



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique



Université Amar Thelidji- Laghouat

**FACULTE : GENIE CIVIL ET ARCHITECTURE
DEPARTEMENT : GENIE CIVIL**

MEMOIRE DE LICENCE (MCIL)

Présenté par :

Bakhadir Cheima Kadi Hasnia

DOMAINE : Sciences et Technologies

FILIERE : Génie Civil

OPTION : Constructions Civiles et Environnement

Thème

Etude d'une structure en béton armé (R+2) pour une habitation à Adrar

Soutenu le :

Jury de soutenance :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mr. BELMECHERI	MAA	Président
Mr. GOTEICHA	MAA	Examineur
Mr. HADJ AISSA	MCV	Encadreur

Année Universitaire 2023-2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

شكر وتقدير

قال تعالى : وَلَقَدْ آتَيْنَا لُقْمَانَ الْحِكْمَةَ أَنِ اشْكُرْ لِلَّهِ وَمَن يَشْكُرْ فَإِنَّمَا يَشْكُرُ
لِنَفْسِهِ وَمَن كَفَرَ فَإِنَّ اللَّهَ غَنِيٌّ حَمِيدٌ { لقمان : 12 }

وقال رسوله الكريم: " من لم يشكر الناس لم يشكر الله عز وجل "

نحمد الله سبحانه وتعالى الذي منا علينا بنعمة العقل والدين أولا وأخرا حيث قال في
حكم تنزيله { فَأَذْكُرُونِي أَذْكُرْكُمْ وَاشْكُرُوا لِي وَلَا تَكْفُرُونِ }، ثم تتسابق
الكلمات وتتزاحم العبارات لأتقدم بجزيل الشكر للأساتذة الأفاضل المخلصين
الذين لم يخلوا علينا بأي جهد في مساعدتنا في مجال البحث العلمي الأستاذ
مراح أحمد و الأستاذ بن قيط عمار، ولهم مني خالص وأسمى باقات التقدير وجزآهم
الله كل خير عني وعن جميع الطلاب، ولا أنسى أن لكل شكر قصيدة، ولكل
مقام مقال فجزيل الشكر والثناء للأستاذ الحاج عيسى ياسين صاحب الفضل في
توجيهنا ومساعدتنا في تجميع المادة البحثية طوال فترة الدراسة، وأخيرا أشكر
جنود الخفاء من إداريين وعمال فلکم صدق المعاني التابعة ملء الأرض حبا
وكرامة.

الإهداء

ألف الصلاة والسلام عليك يا سيدي يا رسول الله

باسم خالق العلم والنجاح نبداً

بسم الله الرحمن الرحيم

"رَبَّنَا عَلَيْكَ تَوَكَّلْنَا وَإِلَيْكَ أَنَبْنَا وَإِلَيْكَ الْمَصِيرُ" "الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي بِنِعْمَتِهِ تَتِمَّ الصَّالِحَاتُ"

أهدي تخرجي إلى المرأة العظيمة التي تستقبلني بابتسامة وشوق و تودعني بدعوة من
عمق قلبها أُمي الغالية أسأل الله أن يحفظها لي ويرزقها الصحة والعافية ،إلى سر
نجاحي من علمني كيف أواجه الحياة والذي فسد خطاه يا الله وبارك فيه ،إلى كبير
المقام ذو السيرة العطرة من كان سند لي طوال فترة دراستي بلا كلل نبراسي
وقدوتي به رفعت رأسي عالياً افتخاراً به جدي أطال الله بعمره ورحمك في الدنيا
قبل الآخرة، ولا أنسى مصدر سعادتي إخواني وأخواتي سندي وعضدي ومشاطري
أفراحي وأحزاني أنار الله دربهم وأسعدهم من واسع رحمته وإلى كل من يحبني بصدق
وإخلاص.

شيماء

الإهداء

الحمد لله حبا وشكرا وامتنانا على البدئ والختام " واجر دعواهم ان الحمد لله رب العالمين "
بعد مشقة دامت ثلاث سنوات في سبيل العلم والعلم حملت في طياتها امنيات الليالي، وأصبح
عنائي لليوم قرّة. ها انا اليوم اقف على عتبة تخرجني اقطف ثمار تعبي وارفع قبعتي بكل فخر
فاللهم لك الحمد قبل ان ترضى ولك الحمد اذا رضيت ولك الحمد بعد الرضا لأنك وفقتني في
إتمام هذا النجاح وتحقيق الحلم

وبكل حب اهد ثمرة تخرجني

الى من دعمني بلا حدود واعطاني بلا مقابل وعلمني ان الدنيا كفاح وسلاحها العلم والمعرفة
داعمي الأول في مسيرتي وسندي وقوتي بعد الله فخري واعتزازي

والدي العزيز

الى من جعل الله الجنة تحت اقدامها واحتضني قلبها قبل يدها وسهلت لي الشدائد بدعائها الى
القلب الخنون والشمعة التي كانت لي في الليالي المظلمات سر قوتي ونجاحي

جنتي والدّة

الى الروح الغالية التي فارقني يوما واحزني فراقها فاللهم انر قبرها بنورك ولا تحرمها
رحمتك وجنتك

جدتي الغالية

الى كل من ساندني بكل حب وزرع الثقة والاسرار بداخلي كتف الذي استند عليه دائما

اخوتي

الى من جمعني بهم الصدفة وكانوا موضع الاتكاء

أصدقاء العمر وعائلتي

والى كل من ذكرهم القلب ولم يذكرهم القلم

المخلص

يتعلق مشروع الدراسات النهائية بتصميم مسكن مكون من ثلاثة طوابق (طابق أرضي وطابقين علويين)، يقع في منطقة أدرار، وهي منطقة مصنفة كمنطقة زلزالية مهمة وفقاً لقواعد الزلازل الجزائرية RPA99 إصدار 2003. سوف يكون الهيكل الحامل لهذا المبنى مصنوعاً من الخرسانة المسلحة، باستخدام نظام الاستقرار الذاتي للأعمدة والعوارض.

في البداية، تم إجراء تحديد الأبعاد المسبقة للهيكل وأوصاف الأحمال يدوياً، وفقاً لمتطلبات BAEL 91 المعدلة 99، و RPA99 إصدار 2003 و DTR. ثم تم تحديد الأحمال باستخدام برنامج التحليل الهيكلي للروبوت، بناءً على نمذجة الهيكل.

استُخدمت النتائج التي تم الحصول عليها من هذه النمذجة لتحديد التسليح المطلوب للعناصر الرئيسية والثانوية. أخيراً، تم إنتاج مخططات التسليح باستخدام برنامج AutoCAD، مما يوفر تصوراً دقيقاً للتقوية في العناصر الإنشائية.

الكلمات المفتاحية: تحديد الأبعاد المسبقة؛ أوصاف الأحمال؛ التسليح؛ الخرسانة المسلحة

Résumé

Le projet de fin d'études porte sur l'étude d'une habitation à trois niveaux (rez-de-chaussée et deux étages), située à ADRAR, une région classée en zone sismique négligeable selon les règles parasismiques algériennes (RPA99 version 2003). La structure porteuse de ce bâtiment sera en béton armé, utilisant un système auto-stable de poteaux et de poutres.

Dans un premier temps, le prédimensionnement de la structure et les descentes de charges ont été réalisés manuellement, conformément aux prescriptions des règlements BAEL 91 révisé 99, RPA99 version 2003 et DTR. Ensuite, les sollicitations ont été déterminées à l'aide du logiciel Robot Structural Analysais, basé sur la modélisation de la structure.

Les résultats obtenus par cette modélisation ont permis de déterminer le ferrailage nécessaire pour les éléments principaux et secondaires. Enfin, les plans de ferrailage ont été réalisés à l'aide du logiciel AutoCAD, offrant une visualisation précise du ferrailage dans les éléments structuraux.

Mots-clés : Prédimensionnement ; Descentes de charges ; Ferrailage ; Béton armé

Abstract

The end-of-studies project concerns the design of a three-storey dwelling (ground floor and two upper floors), located in ADRAR, a region classified as a negligible seismic zone according to the Algerian parasismic rules (RPA99 version 2003). The load-bearing structure of this building will be made of reinforced concrete, using a self-stabilising system of columns and beams.

Initially, the pre-dimensioning of the structure and the load descriptions were carried out manually, in accordance with the requirements of BAEL 91 revised 99, RPA99 version 2003 and DTR. The loads were then determined using Robot Structural Analysis software, based on modelling of the structure.

The results obtained from this modelling were used to determine the reinforcement required for the main and secondary elements. Finally, the reinforcement plans were produced using AutoCAD software, providing a precise visualisation of the reinforcement in the structural elements.

Key words: Pre-dimensioning; Load descriptions; Reinforcement; Reinforced concrete

Liste de figures

Chapitre01: présentation de l'ouvrage et matériaux utilise		
Figure 1.1	Diagramme de contraintes – déformations de béton à l'ELU	9
Chapitre02:Dimensionnement et calcul de ferrailage des éléments principaux		
Figure 2.1:	Les poteaux plus sollicités	15
Figure 2.2:	Plancher terrasse.	19
Figure 2.3:	Plancher des étages courants.	20
Figure 2.4:	plancher en dalle pleine.	20
Figure 2.5:	Les moments à ELU.	21
Figure 2.6:	Les moments à ELS.	22
Figure 2.7:	Les efforts tranchants à ELU.	24
Figure 2.8:	Les efforts normaux à ELU.	25
Figure 2.9:	Les moments à ELU.	25
Figure2.10:	Les efforts tranchants à ELU.	29
Figure2.11:	Semelle isolée.	30
Figure2.12:	Plan des fondations.	32
Chapitre03 : Dimensionnement et calcul des ferrailages pour les éléments secondaires		
Figure3.1:	Les poutrelles	34
Figure3.2:	Moments à ELU	35
Figure3.3:	Les moments à ELS	35
Figure3.4:	Les efforts tranchants à ELU	35
Figure3.5:	Ferraillage de poutrelle	37
Figure3.6:	Escalier	38
Figure3.7:	Ferraillage de l'acrotère	43
Figure3.8:	Ferraillage du balcon	46

Notations et symboles

A, As	Aire d'une section d'acier.
At	Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.
B	Aire d'une section de béton
D	Diamètre

E	Module d'élasticité longitudinal.
E_b	Module de déformation longitudinal béton.
E_i	Module de déformation instantanée
E_{vj}	Pour a l'âge de j jours.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
E_v	Module de déformation différé
M_u	Moment a' l'état limite ultime.
M_{ser}	Moment de calcul a' l'état limite de service.
N	effort normal.
Q	action ou charge variable.
S	Section
T	effort tranchant.
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours
f_{tj}	Résistance caractéristique à la traction du l'âge de j jours
d	Hauteur utile.
h_t	hauteur totale du plancher.
h_{dc}	hauteur de la dalle de compression.
L_x	Longueur maximale entre axes
A'	Section d'armature comprimées
A	section armature tendue
E	excentricité d'une résultante ou d'un effort par apport au centre de gravité de la section.
S	espacement des armatures en général.
S_t	Espacement des armatures transversales.
f_e	Limite d'élasticité de l'acier. Nomenclatures Grecques :
γ_b	Coefficient de sécurité du béton.
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier.
α	Angle en général, aussi coefficient
ε_{bc}	Raccourcissement relatif du béton.
ε_s	Déformation de l'acier.
η	Coefficient de fissuration relative à une armature.
ν	Coefficient de poisson.
ρ	Rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.
σ	Contrainte normale général.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.
σ_s	Contrainte de traction dans l'acier.
τ_{adm}	Contrainte tangentielle admissible

SOMMAIR

Introduction générale	1
Chapitre 01: présentation de l'ouvrage et matériaux utilisé.....	2
Introduction.....	3
1.Description de l'ouvrage	3
2. Description de l'ossature.....	5
3.Construction des planchers	5
4. Conception des escaliers.....	5
5. Maçonnerie	6
6.Revêtements	6
7.Normes et Réglementations :	6
8.Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux utilisés :	7
8.1.Béton :	8
8.2.Acier :	10
9.Sollicitation de calcul	11
9.1.Généralité :	11
9.2.Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes de résistance :	12

Chapitre 02

Dimensionnement et calcul de ferrailage des éléments principaux

Introduction	14
1.Pré-dimensionnement des éléments principaux :.....	14
1.1 Poutre :	14
1.2Planchers :	15
1.3Les Poteaux :	15
1.4Descente de charge :	18
2.Calcul du ferrailage des éléments principaux :	21
2.1 Poutres principales (flexion simple) :	21
2.2Calcul du ferrailage d'un poteau :	25
2.3Les fondations :	30

Chapitre III:

Dimensionnement et calcul des ferrailages pour les éléments secondaires

1-Dimensionnement des poutrelles.....	34
2.Escalier.....	37

3.Acrotère	41
4-Balcon :.....	43
Conclusion générale.....	47
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE :	48
Annexes.....	49

Introduction générale

Introduction générale

Le présent mémoire se consacre à l'étude approfondie du dimensionnement et du calcul des ferraillements pour des éléments structuraux principaux et secondaires dans le domaine de la construction. Cette recherche s'inscrit dans le cadre de la conception et de la réalisation d'ouvrages en béton armé, où la robustesse et la durabilité sont des impératifs majeurs.

Dans le premier chapitre, nous procéderons à la présentation détaillée de l'ouvrage ainsi que des matériaux utilisés dans le processus de dimensionnement et de calcul des ferraillements. Cette section posera les bases nécessaires à la compréhension des chapitres suivants, en mettant en lumière les principes fondamentaux de la conception structurale et les normes applicables.

Le deuxième chapitre sera dédié au dimensionnement et au calcul des ferraillements pour les éléments structuraux principaux. Nous explorerons les méthodes et les outils utilisés pour déterminer les charges, analyser les contraintes et concevoir des solutions efficaces, en mettant l'accent sur les éléments tels que les poutres, les dalles, les poteaux et les fondations.

Dans le troisième chapitre, nous aborderons spécifiquement le dimensionnement et le calcul des ferraillements pour les éléments structuraux secondaires. Nous examinerons les particularités et les exigences propres à ces éléments, tels que les escaliers et l'acrotère, en mettant en évidence les considérations spécifiques qui guident leur conception.

En résumé, ce mémoire vise à fournir une analyse approfondie et pratique du dimensionnement et du calcul des ferraillements pour des éléments structuraux variés, afin d'offrir des solutions fiables et durables pour la réalisation d'ouvrages en béton armé.

Chapiter01:
**présentation de
l'ouvrage et
matériaux utilisé**

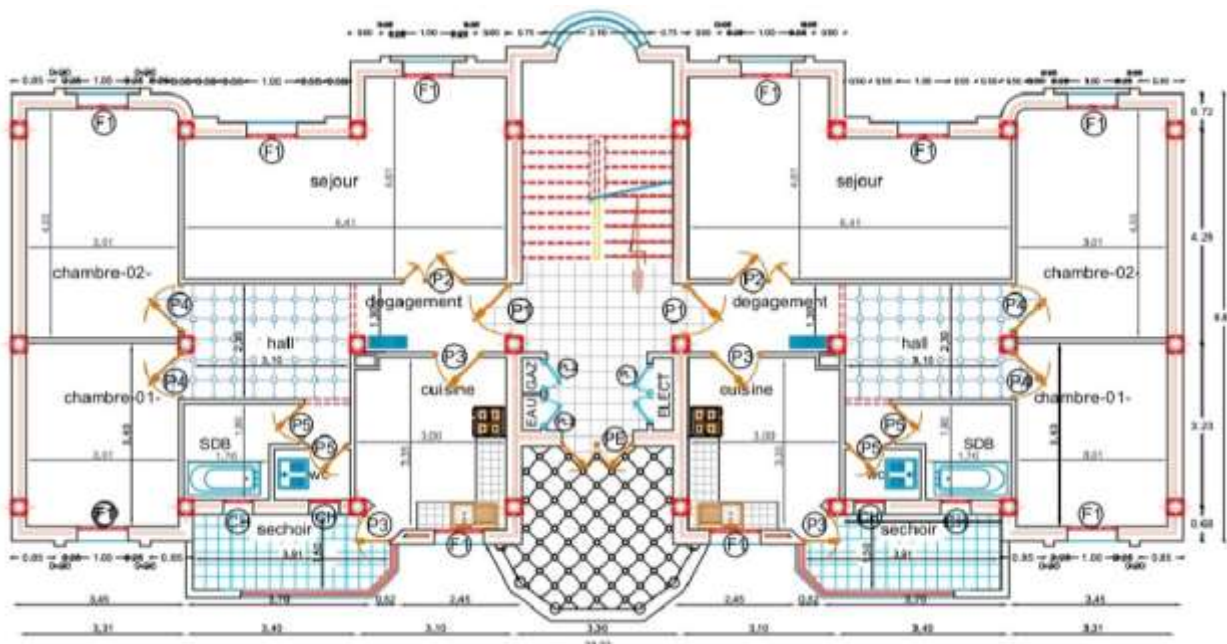
Chapitre I : présentation de l'ouvrage et matériaux utilisé

Introduction

Les constructions résidentielles sont considérées comme une partie essentielle de l'infrastructure des agglomérations, fournissant un abri et du confort aux habitants selon les normes (RPA 99-V2003 ; BAEL 91 et CBA 93). A travers notre étude d'un bâtiment résidentiel en béton armé composé d'un rez-de-chaussée et de deux étages(R+2).

