

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE EPOPULAIRE



MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ KASDI MERBAH OUARGLA



Faculté des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil et Hydraulique

Mémoire

MASTER ACADEMIQUE

Domaine : Sciences et Technologies

Filière : Génie Civil

Spécialité : Etude et Contrôle des Bâtiments et Routes (E.C.B.R)

Présentée par :

Benseddik Yasmine

Thème :

**Etude d'une construction en béton armé (R+3)
contreventée par portiques autostables
implantée en zone sismique (I)**

Soutenu publiquement le :13/06/2023

Devant le jury composé de :

Benzerari Selma	MAA (UKM Ouargla)	Président
Bouzouaid Samia	MCB (UKM Ouargla)	Examineur
Djireb Samir	MCB (UKM Ouargla)	Encadreur
Khelassi Amar	MAA (UKM Ouargla)	Co-Encadreur

Année Universitaire : 2022/2023

الإهداء

بحروف أخطها تحكي على فيض من المشاعر ومبتغى طال انتظاره وها هو الآن تحقق
وأول الأولين ورب العالمين الذي رزقني من لدنه علما ومسخر الأسباب أحمدته عدد ما حمده
الحامدون وأشكره على فضل نعمه.

إلى سندي ومأمني وأماني الذي أنار دربي بنوره إلى من تربيت على يديه ومن علمني القيم
والمبادئ إلى من لا ينفصل اسمي عن اسمه والحاضر بروحي قلبي لا يغيب كان عوننا
لي لتحقيق أهدافي فتراه يفرح بإنجازاتي فيا رب هون عليه ولا تهن عليه أبي الغالي
إلى أمي التي عطرت نفسي بحنينها ودعائها الخالص

إلى صناع قوتي وقررة عيني في هذه الحياة

ومن ملأوا حياتي بهجة ورونقا... وشاركوني إياها في السراء والضراء إخوتي

“ إيمان - علي - رانيا - عبد الرحمان ”

إلى براعم بيتنا وأفلاذي كبدا جعلونا نبتسم في وقت حصرتنا "محمد - أيهم - غيث - ريان"

وأتقدم بالشكر الى زميلتي ورفيقة دربي صديقتي الجميلة بهية واسمها يدل على بهائها
وحسن رفقتها ووقوفها إلى جانبي في مسيرتي الدراسية وكنا رفقاء الليالي الرعدية

إلى رفيقاتي العمر الذين ملأوا صندوق ذكرياتي وتقاسموا معي مشقة الطريق

"إيمان - سمية- أية - نصيرة - سارة - انتصار"

إلى أعز رفقاء الدرب فخر الدين و عبد الرفيع من تميزوا بالوفاء والصدق والعطاء

إلى من برفقتهم سعدت

إلى أستاذي الذي أقل ما يقال في حقه نعمة من عند الله ضحى بالوقت والجهد وصبر عليا

أتمنى أن أصبح بيوم من الأيام عظيمة مثلك فخورة أنا بكونك أستاذي ومشرفي

إلى نفسي التي ألهمها الله الصبر والسلوان لتخطي هذه المسافة كافحت وجاهدت وسهرت

ليالي لأجل هذه اللحظة وشقت دروب الطريق بحلوها ومرها

إلى كل من كان سببا في زرع البسمة في قلبي وكان معي على طريق النجاح والخير

إلى من سندنني من بعيد أو قريب

أحمدك ربي حتى ترضى أحمدك إذا رضيت ولك الحمد بعد الرضا

الشكر

أما بعد نتوجه بالشكر الجزيل إلى من اعطى وأجزل بعطائه وضحي بوقته أستاذي
المشرف **جيرب سمير** وكذلك الى المشرف المساعد **خلاصي عمار** والى أعضاء اللجنة كل
باسمه: الأستاذة بن زراري سلمى و الأستاذة بوزوايد سامية
و الى كل من له الفضل علي ومن ساهم معي في انجاز مذكرتي، انا ممتنة جدا.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment composé de quatre niveaux. L'ouvrage est situé dans la région de Biskra, classée zone sismique faible (I), selon les normes parasismiques algériennes. Cette étude se compose de cinq parties. La première partie représente les caractéristiques de l'étude de projet correspondant aux différentes propriétés des matériaux utilisés dans le processus de construction. Dans la deuxième partie, nous avons exploité les différentes étapes de pré-dimensionnement des éléments, afin d'avoir la possibilité d'identifier les différentes charges appliquées. Par la suite, nous avons étudié, dans la troisième partie, les différents éléments secondaires tels que ; l'escalier, l'acrotère, les dalles. Afin de calculer les efforts internes pour notre modèle numérique, nous avons préféré modéliser la structure en trois dimensions en utilisant le code SAP2000, sous l'effet de différentes combinaisons de charges, où la procédure de calcul a été faite dans les états statique et dynamique. A la fin de l'étude, nous avons conclu que le taux de renforcement obtenu pour les différents éléments, n'était pas significatif, spécialement en zone à faible sismicité.

Mots Clés : Portiques ; éléments secondaires ; éléments principaux ; ferrailage ; modélisation numérique.

