

Il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$A_s \geq A_{min} = (0,23 \cdot f_{ij} \cdot b \cdot d) / f_e = 0,978 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.41 \text{ cm}^2 > 1.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.$$

- **Pourcentage minimale**

$$A_s = 1.01 \text{ cm}^2 \geq 1.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

- **Armatures transversales**

Contrainte tangente due à l'effort tranchant

Soit la nuance des armatures transversales est de type fe \Rightarrow feE235Mpa

$$\tau_{ut} = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{43.15 \times 10^{-3}}{3 \times 2.8} = 0,514 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu préjudiciable.

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{\tau_{ut} \cdot 0,3 \cdot k \cdot f_{t28}}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

K=1 (coefficient de bétonnage)

$$\alpha = 90^\circ \quad (\alpha : \text{L'inclination des aciers transversales})$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0.514 \cdot 0.3 \times 1 \times 2.1}{0.9(1-0)} \cdot 30 \cdot \frac{1.15}{235} = -0.0189 \text{ cm}^2/\text{cm} \quad \% \text{ minimal}$$

- **Pourcentage minimal**

$$\frac{A_t}{b.S_t} . f_{ct} > 0,4 \text{Mpa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > \frac{0,4 \cdot 30}{235} = 0,051 \text{cm}^2/\text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \max \{-0,0189, 0,051\} = 0,051 \text{cm}^2/\text{cm}$$

S_t : L'espace minimal.

➤ **Effet de torsion**

- Poids propre de la poutre palière..... $PP = 1,35 \times 2,25 = 3,03 \text{ KN/ml}$

L'excentricité est : $e_1 = 0,00\text{m}$

- Poids propre du mur (ép=15 cm) $Pm_1 = 1,35 \times 1,7[(3,06/2) - 0,35] = 2,71 \text{ KN/ml}$

L'excentricité est : $e_3 = 0,075\text{m}$

- Réaction d'escalier le long de la poutre palière..... $R_b = 23,67 \text{ KN/ml}$

L'excentricité est : $e_4 = 0,15\text{m}$

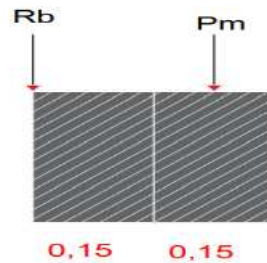
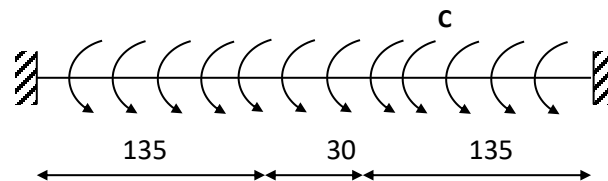


Figure III.7 : Points d'application des charges sur la poutre palière.

Couple de torsion repartie (C)

La poutre est soumise à un couple de torsion uniforme et considérée bi encastrés dans les poteaux

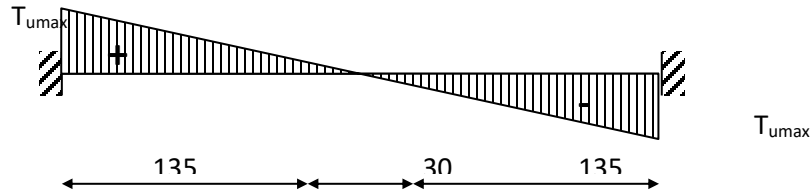


$$C = (23,67 \times 0,15) - (2,7 \times 0,075) + (3,03 \times 0,00)$$

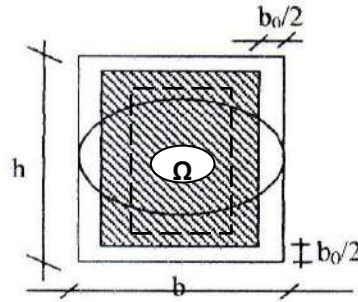
$$C = 3,348 \text{ KN/ml}$$

• **Couple de torsion maximale**

Par analogie avec l'effort tranchant le couple de torsion maximale sur appuis



$$T_{\max} = C \cdot \frac{L}{2} = 3.396 \times \frac{3}{2} = 5.02 \text{ KN.m}$$



$$b_0 = \frac{a}{6}$$

D'où

a : diamètre du plus grand cercle inscrit dans le contour.

$$a = \min (h, b) = \min (30, 30) = 30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b_0 = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - b_0) (h - h_0)$$

$$= (30 - 5) (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

Ω : aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois.

U : périmètre de l'aire Ω

$$U = 2((b - b_0) + (h - h_0))$$

$$= 2((30 - 5) + (30 - 5)) = 100 \text{ cm}$$

• **Section d'armatures longitudinales**

$$A_1 = \frac{U \cdot T_{\max}}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1 \times 5.02 \times 10^{-3}}{2 \times 0.625 \times \frac{400}{1.15}} = 1.15 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage minimal**

$$A_1 \cdot \frac{f_e}{b_0 \cdot U} \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_1 \geq \frac{0.4 b_0 U}{f_e} = \frac{0.4 \times 5 \times 100}{400} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.15 \text{ cm}^2 > 0.5 \text{ cm}^2$$

• **Section d'armatures transversales**

$$\frac{A_t}{S_t} \cdot \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{\tau_{Umax}}{2 \cdot \Omega} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{\tau_{Umax}}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_{et}}{\gamma_s}} = \frac{5.09 \cdot 10}{2.625 \cdot \frac{235}{1.15}} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = 0.02 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

• **Pourcentage minimal**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \times f_{et} \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4 \times b_0}{f_{et}} = \frac{0.4 \times 5}{235} = 8.51 \times 10^{-3} \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.022 \text{ cm}^2 > 8.51 \times 10^{-3} \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

➤ **Choix des armatures**

• **Armatures longitudinales**

Tableau III.9: Armatures longitudinales.

	Flexion	Torsion	Adopte
En travée	2.41	1.17	3HA12
Sur appuis	1.01	1.17	3HA10

Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \left(\frac{A_t}{S_t} \right)^{\text{flexion}} + \left(\frac{A_t}{S_t} \right)^{\text{torsion}} = 0.051 + 0.02 = 0.071 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$S_t \leq \min \{ 0.9 \times d, 40 \text{ cm}, 15 \phi \text{ si } A' \neq 0 \}$$

$$\text{Alors : } S_t \leq \min(25.2, 40, 18) \Rightarrow S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

D'où :

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.071 \text{ cm}^2/\text{cm} \Rightarrow A_t = 0.071 \times 15 = 1.065 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 4 \phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

• **Vérification de la contrainte tangentielle**

- Contrainte tangente due à la torsion

$$\tau_{ut} = \frac{T_{umax}}{2b_0\Omega} = \frac{5.02 \times 10^3}{2 \times 5 \times 625} = 0.803 \text{ Mpa}$$

On a :

Flexion : $\tau_{uf} = 0.514 \text{ Mpa}$

Torsion : $\tau_{ut} = 0.803 \text{ Mpa}$

Condition tangentielle limite : $\tau_{ulimite} = 3.33 \text{ Mpa}$

- Pour section pleine : $\tau_{tot}^2 = \tau_{Uf}^2 + \tau_{Ut}^2 = (0.514)^2 + (0.803)^2 = 0.909 \text{ Mpa}$

$$\tau_{uf}^2 + \tau_{ut}^2 \leq \tau_{limite}^2 \Rightarrow 0.909 < 11.089 \dots\dots\dots (C.V).$$

Remarque :

Le ferrailage de l'escalier est représenté dans l'annexe du ferrailage des éléments.

III.4 Plancher à corps creux :

III.4.1 Introduction :

Le plancher est une aire horizontale séparant deux niveaux, il assure les fonctions suivantes :

- porte les charges et les surcharges des bâtiments.
- assure l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- participe à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- dans notre étude, le plancher est composé par des corps-creux et une dalle de compression y'a compris les nervures (poutrelles).

III.4.2 Caractéristiques des poutrelles

- L'épaisseur du corps -creux : $e = 16\text{cm}$
- L'épaisseur de la dalle de compression : $h_0 = 4\text{cm}$
- La largeur de la poutrelle : $b = b_0 + 2b_1 = 10 + 2 \cdot (27,5) = 65\text{cm}$
- Le corps-creux utilisé pour le plancher est de : $L_0 = 55\text{cm}$.

III.4.3 Evaluation des charges et surcharges

- **Plancher terrasse**

$$G = 0,65 \times 6,28 = 4,08 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0,65 \times 1,00 = 0,65 \text{ KN/ml}$$

- Combinaison à l'E.L. U

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,48 \text{ KN/ml}$$

- Combinaison à l'E.L. S

$$q_s = G + Q = 4,73 \text{ KN/ml}$$

- **Plancher étage courant**

$$G = 0,65 \times 5,38 = 3,497 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0,65 \times 1,50 = 0,975 \text{ KN/ml}$$

- Combinaison à l'E.L. U

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 6,18 \text{ KN/ml}$$

- Combinaison à l'E.L. S

$$q_s = G + Q = 4,47 \text{ KN/ml}$$

Tableau III.10 : Evaluation des charges et surcharges (Plancher).

Type de plancher	G (KN/m)	Q (KN/m)	q _u (KN/ml)	q _s (KN/ml)
Plancher terrasse	4.08	0.65	6.486	4.73
Plancher étage courant	3.497	0.975	6.18	4.47

. -Schémas statiques :

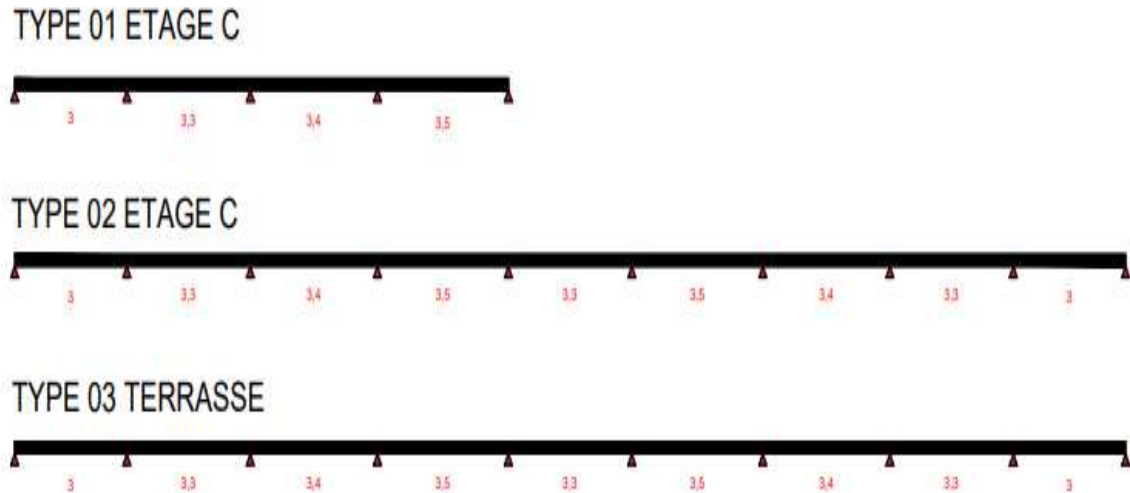


Figure III.8 : schéma statique d'étage courant et terrasse.

III.4.4 Choix de la méthode de calcul :

Nous avons choisi l'utilisation de la méthode forfaitaire pour le type (01) et l'exploitation de l'outil informatique (RDM6) pour déterminer les sollicitations pour le type (2 et 3)

- **Domaine de validité de la méthode forfaitaire** (BAEL 91 Art-B.6.2.2)

-la charge d'exploitation $Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5\text{KN/m}^2 \end{cases}$

$Q_t = 1,00 \text{ KN/m}^2 \leq \max (G_t = 12.56\text{KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2) = 12.56 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots (CV)$

-le moment d'inertie est constant dans toutes les travées.