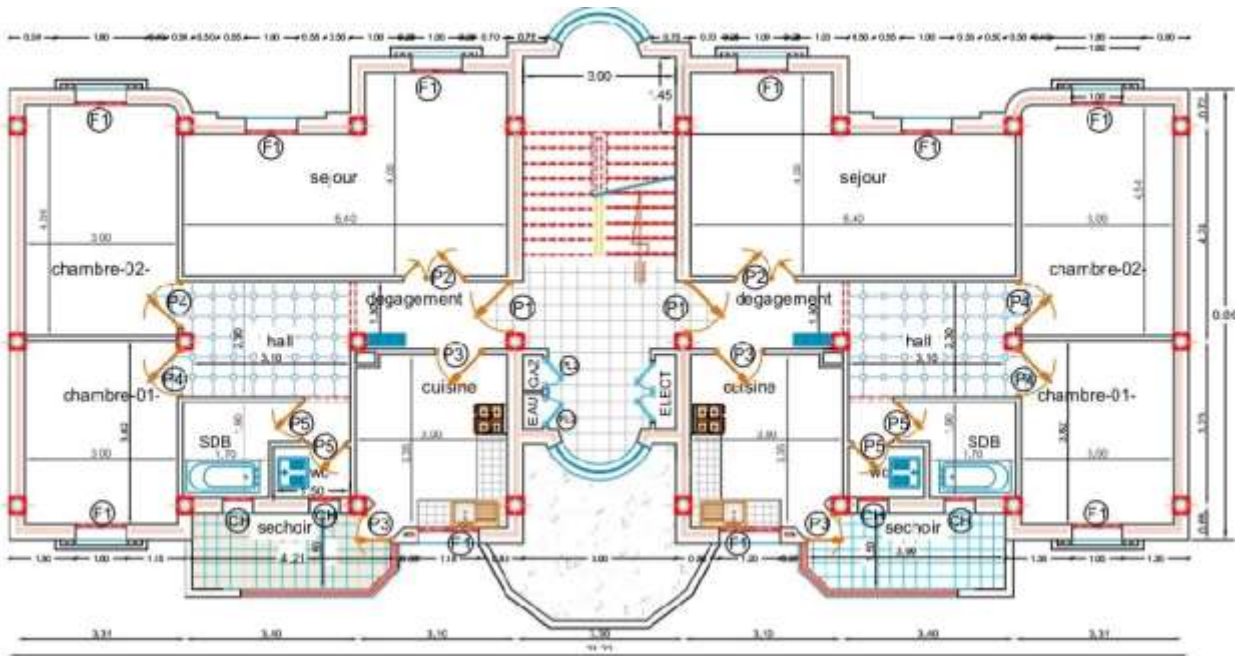
1.Description de l'ouvrage :

- Ce projet sera exécuté dans la wilaya de **Adrar** qui est classée selon les Règles Parasismiques Algériennes (**RPA 99 v 2003**) en zone **0**.
- Le bâtiment en forme barre, comporte un RDC et 2 étages.
- Les éléments constructifs de ladite structure sont constitués de : Portique supportant les charges verticales.

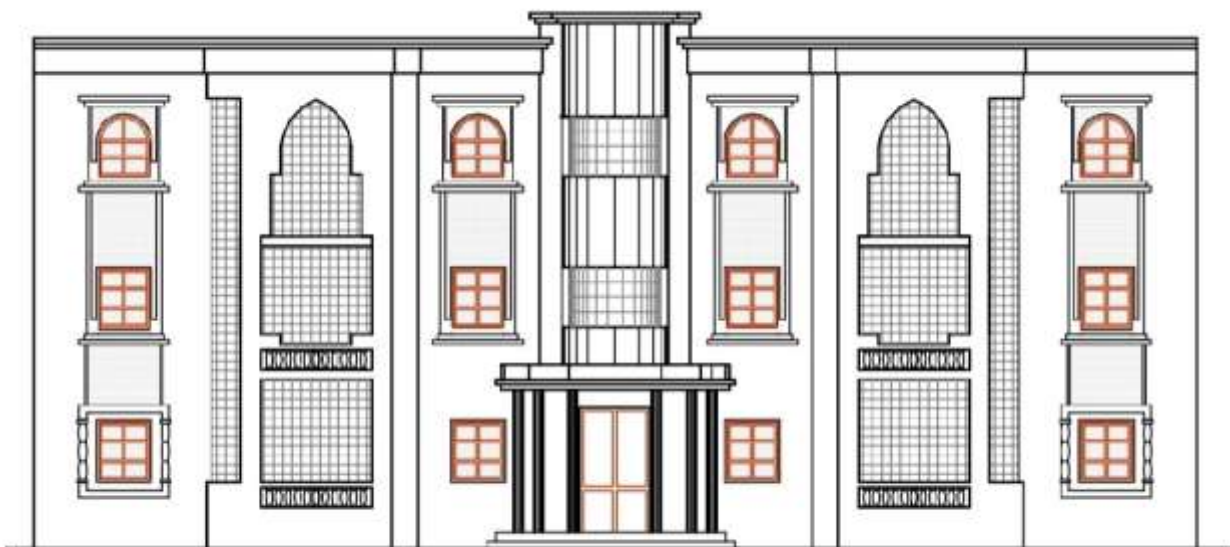


Plan RDC (S= 206.19m²)

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et matériaux utilisé



Plan Etages 1&2 (S= 206.19m²)



Façade principale

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et matériaux utilisé

•Dimensions en élévation :

Hauteur RDC	3,06 m
Hauteur 1et2étage	3,06 m
Hauteur total	9,18+0,6 =9,87 m

•Dimensions en plan :

La largeur totale du bâtiment	8,87m
La longueur totale du bâtiment	23,22m

2. Description de l'ossature

L'ossature auto-stable (poteaux-poutre) est un système de construction couramment utilisé pour les bâtiments de plusieurs étages, les maisons individuelles et les structures commerciales. Elle se compose d'un réseau de poutres horizontales et de poteaux verticaux qui supportent les charges du bâtiment, telles que le poids du toit, des murs, des planchers et des occupants.

3.Construction des planchers

La construction des planchers est une étape importante dans le processus de construction d'un bâtiment. Elle consiste à réaliser des structures horizontales qui séparent les différents niveaux d'un bâtiment et supportent les charges imposées par les occupants, le mobilier, et les équipements. Les planchers doivent également assurer une isolation thermique et acoustique efficace. Voici les deux types de plancher qui peut utiliser dans ce contexte :

Plancher à corps creux : Ce type de plancher est constitué de blocs creux en béton ou en terre cuite, disposés entre des poutrelles en béton armé ou en acier. Les vides laissés par les blocs creux réduisent le poids total du plancher tout en conservant une bonne résistance mécanique.

Dalle pleine : Une dalle pleine est une plaque de béton armé coulé en place, Offrant une grande robustesse et une excellente isolation acoustique. Elle est utilisée lorsque des charges importantes doivent être supportées ou lorsque des exigences particulières de rigidité doivent être respectées.

4. Conception des escaliers

La conception des escaliers est une étape essentielle dans la construction d'un bâtiment, car elle assure la circulation verticale entre les différents étages. Les escaliers doivent être conçus de manière à être fonctionnels, sûrs et conformes aux normes de construction. Voici une description du type d'escalier utilisé dans ce contexte

Escalier composé de deux volées et un palier de repos :

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et matériaux utilisé

- **Volées** : Ce terme désigne les parties inclinées de l'escalier. Dans ce type d'escalier, il y a deux volées distinctes, chacune comprenant une série de marches. Les volées permettent de monter d'un niveau à un autre.
- **Palier de repos** : Il s'agit d'une plateforme horizontale située entre les deux volées. Le palier de repos offre un espace pour se reposer et facilite la circulation, notamment en réduisant l'effort nécessaire pour monter ou descendre une longue série de marches d'un seul coup.

5. Maçonnerie :

La maçonnerie est réalisée en briques creuses : Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur. Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

6.Revêtements :

Le revêtement du est constitué par :

- ✚ Revêtement murale en carreaux de faïence pour : salles d'eaux
- ✚ Revêtement de sol en carreaux de dalle de sol épaisseur 2 cm pour : chambres, hall, salle d'eaux et cuisine
- ✚ Revêtement des escaliers en marbre
- ✚ Mortier de ciment pour crépissage des façades extérieures
- ✚ Mortier de plâtre pour crépissage des façades intérieures

7.Normes et Réglementations :

BAEL91 (Béton Armé aux Etats Limites de 1991) : Le BAEL91 est un règlement de conception et de calcul des structures en béton armé en France, largement utilisé comme référence en Algérie. Il fixe les critères de dimensionnement pour assurer la sécurité et la durabilité des constructions en béton armé, en se basant sur des états limites de résistance et de service.

- **CBA93 (Code de Béton Armé de 1993)** : Le CBA93 est une norme algérienne spécifique pour les structures en béton armé. Elle complète et adapte les règles du BAEL91 aux spécificités locales et aux particularités des constructions en Algérie. Ces normes sont cruciales pour traiter des cas particuliers et marginaux qui peuvent survenir dans la conception des structures en béton armé.
- **RPA99 Version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes 1999, révisées en 2003)** : Le RPA99 V2003 est un ensemble de réglementations définissant les exigences et les critères pour la conception et la construction de bâtiments résistant aux séismes en Algérie. Cette norme vise à garantir la sécurité des structures et des occupants en cas de tremblements de

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et matériaux utilisé

terre, en établissant des règles de calcul, de conception, et de construction spécifique aux risques sismiques de la région.

- **DTR B.C2.2 (Document Technique Réglementaire B.C2.2)** : Le DTR B.C2.2 est une norme algérienne qui définit les charges permanentes (charges statiques constantes comme le poids propre des matériaux de construction) et les charges d'exploitation (charges variables comme le mobilier, les occupants, et l'équipement) à considérer dans le dimensionnement des structures. Ce document est essentiel pour assurer la sécurité et la fiabilité des constructions en tenant compte des différentes charges que les structures doivent supporter tout au long de leur vie.

La théorie des états limites :

Les deux catégories d'états limites sont généralement définies comme suit :

États Limites Ultimes (ELU) : Ces états limites concernent la sécurité de la structure et sont associés à la résistance ultime des matériaux. L'objectif est de s'assurer que la structure ne subira pas de rupture ou de défaillance catastrophique sous l'effet des charges prévues ou imprévues, telles que les charges de vent, de neige, etc. Les calculs sont basés sur des critères de résistance des matériaux et des éléments structuraux afin de garantir que la structure peut supporter ces charges sans atteindre un état de défaillance.

États Limites de Service (ELS) : Ces états limites sont liés à la performance et à l'utilisation prévue de la structure pendant sa durée de vie. Ils prennent en compte des critères tels que la déformation, la fissuration, les vibrations excessives, etc., qui pourraient compromettre la fonctionnalité ou le confort de la structure sans nécessairement entraîner une défaillance structurelle. L'objectif est de garantir que la structure reste fonctionnelle et confortable pour ses utilisateurs dans des conditions normales d'utilisation.

En se basant sur la théorie des états limites, les ingénieurs cherchent à évaluer et à garantir que la structure est conçue et construite de manière à respecter ces deux types d'états limites, assurant ainsi à la fois la sécurité et la durabilité de la construction.

• Contrainte admissible du sol :

$$\sigma_s = 2bars.$$

8.Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux utilisés :

Les propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront en accord avec les normes techniques de conception et de calcul des structures en béton armé

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et matériaux utilisés

8.1.Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants. Il en résulte du durcissement de ce mélange un matériau offrant des résistances importantes.

a) **Ciment** : Le béton utilisé est un béton courant dosé à 350 kg/m³ à base de ciment CEMII42.5.

b) **Granulats** : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 5$) mm
- Gravier de dimension ($8 \leq D_g \leq 15$) mm

c) **Eau de gâchage** : L'eau met en réaction le ciment provoquant ainsi le processus de l'hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

Pour 1m³ de béton, il faut : -350 kg de ciment -850 kg de Sable -1050 kg de gravier -175 L d'eau

• Résistance du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge. Elle est mesurée en écrasant par compression axiale des éprouvettes de 20cm² de section et une hauteur h=32cm.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

On donne : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

Pour : $j < 28$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \rightarrow \text{Si : } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.4 + 0.95 \times j} \rightarrow \text{Si : } f_{c28} > 40 \text{ Mpa.}$$

Pour : $j > 28$: On a $f_{cj} = f_{c28}$

• Résistance du béton à la traction :

Elle est représentée par f_{t28} , elle peut être déterminée par plusieurs essais :

- Traction directe.
- Traction par flexion.

La résistance à la traction du béton à « j » jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} (\text{Mpa}).$$

Donc, on a : $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

a) Les contraintes limites :

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et matériaux utilisé

➤ ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ (Mpa)}$$

θ : est une fonction de la durée.

$\gamma_b = 1.5$ en situation durable.

$\theta = 1$ si la durée de la charge $> 24h$.

Pour ça : $f_{bu} = 14.166$ Mpa.

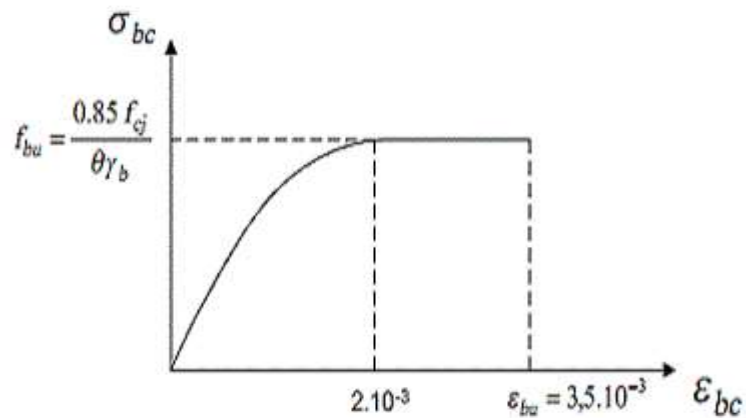


Figure.1 : diagramme de contraintes – déformations de béton à l'ELU

• ELS :

Dans ce cas le diagramme contrainte déformation du béton à limite de service est donné par :

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

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par la formule suivante:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad (1)$$

Avec : v_u = l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

b_0 = largeur de la section.

d = hauteur utile de la poutre.

On vérifie par suite que :

Pour la fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ (Mpa)}, 5 \text{ Mpa} \right\}$$

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et matériaux utilisés

Pour la fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} (Mpa), 4Mpa \right\}$$

•Module de déformation longitudinale :

Il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou d'une courte durée, on distingue deux types de modules :

•Module de déformation longitudinale instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{tj} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{Dans ce cas: } E_{tj} = 32164.2 Mpa$$

•Module de déformation longitudinale différée :

Pour des charges de longue durée d'application :

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

$$\text{Pour notre cas : } f_{c28} = 25 MPA \quad \text{on a: } \begin{cases} E_{ij} = 23164.19 Mpa \\ E_{vj} = 10721.40 Mpa \end{cases}$$

•Coefficient de poisson :

Le Coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$\mu = 0 \rightarrow$ aux états limites ultimes (béton fissuré).

$\mu = 0.2 \rightarrow$ aux états limites de services (béton non fissuré).

•Retrait

Le béton subit des variations dimensionnelles spontanées tout le long de durcissement, la diminution des dimensions initiales est dite **Retrait**.

•Fluage :

Le fluage est un phénomène de déformation, sous charge indéfiniment appliquée.

8.2.Acier :

a) Les caractéristiques de l'acier utilisé sont :

- Module d'élasticité : $E = 2 \times 10^5 Mpa$.
- Limite d'élasticité selon le type.

Les aciers utilisés en béton se distinguent d'après leurs nuances selon le (BAEL 91 R 99)

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et matériaux utilisés

Tableau.1.1 : Nuancée limite d'élasticité des aciers

Type d'aciers	Désignation(nuance)	Limite d'élasticité f_e (Mpa)
Ronds lisses	FeE235	235
Barres à haute adhérence	FeE400	400

b) Les aciers qu'on utilisées sont :

- Ronds lisses FeE235 pour les armatures transversales.
- Aciers à haute adhérence « H.A » pour les armatures longitudinales.
- Treilles soudés (150×150 mm²) avec $\emptyset \leq 6\text{mm}$.

1.1.1. Les contraintes limite :

■ELU :

La contrainte de l'acier : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Le coefficient de sécurité de l'acier est :

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$ Situation durable.

■ELS :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.

Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e, 110^{110} \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$

Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = 0.8 \varepsilon$

Avec : η coefficient de fissuration :

$\eta = 1 \Rightarrow$ Pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1.6 \Rightarrow$ Pour les aciers HA

9.Sollicitation de calcul :

9.1.Généralité :

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci, que les sollicitations de calcul définies dans les sous articles qui suivent ne provoquent pas le phénomène que l'on veut éviter.

Dans ce qui suit on désigne par :

G_{max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables ;

G_{min} : l'ensemble des actions permanentes favorables ;

Q_l : une action variable dite de base ;

Q_i : les autres actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$).

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et matériaux utilisé

Les coefficients ψ_1, ψ_2, ψ_3 sont fixés par les textes en vigueur ou par les documents particuliers du marché.

9.2. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes de résistance :

Les sollicitations à considérer résultent des combinaisons d'actions ci-après dont on retient les plus défavorables.