Abstract

This project presents a detailed study of a building consisting of four levels. The structure is located in the region of Biskra, which is classified as a weak seismic area (I), according to the Algerian paraseismic norms. This study consists of five parts. The first part represents the characteristics of the project study that corresponding to different materials properties, which used in the building process. In the second part, we exploited the different stages of pre-dimensioning of the elements, in order to have the possibility of identifying the different applied loads. Thereafter, we studied, in the third part, the various secondary elements such as; the stair, the acroterion, the slabs. In order to calculate the internal forces for our numerical model, we preferred to model the structure in three dimensions by using the SAP2000 code, under the effect of different loads combinations, where the calculation procedure was made in the static and dynamic states. At the end of study, we concluded that the obtained rate of reinforcements for different elements, was not significant, especially in zone with a weak seismicity.

Key Words: Frames ; secondary elements; principal elements; reinforcement; numerical modeling.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى يتكون من أربعة مستويات. يقع الهيكل في منطقة بسكرة المصنفة على أنها منطقة زلزالية ضعيفة (I) حسب النظم و القوانين الجزائرية الخاصة بالزلازل. تتكون هذه الدراسة من خمسة أجزاء. يمثل الجزء الأول خصائص دراسة المشروع المطابقة لخصائص المواد المختلفة المستخدمة في عملية البناء. في الجزء الثاني، قمنا باستغلال المراحل المختلفة للأبعاد المسبقة للعناصر، من أجل الحصول على إمكانية تحديد الأحمال المطبقة المختلفة. بعد ذلك درسنا في الجزء الثالث العناصر الثانوية المختلفة مثل؛ السلم، الجدار الواقي، البلاطات. من أجل حساب القوى الداخلية لنموذجنا العددي، فضلنا نمذجة الهيكل للبناءية بثلاثة أبعاد وهذا باستخدام كود SAP2000، تحت تأثير مجموعة مختلفة من الحمولات، حيث تم إجراء الحساب في الحالات الستاتيكية والديناميكية. في النهاية خلصت الدراسة إلى نسبة التسليح المتحصل عليها في العناصر المختلفة لم تكن ذات قيمة كبيرة، خاصة في المنطقة ذات النشاط الزلزالي الضعيف.

الكلمات المفتاحية: إطارات، العناصر الثانوية، العناصر الأساسية، التسليح، نمذجة عددية.

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Composants d'un plancher d'étage courant.....	12
Tableau II.2 : Composants d'un plancher d'étage courant.....	12
Tableau II.3 : Calcul du poids à chaque niveau.....	13
Tableau II.4 : Effort normal ultime N_u , à la base du poteau (B-3).....	14
Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités.....	44

Liste des figures

Figure I.1 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU.....	5
Figure I.2 : Diagramme Contrainte-Déformation d'Acier.....	7
Figure II-1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.....	9
Figure II.2 : Surface afférente (Poteau 3-B).....	12
Figure III-1 : Escalier à deux volées parallèles avec palier intermédiaire.....	16
Figure III.2 : Schéma de la section transversale étudiée.....	27
Figure IV.1 : Simulation de la construction en trois dimensions (sap2000).....	43
Figure IV.2 : La courbe de spectre de réponse.....	46

Liste des Symboles

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation

RPA : Le règlement parasismique Algérien

E : Charge accidentelle

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

σ_{bc} : Contrainte du béton

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible d'acier

σ_s : Contrainte d'acier

$\bar{\tau}_u$: : Contrainte admissible de cisaillement

τ_u : Contrainte de cisaillement

f_{bu} : Contrainte de calcul de la compression du béton

f_{cj} : Résistance à la compression du béton à l'âge j jour

f_{tj} : Résistance à la traction du béton à l'âge j jours

f_{c28} : Résistance à la compression du béton à l'âge 28 jour

F_e : Limite élastique d'acier

E_i : Déformations instantanées du béton

E_v : Déformations différées du béton

ν : Coefficient de poisson

e_p : Epaisseur

e_1, e_a, e_2 : Excentricité

h_e : Hauteur libre d'étage

A_{st} : Section d'armatures à la partie tendue

A_r : Section d'armatures de répartition

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s :Coefficient de sécurité d'acier

θ : Coefficient représentant la durée d'application de la charge

C. N. V:Condition non vérifiée.

C. V:Condition vérifiée

η : Facteur de correction d'amortissement

y : Position relative de la fibre neutre

μ_u :Moment ultime réduit

z : Bras de levier

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

d' : enrobage de la fibre supérieur du béton

λ : L'élancement mécanique des poteaux

B_r : Section réduite du béton

M_u : Moment fléchissant à l'état limite ultime

M_s : Moment fléchissant à l'état limite service

M_t : Moment en travée

M_a : Moment en appuis

T : Effort tranchant ultime

V : Effort tranchant

T : La période fondamentale de la structure

N : Effort normal

g : Largeur de marche(giron)

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique

$\xi\%$: Le pourcentage d'amortissement

R : Coefficient de comportement global de la structure

Q : Facteur de qualité

W : Poids total de la structure

L_f : Longueur de flambement

\bar{f} : Flèche admissible

λ_g : L'élancement géométrique

(a, b) : Dimensions du poteau mentionnées dans le cas d'identifier le sens de flambement

\emptyset_t : Diamètre d'une barre d'acier transversale

S_t : Espacement

ELU : Etat limite ultime

ELS : Etat limite service

Sommaire

الإهداء	I
الشكر	II
Résumé.....	III
Liste des tableaux	IV
Liste des figures	IV
Liste des Symboles.....	VI
Sommaire.....	IX
Introduction générale.....	1