-le rapport entre les travées successives est compris entre 0,8 et 1,25

- Inertie constante dans les différentes travées en continuité (CV)

- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3}{3.3} = 0.909 \Rightarrow 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \dots\dots\dots (CV)$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.3}{3} = 1.1 \Rightarrow 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \dots\dots\dots (CV)$$

- La fissuration est non préjudiciable (CV)

• **Exposé de la méthode BAEL 91**

On désigne chaque travée par :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1.05M_0 \\ (1+0.3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{\max} \begin{cases} \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \cdot M_0 & \text{Si la travée est de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} \cdot M_0 & \text{Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

• **Au niveau des appuis**

$$M_a \geq 0.6M_0 \dots\dots\dots \text{Poutre à deux travées}$$

$$M_a \geq 0.5M_0 \dots\dots\dots \text{Appui voisin des appuis de rive}$$

$$M_a \geq 0.4M_0 \dots\dots\dots \text{Appui intermédiaire}$$

$$M_a \geq 0.2M_0 \dots\dots\dots \text{Appui de rive (selon les conditions d'encastrement)}$$

Avec :

M_t : moment en travée

M_w : moment max sur l'appui gauche

M_e : moment max sur l'appui droit

M_a : moment sur appui

M_0 : moment isostatique $\frac{PL^2}{8}$ (KN.m)

• **Effort tranchant**

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de travée

T_e : effort tranchant à droite de travée

Application de la méthode :**TYPE 01 –Niveau : Etage courant**

$$q_u = 6.18 \text{ KN.m}$$

$$q_s = 4.47 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.975}{3.497+0.975} = 0.218$$

➤ Travée 1-2

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1.05M_0 \\ (1+0.3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$M_t + \frac{(0.2+0.5)M_0}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1.05M_0 \\ (1+0.3 \times 0.152)M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq M_{\max} \begin{cases} 0.7M_0 \\ 0.715M_0 \end{cases} \Rightarrow M_t \geq 0.715M_0$$

$$2) M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \cdot M_0$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.218}{2} \times M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.633M_0$$

On prend le max des moments : $M_t = 0.715M_0$

➤ Travée 2-3

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1.05M_0 \\ (1+0.3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq M_{\max} \begin{cases} 0.6M_0 \\ 0.615M_0 \end{cases} \Rightarrow M_t \geq 0.615M_0$$

$$2) M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} \cdot M_0$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \times 0.218}{2} \times M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.533M_0$$

On prend : $M_t = 0.615M_0$

➤ Travée 3-4

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1.05M_0 \\ (1+0.3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq M_{\max} \begin{cases} 0.6M_0 \\ 0.615M_0 \end{cases} \Rightarrow M_t \geq 0.615M_0$$

$$2) M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} \times M_0$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \times 0.218}{2} \times M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,533M_0$$

On prend : $M_t = 0.615M_0$

➤ **Travée 4-5**

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1.05M_0 \\ (1+0.3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$M_t + \frac{(0.2+0.5)M_0}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1.05M_0 \\ (1+0.3 \times 0.152)M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq M_{\max} \begin{cases} 0.7M_0 \\ 0.715M_0 \end{cases} \Rightarrow M_t \geq 0.715M_0$$

$$2) M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_0$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0.3 \times 0.218}{2} \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.633M_0$$

On prend le max des moments : $M_t = 0.715M_0$

Moments et efforts tranchants isostatiques :

• **Travée 1-2**

$$L = 3, M_{01} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.18 \times (3)^2}{8} = 6.95 \text{ KN/ml}$$

$$T_{01} = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{6.18 \times (3)}{2} = 9.27 \text{ KN}$$

• **Travée 2-3**

$$L = 3.3, M_{02} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.18 \times (3.3)^2}{8} = 8.41 \text{ KN.m}$$

$$T_{02} = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{6.18 \times (3.3)}{2} = 10.197 \text{ KN}$$

• **Travée 3-4**

$$L = 3.4, M_{03} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.18 \times (3.4)^2}{8} = 8.93 \text{ KN.m}$$

$$T_{03} = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{6.18 \times (3.4)}{2} = 10.506 \text{ KN}$$

- **Travée 4-5**

$$L = 3.5, \quad M_{03} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.18 \times (3.5)^2}{8} = 9.46 \text{ KN.m}$$

$$T_{04} = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{6.18 \times (3.5)}{2} = 10.185 \text{ KN/ml}$$

- **Moments en travées (ELU)**

- **Travée 1-2:** $M_t = 0,715M_{01} = 0,715 \times 6.95 = 4.97 \text{ KN.m}$

- **Travée 2-3:** $M_t = 0,615M_{02} = 0,615 \times 8.4 = 5.172 \text{ KN.m}$

- **Travée 3-4:** $M_t = 0,615M_{03} = 0,615 \times 8.93 = 5.49 \text{ KN.m}$

- **Travée 4-5:** $M_t = 0,715M_{04} = 0,715 \times 9.46 = 6.74 \text{ KN.m}$

- **Moments sur appuis (ELU)**

- **Appui 1 :** $M_1 = 0,2M_{01} = 0,2 \times 6.95 = 1.39 \text{ KN.m}$

- **Appui 2 :** $M_2 = 0.5 \times \max \{M_{01}, M_{02}\} = 0,5 \times 8.41 = 4.205 \text{ KN.m}$

- **Appui 3 :** $M_3 = 0.4 \times \max \{M_{02}, M_{03}\} = 0,4 \times 8.93 = 3.572 \text{ KN.m}$

- **Appui 4 :** $M_4 = 0.5 \times \max \{M_{03}, M_{04}\} = 0,5 \times 8.93 = 4.73 \text{ KN.m}$

- **Appui 5 :** $M_4 = 0.2M_{05} = 0,2 \times 9.46 = 1.892 \text{ KN.m}$

- **Efforts tranchants (ELU)**

- **Travée 1-2**

$$T_w = 9.27 + \frac{1.39 - 4.205}{3} = 8.33 \text{ KN}$$

$$T_e = -9.27 + \frac{1.39 - 4.205}{3} = -110.21 \text{ KN}$$

- **Travée 2-3**

$$T_w = 10.197 + \frac{4.205 - 3.572}{3.3} = 10.39 \text{ KN}$$

$$T_e = -10.197 + \frac{4.205 - 3.572}{3.3} = -10.01 \text{ KN}$$

- **Travée 3-4**

$$T_w = 10.506 + \frac{3.572 - 4.73}{3,4} = 10.16 \text{ KN}$$

$$T_e = -10.506 + \frac{3.572 - 4.73}{3.4} = -10.84 \text{ KN}$$

➤ **Travée 4-5**

$$T_w = 10.815 + \frac{4.73 - 1.892}{3.5} = 11.63 \text{ KN}$$

$$T_e = -10.85 + \frac{4.73 - 1.892}{3.5} = -10 \text{ KN}$$

Tableau III.11: Calcul des sollicitations à ELU.

Travée	Moment en travée (KN/m)	L(m)	Effort tranchants (KN)		Appuis	Moment aux appuis(KN)
			T _w	T _e		
1-2	4.97	3	8.33	-10.21	M ₁	1.39
2-3	5.172	3.3	10.39	-10.01	M ₂	4.205
3-4	5.492	3.4	10.16	-10.84	M ₃	3.572
4-5	6.74	3.5	11.63	-10	M ₄	4.73
					M ₅	1.89

Pour calculer les sollicitations à l'état limite de service, il suffit de multiplier les résultats obtenus par le rapport : $(q_s / q_u) = (4.47 / 6.16) = 0,723$

• **Moment en travées (ELS)**

- **Travée 1-2:** $M_t = 0,723 \times 4.97 = 3.59 \text{ KN.m}$
- **Travée 2-3:** $M_t = 0,723 \times 5.172 = 3.74 \text{ KN.m}$
- **Travée 3-4:** $M_t = 0,723 \times 5.492 = 3.97 \text{ KN.m}$
- **Travée 4-5:** $M_t = 0,723 \times 6.74 = 4.87 \text{ KN.m}$

• **Moment sur appui (ELS)**

- **Appui 1 :** $M_1 = 0,723 \times 1.39 = 1 \text{ KN.m}$
- **Appui 2 :** $M_2 = 0,723 \times 4.205 = 3.04 \text{ KN.m}$
- **Appui 3 :** $M_3 = 0,723 \times 3.572 = 2.58 \text{ KN.m}$
- **Appui 4 :** $M_4 = 0,723 \times 4.73 = 3.42 \text{ KN.m}$
- **Appui 5 :** $M_4 = 0,723 \times 1.892 = 1.37 \text{ KN.m}$

• **Efforts tranchants (ELS)**

➤ Travée 1-2

$$T_w = 0.723 \times 8.33 = 6.02 \text{ KN}$$

$$T_e = 0.723 \times (-10.21) = -7.38 \text{ KN}$$

➤ Travée 2-3

$$T_w = 0.723 \times 10.39 = 7.51 \text{ KN}$$

$$T_e = 0.723 \times (-10.01) = -7.24 \text{ KN}$$

➤ Travée 3-4

$$T_w = 0.723 \times 10.16 = 7.34 \text{ KN}$$

$$T_e = 0.723 \times 10.84 = 7.84 \text{ KN}$$

➤ Travée 4-5

$$T_w = 0.723 \times 11.35 = 8.4 \text{ KN}$$

$$T_e = 0.723 \times 10 = 7.23 \text{ KN}$$

Tableau III.12: Calcul des sollicitations à ELS.

Travée	Moment en travée (KN/m)	L(m)	Effort tranchants (KN)		Appuis	Moment aux appuis(KN)
			T _w	T _e		
1-2	3.59	3	6.02	-7.38	M ₁	1
2-3	3.74	3.3	7.51	-7.24	M ₂	3.04
3-4	3.97	3.4	7.56	-7.64	M ₃	2.58
4-5	4.87	3.5	8.4	-7.23	M ₄	3.42
					M ₅	1.37

2.7. Ferrailage

• En travée

La poutrelle est calculée comme une section en "T" soumise à la flexion simple sollicitée par un moment max : $M_{\max} = 6.74 \text{ KN.m}$

- Enrobage : $C = 2 \text{ cm}$.

Moments fléchissant M_t équilibré par la table

$$M_{\text{table}} = f_{bc} b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.17 \times 10^5 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_{\text{table}} = 58.95 \text{ KN.m}$$

Donc:

$M_{table} > M_{max}$, alors une partie de la table est seulement comprimée et la section en « T » sera calculée comme une section rectangulaire dont largeur $b = 65\text{cm}$ et la hauteur utile $d = 18\text{cm}$ soumise à flexion simple.

$$\mu = \frac{M_t}{f_{cb} \cdot b \cdot d^2} = \frac{6.74 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.65 \times (0.18)^2} = 0.022 \leq \mu_1 = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.028$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6.74 \times 10^{-3}}{0.99 \times 0.18 \times 347.267} = 1.09 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \cdot \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.412 \text{ cm}^2 > A_s \quad \dots\dots (CV)$$

Alors on prend : **$A_s = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$**

• **Sur appui**

$$M_a = - 4.73 \text{ KN.m}$$

La table se trouve dans la zone tendue (moment négatif), la section en « T » sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 10\text{cm}$ et une hauteur utile $d = 18 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{4.73 \cdot 10^{-3}}{14.17 \times 0.10 \times (0.18)^2} = 0.01 \leq \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.132$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.947$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4.73 \times 10^{-3}}{0.957 \times 0.18 \times 348} = 0.8 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 10 \times 18 \cdot \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2 \leq A = 0.8 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots (CV)$$

Alors en prend : **$A = 1HA12 = 1.131 \text{ cm}^2$**

Vérifications :

Afin de généraliser les vérifications aux différents types de poutrelles, on va prendre comme sollicitations les valeurs maximales :

Tableau III.13: les valeurs maximales des sollicitations en deux états.

Etat	ELU	ELS
M_{max} (KN.m)	6.74	4.87
$M_{a\ max}$ (KN.m)	4.73	3.42
T_{max} (KN)	11.63	8.4
M_{0max} (KN.m)	9.46	6.84

• **Vérification des contraintes**

Pour une fissuration peu nuisible, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s (acier).