➤ Combinaisons fondamentales :

Lors des situations durables ou transitoires il y a lieu de considérer :

$$S_D = 1.35 \times G_{max} + G_{min} + \gamma Q_l \times Q_l + \sum 1.3 \times \psi_{Q_i} \times Q_i$$

Avec :

G_{max} : L'ensemble des action permanente défavorables.

G_{min} : L'ensemble des action permanentes favorables.

Q_l : Une action variable dite de base.

Q_i : Autres actions variables dites d'accompagnement.

$\gamma_{Q_i} = 1.5$ Dans le cas général.

$\psi_{Q_i} = 0.3 \div 0.6$

Chapitre 02 :
**Dimensionnement et
calcul de ferrailage
des éléments
principaux**

Chapitre II : Dimensionnement et calcul de ferrailage des éléments principaux

Introduction :

Le pré dimensionnement de la structure est une étape initiale dans la conception d'un bâtiment ou d'une infrastructure, le pré calcul a pour but d'estimer les charges préliminaires ou les forces qui vont agir sur ce projet. Celui-ci est réalisé selon les normes et les règles en vigueur, à savoir le Calcul Béton Armé CBA 93 (BAEL 91 R 99), le Règlement Parasismique Algérien RPA 99 version 2003. Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment, à savoir :

- ✓ Les poutres.
- ✓ Les planches.
- ✓ Les poteaux.

1.Pré-dimensionnement des éléments principaux :

1.1 Poutre :

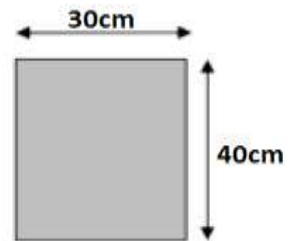
Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettant les charges aux poteaux, dont la section peut avoir différentes formes (rectangulaires, en I ou té,...). Les poutres sont dimensionnées par rapport aux conditions de flèche admissible et sont vérifiées par rapport aux prescriptions du RPA 99 Version 2003.

1.1.1 Poutre principale : $l_{max} = 4.24m$

$$\frac{424}{15} \leq h \leq \frac{424}{10} \Rightarrow 28.26 \leq h \leq 42. \Rightarrow \text{On prend : } h = 40cm$$

$$.0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 12 \leq b \leq 28 \Rightarrow \text{On prend : } b = 30cm.$$

Donc : (30 × 40)



Vérification des conditions imposées par le RPA99 :

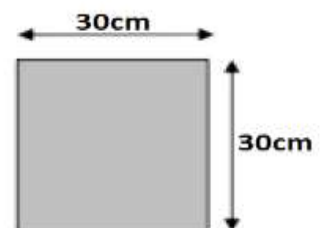
$h = 40cm \geq 30cm$	Condition vérifiée
$b = 30cm \geq 20cm$	Condition vérifiée
$h/b = 1.3cm \leq 4cm$	Condition vérifiée

1.1.2 Poutre secondaire (chainage) : $l_{max} = 3.40m$

$$\frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22.66 \leq h \leq 34 \Rightarrow \text{On prend : } h = 30cm.$$

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 12 \leq b \leq 28 \Rightarrow \text{On prend : } b = 30cm.$$

Donc: (30 × 30)



Chapitre II : Dimensionnement et calcul de ferrailage des éléments principaux

Vérification des conditions imposées par le RPA99 :

Les dimensions	Condition vérifiée
$h = 30cm \geq 30cm$	Condition vérifiée
$b = 30cm \geq 20cm$	Condition vérifiée
$h/b = 1cm \leq 4cm$	Condition vérifiée

1.2 Planchers :

Planchers à corps creux :

D'après les règles BAEL 91 : Condition d'isolation phonique : $e_p \geq 16cm$.

Condition de sécurité incendie : $e_p = 7cm \rightarrow$ Pour 1h de coupe de feu.

$e_p = 11cm \rightarrow$ Pour 2h de coupe de feu.

$e_p = 15cm \rightarrow$ Pour 3h de coupe de feu.

Condition de résistance à la flexion : $e_p \geq L_{max}/22.5$

L_{max} : La portée entre nus d'appuis des poutres principales.

Dans notre cas : $L_{max} = 3.40m \Rightarrow e_p \geq \frac{340}{22.5} \Rightarrow e_p \geq 15.11cm$

Donc on prend : $e_p = 20cm$, soit un plancher (16+4).

1.3 Les Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la capacité portante d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU (1.35G+1.5Q). Ces dimensions sont déterminées par la descente des charges du poteau le plus sollicité. D'après le CBA93, l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être égale à la valeur suivante :

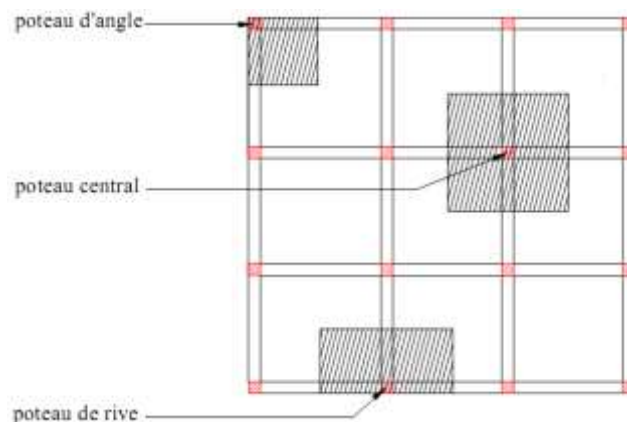


Figure2.1 : les poteaux plus sollicités

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

Avec :

B_r : Section réduite du poteau (en cm²).

Chapitre II : Dimensionnement et calcul de ferrailage des éléments principaux

$B_r = (b-2cm) \times (a-2cm) \Rightarrow$ Pour une section rectangulaire.

$B_r = (-2cm)^2 \Rightarrow$ Pour une section carrée.

A : Section d'acier comprimés prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : Résistance à la compression du béton.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$\gamma_b = 1,5$: Coefficient de sécurité du béton (cas durable).

$\gamma_s = 1,15$: Coefficient de sécurité d'acier.

α : Coefficient réducteur, fonction de l'élancement mécanique (λ) qui valeur:

$$\text{Pour: } \lambda \leq 50 \left\{ \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \frac{0.85}{\beta} \right\}; \quad \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2.$$

$$\text{Pour : } 50 < \lambda \leq 70 \left\{ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 = \frac{0.85}{\beta} \right\}; \quad \beta = \frac{0.85\lambda^2}{1500}.$$

Les valeurs de α sont à diviser par 1.10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

Il convient d'appliquer une réduction complémentaire lorsque la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours (on prend la contrainte f_{cj} au lieu de f_{c28} et le coefficient de réduction est de 1.20 au lieu de 1.10).

Tel que: $= l_f / i$

- l_f : Longueur de flambement.

D'après le **CBA93**, pour les bâtiments à étages qui sont contreventés par des voiles en béton armé, la longueur $l_f = 0,7l_0$

- l_0 : Hauteur libre du poteau.

D'après le **CBA93**, la longueur libre l_0 d'un poteau appartenant à un bâtiment à étages multiples est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du premier plancher.

i = rayon de giration, tel que : $i = \frac{\sqrt{I}}{B}$

I : Est le moment d'inertie de la section et B est l'air de la section du béton.

La section réduite du poteau est déterminé par l'expression suivante :

$$B_r \leq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9 \times \theta} + 0.85 \frac{A \times f_e}{B_r \gamma_s}}$$

Un certain nombre de choix étant libre, on peut prendre $A/B_r = 0.7\%$, soit :

$$B_r \leq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \theta \times \gamma_b} + \frac{f_e \times 0.7}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

Poteau central (B_2) :

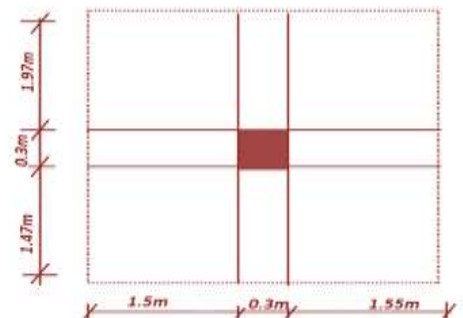
$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = (3.74 - 0.3) \times (3.35 - 0.3)$$

$$S = 3.44 \times 3.05$$

$$S = 10.49 m^2$$

$$N_U = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$



Chapitre II : Dimensionnement et calcul de ferrailage des éléments principaux

1) Détermination du N_G :

La charge permanente de la structure N_G est déterminée par la formule suivante :

$$N_G = G_{\text{niveau-terrasse}} + n \times G_{\text{niveau-courant}} + (n + 1) \times P_{\text{poteaux}}$$

Ou:

$$G_{\text{niveau-terrasse}} = G_{\text{plancher-terrasse}} \times S + (P_{\text{poutre-potreuse}} + P_{\text{poutre-non potreuse}})$$

$$G_{\text{niveau-courant}} = G_{\text{plancher-courant}} \times S + (P_{\text{poutre-potreuse}} + P_{\text{poutre-nonpotreuse}})$$

Tel que: n : Nombre de niveaux courants.
 P : Poids propre.

Tableau 2.1: Evaluation des charges

Type de planche	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)
Plancher	6.95	1
terrasse(Etanchéité type sud)		
Plancher étage courant	5.53	1.5

$$\rightarrow N_G = (6.95 \times 10.492) + (25 \times 0.3 \times 0.4 \times 3.74) + (25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.35) + (25 \times 0.3 \times 0.3 \times (3.06 - 0.4)) + 2(5.53 \times 10.492) + (25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.35) + (25 \times 0.3 \times 0.4 \times 3.74).$$

$$\rightarrow N_G = 233.46 \text{ KN}.$$

2) Détermination du N_Q :

$$\rightarrow N_Q = Q_{\text{terr}} \times S + Q_{\text{étage}} \times 0.95 \times 2 \times S$$

$$\rightarrow N_Q = (1 \times 10.49) + (1.5 \times 0.95 \times 2 \times 10.49)$$

$$\rightarrow N_Q = 40.39 \text{ KN}.$$

L'effort normal ultime N_u revenant sur le poteau le plus défavorable est donné par :

$$\rightarrow N_U = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

$$\rightarrow N_U = 375.76 \text{ KN}.$$

Selon le CBA93, l'effort N_u doit être majoré de 10% :

$$\rightarrow \hat{N}_U = 1.1 \times 375.76 = 413.33 \text{ KN}.$$

3) Déterminer B_r :

l_f	$0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$
I	$\frac{(0.3)^4}{12} = 6.75 \times 10^{-4} \text{ m}^4$
A	$0.3 \times 0.3 = 0.09 \text{ m}^2$
i	$\sqrt{\frac{6.75 \times 10^{-4}}{0.09}} = 0.0866 \text{ m}$
λ	$\frac{2.142}{0.0866} = 24.73$
α	$\frac{0.85}{\beta} = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{24.73}{35}\right)^2\right]} = 0.772$
β	$1 + 0.2 \left(\frac{24.73}{35}\right)^2 = 1.099$

Chapitre II : Dimensionnement et calcul de ferrailage des éléments principaux

La valeur de α doit être divisée par 1.10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours: $\alpha = \frac{0.772}{1.10} \rightarrow \alpha = 0.701$

$$\beta = \frac{0.85}{\alpha} = \frac{0.85}{0.701} \rightarrow \beta = 1.21 ; \quad B_r \leq \frac{N_U(MN)}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \theta \times \gamma_b} + \frac{f_e \times 0.7}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \leq \frac{375.76 \times 10^{-3}}{\left(\frac{0.743 \times 25}{0.9 \times 1 \times 1.5} + \frac{0.7 \times 0.743 \times 400}{100 \times 1.15} \right)} \Rightarrow B_r \leq 0.3757 / 15.559$$

$$B_r \leq 241.46 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{B_r} = 15.53 \text{ cm}$$

Pour une section carrée : $a = \sqrt{B_r} + 2 \rightarrow a = 17.53 \text{ cm}$

Donc : Poteau (30 × 30) pas risque de flambement.

1) Vérification vis à vis du RPA 99/Version 2003:

$\text{Min}(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone I et IIa	$\text{Min}(30; 30) \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée.
$\text{Min}(b_1; h_1) \geq 30 \text{ cm}$ en zone I et III	$\rightarrow \text{Min}(30; 30) \geq 30 \text{ cm}$	Condition vérifiée
$\text{Min}(b_1; h_1) \geq h_c/20$	$\text{Min}(30; 30) \geq 306/20 = 15.3 \text{ cm}.$	Condition vérifiée
$1/4 \leq (b_1/h_1) < 4$	$\frac{1}{4} \leq \left(\frac{30}{30} \right) = 1 \leq 4$	Condition vérifiée

1.4 Descente de charge :

La descente de charge a pour objectif d'étudier les différentes charges et surcharges dans la structure.

Les différentes charges et surcharges existantes sont :

Les charges permanentes G.

Les charges d'exploitations Q.

1.4.1 Les surcharges d'exploitation Q :

Correspondent au poids du mobilier, du matériel, à l'occupant de la bâtisse.

Bâtiment à usage d'habitation :

Terrasse inaccessible	Q=1KN/m ²
Plancher étage courant	Q=1.5KN/m ²
Balcons	Q=3.5KN/m ²
Escaliers	Q=2.5KN/m ²

1.4.2 Les charges permanentes G :

Ce sont les actions constantes ou très peu variables dans le temps.

Plancher terrasse :

Chapitre II : Dimensionnement et calcul de ferrailage des éléments principaux

a. Etanchéité multicouches:

Protection en gravillon (5cm)	$0.05 \times 10 = 0.5 \text{KN/m}^2$
Etanchéité multicouche (2cm)	0.12KN/m^2
Protection de l'étanchéité par papier kraft	0.5KN/m^2
Forme de pente	$0.10 \times 22 = 2.20 \text{KN/m}^2$
Isolation thermique (lige)	0.20KN/m^2
Filme par vapeur	0.05KN/m^2
Filme poly âne	0.05KN/m^2
Dalle en corps creux (16+4)	2.85KN/m^2
Enduit en plâtre (2cm)	0.24KN/m^2
	$G = 6.95 \text{KN/m}^2$



Figure 2.2: Plancher terrasse.

Plancher étages :

a). Plancher en corps creux :

Carrelage (2cm)	$0.02 \times 22 = 0.44 \text{KN/m}^2$
Mortier de pose (2cm)	$0.02 \times 20 = 0.40 \text{KN/m}^2$
Lit de sable (5cm)	$0.05 \times 15 = 0.75 \text{KN/m}^2$
Cloison légère	0.75KN/m^2
Isolation phonique	0.10KN/m^2
Plancher (16+4)	0.85KN/m^2
Enduit en plâtre	$0.02 \times 12 = 0.24 \text{KN/m}^2$
	$G = 5.53 \text{KN/m}^2$

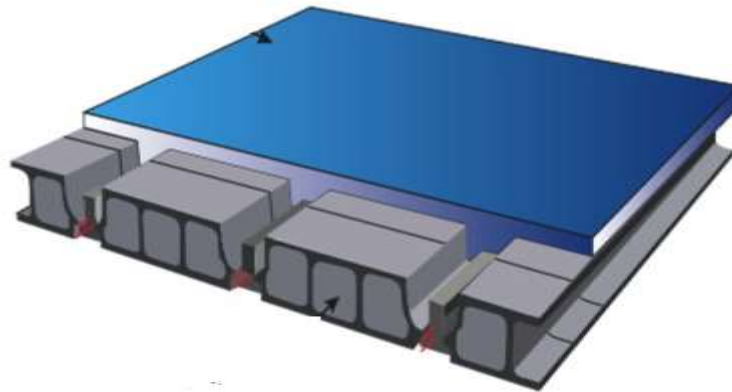


Figure 2.3: Plancher des étages courants.

b).Plancher en dalle pleine :

Carrelage (2cm)	$0.02 \times 22 = 0.44 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose (2cm)	$0.02 \times 20 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
Lit de sable (5cm)	$0.05 \times 15 = 0.75 \text{ KN/m}^2$
Cloison légère	0.75 KN/m^2
Isolation pleine (25cm)	0.10 KN/m^2
Dalle pleine (25cm)	6.25 KN/m^2
Enduit en plâtre (2cm)	$0.02 \times 12 = 0.24 \text{ KN/m}^2$
	$G = 8.93 \text{ KN/m}^2$

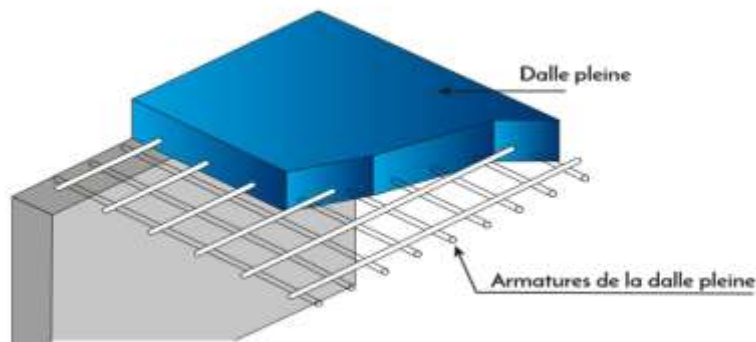


Figure 2.4: plancher en dalle pleine.

Maçonnerie :

Chapitre II : Dimensionnement et calcul de ferrailage des éléments principaux

Brique creux	15cm.
L'âme d'air	15cm.
Brique creux	10cm.