CHAPITRE I PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Présentation de l'ouvrage.....	3
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	3
I.3. Les éléments constitutifs de l'ouvrage.....	3
I.4. Caractéristiques des matériaux	4
I.4.1. Béton.....	4
I.4.2 Acier	6

CHAPITRE II PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

II.1. Planchers	9
II.1.1. Dimensionnement	9
II.1.1.1 Hauteur du plancher	9
II.1.1.2. Les poutres continues.....	9
II.2. Poutres	10
II.3. Poteaux	11
II.4. Evaluation des charges permanentes et d'exploitation.....	12
II.5. Descente des charges	13

CHAPITRE III ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Escaliers	16
------------------------	----

III.1.1. Définition	16
III.1.2. Dimensions.....	16
III.1.4. Evaluation des sollicitations.....	18
III.1.5. Ferrailage.....	18
III.1.6. Vérification de déformation.....	20
III.1.7. Calcul de la poutre palière	21
III.2. Acrotère	26
III.2.1. Définition	26
III.2.2. Section choisie	26
III.2.3. Evaluation des charges et surcharges	26
III.2.4. Sollicitations	27
III.2.5. Ferrailage.....	27
III.3. Plancher à corps creux	31
III.3.1. Introduction.....	31
III.3.2. Dimensionnement des poutrelles	31
III.3.3. Evaluation des charges et surcharges	31
III.3.4. Domaine de validité de la méthode forfaitaire	32
III.3.5. Détermination des sollicitations.....	33
III.3.6. Ferrailage.....	37
III.3.7. Vérification des contraintes	38
CHAPITRE IV MODELISATION DE LA CONSTRUCTION EN 3D	
IV.1. Introduction	43
IV.1.1. Détermination des paramètres de calcul.....	43
IV.1.1.1 Paramètre de la méthode statique équivalente.....	43
IV.1.1.2. Détermination de spectre de réponse	46
IV.1.1.3. Modélisation	46
IV.1.1.4. Evaluations des sollicitations.....	47
CHAPITRE V DETERMINATION DU FERRAILLAGE DES ELEMENTS	49

V.1. Introduction	49
V.1.1. Les poutres	49
V.1.1.1. Introduction	49
V.1.1.2. Combinaisons des charges	49
V.1.1.3. Ferrailage des poutres	49
V.2. Etude des fondations	56
V.3. Longrine	60
Conclusion générale.....	64
Références bibliographiques.....	66
Annexes.....	67

Introduction générale

Introduction générale

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie, au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol.

En génie civil, toute étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles à savoir : la superstructure et l'infrastructure qui sont respectivement : partie hors terre et partie enterrée.

La première « Étude de la superstructure » consiste à calculer les éléments résistants de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (portiques, planchers...) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) et du règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Il s'avère que le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue, difficile et fait aboutir à des résultats moins proches de la réalité, mais aujourd'hui, il existe des logiciels tels que SAP 2000, ROBOT, permettant non seulement de réduire considérablement le temps de travail mais aussi d'aboutir à des résultats satisfaisants.

La deuxième « Étude de l'infrastructure » consiste à calculer des fondations qui sont des éléments permettant de porter toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Le choix de celles-ci dépend essentiellement de la nature du sol sur le quel est implanté l'ouvrage.

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 la sécurité du public et la protection de l'environnement.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE I PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet consiste à étudier une construction en béton armé (R+3) contreventé par portiques auto-stables à usage d'habitation. Cette construction est implantée dans la wilaya de BISKRA, qui est à la (zone I) en respectant les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003, il est composé de :

- Rez-de chaussée +trois étages.
- Cage d'escalier.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- Hauteur totale de la construction : 12,84m.
- Hauteur de RDC : 3,06m.
- Hauteur des étages courants : 3.06m.
- Largeur totale de la construction : 10,6m.
- Longueur totale de la construction : 26,7m.

I.3. Les éléments constitutifs de l'ouvrage

a) *Planchers* : Il s'agit d'une zone généralement plane destinée à séparer les niveaux et porter et répartir les charges (poids propre et les surcharges d'exploitation) Dans notre projet on a utilisé un plancher de type corps à creux.

b) *Maçonneries* : l'ouvrage est constitué en briques creuse, on distingue deux types de mur dans la structure :

* *Mur extérieur* : sont des murs réalisés en double parois de (15cm ; 10cm) séparées par un vide de 5cm.

* *Mur intérieur* : sont des murs réalisés par une seule paroi de 10cm d'épaisseur.

c) *Revêtements* : Dans notre cas, nous utilisons 2 types de revêtement :

* Enduit en plâtre pour les plafonds et les cloisons intérieures.

* Mortier en ciment pour les murs extérieurs.

- d) *Escalier* : c'est un élément qui permet l'accès aux étages, il est fabriqué en béton armé.
- e) *L'acrotère* : est un élément secondaire destiné à la sécurité au niveau de terrasse réalisée en béton armé.

I.4. Caractéristiques des matériaux

I.4.1. Béton

C'est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sable et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment) qui sert de « colle » on y ajoute éventuellement les adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) alliant les propriétés mécaniques complémentaires de ces matériaux (bonne résistance à la compression du béton et bonne résistance à la traction de l'acier).