Lorsque les contraintes de compression du au béton et de traction des armatures sont vérifiées, le calcul à L'E.L. S n'est pas nécessaire.

• **En travée**

- **Position de l'axe neutre**

$$D = (15.A) / b = (15.1.57) / 65 = 0.362 \text{ cm.}$$

$$E = 2.D.d = 2.0.362.18 = 13.032 \text{ cm}^2.$$

$$Y_1 = D + \sqrt{D^2 + E} = 0.362 + \sqrt{(0.362)^2 + 13.032} = 3.266 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} . b . y_1^3 + 15 . A (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{1}{3} 65 \times 3.266^3 + 15 \times 1.57 (18 - 3.266)^2 \Rightarrow I = 5867.303 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{4.87 \times 10^3}{5867.303} = 0.83 \text{ MPa/cm}$$

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b = k . y_1 = 0.83 \times 3.266 = 2.711 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (CV)$$

Donc : les armatures calculées à L'E.L. U sont convenables.

• **Sur appuis**

- Position de l'axe neutre :

$$D = (15.A) / b = (15 \times 1.131) / 12 = 1.414 \text{ cm.}$$

$$E = 2. D. d = 2 \times 1.414 \times 18 = 50.904 \text{ cm}^2.$$

$$Y_1 = - D + \sqrt{D^2 + E} = -1.414 + \sqrt{(1.414)^2 + 50.904} = 5.859 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} \times 12 \times (5.859)^3 + 15.1 \times 131 (18 - 5.859)^2$$

$$I = 3305.215 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_s}{I} = \frac{3.42 \times 10^3}{3305.215} = 1.035 \text{ Mpa/cm}$$

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b = k.y = 1.035 \times 5.859 = 6.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (CV)$$

Donc : les armatures calculées à L'E.L.U sont convenables.

• Contraintes tangentielles

$$T_{\max} = 11.63 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{11.63 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.65 \text{ Mpa}$$

- Fissuration peu préjudiciable : $\tau_{ul} = \min \left\{ 0.20 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$

$$\bar{\tau}_u = 0.20 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ Mpa} \geq \tau_u = 0.65 \dots\dots\dots (CV)$$

• Armatures transversales

Diamètre des armatures transversales (BAEL 91 Art-A.7.2.2)

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{h}{35} = 5.71 \text{ mm} \\ \phi_{\min} = 10 \text{ mm} \\ \frac{b_0}{12} = 8.33 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{On prend, } \phi = 6 \text{ mm}$$

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{\tau_{ul} - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K=1$ (coefficient de bétonnage)

$\alpha = 90^\circ$ (α : Inclination des aciers transversales)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0.65 - 0.3 \times 1 \times 2.1}{0.9 \times (1+0)} \cdot 10 \times \frac{1.15}{235} = 0.0011 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

• **Pourcentage minimal**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \cdot f_c > 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > \frac{0.4 \times 10}{235} = 0.017 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \max(0.0011, 0.017) = 0.017 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

• **Espacement des étriers** (BAEL Art-A.5.2)

$$S_t \leq (0.9d = 16.2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

On prend: $S_t=15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.017 \text{ cm}^2/\text{cm} \Rightarrow A_t = 0.017 \times 15 = 0.255 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t=2\phi 6=0.57 \text{ cm}^2$

2.9. Vérification de la déformation (BAEL Art-B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont remplies :

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{22.5}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{1}{15} \frac{M_{\max}}{M_0}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{3.6}{f_c}$$

D'où,

$$1) \frac{20}{320} = 0.063 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots(\text{CV})$$

$$2) \frac{20}{320} = 0.063 > \frac{1}{15} \frac{525296}{750.423} = 0.047 \dots\dots\dots(\text{CV})$$

$$3) \frac{1.57}{10 \times 18} = 0.0087 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots\dots\dots(CV)$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Remarque :

Pour bien exploiter les outils informatiques ; on a préféré l'estimation de sollicitations des poutres continues par le logiciel (RDM6). Le ferrailage calculé est élaboré par l'utilisation du code (SOCOTEC) qui se base sur les hypothèses des états limites.

TYPE 02 – Niveau : Etage courant

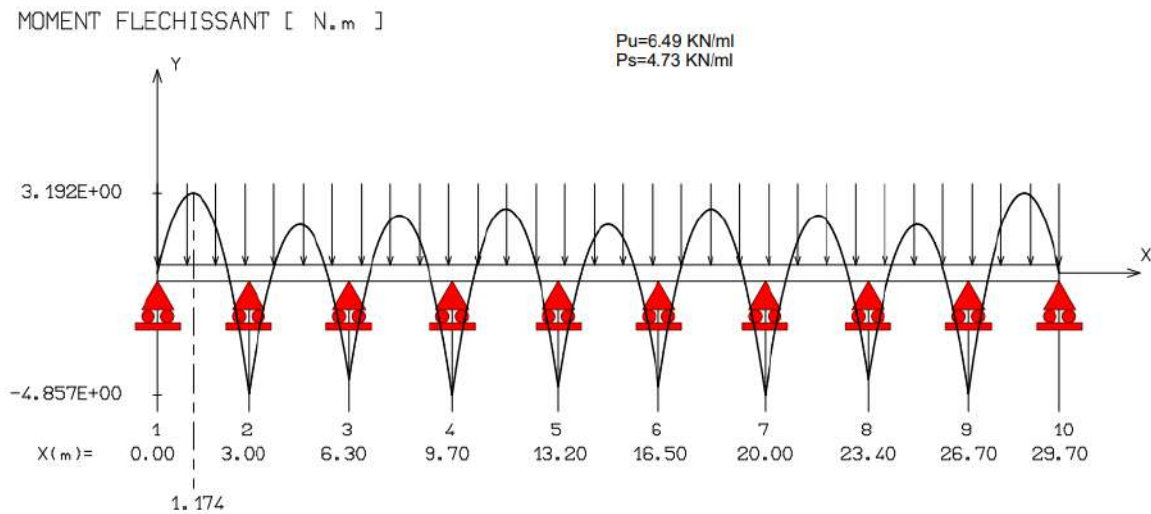


Figure III.9 : Schéma statique des moments maximaux d'étage courant.

Type 03 – Niveau : Terrasse

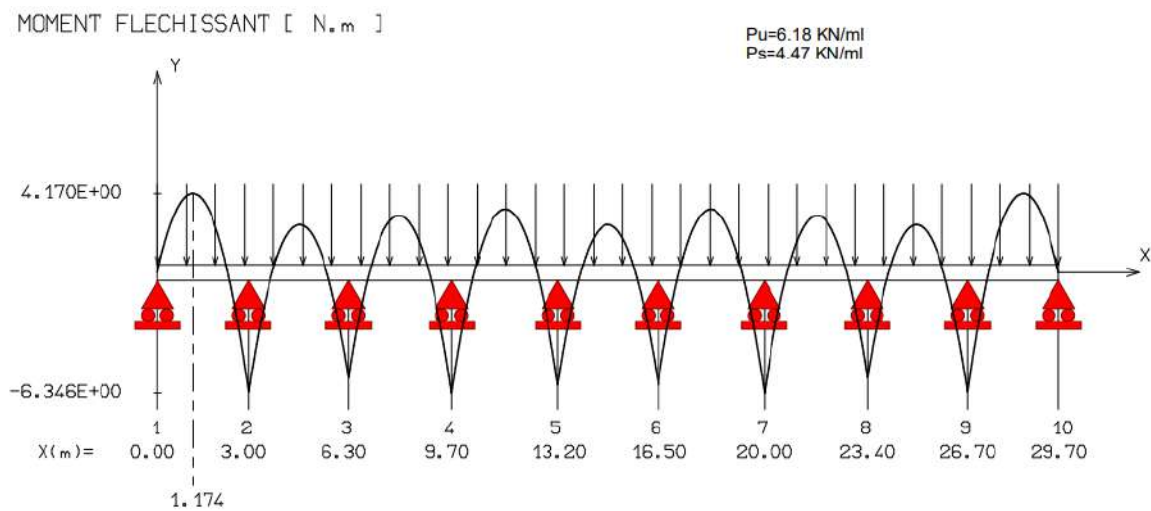


Figure III.10: Schéma statique des moments maximaux de terrasse.

Type 02- Niveau : étage courant

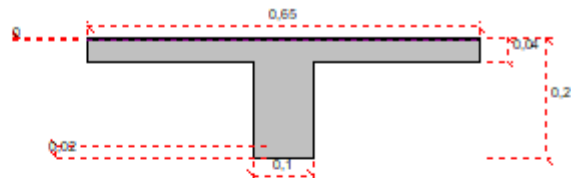
Données saisies :

Largeur de la table :	0,65	m
Largeur de la nervure :	0,1	m
Hauteur totale de la section :	0,2	m
Hauteur de la table :	0,04	m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,02	m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,02	m
Contrainte du béton : f_{cj}	25	MPa
Limite d'élasticité de l'acier : f_e	500	MPa
Coefficient équivalence acier/béton :	15	
Coefficient de durée d'application des charges : θ	1	
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,5	
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1,15	
Effort normal ELU :	0	kN
Moment fléchissant ELU :	4,37	kN*m
Effort normal ELS :	0	kN
Moment fléchissant ELS :	3,19	kN*m
Section des armatures supérieures ELS :	0	cm ²
Section des armatures inférieures ELS :	0,56	cm ²

Fissuration peu préjudiciable

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	0	cm ²
Section des armatures inférieures :	0,56	cm ²
Position de l'axe neutre : y_0	= 0 m	



Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	2,78	MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-327,3	MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0	MPa
Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	15	MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	500	MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	15	MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,02$ m

Figure III.11: Ferrailage Différents types de poutrelles à étudier en SOCOTEC.

TYPE 03 – Niveau : Terrasse

Données saisies :

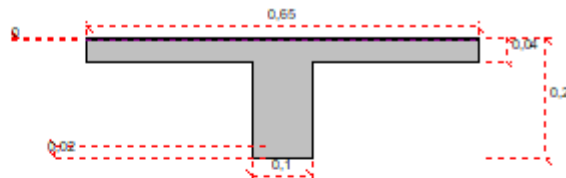
Largeur de la table :	0,65 m
Largeur de la nervure :	0,1 m
Hauteur totale de la section :	0,2 m
Hauteur de la table :	0,04 m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,02 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,02 m
Contrainte du béton : f_{tj}	25 MPa
Limite d'élasticité de l'acier : f_s	500 MPa
Coefficient équivalence acier/béton :	15
Coefficient de durée d'application des charges : θ	1
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,5
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1,15
Effort normal ELU :	0 kN
Moment fléchissant ELU :	4,17 kN*m
Effort normal ELS :	0 kN
Moment fléchissant ELS :	3,02 kN*m
Section des armatures supérieures ELS :	0 cm ²
Section des armatures inférieures ELS :	0,54 cm ²

Fissuration peu préjudiciable

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	0 cm ²
Section des armatures inférieures :	0,54 cm ²

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0$ m



Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	2,68 MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-322,6 MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0 MPa
Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	15 MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	500 MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	15 MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,02$ m

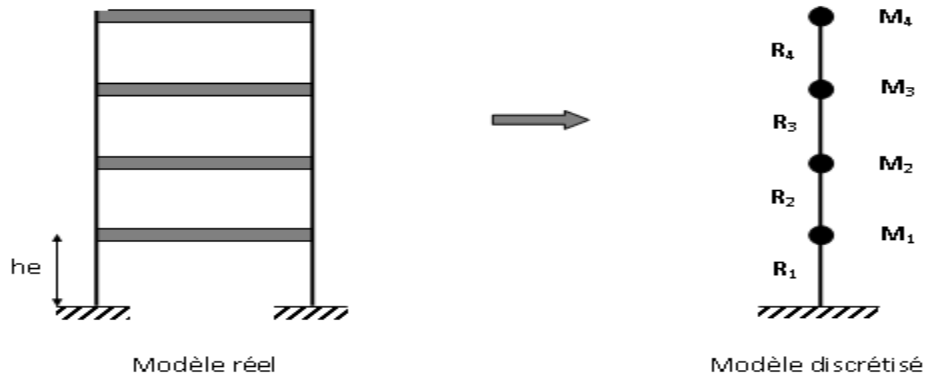
Figure III.12 : Ferrailage Différents types de poutrelles à étudier en SOCOTEC.