Enduit ciment	0.18KN/m ²
Briques creuse (10+15)	3.35KN/m ²
Enduit en plâtre	0.24KN/m ²
	G=3.77 KN/m²

2.Calcul du ferrailage des éléments principaux :

2.1 Poutres principales (flexion simple) :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. On prend la poutre principale la plus sollicitée.

2.1.1 Calcul des sollicitations :

Terrasse : $g_t = G_t \times l = 6.95 \times 3.57 = 24.81 \text{KN/m}$; $q_t = Q_t \times l = 3.57 \text{KN/m}$

Etage : $g_E = G_E \times l = 5.53 \times 3.57 = 19.74 \text{KN/m}$; $q_E = Q_E \times l = 5.35 \text{KN/m}$

Poutre $30 \times 40 \text{ cm}^2$.

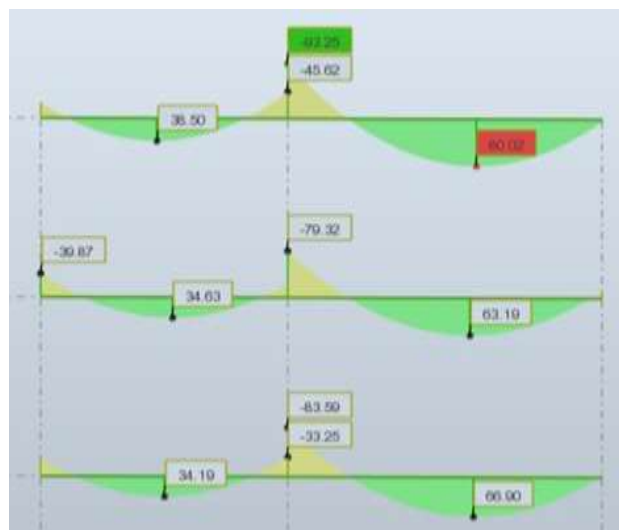


Figure2.5 : les moments à ELU.



Figure 2.6 : les moments à ELS.

Appuis : $M_{u.a} = 93.25 \text{ kN.m}$ $M_{ser.a} = 68.24 \text{ kN.m}$

Travées : $M_{u.t} = 80.02 \text{ kN.m}$ $M_{ser.t} = 58.72 \text{ kN.m}$

Calcul à ELU :

➤ En Travées :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{80.02 \times 10^3}{30 \times 37.5^2 \times 14.16} = 0.13$$

$$\mu \leq \mu_l \Rightarrow 0.133 \leq 0.392 A'_s = 0$$

Tableau 6

$$\alpha = 0.179$$

$$\beta = 0.928$$

$$\alpha > 0.259 ; \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = 3.5 \text{‰} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha < 0.259 ; \text{pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{st} = 10 \text{‰} \quad \text{Oui}$$

$$\varepsilon_{st} \geq \varepsilon_l \Rightarrow 10 \geq 1.74$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ Mpa}$$

$$A_s = M_{tu} / \beta d \sigma_{st} = \frac{80.02 \times 10^3}{0.928 \times 37.5 \times 348} ; \quad A_s = 6.61 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

Chapitre II : Dimensionnement et calcul de ferrailage des éléments principaux

Conditions de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 37.5 \times 2.1}{400} = 1.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s \geq 1.35 \text{ cm}^2$$

Vérification de ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{80.02}{58.72} = 1.362$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.431 \quad \text{oui}$$

Donc : ELS est vérifié.

➤ **En appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{93.25 \times 10^3}{30 \times 37.5^2 \times 14.16} = 0.156$$

$$\mu \leq \mu_L \rightarrow 0.156 \leq 1.74 \Rightarrow A'_s = 0$$

Tableau 6 : $\alpha = 0.226$; $\beta = 0.909 \Rightarrow \alpha < 0.259$; *pivot A* ; $\varepsilon_{st} = 10^\circ/\text{‰}$

$$\varepsilon_{st} \geq \varepsilon_L ; 10^\circ/\text{‰} \geq 1.74^\circ/\text{‰}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{93.25 \times 10^3}{0.909 \times 37.5 \times 348} = 7.86 \text{ cm}^2$$

Le choix : $A_s = 3HA14 + 3HA12 = 4.62 + 3.39 = 8.01 \text{ cm}^2$

Condition non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} ; 7.86 \text{ cm}^2 \geq 1.358 \text{ cm}^2 ; A_s \geq 1.358 \text{ cm}^2$$

Vérification de ELS :

$$\gamma = \frac{93.25}{68.24} = 1.366 ; \alpha \leq \frac{1.366-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0.433$$

Donc : ELS est vérifié.

Chapitre II : Dimensionnement et calcul de ferrailage des éléments principaux

2.1.2. Justification de l'âme d'une poutre:

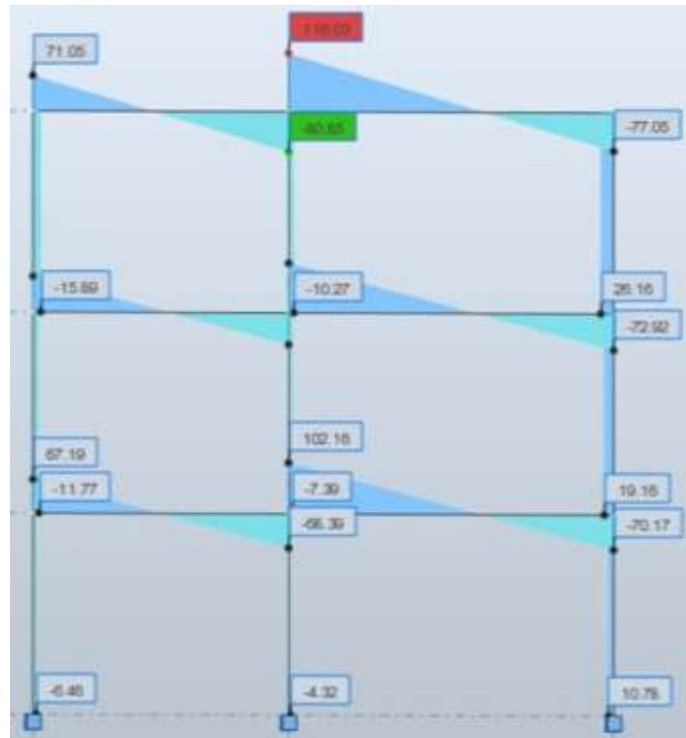


Figure 2.7 : les efforts tranchants à ELU.

$$T_{u.max} = 116.03 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{116.03 \times 10^1}{30 \times 37.5} = 1.03 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right] = \min [3.33 ; 5] = 3.33 \text{ Mpa}$$

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

Calcul diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \phi_{l.min} ; \frac{b}{10} \right] ; \phi_t \leq \min [11.4 ; 12 ; 30] ; \phi_t \leq 11.4 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3} ; S_{t4})$$

$$S_{t1} \leq \min [0.9 \times d ; 40] \rightarrow S_{t1} = 33.75 \text{ cm.}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} ; \text{ Avec : } A_t = n \times \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2 ; n=4$$

$$S_{t2} \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \rightarrow S_{t2} = 67 \text{ cm.}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b \times (\tau_u - (0.3 \times f_{t28} \times K))} = \frac{0.8 \times 400 \times 2.01 \times 1}{30 \times (1.03 - (0.3 \times 2.1 \times 1))} = 53.6 \text{ cm ; } \alpha = 90^\circ \quad k = 1$$

Chapitre II : Dimensionnement et calcul de ferrailage des éléments principaux

$$S_t = 33.75 \text{ cm}$$

$$\frac{S_t}{2} = 16.87 \text{ cm} \Rightarrow \text{Prend : } S_t = 16 \text{ cm}$$

$$\text{noubre de barre: } n = \frac{1}{2} = \frac{3.57}{2} = 1.78 \approx 2$$

2.2 Calcul du ferrailage d'un poteau :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les Fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M ». Donc, les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures sont déterminées sous les Couples de sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N_{max} = 409.30 \text{ KN} ; M_{corr} = 8.25 \text{ KN.m} \\ N_{corr} = 105.92 \text{ KN} ; M_{max} = 45.46 \text{ KN.m} \\ N_{min} = 5.31 \text{ KN} ; M_{corr} = 18.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

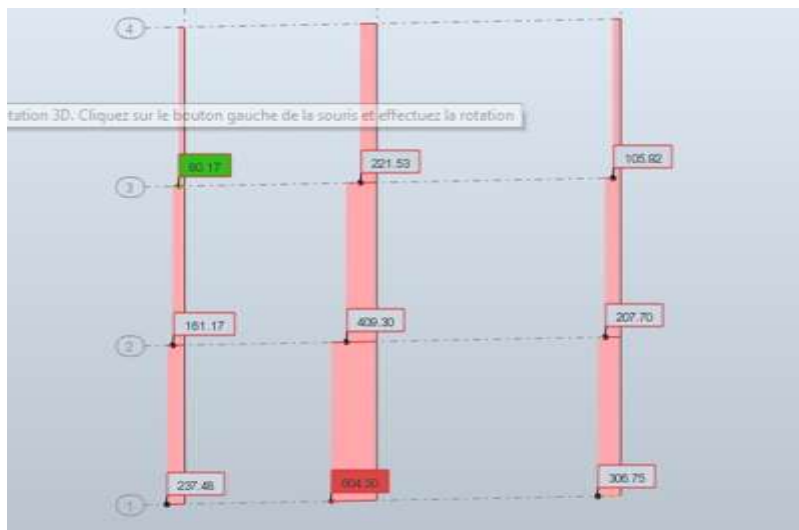


Figure2.8 : les efforts normaux à ELU.



Figure2.9: les moments à ELU.

Chapitre II : Dimensionnement et calcul de ferrailage des éléments principaux

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Une section partiellement (S.P.C).
- Une section entièrement comprimée (S.E.C)
- Une section entièrement tendue (S.E.T)

Section rectangulaire à ELU :

$$1. N_{max} = 409.30 \text{ KN} ; M_{corr} = 8.25 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')b \times hf_{bu} \geq N_u(d - d') - M_1$$

$$\text{avec: } M_1 = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 8.25 + 409.30 \left(0.375 - \frac{0.4}{2} \right) = 79.87 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.025) \times 0.3 \times 0.4 \times 14.16 \geq 409.30 \times 10^{-3} (0.375 - 0.025) - 79.87$$

$$0.194 \geq 0.063 \Rightarrow \text{SPC}$$

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

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15; 20 \frac{e_1}{h} \right) \text{ avec } \begin{cases} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.02 \text{ m} \\ e_a = \max \left(2; \frac{l}{250} \right) = 0.02 \text{ m} \\ e_1 = e_0 + e_a = 0.04 \text{ m} \end{cases}$$

$$5.35 \leq 15$$

Donc : prise en compte forfaitaire des effets du second ordre (flambement).

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) \text{ avec } \phi = 2 ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{14.6}{14.6 + 2.93} = 0.83$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.4} (2 + 0.83 \times 2) = 0.012 \text{ m}$$

$$e' = e_0 + e_a + e_2 = 0.02 + 0.02 + 0.012 = 0.052 \text{ m}$$

Sollicitation corrigée : $N'_u = N_u$

$$M'_u = N'_u (e_0 + e_a + e_2) = N'_u \times e' = 409.30 \times 0.052 = 21.28 \text{ KN.m}$$

$$M'_1 = M'_u + N'_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N'_u \left(e' + d - \frac{h}{2} \right) = 21.48 + 409.30 \left(0.375 - \frac{0.4}{2} \right)$$

$$M'_1 = 92.90 \text{ KN.m}$$

Donc les poteaux seront calculés en flexion simple.

$$\mu = \frac{M'_1}{bd^2 f_{bu}} = \frac{92.90 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.375^2 \times 14.16} = 0.155 ; \quad \mu \leq \mu_l \Rightarrow 0.155 \leq 0.392$$

$$\alpha = 0.211 ; \quad \beta = 0.915$$

$$\text{Donc : } A'_s = 0 ; \quad A_{s1} = \frac{M'_1}{\beta d \sigma_{st}} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = \frac{92.90 \times 10^3}{0.915 \times 37.5 \times 348} - \frac{409.30 \times 10}{348} = -3.98 \text{ cm}^2$$

Chapitre II : Dimensionnement et calcul de ferrailage des éléments principaux

Le choix : $A_{s1} = 4HA12 = 4.52cm^2$

$$2. N_{corr} = 105.92KN ; M_{max} = 45.46KN.m$$

$$(0.337h - 0.81d')b \times hf_{bu} \geq N_u(d - d') - M_1$$

$$avec: M_1 = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 45.46 + 105.92 \left(0.375 - \frac{0.4}{2} \right) = 63.99KN.m$$

$$(0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.025) \times 0.3 \times 0.4 \times 14.16 \geq 105.92 \times 10^{-3} (0.375 - 0.025) - 63.99$$

$$0.194 \geq -63.95 \Rightarrow \text{SPC}$$

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14m$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15; 20 \frac{e_1}{h} \right) avec \begin{cases} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.42m \\ e_a = \max \left(2; \frac{l}{250} \right) = 0.02m \\ e_1 = e_0 + e_a = 0.44m \end{cases}$$

$$5.35 \leq 15$$

Donc : prise en compte forfaitaire des effets du second ordre (flambement).

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) avec \phi = 2 ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{14.6}{14.6 + 2.93} = 0.83$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.4} (2 + 0.83 \times 2) = 0.012m$$

$$e' = e_0 + e_a + e_2 = 0.42 + 0.02 + 0.012 = 0.452m$$

Sollicitation corrigée : $N'_u = N_u$

$$M'_u = N'_u(e_0 + e_a + e_2) = N'_u \times e' = 105.92 \times 0.452 = 47.87KN.m$$

$$M'_1 = M'_u + N'_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N'_u \left(e' + d - \frac{h}{2} \right) = 47.87 + 105.92 \left(0.375 - \frac{0.4}{2} \right)$$

$$M'_1 = 66.406KN.m$$

Donc : les poteaux seront calculés en flexion simple.

$$\mu = \frac{M'_1}{bd^2 f_{bu}} = \frac{66.406 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.375^2 \times 14.16} = 0.111 ; \quad \mu \leq \mu_l \Rightarrow 0.111 \leq 0.392$$

$$\alpha = 0.147 ; \beta = 0.941$$

$$Donc : A'_s = 0 ; \quad A_{s2} = \frac{M'_1}{\beta d \sigma_{st}} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = \frac{66.406 \times 10^3}{0.941 \times 37.5 \times 348} - \frac{105.92 \times 10}{348} = 2.36cm^2$$

Le choix : $A_{s2} = 4HA10 = 3.14cm^2$

$$3. N_{min} = 5.31KN ; M_{corr} = 18.31KN.m$$

$$(0.337h - 0.81d')b \times hf_{bu} \geq N_u(d - d') - M_1$$

Chapitre II : Dimensionnement et calcul de ferrailage des éléments principaux

avec: $M_1 = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 18.31 + 5.31 \left(0.375 - \frac{0.4}{2} \right) = 19.24 \text{KN.m}$

$$(0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.025) \times 0.3 \times 0.4 \times 14.16 \geq 5.31 \times 10^{-3} (0.375 - 0.025) - 19.24$$

$$0.194 \geq -19.24 \Rightarrow \text{SPC}$$

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

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15; 20 \frac{e_1}{h} \right) \text{ avec } \begin{cases} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 3.45 \text{m} \\ e_a = \max \left(2; \frac{l}{250} \right) = 0.02 \text{m} \\ e_1 = e_0 + e_a = 3.47 \text{m} \end{cases}$$

$$5.35 \leq 173.5$$

Donc : prise en compte forfaitaire des effets du second ordre (flambement).

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) \text{ avec } \phi = 2 ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{14.6}{14.6 + 2.93} = 0.83$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.4} (2 + 0.83 \times 2) = 0.012 \text{m}$$

$$e' = e_0 + e_a + e_2 = 3.45 + 0.02 + 0.012 = 3.48 \text{m}$$

Sollicitation corrigée : $N'_u = N_u$

$$M'_u = N'_u (e_0 + e_a + e_2) = N'_u \times e' = 5.31 \times 3.48 = 18.48 \text{KN.m}$$

$$M'_1 = M'_u + N'_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N'_u \left(e' + d - \frac{h}{2} \right) = 18.48 + 5.31 \left(0.375 - \frac{0.4}{2} \right)$$

$$M'_1 = 19.41 \text{KN.m}$$

Donc les poteaux seront calculés en flexion simple.

$$\mu = \frac{M'_1}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19.41 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.375^2 \times 14.16} = 0.032 \quad ; \quad \mu \leq \mu_l \Rightarrow 0.032 \leq 0.392$$

$$\alpha = 0.0406 \quad ; \quad \beta = 0.984$$

$$\text{Donc : } A'_s = 0 ; \quad A_{s3} = \frac{M'_1}{\beta d \sigma_{st}} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = \frac{19.41 \times 10^3}{0.984 \times 37.5 \times 348} - \frac{5.31 \times 10}{348} = 1.36 \text{cm}^2$$

$$A_{s3} = 3HA8 = 1.51 \text{cm}^2$$

$$A_s = \max[A_{s1}; A_{s2}; A_{s3}] = \max[3.98 \text{cm}^2; 2.36 \text{cm}^2; 1.36 \text{cm}^2] = 3.98 \text{cm}^2$$

$$\text{Le choix : } A_s = 4HA12 = 4.52 \text{cm}^2$$

- Justification de l'âme d'un poteau :



Figure 2.10 : Les efforts tranchants à ELU.

$$T_{u.max} = 26.16KN.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{26.16 \times 10^3}{(30 \times 37.5)} ; \tau_u = 2.328Mpa.$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\langle 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right\rangle \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33Mpa.$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad C.V$$

Calcul des armatures tranchantes :

Diamètre des armatures tranchantes :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right] = \min [8.57 ; 8 ; 30] ; \quad \phi_t = 8mm$$

Espacement des armatures transversales :

$$s_{t1} \leq \min [0.9 \times d ; 40] = \min [33.75 ; 40] ; \quad s_t = 33.75cm$$

$$s_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{1 \times 400}{0.4 \times 30} = 33.33cm ; \quad A_t = n \times \frac{\pi \times \phi_t^2}{4} = 1cm$$

$$s_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b \times (\tau_u - (0.3 \times f_{t28} \times K))} = \frac{0.8 \times 400 \times 1 \times 1}{30(2.32 - (0.3 \times 2.1 \times 1))} = 6.31cm$$

$$s_t \leq \min [s_{t1} ; s_{t2} ; s_{t3}] = [33.75 ; 33.33 ; 6.31] ; \quad s_t = 6.31cm$$

Chapitre II : Dimensionnement et calcul de ferrailage des éléments principaux

2.3 Les fondations :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception est réalisée la bonne tenue de l'ensemble.