- **Résistance à la compression** : Dans les constructions courantes, Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPa). La résistance caractéristique à la compression à $j \leq 28$ jours est définie par :

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ F_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

(Art A.2.1.12.BAEL.91 modifiées.99)

- **Résistance à la traction** : La résistance à la traction du béton est relativement faible, pour des considérations de calcul une bonne approximation de cette résistance notée f_{tj} est donnée par les règles (Art A.2.1 .12 BAEL 91 modifiées 99). Définie par les relations :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06F_{cj}$$

À 28 jour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

- ❖ **Contraintes limites :**

A L'E.L. U :

- * La contrainte limite ultime de compression du béton :

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta_{\gamma b}} \quad (\text{Art A 4-3-4, 1 BAEL91 modifie99})$$

θ : Coefficient application de charge, tel que :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & \text{si } t \geq 24h \\ \theta = 0.9 & \text{si } 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0,85 & \text{si } t \leq 1h \end{array} \right.$$

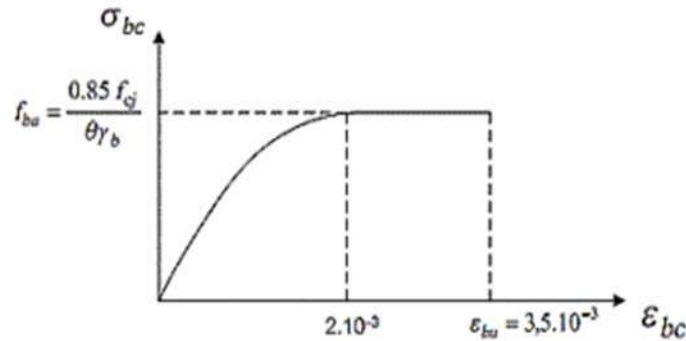


Figure I.1 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU.

* Contrainte limite de cisaillement : (Art A-5-1 BAEL91 modifié99)

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par la formule

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

V_u : Valeur de l'effort tranchant dans la section.

b_0 : La largeur de l'âme.

d : Valeur de la hauteur utile

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) \text{ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

- à l'ELS :

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{cj} \quad (f_{c28}=25 \text{ MPa})$$

* Module de déformation :

Module d'élasticité instantané : $E_{ij}=32164,19\text{MPa}$

Module d'élasticité différée : $E_{vj}= 10818,865\text{MPa}$

I.4.2 Acier

L'acier est un alliage métallique constitué majoritairement de fer et d'une faible quantité de carbone. C'est la présence (entre 0.02 % et 2% en masse) de cet élément chimique qui octroie de l'acier ses propriétés spécifiques plus le pourcentage de carbone présent dans l'acier est élevé plus la dureté du métal est importante. L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et faible en compression.

On distingue les types d'aciers pour béton armé en fonction de leur surface :

- Les aciers à haute adhérence : dont la surface présente des saillies ou des creux.
- Les treillis soudés (TS) : un treillis soudé est une armature pour le béton armé présentée en plaque ou en rouleaux de barres d'armature croisées et assemblées par soudure. Ils sont utilisés comme alternative aux barres isolées qui doivent être assemblées (ferraillage) une à une.

Module de déformation longitudinale : Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier. On admet généralement

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

Contraintes limites d'élasticité de l'acier :

À ELU:

Est définie par la formule suivante :

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

$\gamma_s = 1$ Situation Accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$ Situation courante (durable).

ELS:

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\sigma}_s = f_e$

Aucune vérification à faire.

- Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_t 28} \right)$$

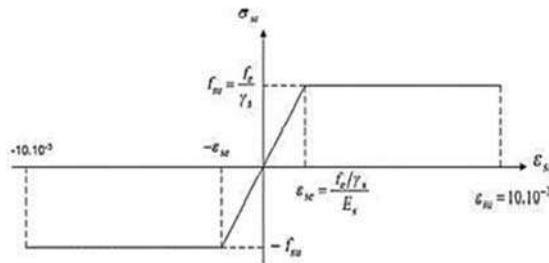


Figure I.2 : Diagramme Contraintes-Déformations d'Acier.

Protection des armatures : (Art A 7.1 BAEL 91 modifiées 99):

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage(C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- * $C \geq 5\text{cm}$: Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- * $C \geq 3\text{cm}$: Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- * $C \geq 1\text{cm}$: Pour les parois situées dans des locaux couverts et qui ne sont pas exposées aux condensations.

CHAPITRE II :

PREDIMENSIONNEMENT ET

EVALUATION DES CHARGES

CHAPITRE II PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

II.1. Planchers

Les planchers sont des éléments secondaires porteurs horizontaux séparent les étages d'une construction. Pour notre étude, on a choisi le type à corps creux.

II.1.1. Dimensionnement

D'après les règles de BAEL 91 (Art-B-6-8-4.2.4) ; l'évaluation de la hauteur totale du plancher à corps creux peut s'exprimer par les formules suivantes :

II.1.1.1 Hauteur du plancher

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22,5}$$

L_{\max} : Longueur entre nus.

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} ; (L_{\max} = 4,3\text{m})$$

$$h_t \geq 0,19\text{m}$$

On va choisir : $h_t = 20\text{cm}$.