Chapitre IV

Calcul de la superstructure

IV.1 Phase sismique :

Le séisme correspond à un mouvement du sol, ce mouvement peut entraîner la ruine des constructions et pour cela le règlement parasismique algérien est venu avec des règles en vigueur pour nous permettre d'étudier les constructions sous l'effet du séisme.



IV.2 Choix de la méthode de calcul (RPA99/V2003 Art 4.1)

IV.2.1 Méthodes utilisables :(RPA Art.4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant les trois méthodes:

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse par accélérogramme.

IV.2.2 Conditions d'application (RPA99/V2003 Art 4.1.2):

IV.2.2.1 La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

1-Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (IIa).

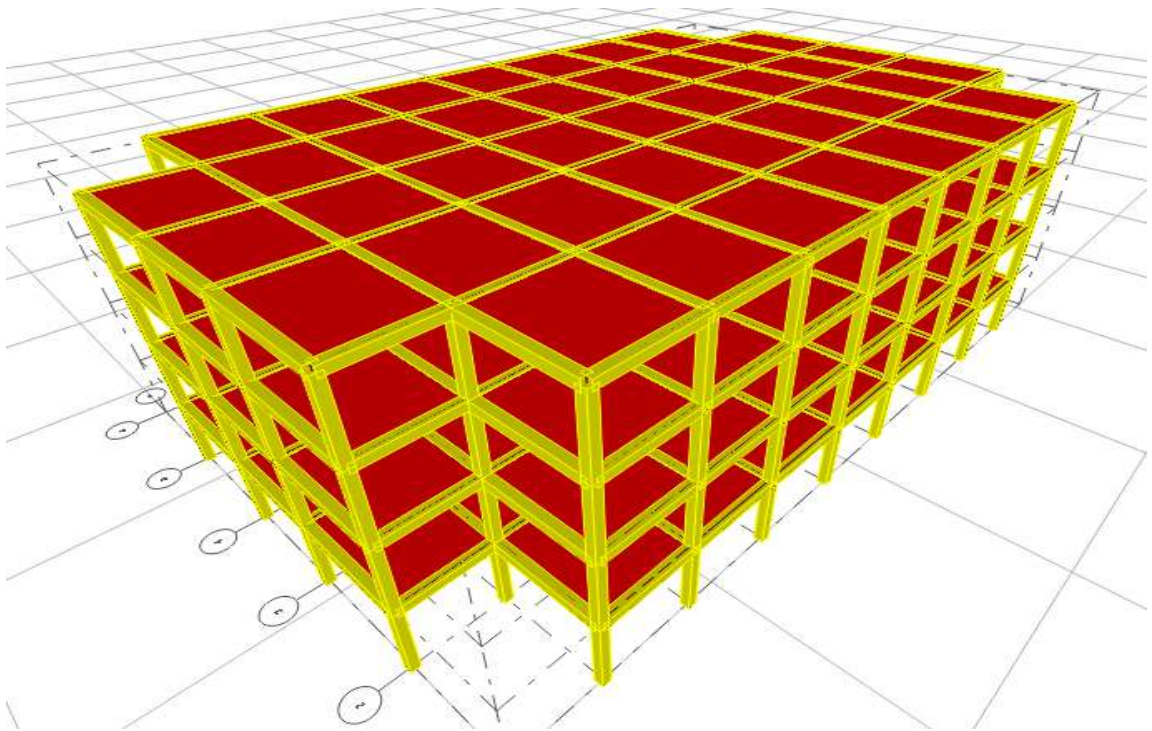
2-Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre la condition de hauteur énoncée en (a), la condition complémentaire suivante : Zone (IIa) groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

IV.3 Modélisation : (RPA Art.4.2.2)

-Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

-La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

-Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.



Figures VI.1 : Vue 3D de structure

IV.3.1 Calcul de la force sismique totale :(RPA Art.4.2.3)

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Où : A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure

IV.3.1.1 Détermination des coefficients de la formule:

a) Coefficient d'accélération de zone (A) :

Tableau VI.1: Coefficient d'accélération de zone (A).

Lieu	Groupe d'usage	Zone	A
Sétif	02	Ila	0.15

b) Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le RPA notre site est ferme (S2).

Donc : $T_2 = 0.40$ sec.

T : Estimation de la période fondamentale de la structure, calculée par la formule suivante :

$$T = C_T \cdot (h_n)^{\frac{3}{4}}$$

h : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

Notre édifice $h_n = 12.24$ m.

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et de type de remplissage ; donné par le RPA : $C_T = 0.075$.

$$T = 0.075 \times (12.24)^{\frac{3}{4}} = 0.49s$$

On remarque que :

$$T_2 = 0.40 \leq T = 0.49 \leq 3.0s \Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

η : Facteur de correction d'amortissement critique donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Avec ξ : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages : $\xi = 6\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 6}} \geq 0.7$$

$$\eta = 0.93 > 0.7$$

Donc :

$$D = 2.5 \times 0.93 \left(\frac{0.40}{0.49} \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D = 2.03$$

c) Coefficient de comportement global de la structure (R) :

Pour le cas des portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide $R = 5$.

d) Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non ». Sa valeur est donnée comme suit :

Tableau VI.2: Valeur de facteur de qualité.

Critère q	P_q	
	Sens OX	Sens OY
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
Valeur de Q	1.15	1.20

IV.4 Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

Situation durable:

ELU : $1.35Q + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Situation accidentelle:

ACC : $G + Q \pm 1.2E$

ACC : $G + Q \pm E$

ACC : $0.8G + E$

Remarque :

Par l'exploitation de l'outil informatique ; on a utilisé le logiciel sap2000 pour la simulation (3D) du bâtiment en tenant compte les phases du calcul suivantes:

- **Phase modélisation 3D :**

En introduisant les éléments constituant la structure avec leurs caractéristiques (sections, matériaux, conditions d'appuis) plus le choix des références de calcul.

- **Phase de charges :**

Dans cette phase ; les charges introduites sont : la charge permanente (G) et celle d'exploitation (Q) ainsi que la charge sismique (E) qui s'exprimée par l'étape modale en choisissant les normes du code parasismique algérien pour l'étape sismique pour introduire les caractéristiques dynamiques cités ci-dessus.

- **Phase de combinaisons :**

Cette étape consiste d'introduire toutes les combinaisons mentionnées au-dessus.

- **Phase de validation :**

Avant de procéder l'analyse ; il faut vérifier la structure de toutes les erreurs possibles produites par une mauvaise étape de simulation.

- Phase d'illustration des résultats : dans cette phase ; les résultats voulus à aboutir sont : des informations sismiques plus des informations sur les sollicitations exercées aux éléments.

IV.5 Résultats de l'analyse :

IV.5.1 Description du SAP 2000 :

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures.

Le SAP 2000 offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

IV.5.1.1 Phase dynamique :

Les valeurs des périodes et les facteurs de participations modales calculés par le logiciel SAP2000 sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3: Résultats - Analyse modale (selon le logiciel SAP2000).

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0,660266	1,5145	9,5161	90,557
MODAL	Mode	2	0,648484	1,5421	9,689	93,877
MODAL	Mode	3	0,632891	1,5801	9,9278	98,56
MODAL	Mode	4	0,219439	4,5571	28,633	819,85
MODAL	Mode	5	0,216479	4,6194	29,024	842,42
MODAL	Mode	6	0,211122	4,7366	29,761	885,71
MODAL	Mode	7	0,133725	7,478	46,986	2207,7
MODAL	Mode	8	0,132727	7,5342	47,339	2241
MODAL	Mode	9	0,129506	7,7217	48,517	2353,9
MODAL	Mode	10	0,102731	9,7342	61,162	3740,8
MODAL	Mode	11	0,102526	9,7536	61,284	3755,7
MODAL	Mode	12	0,099946	10,005	62,866	3952,1

Vu que le cumul des participations des masses pour les trois premiers modes ne valide pas la condition exigée par le règlement RPA 99 / version 2003, on a donc la possibilité de prendre toutes les réponses modales pour évaluer les forces sismiques.

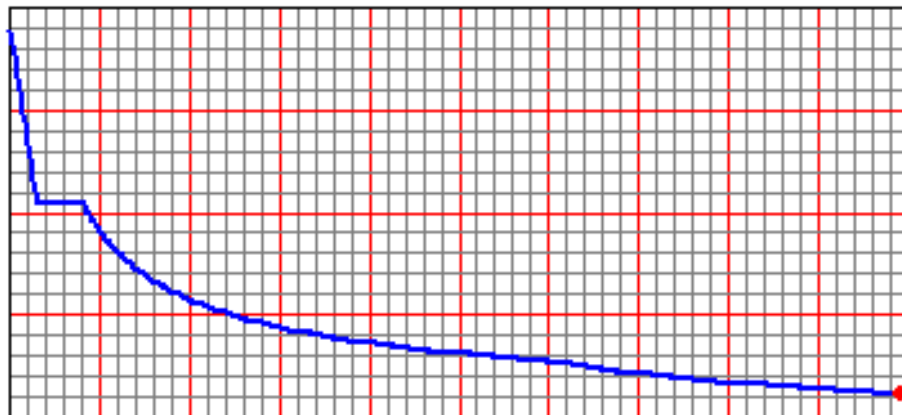
Pour valider les valeurs obtenues ; les règle RPA99 V 2003 exigent de vérifier que les périodes calculées par la méthode numérique à celle de la formule empirique en respectant que :

$$TMN \leq 1.30 T_{Fond}$$

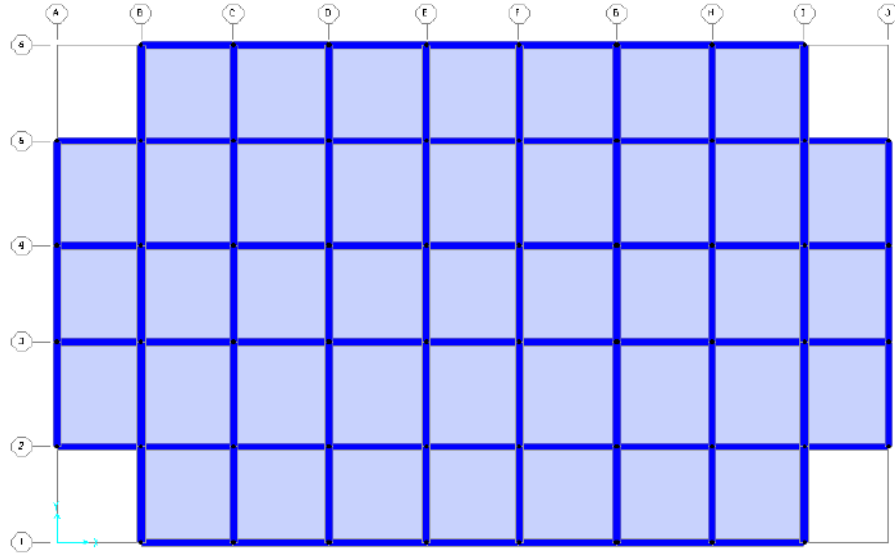
$$\text{Pour notre cas : } TMN = 0.66 \text{ s} \leq 1.30 \times 0.49 = 0.64 \text{ s}$$

2-Application de la méthode d'analyse modale spectrale :

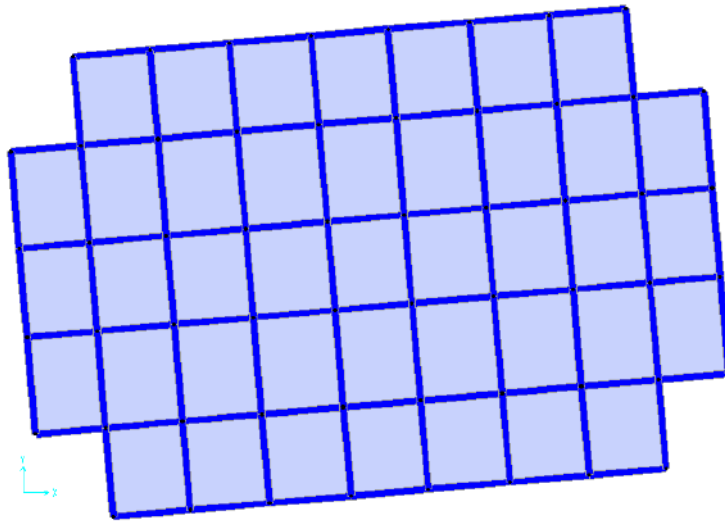
Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) ; l'action sismique est représentée par le spectre de calcul, correspondant au cas étudié, suivant :



Figures VI.2 : courbe présentant le spectre de réponse ($\zeta = 6\%$) – calculée par SAP2000.