2.3.1 Type des fondations :

- Les fondations superficielles :

Continue sous un mur.

Continue sous des poteaux (excentrées).

Les radiers.

Plots et longrines préfabriquées.

- Les fondation semi-profondes :

Les puits.

- Les fondation semi-profondes :

Les pieux.

2.3.2 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Ce choix doit satisfaire deux critères essentiels à savoir :

- Stabilité totale de l'ouvrage.
- Solution facile à réaliser et économique.

En ce qui concerne notre ouvrage, on a le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Radier général.

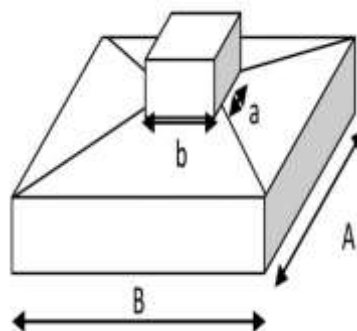


Figure 2.11 : semelle isolée.

2.3.3 Dimensionnement d'une semelle isolée :

- Calcul de surface revenant à la semelle :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2bar{\sigma}_{sol} \geq \sigma_{sol} \rightarrow \bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_u}{A^2}$$

$$\frac{B}{A} = \frac{b}{a} = K \rightarrow B = K.A \text{ Avec : } K = 1$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}}} ; \quad H \geq \frac{A-a}{4} + 5cm ; \quad D = \frac{A-a}{4}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

N_u : Effort normal appliqué sur la fondation.

$A = (A \times B) = A^2$ "section carré" : Surface totale des semelles.

D : étant la hauteur utile de la semelle.

H : La hauteur totale de la semelle vaut.

	Poteau central	Poteau d'angle	Poteau de rive
$N_u(KN)$	375.76	92.71	198.609
$H(m)$	0.31	0.145	0.22
$D(m)$	0.26	0.095	0.17
$A(m)$	1.37	0.68	0.995

1.1.1. Calcul le ferrailage des semelles:

$$A_s = \frac{N_u(A-a)}{8 \times D \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348Mpa$$

- Exemple de calcul :

Poteau central :

$$A_s = \frac{375.76(1.37-0.3) \times 10}{8 \times 0.26 \times 348} = 5.55cm^2$$

Le choix: 4HA14=6.16cm²

	Poteau central	Poteau d'angle	Poteau de rive
$A_s(cm^2)$	5.55	1.33	2.91
Le choix(cm ²)	4HA14=6.16	3HA8=1.51	4HA10=3.14

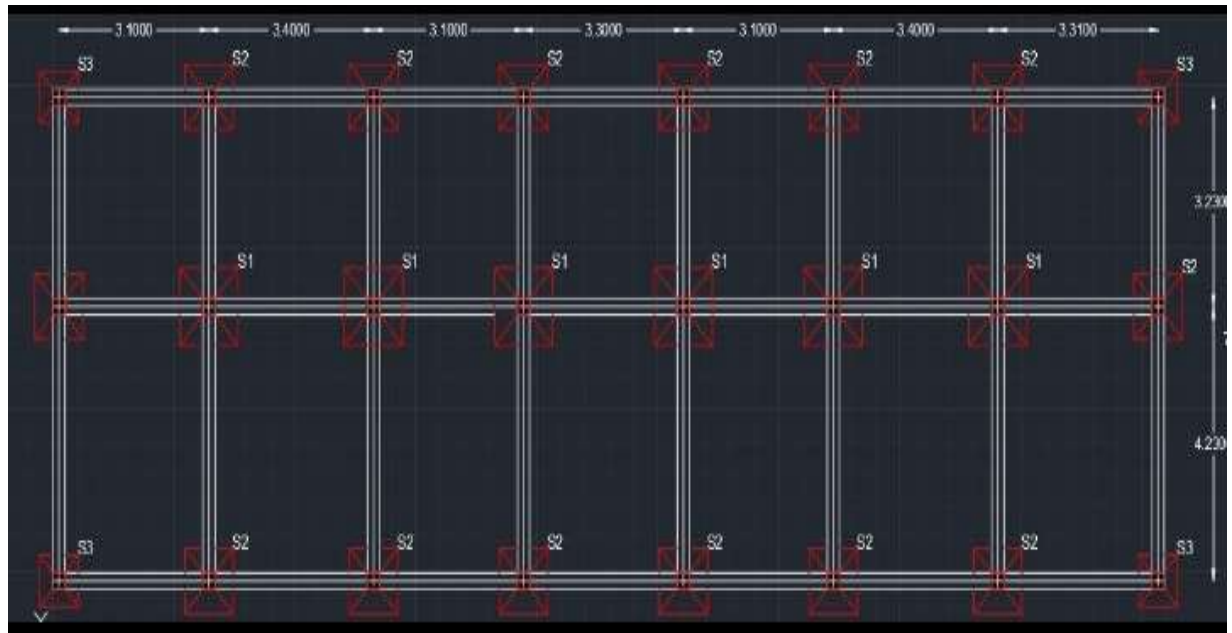
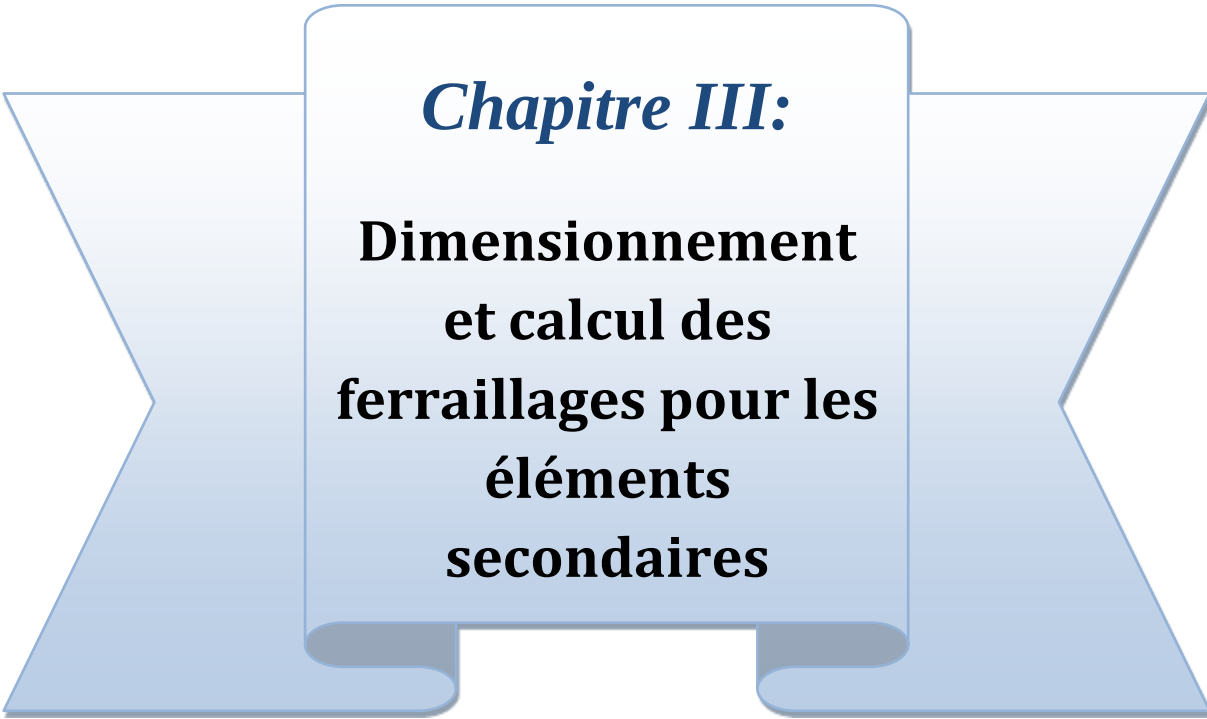


Figure2.12 : Plan des fondations.



Chapitre III:

Dimensionnement et calcul des ferraillages pour les éléments secondaires

Chapitre III : Dimensionnement et calcul des ferrillages pour les éléments secondaires

1-Dimensionnement des poutrelles:

h_0 : Hauteur de la dalle de compression[4cm].

b_0 : Largeur de la nervure[12cm].

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher) [20 cm].

b : Largeur efficace[60cm].

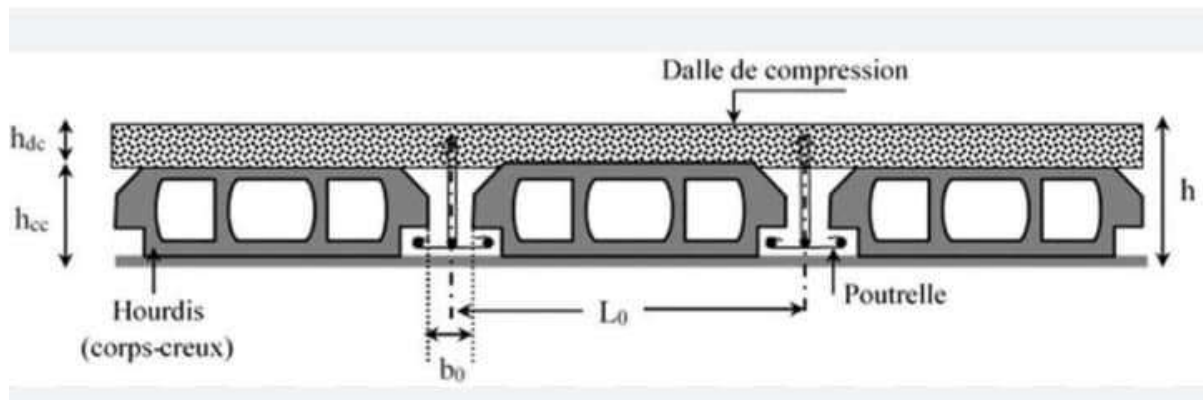


Figure 3.1 : Les poutrelles

a) Détermination du chargement à l'E.L. U et à l'E.L. S revenant sur la poutrelle :

Les charges sur poutrelles sont évaluées comme suite : $g = G \times b$; $q = Q \times b$

Type de plancher	$G(KN/m^2)$	$Q(KN/m^2)$	$q_u(KN/m)$	$q_{ser}(KN/ml)$
Terrasse	6.95	1	10.88	7.95
Etage courant	5.53	1.5	9.715	7.03

On utilise logiciel de [ROBOT]:

Terrasse :

E.L.U:



Chapitre III : Dimensionnement et calcul des ferrailages pour les éléments secondaires

Figure 3.2 : Moments à ELU

E.L.S:



Figure 3.3 : Les moments à ELS



Figure 3.4 : Les efforts tranchants à ELU

b) *Les sollicitations maximales :*

$$M_{u.t} = 11.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{s.t} = 8.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{u.a} = 10.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{s.a} = 7.44 \text{ KN.m}$$

$$T_{u.max} = 16.71 \text{ KN}$$

$$T_{s.max} = 12.76 \text{ KN}$$

c) *Calcul du ferrailage :*

• **En travée (E.L.U) :**

Calcul du moment de la table :

$$M_T = b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 60 \times 4 \left(17.5 - \frac{4}{2} \right) 14.16 \times 10^{-3} = 52.67 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Dimensionnement et calcul des ferrillages pour les éléments secondaires

$M_{u.t} \geq M_T \Rightarrow 11.22 \text{ KN.m} \leq 52.67 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table et la section de calcul sera un rectangle de dimension $(b \times h) \Rightarrow (60 \times 20)$.

$$\mu = \frac{M_{u.t}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.22 \times 10^3}{60 \times 17.5^2 \times 14.16} = 0.043$$

$$\mu \leq \mu_L \rightarrow 0.043 \leq 0.392 \rightarrow A_s' = 0 \rightarrow \text{Tableau 6} \rightarrow \alpha = 0.054 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$\alpha > 0.259 \rightarrow \text{Pivot B } \varepsilon_{st} = 3.5\text{‰} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right) \quad \text{Non}$$

$$\alpha < 0.259 \rightarrow \text{Pivot A } \varepsilon_{st} = 10\text{‰} \quad \text{Oui}$$

$$\varepsilon_L = 1.74\text{‰} ; \varepsilon_L \geq \varepsilon_{st} \Rightarrow \sigma_{st} = E_s \varepsilon_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_{u.t}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.22 \times 10^3}{0.987 \times 17.5 \times 348} = 1.87 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 3 \text{ HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

$$A_s \geq 0.23 \times 60 \times 17.5 \times \frac{2.1}{400} ; A_s > 1.27 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition non fragilité.}$$

✓ **Vérification de L'ELSCB:**

$$\gamma = \frac{M_{u.t}}{M_{ser.t}} = \frac{11.22}{8.25} = 1.36 ; \alpha \leq \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0.43 \quad \text{Oui}$$

Donc : ELS de compression du béton est vérifié.

En appui (E. L. U):

Calcul du moment de la table:

$$M_T = b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 60 \times 4 \left(17.5 - \frac{4}{2} \right) \times 14.16 \times 10^{-3} = 52.675 \text{ KN.m}$$

$$M_{u.a} \geq M_T \Rightarrow 10.15 \text{ KN.m} \geq 52.675 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{section rectangulaire}$$

$$\mu = \frac{M_{u.a}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.15 \times 10^3}{60 \times 17.5^2 \times 14.16} = 0.039$$

$$\mu \leq \mu_L \Rightarrow 0.039 \leq 0.392 \quad \text{oui} \quad A_s' = 0$$

$$\text{Tableau 6 : } \alpha = 0.049 ; \beta = 0.980$$

$$\alpha \leq 0.259 \text{ pivot A} ; \varepsilon_{st} = 10\text{‰} \quad \text{Oui}$$

$$\varepsilon_{st} \geq \varepsilon_L \Rightarrow 10\text{‰} \geq 1.74\text{‰}$$

$$\sigma_{st} = F_e / \gamma_s = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_{u.a}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.15 \times 10^3}{0.980 \times 17.5 \times 348} = 1.70 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 2 \text{ HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

Chapitre III : Dimensionnement et calcul des ferrailages pour les éléments secondaires

$$A_s \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 17.5 \times 2.1}{400} = 1.26 \text{ cm}^2 ; A_s \geq 1.26 \text{ cm}^2$$

$\rightarrow$ condition de non fragilité.

✓ Vérification de ELSCB :

$$\gamma = \frac{M_{u.a}}{M_{ser.a}} = \frac{10.15}{7.44} = 1.36 ; \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \quad \text{Oui}$$

Donc: ELSCB est vérifié.

♦ Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10}\right) ; \phi_t \leq \min(5.71; 8; 12)$$

$$6 \text{ mm} \leq \phi_t \leq 12 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \phi_t = 6 \text{ mm}$$

♦ Espacement des cours des cadres:

$$S_t \leq \{0.9d; 40 \text{ cm}\}; S_t \leq \min[15.76; 40 \text{ cm}] ; S_t \leq 15.75 \text{ cm}$$

Le choix est : $S_t = 15 \text{ cm}$



Figure 3.5 : Ferrailage de poutrelle

2. Escalier :

Chapitre III : Dimensionnement et calcul des ferrillages pour les éléments secondaires

Escalier composé de deux volées et un palier de repos :

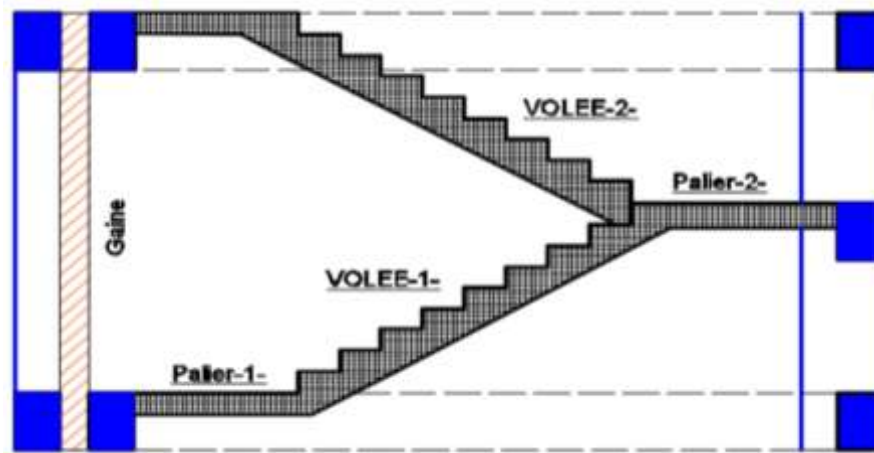


Figure 3.6 : Escalier

1. Détermination des dimensions :

-Hauteur : $H=3.06$; La largeur de palier : $l_1 = 1.45m$.