Donc, on adopte un plancher d'une épaisseur de 20 cm, (16+4), pour tous les étages.

16 cm : Représente la hauteur du corps creux,

4 cm : Représente la hauteur de la dalle de compression.

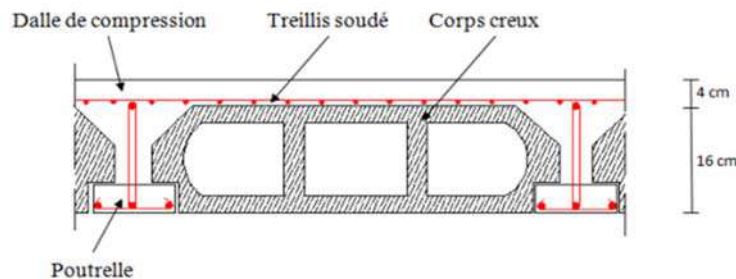


Figure II-1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux (cas général)

II.1.1.2. Les poutres continues

Les poutrelles forment avec la dalle de compression une section en T.

Selon les règles BAEL 91

$$0,3h_t \leq b_0 \leq 0,5h_t$$

$$6\text{cm} \leq b_0 \leq 10\text{cm} ; \text{ Alors } b_0=10\text{cm}$$

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{10} \\ \frac{L_0}{2} \end{array} \right.$$

En général, la dimension du corps creux le plus couramment utilisé est de 55 cm.

$$\frac{b-b_0}{2} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{430}{10} = 43 \\ \frac{55}{2} = 27,5 \end{array} \right.$$

$$\text{Alors : } b_1=27,5\text{cm}$$

$$\text{Donc : } b=b_1 \times 2 + b_0 = 27,5 \times 2 + 10 = 65\text{cm}$$

En conséquence, on adopte :

$$b_0=10 \text{ cm}$$

$$b_1=27,5 \text{ cm}$$

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

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

II.2. Poutres

Ces sont des éléments porteurs en béton armé rectilignes, destinées à supporter les différentes charges, dont dimensions doivent être vérifiées les conditions suivantes :

a) *Poutres principales* :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (L_{\max}=430\text{cm})$$

Sachant que,

L_{\max} : portée maximale.

h : hauteur de la poutre principale.

$$28,66 \leq h \leq 43 \quad (\text{on va choisir : } h = 40 \text{ cm})$$

$$0,3h \leq b \leq 0,5h$$

$$12 \leq b \leq 20 \quad (\text{on va choisir : } b=30\text{cm})$$

b) *Poutres secondaires* :

$$L_{\max}=430\text{cm}$$

$$28,66 \leq h \leq 43 \quad (\text{on va choisir : } h=35\text{cm})$$

$$0,3 \times 35 \leq b \leq 0,5 \times 35$$

$10,5 \leq b \leq 17,5$ (on va choisir : $b=30\text{cm}$)

II.3. Poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux chargés à reprendre les différentes charges et surcharges appliquées aux différents niveaux pour les transmettre au sol de fondations.

Selon les règles de RPA99-v2003 ;

$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ zone sismique (I), on choisit $h = b = 30\text{ cm}$.

$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ (h_e : hauteur d'étage, $h_e = 3.06\text{m}$)

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Alors :

$$30 \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots\text{cv.}$$

$$30 \geq \frac{306}{20} = 15,3 \dots\dots\dots\text{cv.}$$

$$0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots\text{cv.}$$

Selon les règles BAEL 91 (Art B.8.4.1) qui traitent la condition de non flambement ; on peut estimer le coffrage préliminaire du poteau par l'application de la méthode forfaitaire Si ($\lambda \leq 70$).

$$B_r = \frac{0,9\gamma_b}{f_{c28}} \left[\alpha N_u - \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

N_u : Charge centrée descendue à la base du poteau.

A : section d'armatures contribuées.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \dots\dots\dots\text{Elancement géométrique. (} l_f=0,7 \times 3,06=2,142\text{m).}$$

l_f : hauteur d'étage.

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

B : Surface de la section transversale du poteau.

$$I_{\min} = \frac{0,3 \times (0,30)^3}{12} = 6,75 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$B = 0,3 \times 0,3 = 0,09 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}}$$

$$i = \sqrt{\frac{6,75 \cdot 10^{-4}}{0,09}} = 0,086 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2,142}{0,086} = 24,907 \leq 70$$

Tant que : $\lambda = 24.73 \leq 50 \leq 70 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$

Donc, le poteau on section (30×30) cm

II.4. Evaluation des charges permanentes et d'exploitation

1) Plancher étage courant :

Tableau II.1 : Composants d'un plancher d'étage courant

Composition	Epaisseur en (cm)	Charge KN/m ²
Revêtement en carrelage	2	0,40
Chappe en mortier de ciment	2	0,40
Lit de sable,	2	0,34
Plancher à corps creux	20	2,80
Enduit en plâtre	1,5	0,15
Cloisons	1	0,75
La somme	/	G=4,84 et Q=1,5