Figures VI.3 : 1er mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques sens X-Y (résultats de SAP2000).



Figures VI.4 : 4ème mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques sens X-Y (résultats de SAP2000).

Remarque :

Il est remarqué que le deuxième et le troisième mode ont presque la même forme que le premier mode.

• Calcul de la force sismique statique :

Selon le RPA 99 / version 2003 :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

Sachant que : $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

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

Pour le type du bâtiment d'habitation : $\beta = 0,20$

$W_{Gi} = 18379.387 \text{ KN}$

$W_{Qi} = 2594.8 \text{ KN}$

Poids total de la structure :

$W = 18379.387 + 0.20(2594.8) = 18898.347 \text{ KN}$

On a:

$V_{X\text{statique}} = \frac{0.15 \times 2.03 \times 1.15}{5} \times 18898.347 \Rightarrow V_x = 1323.546 \text{ KN}$

$V_{Y\text{statique}} = \frac{0.15 \times 2.03 \times 1.2}{5} \times 18898.347 \Rightarrow V_y = 1381.091 \text{ KN}$

Tableau IV.4: Résultats force sismique statique (selon le SAP2000).

OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
EX	LinRespSpec	Max	1108.521	0.000001244	0.0002742	0.0048	9589.8753	10918.929
EY	LinRespSpec	Max	0.0000006652	1127.217	0.0001186	9749.5688	0.0005527	16739.1678
EXST	LinStatic		-1240.377	-5.507E-14	1.705E-13	000000002501	-11126.0393	13683.8445
EYST	LinStatic		-2.309E-14	-1189.403	2.132E-14	10668.8048	000000001137	-19782.1519

IV.6 Ferrailages les portiques :

Le ferrailage des poutres et des poteaux sera effectué selon le règlement BAEL91 et en vérifiant les conditions données par le RPA99V 2003.

Nous avons évalué le ferrailage en détails avec les vérifications, Selon le logiciel on choisit de prendre les valeurs globales extrêmes des sollicitations par les éléments :

poutre axe E 1-2

poteaux axe E-5

Tableau IV.5: présente l'illustration des résultats obtenus par le code SAP2000.

Poutre principales	combinaison	$M_{t(max)}(KN/m)$	$M_{a(max)}(KN/m)$	$T_{max}(KN)$
Axe E 1-2	1.35G+1.5Q	17.11	-33.41	48.89
	G+Q	12.55	-24.52	35.87
	G+Q ± E _Y	32.13	-58.73	55.96
	0.8G ± E _Y	32.97	-52.18	46.30

IV.6.1 Ferrailages des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant, donc le calcul du ferrailage se fera en **flexion simple** avec fissuration peu nuisible.

Le ferrailage se fera conformément aux règles BAEL91 en respectant le RPA99

IV.6.1.1 Vérifications nécessaires :

Ferrailage longitudinal :

- Selon le BAEL91 :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c}$$

- Selon le RPA 99 :

$$A_{\min}(\text{RPA}) = 0.5\% b \cdot h$$

IV.6.1.2 Calcul de la section d'armatures longitudinales :

On prend l'enrobage $c=3$ cm

La poutre est calculée comme une section rectangulaire de largeur $b=30$ cm et d'une hauteur utile $d=37$ cm ; soumise à la flexion simple sollicitée par un moment max:

$$M_{tma} = 17.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{amax} = -33.41 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 55.96 \text{ KN}$$

Sur appuis

$$\mu = \frac{M_t}{f_{cb} \cdot b \cdot d^2} = \frac{33.41 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.3 \times 0.37^2} = 0.057 < 0.391 \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0.073$$

$$\beta = 1 - 0.4 \cdot \alpha = 0.971$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{33.41 \times 10^{-3}}{347.826 \times 0.963 \times 0.37} = 2.6 \text{ cm}^2$$

Sur Travée

$$\mu = \frac{M_a}{f_{cb} \cdot b \cdot d^2} = \frac{17.11 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.3 \times 0.37^2} = 0.029 < 0.391 \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0.037$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0.985$$

$$A = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{17.11 \times 10^{-3}}{347.826 \times 0.972 \times 0.37} = 1.35 \text{ cm}^2$$

On prend, $A = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

- **Vérification des contraintes**

Pour une fissuration peu nuisible, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s (acier).

Lorsque les contraintes de la compression du béton et de traction des armatures sont vérifiées ; le calcul des armatures à l'E.L. S n'est pas nécessaire.

On utilisé logicielle SOCOTEC

Logiciel développé par 	BaelR - Version 1.02.035	13/05/2023
	poutre principales appuis axe E-2 poutre principales appuis axe E-2	
		Page 1 / 1

Données saisies :

Largeur section : 0,3 m
 Hauteur section : 0,4 m
 Position centre de gravité des armatures supérieures : 0,03 m
 Position centre de gravité des armatures inférieures : 0,03 m
 Contrainte du béton : f_{ct} : 25 MPa
 Limite élastique de l'acier : f_s : 400 MPa
 Coefficient d'équivalence acier/béton : 15
 Coefficient de durée d'application des charges : θ : 1
 Coefficient de sécurité du béton : γ_b : 1,5
 Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s : 1,15

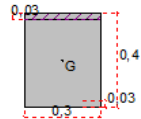
Effort normal ELU : 0 kN
 Moment fléchissant ELU : 33,41 kN*m
 Effort normal ELS : 0 kN
 Moment fléchissant ELS : 24,52 kN*m
 Section armatures supérieures ELS : 0 cm²
 Section armatures inférieures ELS : 2,68 cm²

Fissuration peu préjudiciable

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures : 0 cm²
 Section des armatures inférieures : 2,68 cm²

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,03$ m

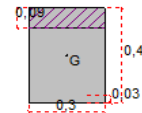



Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton : 5,51 MPa
 Contrainte des armatures inférieures : -268,6 MPa
 Contrainte de la fibre inférieure du béton : 0 MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton : 15 MPa
 Contrainte admissible des armatures inférieures : 400 MPa
 Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton : 15 MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,09$ m



Logiciel développé par 	BaelR - Version 1.02.035	13/05/2023
	poutre principales (travée) axe E-2 poutre principales	
		Page 1 / 1

Données saisies :

Largeur section : 0,3 m
 Hauteur section : 0,4 m
 Position centre de gravité des armatures supérieures : 0,03 m
 Position centre de gravité des armatures inférieures : 0,03 m
 Contrainte du béton : f_{ct} : 25 MPa
 Limite élastique de l'acier : f_s : 400 MPa
 Coefficient d'équivalence acier/béton : 15
 Coefficient de durée d'application des charges : θ : 1
 Coefficient de sécurité du béton : γ_b : 1,5
 Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s : 1,15

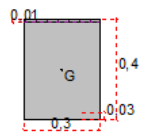
Effort normal ELU : 0 kN
 Moment fléchissant ELU : 17,11 kN*m
 Effort normal ELS : 0 kN
 Moment fléchissant ELS : 12,55 kN*m
 Section armatures supérieures ELS : 0 cm²
 Section armatures inférieures ELS : 1,35 cm²

Fissuration peu préjudiciable

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures : 0 cm²
 Section des armatures inférieures : 1,35 cm²

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,01$ m



Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton : 3,74 MPa
 Contrainte des armatures inférieures : -266,6 MPa
 Contrainte de la fibre inférieure du béton : 0 MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton : 15 MPa
 Contrainte admissible des armatures inférieures : 400 MPa
 Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton : 15 MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,06$ m

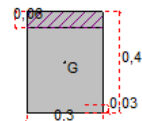



Figure IV.5 : Ferrailage de la poutre principales a état ELU.

- Calculs a état accidentel

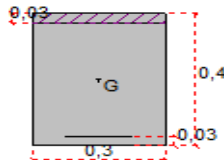
Logiciel développé par 	BaelR - Version 1.02.035	13/05/2023
	poutre principales (appuis) axe E 1-2	
	poutre principales	Page 1 / 1


Données saisies :

Largeur section : 0,3 m
 Hauteur section : 0,4 m
 Position centre de gravité des armatures supérieures : 0,03 m
 Position centre de gravité des armatures inférieures : 0,03 m
 Contrainte du béton : f_{ct} : 25 MPa
 Limite élastique de l'acier : f_{yk} : 400 MPa
 Coefficient de durée d'application des charges : θ : 0,85
 Coefficient de sécurité du béton : γ_b : 1,15
 Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s : 1
 Effort normal ELU : 0 kN
 Moment fléchissant ELU : 58,73 kN*m

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures : 0 cm²
 Section des armatures inférieures : 4,11 cm²
 Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,03$ m



Logiciel développé par 	BaelR - Version 1.02.035	13/05/2023
	poutre principales (travée) axe E 1-2	
	poutre principales	Page 1 / 1

Données saisies :

Largeur section : 0,3 m
 Hauteur section : 0,4 m
 Position centre de gravité des armatures supérieures : 0,03 m
 Position centre de gravité des armatures inférieures : 0,03 m
 Contrainte du béton : f_{ct} : 25 MPa
 Limite élastique de l'acier : f_{yk} : 400 MPa
 Coefficient de durée d'application des charges : θ : 0,85
 Coefficient de sécurité du béton : γ_b : 1,15
 Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s : 1
 Effort normal ELU : 0 kN
 Moment fléchissant ELU : 32,97 kN*m

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures : 0 cm²
 Section des armatures inférieures : 2,27 cm²
 Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,02$ m

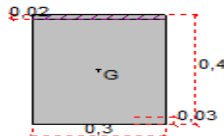


Figure VI.6: Ferrailage de la poutre principales a état ACC.

On adopte le Ferrailages a état ACC

Au appuis

$$A_s = 4.11 \text{ cm}^2$$

On prendre $A_s = 4HA12 = 4.524 \text{ cm}^2$

On adopte : 3HA12 filante + 1HA12 chapeaux

Au travée

$$A_s = 2.27 \text{ cm}^2$$

On prendre $A_s = 3HA12 = 3.393 \text{ cm}^2$

On adopte : 3HA12 filante

- **Condition de non fragilité BAEL91(Art B.6.4)**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 30 \cdot 40 \cdot \frac{2,1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \text{ (RPA)} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_T = A_{\text{SUP}} + A_{\text{inf}} = 4.524 + 3.393 = 7.92 \text{ cm}^2 > 6 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte tangentielle (BAEL91 Art-A.5.1,1)**

$$T_{\max} = 55.96 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{55.96 \cdot 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 0.504 \text{ MPa} \leq \tau_{ul} = 3.33 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peu préjudiciable)}$$

- **Armatures transversales (BAEL91 Art-A.7.2.2)**

Soit $f_e = 235 \text{ MPa}$ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{\tau_{ut} - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K=1$ (coefficient de bétonnage)

$\alpha = 90^\circ$ (α : L'inclination des aciers transversales)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0.65 - 0.3 \times 1 \times 2.1}{0.9(1-0)} \times 30 \times \frac{1}{235} = -0.0179 \text{ cm}^2/\text{cm} \text{ \% minimal}$$

Pourcentage minimal

$$\frac{A_t}{S_t} = \max \{-0.0179, 0.051\} = 0.051 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

S_t : L'espacement minimal.