-Si on prend : Giron : $g = 30\text{ cm}$, $h=17\text{cm}$

-D'embranchement : $(3/2) - 0.05 = 1.4m$.

-Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL

On a $58 \leq 2h + g \leq 64$

$$58 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64 \rightarrow 58 \leq 64 \leq 64 \text{ C.V}$$

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18; \quad N_c/2 = 9 \rightarrow \text{donc : 9 nombres de contremarches par volée.}$$

➤ Angle de l'inclinaison d'escalier:

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{h}{g} \right)$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{17}{30} \right) = 0.5666 \Rightarrow 29.53 \approx 30^\circ$$

➤ $l_2 = g(n - 1) = 30(9 - 1) = 240\text{ cm}$

➤ $L = \frac{240}{\cos \alpha} = 277.12 \approx 277\text{ cm}$

➤ $l = l_2 + l_1 = 3.85\text{ m}$

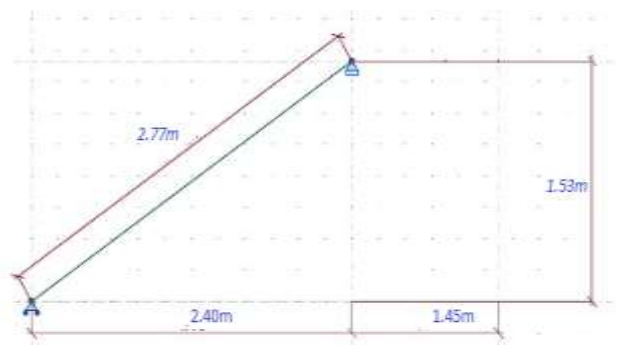
➤ L'épaisseur de paillasse : $\frac{L}{30} \leq e_v \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{277}{30} \leq$

$$e_v \leq \frac{277}{20} \Rightarrow 9.23 \leq e_v \leq 13.85$$

➤ L'épaisseur de palier : $\frac{l}{30} \leq e_p \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{240}{30} \leq$

$$e_p \leq \frac{240}{20} \Rightarrow 8 \leq e_p \leq 12$$

O prend : $e=12\text{cm}$.



Chapitre III : Dimensionnement et calcul des ferrillages pour les éléments secondaires

2-1 Calcul des sollicitations :

- Charge permanente :

• Palier:

carrelage d'épaisseur = 2cm	0.4 kN/m ²
mortier de pose d'épaisseur = 2cm	0.4 kN/m ²
Lit de sable d'épaisseur = 3cm	0.36 kN/m ²
Dalle en béton armé d'épaisseur = 16cm	3 kN/m ²
Enduit de ciment d'épaisseur = 2cm	0.36 kN/m ²
$G_{1\text{palier}} = 4.56 \text{ kN/m}^2$	

• paillasse:

carrelage d'épaisseur = 2cm	0.4 kN/m ²
mortier de pose d'épaisseur = 2cm	0.4 kN/m ²
Poids propre des marches = $(0.17/2) * 22 \text{ cm}$	1.87 kN/m ²
Poids paillasse = $(25 * 0.12) / \cos 30$	3.45 kN/m ²
Enduit de ciment d'épaisseur = 2cm	0.36 kN/m ²
$G_{2\text{paillasse}} = 6.52 \text{ kN/m}^2$	

- Surcharge d'exploitation : $Q_{esc} = 2.5 \text{ kN/m}^2$

À L'E.L. U :

$$q_1 = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = (1.35 \times 4.56) + (1.5 \times 2.5) = 9.906 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 1.35G_2 + 1.5Q_2 = (1.35 \times 6.52) + (1.5 \times 2.5) = 12.55 \text{ kN/m}^2$$

$$q_1 = 9.906 \times 1.4 = 13.868 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 12.55 \times 1.4 = 17.57 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = \frac{(q_2 \times 2.77) + (q_1 \times 1.45)}{5.67} = 12.17 \text{ kN/m}$$

$$M_{u0} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 22.54 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow \text{Le moment en travée : } M_{u.t} = 0.75M_{u0} = 16.19 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow \text{Le moment sur appui : } M_{u.a} = 0.5M_{u0} = 11.27 \text{ kN.m}$$

à L'E.L.S :

$$q_1 = G_1 + Q_1 = 4.56 + 2.5 = 7.06 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = G_2 + Q_2 = 6.52 + 2.5 = 9.02 \text{ kN/m}^2$$

$$q_1 = 7.06 \times 1.4 = 9.88 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 9.02 \times 1.4 = 12.63 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{(q_2 \times 2.77) + (q_1 \times 1.45)}{5.67} = 8.69 \text{ kN/m}$$

$$M_{ser0} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = 16.11 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow \text{Le moment en travée : } M_{ser.t} = 0.75M_{ser0} = 12.08 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow \text{Le moment sur appui : } M_{ser.a} = 0.5M_{ser0} = 8.05 \text{ kN.m}$$

2-2- Caractéristiques des matériaux :

$$\text{Béton: } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ Mpa} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Chapitre III : Dimensionnement et calcul des ferraillements pour les éléments secondaires

Acier: $f_e/\gamma_s = 348\text{Mpa}$; $\varepsilon_L = 1.739$; $\alpha_L = 0.668$; $\mu_L = 0.392$; $\beta_L = 0.733$

2-3-Calcul du ferraillement :

- à mi – travée:

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ calcul à L'ELU et vérification des contraintes à L'ELS (*flexion simple*).

$$\mu = \frac{M_{u.t}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16.19 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.16} = 0.073$$

$$\mu \leq \mu_L \rightarrow \hat{A}_s = 0 \rightarrow \text{Tableau 6} \rightarrow \alpha = 0.094 \rightarrow \beta = 0.962 ; \alpha > 0.259 \rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\text{avec } \varepsilon_{st} = 3.5\% \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right) = 7.07 > \varepsilon_L = 1.739 \rightarrow \sigma_{st} = f_e/\gamma_s = 348\text{Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_{u.t}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16.19 \times 10^3}{0.962 \times 12.5 \times 348} = 3.86\text{cm}^2$$

$\rightarrow$ On prend : $A_s = 5\text{HA}10 = 3.93\text{cm}^2$.

- Vérification de L'ELSCB:

$$f_e = 400\text{Mpa} \rightarrow \gamma = \frac{M_{u.t}}{M_{ser.t}} = \frac{16.19}{16.86} = 0.95$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.95-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.225$$

$0.225 > \alpha \rightarrow$ (Donc ELSCB est vérifié, On garde le ferraillement de L'ELU).

- Armature de répartition:

$$A_r = A_s/4 = 0.96\text{cm}^2 \quad \text{On prend: } A_r = 2\text{HA}8 = 1.01\text{cm}^2.$$

- Sur appui :

$$\mu = \frac{M_{u.a}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.27 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.16} = 0.050$$

$$\mu < \mu_L \rightarrow \hat{A}_s = 0 \rightarrow \text{Tableau 6} \rightarrow \alpha = 0.0641 \rightarrow \beta = 0.974 \rightarrow \alpha < 0.259 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{Avec } \varepsilon_{st} = 10\% < \varepsilon_L \rightarrow \sigma_{st} = f_e/\gamma_s = 348\text{Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_{u.a}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.27 \times 10^3}{0.974 \times 12.5 \times 348} = 2.65\text{cm}^2$$

Chapitre III : Dimensionnement et calcul des ferrailages pour les éléments secondaires

→ On prend $A_s = 2HA14 = 3.08\text{cm}^2$

- **Vérification de L'ELSCB:**

$$f_e = 400\text{Mpa} ; \quad \gamma = \frac{M_{u.a}}{M_{ser.a}} = \frac{11.27}{8.05} = 1.39$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.0641 < 0.44 \quad ((\text{Donc ELSCB est vérifié}))$$

- **Armature de répartit:**

$$A_r = A_s/4 = 0.66\text{cm}^2 \rightarrow \text{On prend: } A_r = 2HA8 = 1.01\text{cm}^2.$$

3.Acrotère :

Le calcul d'un acrotère implique une analyse détaillée des charges, des matériaux, de la stabilité structurale et du dimensionnement des fixations, en respectant les normes de construction en vigueur.

3.1 Section d'acrotère :

$$S = (60 \times 10) + (10 \times 7) + \left(\frac{10 \times 3}{2}\right) ; \quad S = 6.85\text{cm}^2 = 0.0685\text{m}^2$$

3.2 Poids propre de l'acrotère (la charge permanente):

$$W_p = G_{acrot} = S \times \gamma_{\text{béton}} \times 1 = 0.068 \times 25 \times 1 = 1.7125\text{KN/ml}$$

3-3 La charge d'exploitation :

$$F_p = Q_{acrot} = 1\text{KN/ml}$$

3.4 Calcul les sollicitations :

- **L'E.L. U :**

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.7125 = 2.311\text{KN}$$

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

- **L'E.L.S :**

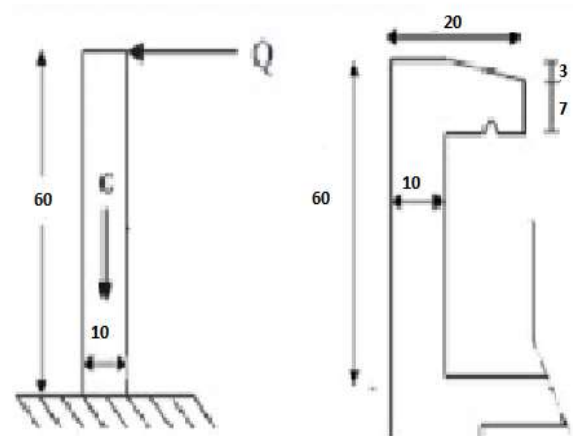
$$N_{ser} = G = 1.7125\text{KN}$$

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

- **L'effort tranchant :**

$$T_u = 1.5Q = 1.5\text{KN/ml}$$

$$T_{ser} = Q = 1\text{KN/ml}$$



Chapitre III : Dimensionnement et calcul des ferraillements pour les éléments secondaires

3.5 Calcul le ferrailage :

flexion composé ($F_s + c$) :

Section rectangulaire à E. L. U:

$$b = 100cm \quad L = 60cm \quad h = 10cm \quad \delta_s = 348Mpa \quad f_{bu} = 14.16Mpa \quad f_e = 400Mpa$$

$$f_{cj} = 25Mpa \quad L_f = 2l_0 = 120cm \quad \hat{d} = c = 2.5cm \quad d = h - c = 7.5cm$$

$$(0.337h - 0.81\hat{d})6hf_{bu} \geq N_u(d - \hat{d}) - M_1 \Rightarrow \text{SPC}$$

$$\text{avec} \quad M_1 = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 0.9 + 2.311 \left(0.075 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.957KN.m$$

$$[(0.337 \times 0.1) - (0.81 \times 0.025)]6 \times 0.1 \times 14.16 \times 10^3 \geq 2.311(0.075 - 0.025) - 0.957$$

$$114.27 \geq -0.84 \Rightarrow \text{SPC}$$

$$\text{Si: } \frac{l_t}{h} \leq \max \left\{ 15; 20 \frac{e_1}{h} \right\} \quad ; \quad \text{avec: } e_1 = e_0 + e_a$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.389m \quad ; \quad e_a = \max \left(2cm ; \frac{l}{250} \right) = \max(2cm ; 0.24cm) = 2cm$$

$$e_1 = 40.9cm$$

$$\frac{60}{10} \leq \max(15; 81.8) \rightarrow 6cm \leq 81.8cm$$

prise en compte forfaitaire des effets du second ordre (flambement).

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 * h} (2 + \alpha \phi) \text{ avec: } \phi = 2 \quad ; \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{770.62}{770.62 + 450} = 0.631$$

$$\text{Avec: } M_G = \frac{G \times l^2}{8} = \frac{1.7125 \times 60^2}{8} = 770.62KN.m$$

$$M_Q = \frac{Q \times l^2}{8} = \frac{1 \times 60^2}{8} = 450KN.m$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} (2 + 0.631 \times 2) = 0.014m \quad ; \quad e' = e_0 + e_a + e_2 \rightarrow e' = 2.40m$$

★ **Sollicitation corrigée :**

$$M'_u = N'_u(e_0 + e_a + e_2) = N'_u e' = 2.311 \times 2.40 = 5.55KN.m$$

$$M'_1 = M'_u + N'_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N'_u \left(e' + d - \frac{h}{2} \right) = 2.311 \left(2.40 + 0.075 - \frac{0.1}{2} \right)$$

Chapitre III : Dimensionnement et calcul des ferrailages pour les éléments secondaires

$$M'_1 = 2.311(2.40 - 0.025) = 5.60 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M'_1}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.60}{1 \times (0.075)^2 \times 14.16 \times 10^3} = 0.070$$

$$\mu_l = 0.392 \Rightarrow \mu \leq \mu_l CV$$

$$A'_s = 0 \rightarrow A_s = \frac{M'_1}{\beta d \sigma_{st}} - \frac{N'_u}{\sigma_{st}}$$

Tableau 6 : $\mu = 0.070$; $\alpha = 0.0087$; $\beta = 0.996$

$$A_s = \frac{5.60 \times 10^2}{0.996 \times 7.5 \times 34.8} - \frac{2.311}{34.8} = 2.08 \text{ cm}^2$$

Les choix : $A_s = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

★ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{2} = 1.57 \text{ cm}^2; A_r = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

★ Vérification au cisaillement :

$$\overline{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right] = \min [3.33; 5] = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02 \text{ Mpa. Oui}$$

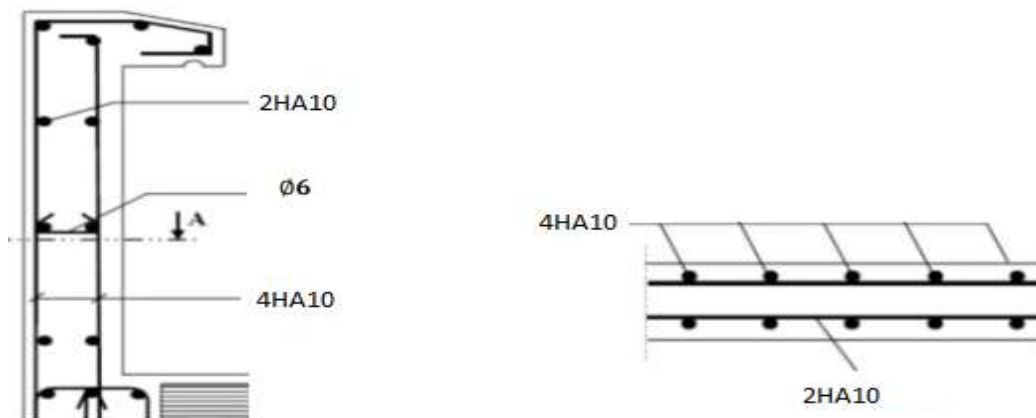


Figure 3.7 : Ferrailage de l'acrotère

4-Balcon :

Le calcul d'un balcon en console en dalle de béton armé consiste à déterminer les dimensions et le ferrailage nécessaires pour assurer sa résistance et sa sécurité. Il implique plusieurs étapes:

Evaluation des charges et des surcharges :

Chapitre III : Dimensionnement et calcul des ferrailages pour les éléments secondaires

♣ Charges permanentes de la dalle pleine (étage courant) :

Carrelage (e=2 cm)	0,02x22 = 0,44 KN/m ²
Mortier de pose (e = 3 cm)	0,03x20 = 0,60 KN/m ²
Poids propre de la dalle (e=15cm)	0,15x25 = 3.75 KN/m ²
Enduit de ciment (e=2 cm)	0,02x18 = 0,36 KN/m ²
$G_1 = 5.15 \text{ KN/m}^2$	

Surcharge sur le balcon	$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
-------------------------	--------------------------

Charge concentrée de garde-corps :

Poids du mur en brique (e =10 cm)	$9 \times 0,1 \times 1 = 0,9 \text{ KN/ml}$
Enduit de ciment (e = 2x2 cm)	$0,04 \times 18 \times 1 = 0,72 \text{ KN/ml}$
$G_2 = 1.62 \text{ KN/ml}$	

4.1 Combinaison des charges :

- Pour l'état limite ultime :

$$q_u = (1.35G_1 + 1.5Q) = (1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 3.5) \times 1 = 12.2025 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = (1.35 \times G_2) = (1.35 \times 1.62) \times 1 = 2.187 \text{ KN}$$

- Pour l'état limite service :

$$q_{ser} = G_1 + Q = (5.15 + 3.5) \times 1 = 8.65 \text{ KN/ml}$$

$$p_{ser} = G_2 = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ KN}$$

1. Calcul les sollicitations :

♣ L'E.L. U : $\rightarrow L = 1.50 \text{ m}$.

$$M_U = (p_u \times l) + \frac{q_u \times l^2}{2} = (2.187 \times 1.5) + \frac{12.2025 \times 1.5^2}{2} = 17.01 \text{ KN.m}$$

$$T_u = p_u + (q_u \times l) = 2.19 + (12.20 \times 1.5) = 20.49 \text{ KN}$$

♣ L'E.L. S :

$$M_{ser} = (p_{ser} \times l) + \frac{q_{ser} l^2}{2} = (1.62 \times 1.5) + \left(8.65 \times \frac{1.5^2}{2}\right) = 12.16 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = p_{ser} + (q_{ser} \times l) = 1.62 + (8.65 \times 1.5) = 14.60 \text{ KN}$$

4.2 Calcul du ferrailage par flexion simple :

$$d = h - \hat{d}$$

b	d (cm)	h (cm)	$\bar{\sigma}_s (\text{Mpa})$	$\bar{\sigma}_{bc} (\text{Mpa})$	$\sigma_{st} (\text{Mpa})$	$f_{c28} (\text{Mpa})$	$f_{t28} (\text{Mpa})$
---	--------	--------	-------------------------------	----------------------------------	----------------------------	------------------------	------------------------

Chapitre III : Dimensionnement et calcul des ferrailages pour les éléments secondaires

(cm)							
100	12.5	15	201.63	15	347.82	25	2.1

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17.01 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.16} = 0.077$$

$$FeE = 400 \text{ Mpa} \Rightarrow \mu_1 = 0.392$$

$$\mu \leq \mu_l \Rightarrow 0.077 \leq 0.392 \text{ Ou vérifié} \Rightarrow A'_s = 0$$

Tableau 6 :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.077}) = 0.100$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.100 = 0.959$$

$$\alpha > 0.259 \quad \text{pivot } B_{\varepsilon_{st}} 3.5 \cdot \left(\frac{1-\alpha}{\alpha}\right) \quad \text{Non}$$

$$\alpha < 0.259 \quad \text{pivot } A_{\varepsilon_{st}} = 10^\circ / \infty \quad \text{Oui}$$

$$\varepsilon_l = 1.74^\circ / \infty \Rightarrow \varepsilon_{st} \geq \varepsilon_L$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ Mpa}$$

$$A_s = M_u / \beta d \sigma_{st} = \frac{17.01 \times 10^3}{0.959 \times 12.5 \times 348}; \quad A_s = 4.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix : } 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilités:

$$A_s \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.5 \text{ cm}^2; \quad A_s \geq 4.158 \text{ cm}^2$$

• Vérification à L'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{17.01}{12.16} = 1.39$$

$$\alpha \leq \frac{(\gamma+1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{(1.39+1)}{2} + \frac{25}{100} = 1.44 \geq 0.1$$

$\Rightarrow$ Donc: ELSCB est vérifié.