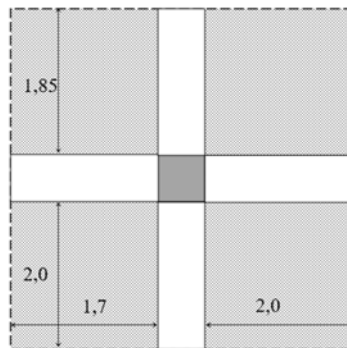


Figure II.2. Surface afférente (Poteau 3-B)

2) Plancher terrasse :

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

Composition	Epaisseur en (cm)	Charge KN/m ²
Protection en gravillon	3	0,6
Étanchéité multicouche	2	0,12
Béton de pente	8	1,76
Isolation thermique en liège	4	0,16
Plancher corps creux	20	2,80
Enduit en plâtre	1,5	0,15
La somme	/	G=5,59etQ=1

II.5. Descente des charges

On a choisi le poteau (3-B), pour déterminer les charges descendues à chaque niveau.

$$S_G = (1,7 \times 2) + (2 \times 2) + (1,7 \times 1,85) + (2 \times 1,85)$$

$$S_G = 14,245$$

$$S_Q = (1,7 + 2 + 0,3) \times (2 + 1,85 + 0,3) = 16,6$$

Tableau II.3 : Calcul du poids à chaque niveau

Étage	Élément	G(KN)	Q(KN)
3	Planche terrasse : (14,245×5,59)	79,630	16,6
	Poutre principale : (0,3×0,4×3,85×25)	11,55	
	Poutre secondaire : (0,35×0,3×3,7×25)	9,713	
	Poteau : (0,3×0,3×25×3,06)	6,885	
	ΣG_T	107,778	
2	Planche terrasse :	107,778	16,6
	Planche ec : (14,245×4,84)	68,946	24,9
	PP : (0,3×0,4×3,85×25)	11,55	
	PS : (0,35×0,3×3,7×25)	9,713	
	Poteau : (0,3×0,3×25×3,06)	6,885	
	ΣG_T	204,872	
1	Planche T+Ec :	204,872	41,5
	Planche ec : (14,245×4,84)	68,946	24,9
	PP : (0,3×0,4×3,85×25)	11,55	
	PS : (0,35×0,3×3,7×25)	9,713	
	Poteau : (0,3×0,3×25×3,06)	6,885	
	ΣG_T	301,966	
R.D.C	Planche T+Ec :	301,966	66,4
	Planche ec : (14,245×4,84)	68,946	24,9
	PP : (0,3×0,4×3,85×25)	11,55	
	PS : (0,35×0,3×3,7×25)	9,713	
	Poteau : (0,3×0,3×25×3,06)	6,885	
	ΣG_T	399,06	

• Vérification de section du poteau

On résume les valeurs cumules de charges descendues dans le tableau II.4.

La charge totale ultime, à la base du poteau (B-3) égale à : $N_u = 675,68 \text{ KN}$

Tableau II.4 : Effort normal ultime Nu, à la base du poteau (B-3)

Niveau	G (KN)	Q (KN)
3	107,778	16,6
2	204,872	41,5
1	301,966	66,4
RD.C	399,06	91,9
Total	399,06	91,9
Nu	675,681	
Vérification de la section du béton : OK		

• **Vérification des sections adoptées pour les poteaux :**

Afin de vérifier la section transversale du poteau (B-3), par rapport à la résistance de compression de béton, on peut utiliser la formule suivante (BAEL ART B.8.11) :

La résistance à la compression : $\sigma_{bc}=14,16\text{MPa}$

$$S \geq \frac{Nu}{\sigma_{bc}}$$

$$S = 30 * 30 = 900 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{Nu}{\sigma_{bc}} = \frac{675,681}{14,16} = 477,175\text{cm}^2$$

$$900 \text{ cm}^2 \geq 477,175\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

CHAPITRE III :
ETUDE DES ELEMENTS
SECONDAIRES

III.1. Escaliers

III.1.1. Définition

Un escalier est une suite régulière de marches, qui servent à monter ou à descendre. Il permet ainsi de passer d'un niveau à un autre.

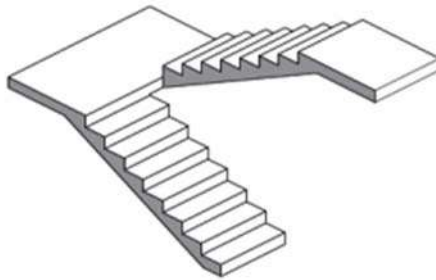


Figure III-1 : Escalier à deux volées parallèles avec palier intermédiaire

III.1.2. Dimensions

- Hauteur de la marche : $14 \leq h \leq 18$, on prend : $h = 17$ cm

- Nombre des marches (2 volées identiques) : $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$ marches

- Largeur de la marche : $24 \leq g \leq 32$ cm , on prend : $g = 30$ cm.