Espacement des cadres ou d'étriers BAEL91 (Art.5.2)

$$S_t \leq \min(0.9d, 40)$$

$$S_t = \min(0.9 \times 37, 40) = 33 \text{ cm}$$

Selon la règle de RPA99 version 2003 (Art 7.5.2.2)

L'espacement maximum entre les armatures transversale et détermine somme suit:

-**dans la zone nodale** et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires minimum de

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t, 30\right) \rightarrow S_t \leq \min(10; 12 \times 1.2, 30)$$

donc on prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

La distance h' préconisée par (RPA99 version 2003) est donne par la formule suivante

$$L' = 2h = 2 \times 40 = 60 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

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

La quantité d'armatures transversale minimales est donnée par

$$A_t = 0.003.S_t.b$$

$$A_t = 0.003 \times 30 \times 20 = 2.1 \text{ cm}^2 \text{ (selon RPA99)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,051 \text{ cm}^2 / \text{cm} \Rightarrow A_t = 0.051.20 = 1.02 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(2.1 : 1.02) \text{ cm}^2$$

On prend $A_t = 2.1 \text{ cm}^2$

Diamètre des armatures transversales

D'une part,

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{h}{35} = \frac{400}{35} = 11,43 \text{ mm} \\ \phi_{t_{\min}} = 12 \text{ mm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

Prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$\phi 8 : 4 \times A_t = 4 \times 0.503 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Soit : 1 cader + 1 étrier $\phi 8$

Remarque : le ferrailage est représenté dans l'annexe

IV.7 Poteaux

La section transversale choisie est (30x30). Le calcul présenté est fait pour un poteau prototype ; en tenant en considération le cas le plus défavorable de sollicitations exercées au poteau choisi au calcul. Les tableaux ci-dessus présentent l'illustration des résultats obtenus par le logiciel **SAP2000**

Tableau IV.6: l'illustration des résultats obtenus par le code SAP2000.

Poteaux	combinaison	M _{inf} (KN/m)	M _{sup} (KN/m)	N _{inf} (KN)	N _{sup} (KN)	T _{max} (KN)
Axe E-5	G+Q 1.2E	36.57	27.10	415.85	408.961	26.65
	0.8G+ E	30.63	22.28	-307.776	302.268	22.14
	1.35G+1.5Q	1.184	2.42	-468.91	459.61	1.18
	G+Q	0.86	-1.76	-343.55	336.66	0.85

$$M_Q = 0.151 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0.71 \text{ KN.m}$$

- Exemple de calcul**

$$e_1 = e_1 = \frac{M}{N} = \frac{36.57 \times 10^2}{415.85} = 8.79 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section (b.h) et (N) est un effort de compression.

La section est partiellement comprimée si la formule suivante est remplie :

$$N(d-c') - M_A \leq (0.337h - 0.81.c') . b . h . f_{bc}$$

On prend : $c' = c = 3 \text{ cm}$

$$M_A = M + N \left(\frac{h}{2} - c \right) = 36.57 + 415.85(0.15 - 0.03) = 86.47 \text{ KN.m}$$

$$415.85(0.27 - 0.03) - 86.47 \leq (0.337 \times 0.3 - 0.81 \times 0.03) 0.3 \times 0.3 \times 21.74.10^3$$

$$13.33 \leq 150.27 \dots C.V$$

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

$$\frac{L_f}{h} = \frac{2.142}{0.3} = 7.14$$

$$\frac{20 \times e_1}{h} = \frac{20 \times 8.79}{30} = 5.86$$

$$\frac{L_f}{h} = 7.14 \leq \max \left\{ 15 ; \frac{20 \times e_1}{h} \right\} = 15 \quad \dots \text{C.V}$$

Donc, le calcul est comme suit :

$$M_G = N \cdot e_T = N \cdot (e_1 + e_a + e_2)$$

Selon les règles BAEL,

e_1 : excentricité due à la résultante des contraintes normales (verticales).

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} = 1.224 \text{ cm} \right\} = 2 \text{ cm}$$

e_2 : excentricité de deuxième ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0.71}{0.71 + 0.151} = 0.82$$

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3L_f^3}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \phi) = \frac{3 \times 2.142^3}{10^4 \times 0.3} (2 + 0.82 \times 2) = 0.035 \text{ m} = 3.5 \text{ cm}$$

$$e_T = 8.79 + 2.00 + 3.5 = 14.29 \text{ cm}$$

$$M_G = N \cdot e_T = 4.15.85 \times 0.1429 = 59.43 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 59.43 + 415.85 \times (0.15 - 0.03) = 109.33 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_A}{f_{cb} \cdot b \cdot d^2} = \frac{109.33 \times 10^{-3}}{21.74 \times 0.3 \times 0.27^2} = 0.233 < \mu_1 \quad \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,331$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.868$$

IV.4.1 Armatures tendues en flexion simple :

$$A_1 = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{109.33 \times 10^{-3}}{400 \times 0.868 \times 0.27} = 11.66 \text{ cm}^2$$

IV.4.2 Armatures en flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{s_s} = 11.66 - \frac{415.85 \times 10^{-3}}{400 \times 10^{-4}} = 1.26 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Selon le calcul on remarque que l'effet de compression est plus dominant que celui de la flexion, on a donc la conséquence de tenir le ferrailage minimal exigé par les règlements

($A_{\min}(\text{RPA}), A_{\min}(\text{BAEL})$)

$$A_{\min}(\text{BAEL}) = 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.98$$

$$A_{\min}(\text{RPA}) = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopte}} = \max[A_{\min}(\text{RPA}), A_{\min}(\text{BAEL})] = 7.2 \text{ cm}^2$$

On va prendre 4T14+2T12=8.41 cm²

- **Contrainte tangentielle**

$$T_{\max} = 26.65 \text{ 7KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{26.65 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.329 \text{ MPa} \leq \tau_{ul} = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

- **Calcul d'espacement**

Selon BAEL91 Art-A.5.1.22,

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40\text{cm}\} = \min\{24.75; 40\} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Selon RPA99 Art-7.4.22, (Zone IIa)

- Zone nodale : $S_t \leq \min\{10\phi_1; 15\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq \min\{12; 15\text{cm}\}$, on prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

La distance h' préconisée par (RPA99 version 2003) est donnée par la formule suivante

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

$$h' = \max\left(\frac{306 - 35}{2}, 30, 30, 60\right) = 60 \text{ cm}$$

- Zone courante : $S_t \leq 15 \phi_1 \Rightarrow S_t \leq 18 \text{ cm}$ on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

IV.4.3 Calcul des armatures transversales :

Soit $F_e = 235 \text{ MPa}$ $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{\tau_{ut} - 0.3 \cdot k \cdot f_{t28}}{0.9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Dans le cas de flexion composée avec armatures droites :

$$N_u(\text{coresp}) = 339.763 \text{ KN}$$

$$K = 1 + \frac{3N_u}{B \cdot f_{c28}} = 1 + \frac{3 \cdot (339.763 \times 10^3)}{0.09 \cdot 25} = 1.45$$

$$\alpha = 90^\circ \quad (\alpha : \text{L'inclination des aciers transversales})$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0.329 - 0.3 \times 1.45 \times 2.1}{0.9(1-0)} \cdot 30 \cdot \frac{1.00}{235} = -0.083 \text{ cm}^2/\text{cm} \quad \% \text{ minimal}$$

• **Pourcentage minimal**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot f_{et} > 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > \frac{0.4 \times 30}{235} = 0.051 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \max \{-0.083, 0.051\} = 0.051 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

S_t : L'espacement minimal.

$$\text{La section d'armatures transversales : } A_t = S_t \cdot 0.051 = 20 \cdot 0.051 = 1.02 \text{ cm}^2$$

- De point de vue RPA99 (Art-7.4.2.2),

λ_g : Élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} \quad \text{Ou} \quad \frac{L_f}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{2.142}{0.3} = 7.14 > 5$$

Donc, la quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit :

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} = 0,3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max \{A_{t\text{BAEL}}; A_{t\text{RPA}}\} = \max \{1.02, 1.35\} = 1.35 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

IV.4.4 Vérification à ELS :

D'après les règles BAEL91, on doit vérifier la contrainte du béton de la section soumise à la compression qui ne doit pas dépasser $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$, en utilisant la combinaison (G+Q+1.2E)

$$N = 415.85 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{100.B+15.A} = \frac{415.85.10^{-3}}{100 \times 0.09 + 15 \times 8.41 \times 10^{-4}} = 0,046 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{ C.V}$$

Donc la section adoptée est retenue. Et comme la fissuration est peu préjudiciable, il est inutile de vérifier σ_s

Remarque : le ferrailage est représenté dans l'Annex

Chapitre V

Calcul de l'infrastructure

V.1 Etude des fondations :

V.1.1 Capacité portante :

L'estimation de la capacité portante du sol sera déterminée à travers les résultats des essais de laboratoire, d'où les constructions seront fondées sur des semelles superficielles. L'appréciation du taux de travail pour ce type de fondation, est donnée par la formule de Terzagui :

$$q_{adm} = \gamma \cdot D + \frac{1}{3} \left[\left(1 - 0,2 \frac{B}{A} \right) \gamma \frac{B}{2} N_{\gamma} + \gamma D (N_q - 1) + \left(1 + 0,2 \frac{B}{A} \right) c N_c \right]$$

Où,

γ : Densité du sol

D : Ancrage des semelles

B et A : Dimensions de la semelle

c : Cohésion

N_{γ}, N_q, N_c : Facteurs de portance dépendant de ϕ

Pour une semelle carrée

$$q_{adm} = \gamma D + \frac{1}{3} \left[\left(0,4 \gamma B N_{\gamma} + \gamma D (N_q - 1) + 1,2 c N_c \right) \right]$$

Avec :

$$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$$

$$\phi_u = 20^\circ \Rightarrow N_{\gamma} = 4,97 \quad , \quad N_q = 6,40 \quad , \quad N_c = 14,8$$

D : Ancrage

B : largeur de la semelle (1,5 m) proposée

La contrainte admissible du sol donnée en bars est la suivante :

D (m)	q_{adm} (bars)
1.00	1.9
1.50	2.1
2.0	2.4

V.1.2 Prédimensionnement semelle : (Axe E-5)

$$\text{Condition : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{30}{30} = 1 \Rightarrow A=B$$

Si on suppose une valeur préliminaire : $A = B = 2.5 \text{ m}$ on va ensuite vérifier cette dimension. Qui

nous donne $\bar{\sigma}_{sol} = q_{adm} = 2.24 \text{ bars}$

- **Vérification des dimensions proposées**

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{A.B} \Rightarrow A.B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$A=B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{343.55}{224}} = 1.24 \text{ m}$$

On adopte, $A = B = 1.5 \text{ m}$

$$d_a \geq \frac{B-b}{4} = 0.3 \text{ m}, \text{ on prend } d_a = 0.4 \text{ m}$$

D'où,

$$d_b \leq A - a = 1,2\text{m}$$

$$\text{Donc, } d_b = d_a + 1\text{cm} = 41 \text{ cm}$$

$$\text{Avec un enrobage : } C = 4 \text{ cm} \Rightarrow h_t = d_b + C = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Si on choisit un type de semelle à glacis, on prend } h_1 = \frac{h_t}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

- **Stabilité au renversement** Combinaison (0.8G + E)

$$N = 307.776 \text{ KN}$$

$$M = 30.63 \text{ KN.m}$$

$$\text{Selon RPA99, il exige que } e \leq \frac{B}{4}$$

$$N_{tot} = N + 0.8(N_{semelle} + N_{sol})$$

- **Poids du sol**

$$V_{tot} = (h_t - h_1) \left[\left(\frac{A+a}{2} \cdot \frac{B-b}{2} \right) + \left(\frac{A-a}{2} \cdot \frac{B+b}{2} \right) \right] = 0.243 \text{ m}^3$$

$$P_{sol} = \gamma_{sol} \cdot [V_t + (D - h_t)(AB - ab)] = 45.2 \text{ KN}$$

- **Poids semelle**

$$P_{semelle} = \gamma_b \cdot [(A \cdot B \cdot h_t) - V_t + (D - h_t) \cdot a \cdot b] = 15.56 \text{ KN}$$

$$N_{tot} = N + 0.8(N_{semelle} + N_{sol}) = 307.776 + 0.8(45.2 + 15.56) = 356.38 \text{ KN}$$

Alors

$$\frac{30.63}{356.38} = 0,086 \leq \frac{B}{4} = 0,375 \text{ m} \dots CV$$

Donc La semelle est stable.