4.3L'espace des armatures longitudinal :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) \quad ; \quad S_t \leq (45; 33) \quad ; \quad S_t \leq 33 \text{ cm}$$

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

2. Armature de repartition:

Chapitre III : Dimensionnement et calcul des ferrailages pour les éléments secondaires

$$A_r = A_s/2 = 4.07/2 = 2.03\text{cm}^2$$

$$A_r = 2HA12 = 2.26\text{cm}^2$$

4.4L'espacement des armatures de répartition :

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) ; S_t \leq \min(60; 45\text{cm}) ; S_t \leq 45\text{cm}$$

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

7. Vérification de l'effort tranchant : $T_{u_{\max}} = 20.49\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right)$$

$$\left(\frac{20.49 \times 10^3}{1000 \times 125}\right) \leq \min\left(\frac{0.20 \times 25}{1.5}; 5\right)$$

$$0.16\text{Mpa} \leq 3.33\text{Mpa} \Rightarrow C.V$$

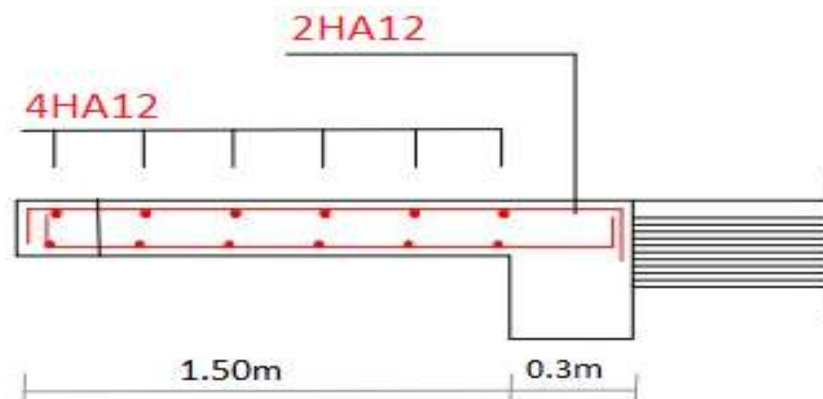


Figure3.8 : Ferrailage du balcon

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce mémoire a permis de démontrer la maîtrise des concepts fondamentaux du dimensionnement et du calcul des ferraillages en béton armé. Les différentes étapes de l'étude, depuis la présentation de l'ouvrage jusqu'au calcul des armatures, ont été détaillées et illustrées par un exemple concret.

Premier chapitre a débuté par une présentation détaillée de l'ouvrage, en précisant sa géométrie, ses dimensions et les charges qu'il doit supporter. Ensuite, les propriétés des matériaux constitutifs du béton armé, à savoir le béton et l'acier, ont été exposées. L'accent a été mis sur les caractéristiques mécaniques de ces matériaux, telles que la résistance à la compression, la résistance à la traction et le module d'élasticité.

Deuxième chapitre s'est concentré sur le dimensionnement et le calcul des ferraillages pour les éléments principaux de l'ouvrage, tels que les poutres, les poteaux, les dalles et les fondations. Les différentes méthodes de calcul, notamment la méthode des états limites, ont été présentées et appliquées. Le choix des armatures et leur disposition ont été déterminés en fonction des sollicitations et des résistances requises.

Troisième chapitre a traité du dimensionnement et du calcul des ferraillages pour les éléments secondaires de l'ouvrage, tels que l'acrotère et les escaliers. Des méthodes de calcul spécifiques à chaque type d'élément ont été présentées et appliquées. L'importance de la prise en compte des effets secondaires, tels que les effets de cisaillement et de torsion, a été soulignée.

Les résultats obtenus permettent de garantir la sécurité et la durabilité de la structure en béton armé.

Références Bibliographique

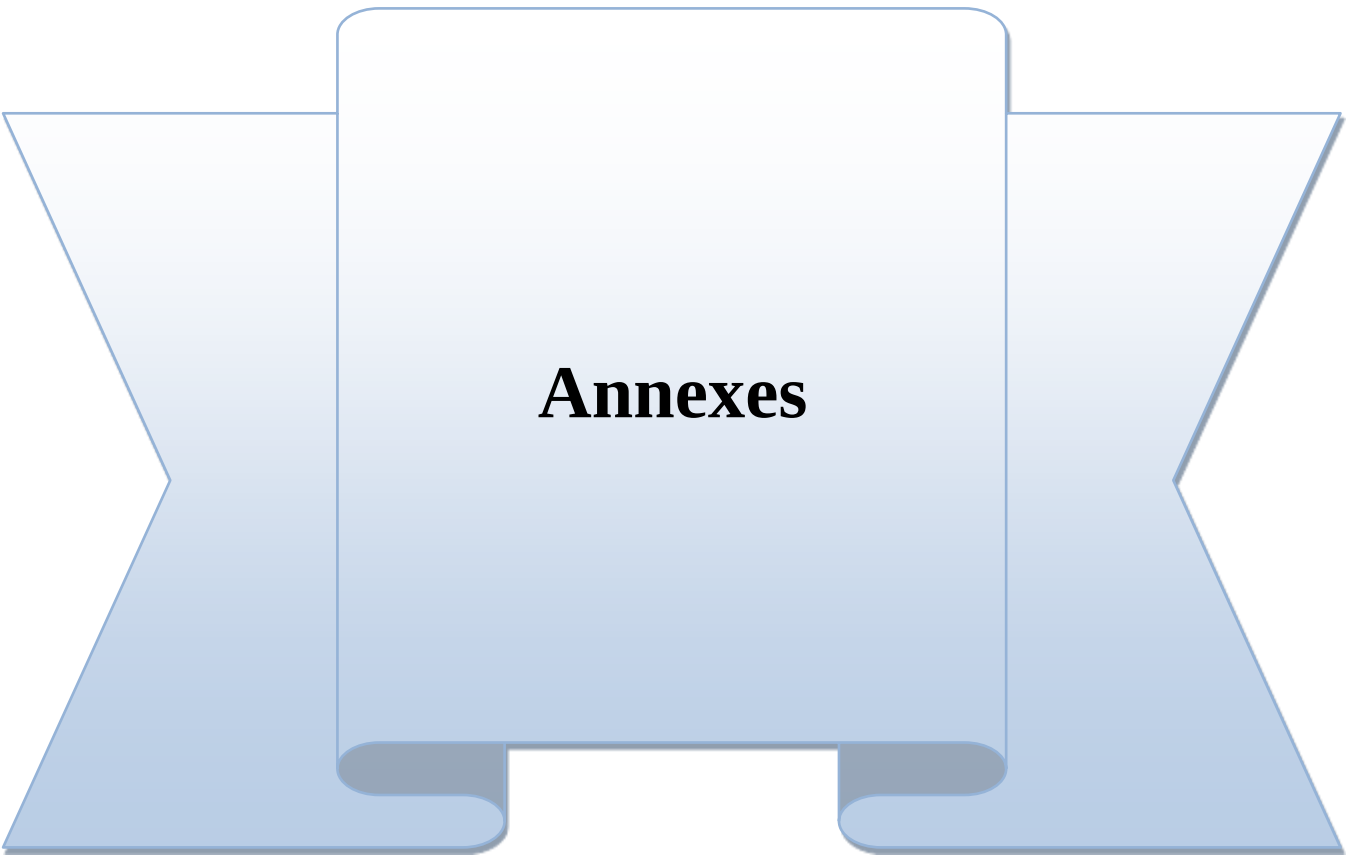
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE :

Les règles :

- Règles parasismiques algériennes (RPA 99 / version2003)
- DTR B.C. 2.2 « charges permanentes et surcharges d'exploitation »
- Règles BAEL modifiées 99
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) Autres documents consultés.

Logiciels :

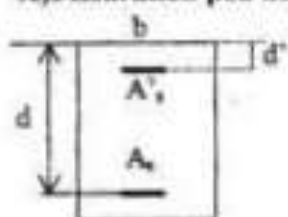
- Auto desk robot structural analyse professionnel V2015.
- Auto desk Auto CAD 2015.



Annexes

FLEXION SIMPLE SECTION RECTANGULAIRE

A) Fissuration peu nuisible



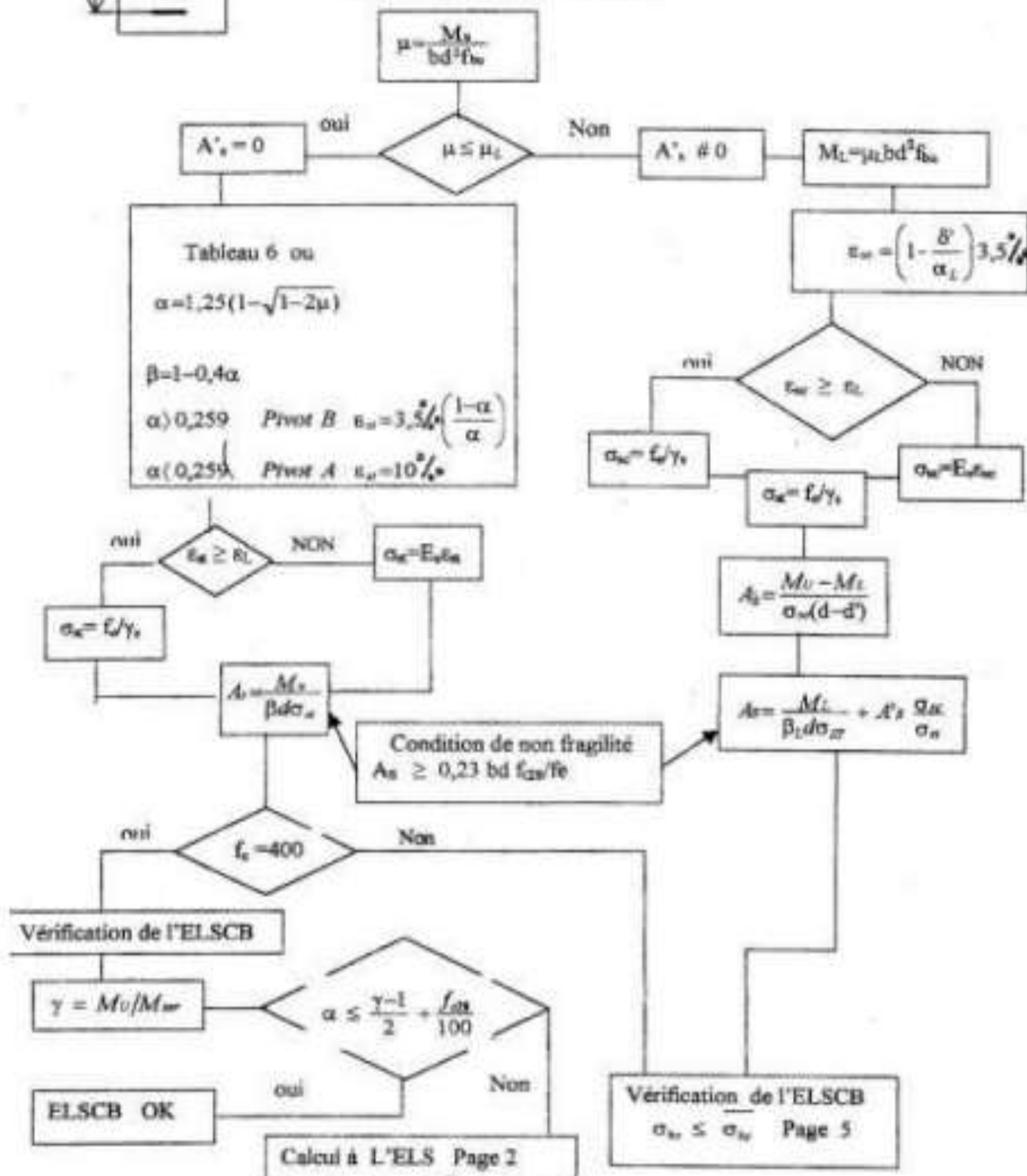
Détermination des armatures : Calcul conduit à l'ELU

Données : M_U et M_{ser} en (N.m)

b, d, d' en (cm) $\delta' = d'/d$ $\epsilon_L, \mu_L, \alpha_L, \beta_L$

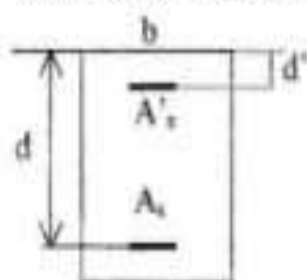
$f_{bu} = 0,85 f_{cm}/\gamma_b$, f_{td}/γ_s en (MPa)

Inconnues : A_s, A_s' en (cm^2)



FLEXION SIMPLE
SECTION RECTANGULAIRE

Vérification des contraintes à l'ELS



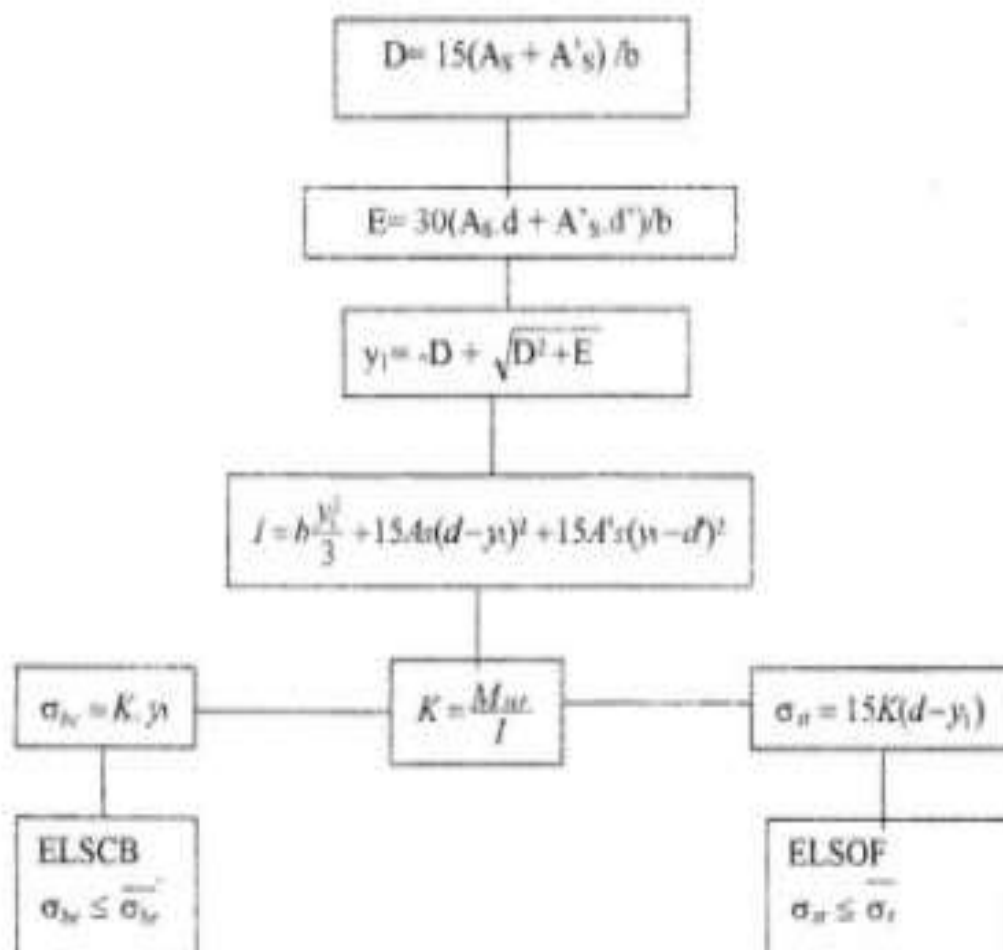
Données : M_{ser} en (N.m) b, d, d' en (cm) $\delta' = d'/d$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{ctk}$ $\bar{\sigma}_t = \min(\frac{2}{3}f_t, 110\sqrt{\eta f_{ctk}}) \dots$ fissuration préjudiciable