Vérification de la formule de BLONDEL

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \Leftrightarrow 59 \leq 30 + 2 \cdot 17 \leq 66 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

- Longueur du palier : $l = 3,70 - 2,70 = 1,00$ m

- Epaisseur (paillasse et palier) :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{25} \Rightarrow \frac{370}{30} \leq e \leq \frac{370}{25} \Rightarrow 12,33 \leq e \leq 14,8 \quad , \text{ on prend : } e = 15 \text{ cm.}$$

- Angle d'inclinaison :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0.5667 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

III.1.3. Evaluation des charges

a) Paillasse :

Élément	Formule	G (KN/ml)
Poids propre	$25 \times \frac{0,15}{\cos 29,54} \times 1,3$	5,603
Marches	$22 \times \frac{0,17}{2} \times 1,3$	2,431
Revêtement (horizontal)	$20 \times (0,04+0,03) \times 1,3$	1,82
Revêtement (vertical)	$20(0,17 \times 1,3 (\frac{0,04+0,03}{0,3}))$	1,031
Revêtement sous face de paillasse	$10 \times \frac{0,01}{\cos 29,54} \times 1,3$	0,149
LA SOMME	11,035	

b) Palier :

Élément	Formule	G (KN/ml)
Poids propre	$25 \times 0,15 \times 1,3$	4,875
Revêtement (horizontal)	$20(0,04+0,03) \times 1,3$	1,82
Enduit	$10 \times 0,01 \times 1,3$	0,13
LA SOMME	6,825	

c) Surcharge :

$$2,5 \times 1,3 = 3,25 \text{ KN/m} \Rightarrow Q = 3,25 \text{ KN/m}$$

III.1.4. Evaluation des sollicitations

Charges	E.L. U	E.L. S
Paillasse	19,771	14,285
Palier	14,088	10,075

M et T (ELU) – S1-1	X=0	X=2,7
L'effort tranchant	35,809	-17,574
Moment fléchissant	0	24,618
M et T (ELU) – S2-2	X=0	X=1
L'effort tranchant	-31,662	-17,574
Moment fléchissant	0	24,618

Pour déterminer la valeur maximale de moment, on a : $X=1,80 \text{ m} \Rightarrow M_{\max}=32,428 \text{ KN.m}$

III.1.5. Ferrailage

➤ *En Travée*

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{27564}{100.13^2.14,16} = 0,115$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,135$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,939$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} = 6,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

➤ *Aux Appuis*

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{9,728}{100.13^2.14,16} = 0,041$$

$$\alpha = 0,052$$

$$\beta = 0,979$$

$$A_s = 2,20 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} = 6\text{HA}10 = 4,71\text{cm}^2$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

I. On a choisi les fissurations de type peu préjudiciable, où la contrainte admissible égale

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

Il faut vérifier que : $\tau = \frac{T_{\text{max}}}{b.d} < \bar{\tau}_u$

$$\tau = \frac{35809}{1000.130} = 0,275\text{MPa} < 3,33\text{MPa}$$

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Armatures de répartition**

➤ **Sur Travée**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,697\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : 4HA8 de } A_s = 2,01\text{ cm}^2$$

➤ **En appuis**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,178\text{cm}^2, \text{ Soit : 2HA10 de } A_s = 1,57\text{ cm}^2$$

- **Calcul de l'espacement**

Selon les règles de BAEL, $S_t \leq \min(3h, 33)\text{ cm}$

On prend : $S_t = 25\text{ cm}$.

- **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 étudiée 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 .

Vérification	Sur travée	En appuis
$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$	1,387	1,387
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,108	0,037
$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	0,443.....cv	0,443.....cv

III.1.6. 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 :

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

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

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

$$4) L \leq 8 \text{ m}$$

$$1) \frac{15}{370} = 0,041 < 0,0625 \dots\dots\dots(C.V)$$

$$2) \frac{15}{370} = 0,041 > \left(\frac{1}{10}\right) \frac{1989,303}{2340,356} = 0,085 \dots\dots\dots(C.N.V)$$

$$3) \frac{5,65}{100,13} = 0,0043 < 0,011 \dots\dots\dots(C.V)$$

• Flèche admissible (BAEL 91 Art-B 6.5.3)

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm}$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{b_0}$$

$$Y_1 = \frac{100 \times 112,5 + 15 \times 9,05 \times 13}{b_0 \times h + 15A} = 7,956$$

$$Y_2 = h - y_1 = 7,044$$

$$p = 0,006$$

$$\mu = \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,006 \times 192 + 2,1} = 0,547$$

$$I_0 = 100 \left(\frac{7,044^3 + 7,956^3}{3} \right) + 15 \times 9,05 (7,044 - 2)^2 = 31890,647 \text{ cm}^4$$

$$\lambda v = 1,4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 31890,647}{1 + (0,547 \times 1,4)} = 19866,186 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{19,89 \times 3,70^2 \times 10^{-8}}{10 \times 10818,87 \times 19866,186 \times 10^{-6}} = 1,26$$

Donc $F \leq \bar{F}$

III.1.7. Calcul de la poutre palière

- **Prédimensionnement :**

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

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

On prend : $h = 34 \text{ cm}$.

$$0,3h \leq b \leq 0,5h \Rightarrow 10,2 \leq b \leq 17 \text{ cm}$$

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

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

$$b = 34 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(C.V)}$$

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

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

Donc, la poutre palière est de section $(34 \times 30) \text{ cm}^2$

- **Evaluation des charges :**

Poids propre:PP = $0,34 \cdot 0,3 \times 25 = 2,55 \text{ KN/ml}$

Poids du mur qu'elle supporte : $g_{\text{mur}} = 9 \cdot [(3,06/2) - 0,35] \cdot 0,25 = 2,65 \text{ KN/ml}$

$$\text{Réaction de l'escalier au niveau des appuis} \begin{cases} Ru = \frac{31,663}{1,3} = 24,356 \\ Rs = \frac{22,786}{1,3} = 17,528 \end{cases}$$