- **Vérification de la contrainte du sol :** (Combinaison : G+Q+1.2E)

$$N = 415.85 \text{ KN}$$

$$M = 36.57 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{tot}} = N + N_{\text{semelle}} + N_{\text{sol}} = 415.85 + 15.56 + 45.2 = 476.61 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{36.57}{476.61} = 0.077 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = \frac{1.5}{6} = 0.25 \text{ m} \dots\dots CV$$

Alors, l'effort normal tombe à l'intérieur du noyau central de la semelle.

$$\sigma_1 = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{476.61}{1.5 \times 1.5} \left(1 + \frac{6 \times 0.077}{1.5} \right) = 277.07 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{AB} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{476.61}{1.5 \times 1.5} \left(1 - \frac{6 \times 0.077}{1.5} \right) = 146.58 \text{ KN/m}^2$$

Par conséquent, la contrainte du sol est sous forme de trapèze.

- **Contrainte moyenne**

$$\sigma_{\text{sol}} = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 277.07 + 146.58}{4} = 244.45 \text{ KN/m}^2 = 2.44 \text{ bar}$$

Vérification :

$$\sigma_{\text{sol}} \leq 1.5 \times \overline{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow 2.44 \leq 1.5 \times 2.24 = 3.36 \text{ bars} \dots\dots\dots C.V$$

V.1.3 Ferrailage :

(Combinaison : 1.35G + 1.5Q)

$$N_u = 468.91 \text{ KN}$$

$$M = 1.184 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du poids propre du sol et de semelle.

$$N_{\text{tot}} = 468.91 + 1,35(45.2 + 15.56) = 550.936 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M_u}{N_{\text{tot}}} = \frac{1.184}{550.936} = 0,002 \text{ m} < \frac{B}{24} = 0.0625 \text{ m}$$

En conséquence, la semelle est entièrement comprimée.

$$A_b = \frac{N'(B-b)}{8d_b \sigma_s} \quad , \quad A_a = \frac{N'(A-a)}{8d_a \sigma_s}$$

$$D'o\grave{u}, N' = N_{\text{tot}} \cdot \left(1 + \frac{3e}{B}\right) = 550.936 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.002}{1.50}\right) = 553.14 \text{ KN}$$

$$A_b = \frac{550.936(1.5-0.3) \cdot 10^{-3}}{8 \times 0.41 \times 347.826} = 5.94 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \frac{550.936(2-0.3) \cdot 10^{-3}}{8 \times 0.4 \times 347.826} = 5.94 \text{ cm}^2$$

Comme la fissuration est pr\u00e9judiciable, on va donc majorer la section d'armatures par 1.10 selon les r\u00e8gles BAEL91.

$$A_b = A_a \cdot 1.1 = 5.94 \times 1.1 = 6.53 \text{ cm}^2$$

On adopte comme ferrailage final :

$$A_a = A_b = 7\text{HA}12 = 7.91 \text{ cm}^2$$

- **Longueur des barres et leurs modes d'ancrage**

Pour d\u00e9terminer la longueur des barres et leur mode d'ancrage, on calcule la longueur de

$$\text{scellement : } l_s = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_c}{0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}} = \frac{\phi \cdot f_c}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\psi_s = 1.6 \quad \dots \text{ Barres HA}$$

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$l_s = \frac{1.2}{4} \cdot \frac{400}{0.6 \cdot 1.6^2 \cdot 2.1} = 37.20 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4} \Rightarrow \frac{150}{8} \leq l_s \leq \frac{150}{4} \Rightarrow 18.75 \leq l_s \leq 37.5 \text{ cm} \quad \dots \text{C.V}$$

Finalement, les barres doivent \u00eatre prolong\u00e9es jusqu'aux extr\u00e9mit\u00e9s de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets

Remarque : le ferrailage est repr\u00e9sent\u00e9 dans l'annexe

V.2 Longrine :

V.2.1 Introduction :

Les longrines sont des poutres de chaînage reposants sur le sol, elles situées juste au dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis entre les poteaux de même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

V.2.2 Prédimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie (S2), les dimensions minimales de la section transversal des longrines sont (25x30) cm selon R.P.A 99/V2003(Art10.1.1).

On adopte : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

V.2.3 Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force « F » égale

$$\text{à : } F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : Coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas : $\alpha = 15$ (Zone IIa ; Site S2) R.P.A 99/V2003 (Art10.1.1 tableau 10.1)

V.2.4 Ferrailage :

a. Etat limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par :

$$A_u \geq \frac{F}{\sigma_s}$$

Exemple

On a : $N_u = 675.17 \text{ KN}$ (Descente des charges).

$$F = \frac{675.17}{15} = 45.01 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } A_u \geq \frac{45.17 \cdot 10^{-3}}{347.826} = 1.29 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = 1.29 \text{ cm}^2$

• Condition de non fragilité

$$A \geq \frac{B \cdot f_{tj}}{f_c} = \frac{30.35 \times 2.1}{400} = 5.513 \text{ cm}^2$$

b. Etat limite de service :

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \inf \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\} \approx 202 \text{ MPa}$$

Avec :

$$N_{\text{ser}} = 427.82 \text{ KN}$$

$$A_{\text{ser}} \geq \frac{427.82 \times 10^{-3}}{15.202} = 1.58 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale donnée par le R.P.A 99**

$$A_r \geq 0,6\%_0 B = 0.006 \times 35.30 = 6.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A = \max \{ A_u; A_s; A_r \} = 6.30 \text{ cm}^2 = 6T12$$

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

- **Espacement**

$$S_t \leq \min \{ 20 \text{ cm}; 15 \phi_l \} = \{ 20 \text{ cm}; 18 \} ;$$

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

Remarque : le ferrailage est représenté dans l'annexe

Conclusion général

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

L'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la pratique qui induit des problèmes qu'il faudra gérer sur place, donc avoir les bons réflexes pour pouvoir réagir en toutes situations d'urgence. Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduits à se documenter, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons SAP2000 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet. Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

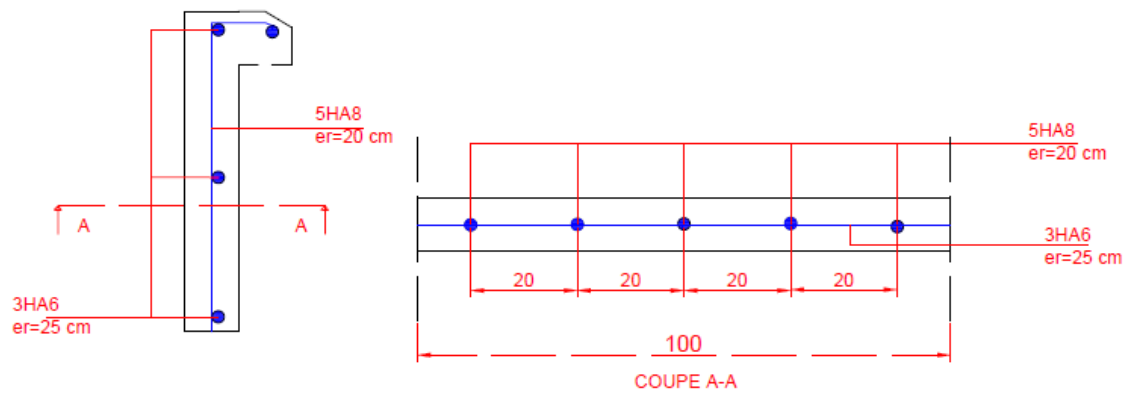
Bibliographies

1. Règle parasismique algérienne RPA99version .2003
2. Règles de calcul de Béton Armé aux Etats Limite. BAEL 91 modifié 99
3. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93
4. Document technique règlementaire (DTR B. C .2.2).
5. H. Renaud, J. Lamirault. "*BETON ARME - Guide de calcul*". Les éditions Foucher, France (1993)
6. J. Perchat, J. Roux. "*Pratique de BAEL 91 (Cours avec exercice corrigés)*". 2^{ème} Edition. Edition Eyrolles, France (1998)
7. J. Perchat, J. Roux. "*Maîtrise du BAEL 91 et des DTU associés*". Edition / Eyrolles , France (1997)
8. K. M. Bourouba. "*Etude d'un Bâtiment (R+4) à usage d'habitation contreventé par portiques auto stables implanté en zone sismique IIa*". Université Kasdi Merbah. Ouargla (2008)
9. Ouafa. "*Etude d'un Bâtiment (R+3) à usage d'habitation contreventé par portiques auto stables implanté en zone sismique I*". Université Kasdi Merbah. Ouargla (2017)
10. G. Bachir, B. Ala eddine. "*Etude d'un ouvrage (R+4) à usage d'habitation avec contreventement mixte (voiles-portiques)*". Université Abdelhafid Boussouf. Mila (2022)

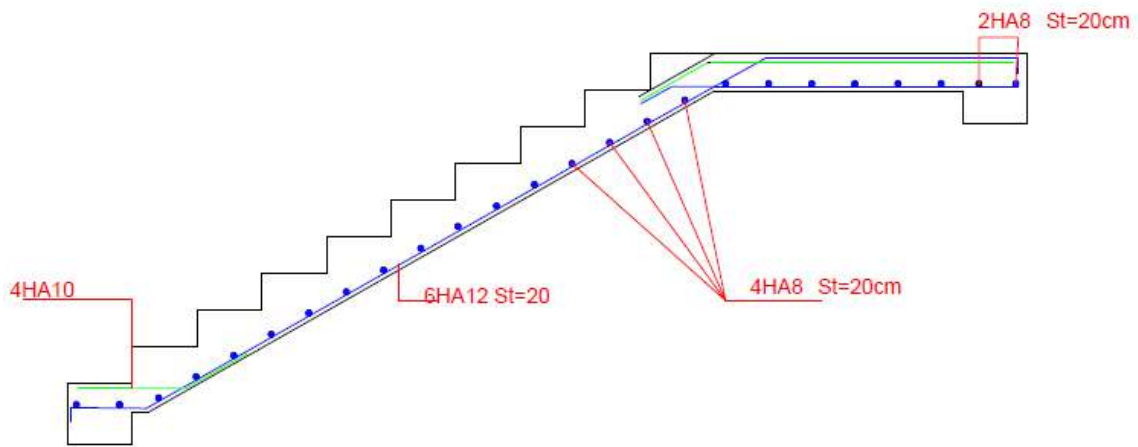
Logiciels utilises :

1. AutoCAD 2021 (Dessin et conception)
2. RDM6 (Calcul des sollicitation)
3. SAP2000 V14 (modélisation en 3D de la structure)
4. SOCOTEC (Calcul du ferrailage et vérification)
5. Microsoft Office Word 2021 (Traitement du texte)