$\bar{\sigma}_c = \min(\frac{1}{2}f_c, 90\sqrt{\eta f_{ctk}}) \dots$ fissuration très préjudiciable

f_{ctk}, f_{ctk}, f_c en (MPa)

Inconnues : σ_{bc}, σ_{st}



Si $A's=0$ (section sans armatures comprimées) on peut utiliser le tableau 7 :

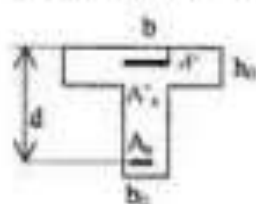
$\rho_1 = 100 \frac{A_s}{bd}$ du tableau on a k_1 et $\beta_1 \implies \sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d A_s} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (ELSCB)

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_t$ (ELSOF)

Annexes

A) fissuration peu nuisible :



SECTION EN Tê

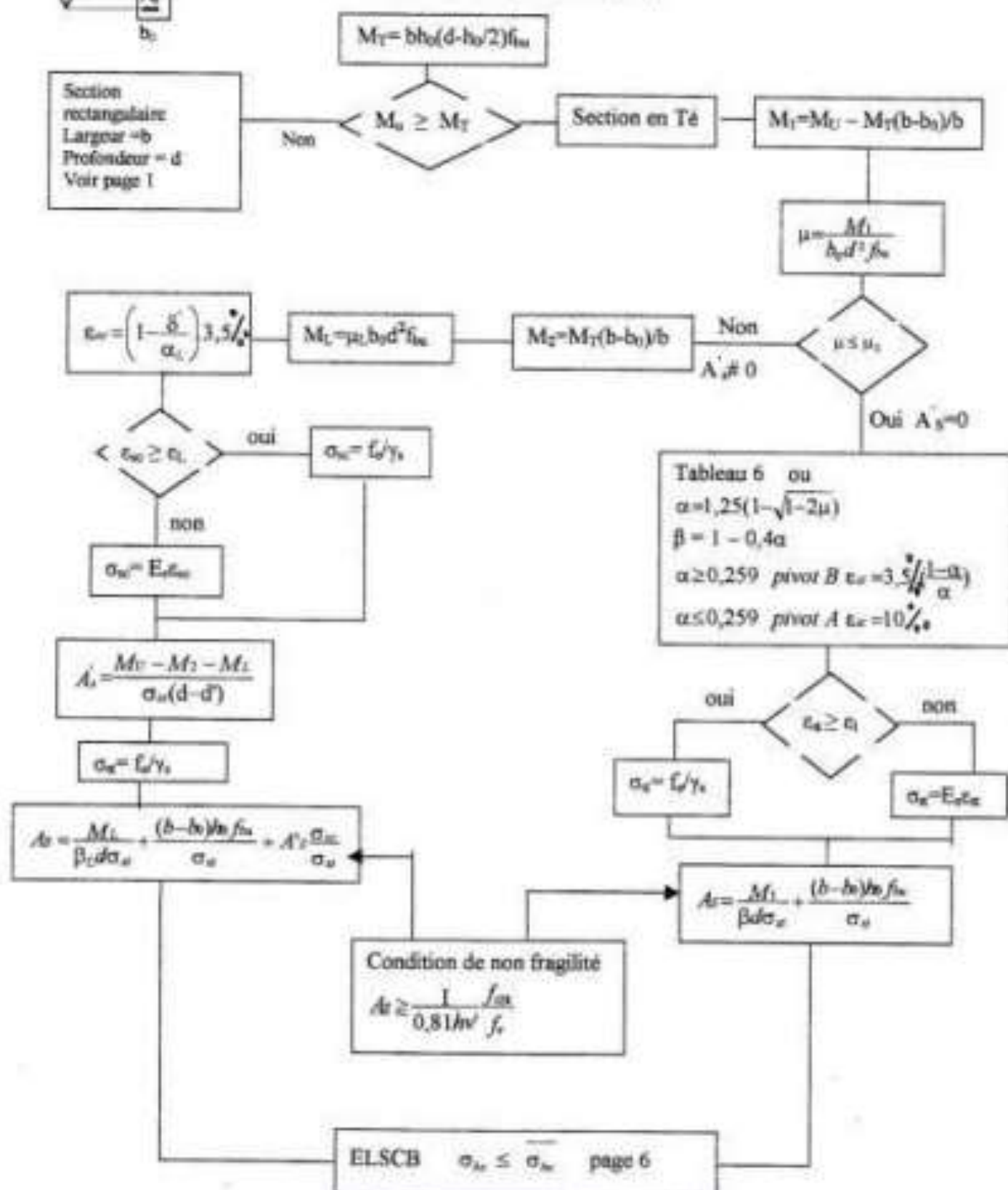
Détermination des armatures : Calcul conduit à l'ELU

Données : M_U et M_{ser} en (N.m)

b, d, h_0, b_0 et d' en (cm) $\delta' = d'/d$

$f_{tu} = 0,85 f_{ctw}/\gamma_s$, f_y/γ_s en (MPa), $\epsilon_L, \mu_L, \alpha_L, \beta_L$

Inconnues : A_s, A'_s en (cm²)



Annexes

Niveau	FeE218		FeE238		FeE400		FeE500	
	$\gamma_1 = 1$	$\gamma_2 = 1,15$	$\gamma_1 = 1$	$\gamma_2 = 1,15$	$\gamma_1 = 1$	$\gamma_2 = 1,15$	$\gamma_1 = 1$	$\gamma_2 = 1,15$
ρ_{eq}	215	187	215	204	400	348	500	435
$\sigma_{\text{eq}} (\text{N/mm}^2)$	1,075	0,935	1,175	1,02	2,00	1,74	2,5	2,175
α_1	0,765	0,789	0,749	0,774	0,650	0,668	0,581	0,617
α_2	0,425	0,432	0,420	0,427	0,379	0,392	0,358	0,372

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm

Tableau des armatures

N ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.2 8	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.5 7
2	0.39	0.5 7	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.1 3
3	0.59	0.8 5	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.7 0
4	0.79	1.1 3	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.2 7
5	0.98	1.4 1	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.8 3
6	1.18	1.7 0	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.4 0
7	1.37	1.9 8	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.9 6
8	1.57	2.2 6	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.5 3
9	1.77	2.5 4	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.1 0
10	1.96	2.8 3	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.6 6
11	2.16	3.1 1	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.2 3
12	2.36	3.3 9	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8 0
13	2.55	3.6 8	6.53	10. 21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.3 6
14	2.75	3.9 6	7.04	11. 00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.9 3

Annexes

Etat-limite ultime de résistance

TABLEAU 6 - Section rectangulaire en flexion simple, sans armatures comprimées.
Pour l'utilisation du tableau dans le cas de la section en T,

μ	α	β	1000 ϵ_s	μ	α	β	1000 ϵ_s	μ	α	β	1000 ϵ_s
0,000	0,0000	1,000	10	0,080	0,1044	0,958	10	0,160	0,2193	0,912	10
0,002	0,0025	0,999	10	0,082	0,1071	0,957	10	0,162	0,2223	0,911	10
0,004	0,0050	0,998	10	0,084	0,1099	0,956	10	0,164	0,2253	0,910	10
0,006	0,0075	0,997	10	0,086	0,1126	0,955	10	0,166	0,2284	0,909	10
0,008	0,0100	0,995	10	0,088	0,1154	0,954	10	0,168	0,2314	0,907	10
0,010	0,0126	0,995	10	0,090	0,1181	0,953	10	0,170	0,2345	0,906	10
0,012	0,0151	0,994	10	0,092	0,1209	0,952	10	0,172	0,2376	0,905	10
0,014	0,0176	0,993	10	0,094	0,1236	0,951	10	0,174	0,2406	0,904	10
0,016	0,0201	0,992	10	0,096	0,1264	0,949	10	0,176	0,2438	0,902	10
0,018	0,0227	0,991	10	0,098	0,1291	0,948	10	0,178	0,2469	0,901	10
0,020	0,0252	0,990	10	0,100	0,1320	0,947	10	0,180	0,2500	0,900	10
0,022	0,0279	0,989	10	0,102	0,1348	0,946	10	0,182	0,2531	0,899	10
0,024	0,0304	0,988	10	0,104	0,1376	0,945	10	0,184	0,2562	0,898	10
0,026	0,0330	0,987	10	0,106	0,1404	0,944	10	0,186	0,2594	0,896	10
0,028	0,0355	0,986	10	0,108	0,1431	0,943	10	0,188	0,2626	0,895	9,83
0,030	0,0381	0,985	10	0,110	0,1460	0,942	10	0,190	0,2658	0,894	9,67
0,032	0,0406	0,984	10	0,112	0,1489	0,940	10	0,192	0,2689	0,892	9,52
0,034	0,0432	0,983	10	0,114	0,1517	0,939	10	0,194	0,2721	0,891	9,36
0,036	0,0459	0,982	10	0,116	0,1546	0,938	10	0,196	0,2753	0,890	9,21
0,038	0,0485	0,981	10	0,118	0,1574	0,937	10	0,198	0,2785	0,889	9,07
0,040	0,0510	0,980	10	0,120	0,1603	0,936	10	0,200	0,2818	0,887	8,92
0,042	0,0536	0,979	10	0,122	0,1631	0,935	10	0,202	0,2850	0,886	8,78
0,044	0,0562	0,978	10	0,124	0,1660	0,934	10	0,204	0,2882	0,885	8,64
0,046	0,0589	0,976	10	0,126	0,1689	0,932	10	0,206	0,2915	0,883	8,51
0,048	0,0615	0,975	10	0,128	0,1719	0,931	10	0,208	0,2948	0,882	8,37
0,050	0,0641	0,974	10	0,130	0,1748	0,930	10	0,210	0,2980	0,881	8,24
0,052	0,0667	0,973	10	0,132	0,1776	0,929	10	0,212	0,3013	0,879	8,12
0,054	0,0694	0,972	10	0,134	0,1805	0,928	10	0,214	0,3046	0,878	7,99
0,056	0,0721	0,971	10	0,136	0,1835	0,927	10	0,216	0,3079	0,877	7,87
0,058	0,0747	0,970	10	0,138	0,1864	0,925	10	0,218	0,3112	0,876	7,75
0,060	0,0774	0,969	10	0,140	0,1894	0,924	10	0,220	0,3146	0,874	7,63
0,062	0,0801	0,968	10	0,142	0,1923	0,923	10	0,222	0,3179	0,873	7,51
0,064	0,0828	0,967	10	0,144	0,1953	0,922	10	0,224	0,3212	0,872	7,40
0,066	0,0854	0,966	10	0,146	0,1983	0,921	10	0,226	0,3246	0,870	7,28
0,068	0,0881	0,965	10	0,148	0,2013	0,919	10	0,228	0,3280	0,869	7,17
0,070	0,0907	0,964	10	0,150	0,2041	0,918	10	0,230	0,3315	0,867	7,06
0,072	0,0935	0,963	10	0,152	0,2071	0,917	10	0,232	0,3349	0,866	6,95
0,074	0,0962	0,962	10	0,154	0,2101	0,916	10	0,234	0,3383	0,865	6,85
0,076	0,0989	0,960	10	0,156	0,2131	0,915	10	0,236	0,3417	0,863	6,74
0,078	0,1016	0,959	10	0,158	0,2162	0,914	10	0,238	0,3451	0,862	6,64

Etat-limite ultime de résistance

diagramme rectangulaire. Valeurs de α , β et 1000 ϵ_s en fonction de μ
voir formulaire, chapitre II-C-2.

μ	α	β	1000 ϵ_s	μ	α	β	1000 ϵ_s	μ	α	β	1000 ϵ_s
0,240	0,3486	0,861	6,54	0,320	0,5000	0,800	3,500	0,400	0,6910	0,734	1,565
0,242	0,3521	0,859	6,44	0,322	0,5043	0,798	3,443	0,402	0,6966	0,731	1,524
0,244	0,3556	0,858	6,34	0,324	0,5083	0,797	3,386	0,404	0,7023	0,719	1,484
0,246	0,3591	0,856	6,25	0,326	0,5126	0,795	3,328	0,406	0,7080	0,717	1,444
0,248	0,3626	0,855	6,15	0,328	0,5169	0,793	3,271	0,408	0,7138	0,714	1,403
0,250	0,3661	0,854	6,06	0,330	0,5211	0,792	3,217	0,410	0,7196	0,712	1,364
0,252	0,3696	0,852	5,97	0,332	0,5254	0,790	3,162	0,412	0,7256	0,710	1,324
0,254	0,3732	0,851	5,88	0,334	0,5297	0,788	3,107	0,414	0,7316	0,707	1,284
0,256	0,3768	0,849	5,79	0,336	0,5341	0,786	3,052	0,416	0,7376	0,705	1,245
0,258	0,3804	0,848	5,70	0,338	0,5385	0,785	3,000	0,418	0,7438	0,702	1,205
0,260	0,3840	0,846	5,62	0,340	0,5429	0,783	2,947	0,420	0,7500	0,700	1,166
0,262	0,3876	0,845	5,53	0,342	0,5474	0,781	2,894	0,422	0,7562	0,697	1,128
0,264	0,3913	0,843	5,45	0,344	0,5518	0,779	2,843	0,424	0,7626	0,695	1,090
0,266	0,3949	0,842	5,36	0,346	0,5563	0,777	2,792	0,426	0,7691	0,693	1,051
0,268	0,3985	0,841	5,28	0,348	0,5608	0,776	2,741	0,428	0,7756	0,690	1,013
0,270	0,4022	0,839	5,20	0,350	0,5654	0,774	2,690	0,430	0,7822	0,687	0,974
0,272	0,4059	0,838	5,12	0,352	0,5699	0,772	2,641	0,432	0,7890	0,684	0,936
0,274	0,4096	0,836	5,04	0,354	0,5745	0,770	2,592	0,434	0,7959	0,682	0,898
0,276	0,4134	0,835	4,97	0,356	0,5791	0,768	2,544	0,436	0,8028	0,679	0,860
0,278	0,4171	0,833	4,89	0,358	0,5838	0,766	2,495	0,438	0,8099	0,676	0,822
0,280	0,4209	0,832	4,82	0,360	0,5885	0,765	2,447	0,440	0,8170	0,673	0,784
0,282	0,4246	0,830	4,74	0,362	0,5933	0,763	2,399	0,442	0,8242	0,670	0,746
0,284	0,4284	0,829	4,67	0,364	0,5981	0,761	2,352	0,444	0,8316	0,667	0,708
0,286	0,4322	0,827	4,60	0,366	0,6029	0,759	2,305	0,446	0,8393	0,664	0,670
0,288	0,4361	0,826	4,53	0,368	0,6078	0,757	2,258	0,448	0,8469	0,661	0,633
0,290	0,4399	0,824	4,46	0,370	0,6126	0,755	2,213	0,450	0,8547	0,658	0,595
0,292	0,4437	0,823	4,39	0,372	0,6175	0,753	2,168	0,452	0,8627	0,655	0,557
0,294	0,4476	0,821	4,32	0,374	0,6225	0,751	2,123	0,454	0,8709	0,652	0,519
0,296	0,4516	0,819	4,25	0,376	0,6275	0,749	2,078	0,456	0,8792	0,648	0,481
0,298	0,4555	0,818	4,18	0,378	0,6325	0,747	2,034	0,458	0,8877	0,645	0,443
0,300	0,4595	0,816	4,12	0,380	0,6376	0,745	1,990	0,460	0,8965	0,641	0,404
0,302	0,4634	0,815	4,05	0,382	0,6427	0,743	1,946	0,462	0,9054	0,638	0,366
0,304	0,4674	0,813	3,99	0,384	0,6479	0,741	1,902	0,464	0,9146	0,634	0,327
0,306	0,4714	0,811	3,92	0,386	0,6533	0,739	1,859	0,466	0,9240	0,630	0,288
0,308	0,4754	0,810	3,86	0,388	0,6584	0,737	1,816	0,468	0,9337	0,626	0,248
0,310	0,4795	0,808	3,80	0,390	0,6637	0,735	1,773	0,470	0,9438	0,622	0,208
0,312	0,4835	0,807	3,74	0,392	0,6691	0,732	1,731	0,472	0,9542	0,618	0,168
0,314	0,4876	0,805	3,68	0,394	0,6745	0,730	1,689	0,474	0,9650	0,614	0,127
0,316	0,4918	0,803	3,62	0,396	0,6799	0,728	1,648	0,476	0,9761	0,610	0,086
0,318	0,4959	0,802	3,56	0,398	0,6854	0,726	1,607	0,478	0,9877	0,605	0,044