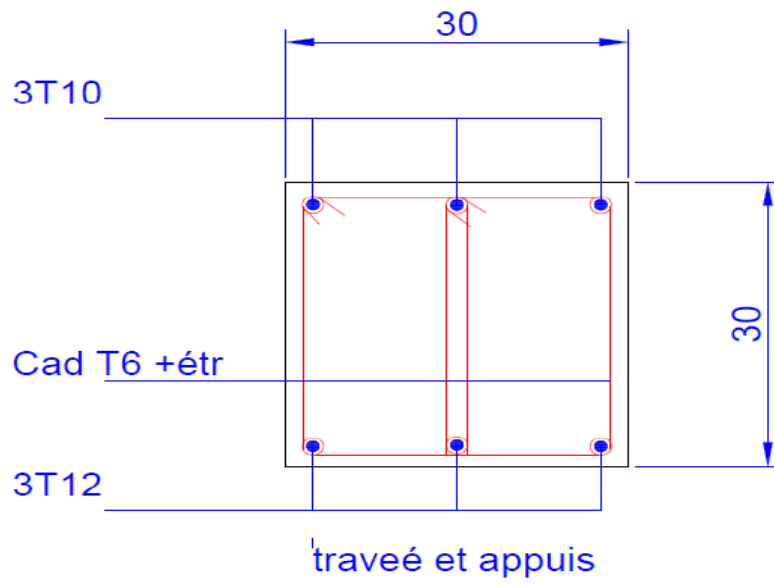
Annexe



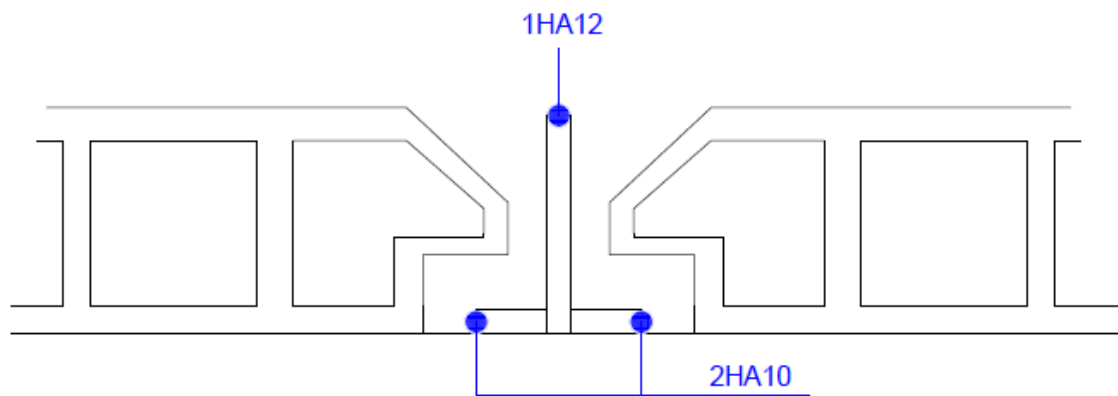
Annexe 01 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.



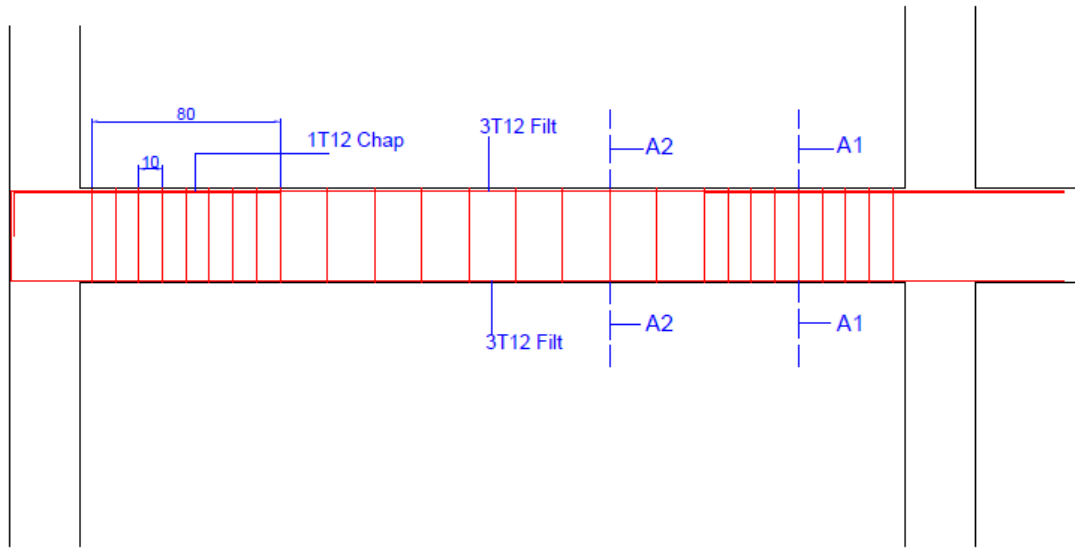
Annexe 02: Schéma Ferrailage des escaliers.



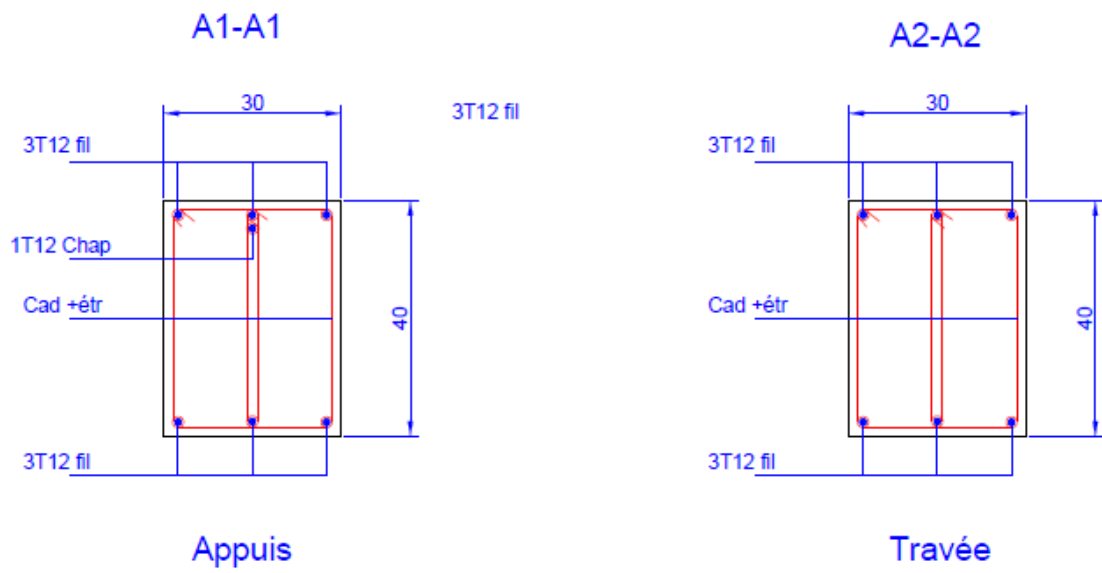
Annexe 03: Schéma de ferrailage de la poutre palière.



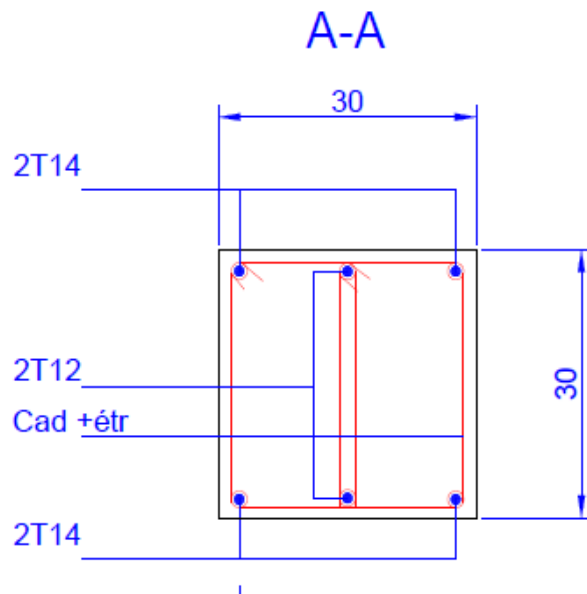
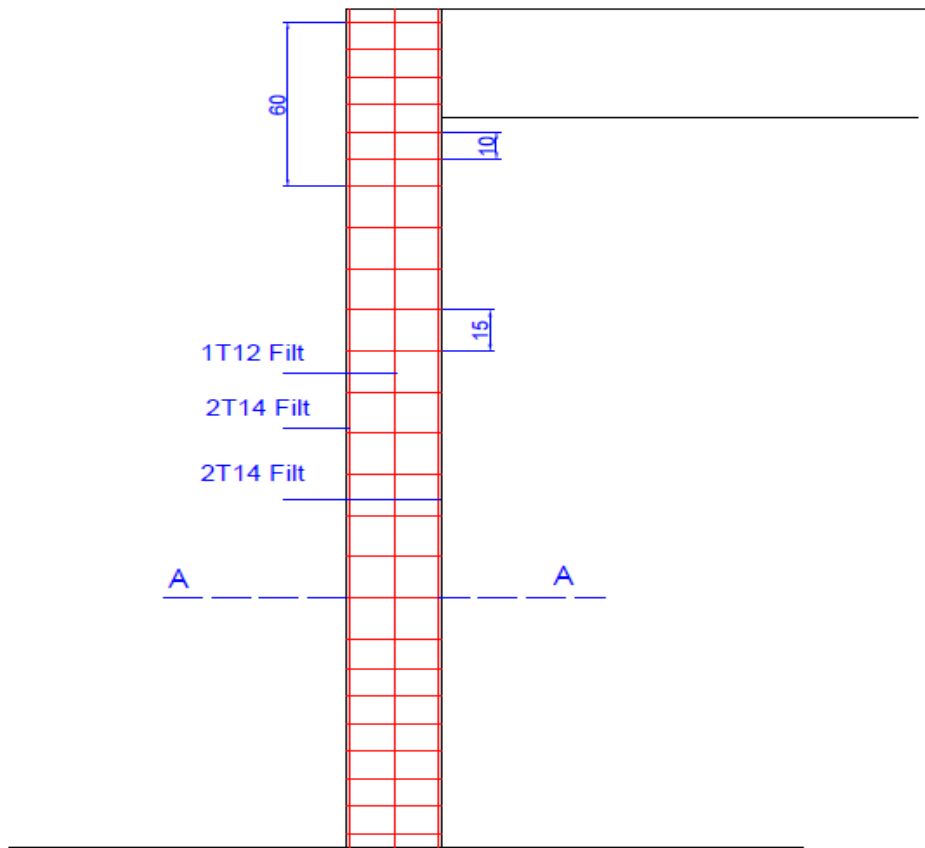
Annexe 04: Schéma de ferrailage des poutrelles.



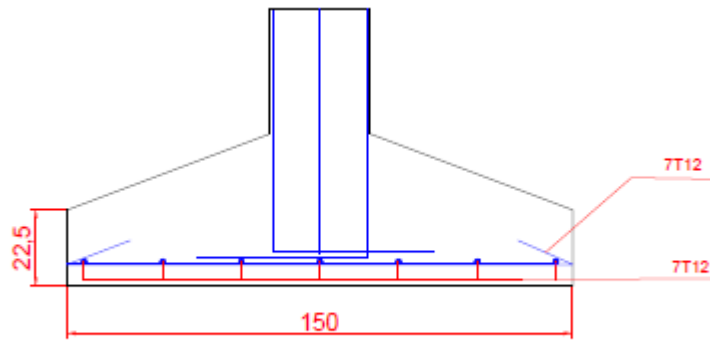
Annexe 05: Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires du RDC et des étages coupe (A-A).



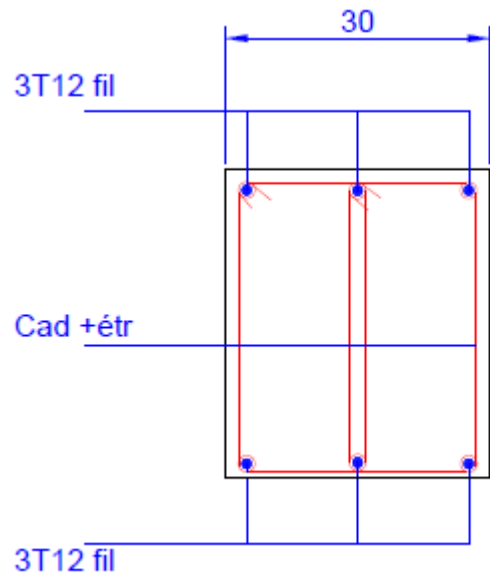
Annexe 06 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires du RDC et des étages.



Annexe 07 : Schéma de ferrailage de poteaux.



Annexe 08 : Schéma de ferrailage de la semelle.



Annexe 09 : Schéma de ferrailage de longrine.