- **Combinaisons des charges :**

$$q_u = 43,657 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 25,233 \text{ KN/ml}$$

- **Effet de flexion :**

$$M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{43,657 \cdot (3)^2}{8} = 49,114 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{43,657 \cdot (3)}{2} = 65,486 \text{ KN}$$

sur travée : $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \cdot 49,114 = 41,747 \text{ KN.m}$

en appui : $M_0 = 0,3 M_0 = 0,3 \cdot 49,114 = 14,734 \text{ KN.m}$

- **Ferraillage (effet de flexion) :**

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{41747}{14,16 \cdot 30 \cdot (30,6)^2} = 0,105$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,139$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,944$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 4,15 \text{ cm}^2$$

A adoptée = 4HA12 = 4,52 cm²

en appui :

$$\mu = 0,037$$

$$\alpha = 0,047$$

$$\beta = 0,981$$

$$A_s = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 3\text{HA}12 = 3,39\text{cm}^2$$

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

$$A_s \geq (0,23 \cdot f_{tj} \cdot b \cdot d) / f_e$$

sur travée : $4,52 \geq 1,11 \dots \dots \dots \text{cv}$

en appuis : $3,39 \geq 1,11 \dots \dots \dots \text{cv}$

- **Armatures transversales**

$$\tau_{uv} = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{65,486}{300 \cdot 306} = 0,71\text{Mpa}$$

La fissuration est peu préjudiciable.

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

K=1 (coefficient de bétonnage)

$\alpha = 90^\circ$ (α : L'inclinaison des aciers transversales)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0,71 - 0,3 \cdot 1,2 \cdot 1}{0,9(1-0)} \cdot 30 \cdot \frac{1,15}{235} = 0,013\text{cm}^2/\text{cm}$$

Pourcentage minimal

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

$$\frac{A_t}{S_t} = \max \{-0,0018, 0,051\} = 0,051\text{cm}^2/\text{cm}$$

➤ **Effet de torsion**

- Charges :

Poids propre de la poutre palière:.....PP=1,35.2,55=3,442 KN/ml

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

- Poids propre du mur (ép=10 cm)..... Pm1 =1,35.0,9.[(3,06/2)-0,35] = 1,434kN/ml

L'excentricité est : $e_2=0,10\text{m}$

- Poids propre du mur (ép=15 cm)..... Pm2 =1,35.-1,3[(3,06/2)-0,35] = 2,071kN/ml

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

- Réaction d'escalier le long de la poutre palière..... $R_b=24,356\text{kN/ml}$

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

Couple de torsion répartie (C) :

$$C = (24,356.0,15) + (1,434.0,10) - (2,071.0,075) + (3,442.0,00)$$

$$C = 3,641475\text{KN.m /ml}$$

Couple de torsion maximale :

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

$$T_{\text{umax}} = \frac{C.L}{2} = 5,462\text{KN.m}$$

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

D'où

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

$$a = \min(h,b) = \min(34,30) = 30\text{ cm}$$

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

$$\Omega = (b-b_0)(h-b_0) = (30-5)(34-5) = 725\text{ cm}^2$$

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

U : Périmètre de l'aire Ω .

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

$$U = 2((30-5) + (34-5)) = 108\text{ cm}$$

• **Section d'armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{U.T_{\text{max}}}{2\Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = 1,170\text{cm}^2$$

• **Pourcentage minimal :**

$$A_l \cdot \frac{f_e}{b_0 \cdot U} \geq 0,4\text{Mpa} \Rightarrow A_l \geq \frac{0,4b_0U}{f_e} = \frac{0,4 \cdot 5 \cdot 108}{400} = 0,54\text{cm}^2$$

$$A_t = 1,170 \text{ cm}^2 \geq 0,54 \text{ cm}^2$$

- **Section d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} \cdot \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{\tau_{Umax}}{2 \cdot \Omega} \implies \frac{A_t}{S_t} = \frac{T_{Umax}}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{F_e}{\gamma_s}} = 0,018 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

- **Pourcentage minimal :**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \cdot f_{et} \geq 0,4 \text{ Mpa} \implies \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \cdot b_0}{f_{et}} = \frac{0,4 \cdot 5}{235} = 8,51 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,018 \text{ cm}^2/\text{cm} > 8,51 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{cm} \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

➤ **Choix des armatures :**

- Armatures longitudinales :

<u>As (cm²)</u>	<u>Flexion</u>	<u>Torsion</u>
Travée	4,15	1,170
Appuis	1,41	1,170

On adopte comme ferrailage final :

En travée : As = 4HA12 = 4,52 cm²

Aux appuis : As = 3HA12 = 3,39 cm²

- Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \left(\frac{A_t}{S_t}\right)^{flexion} + \left(\frac{A_t}{S_t}\right)^{torsion} = 0,05 + 8,51 \cdot 10^{-3} = 0,059 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$S_t \leq \min \{0,9 \cdot d, 40 \text{ cm}, 15\phi \text{ si } A' \neq 0\}$$

$$\text{Alors : } S_t \leq \min (27,54 ; 40 ; 18 \text{ cm}) \implies S_t \leq 27,54$$

Soit : **S_t = 15 cm.**

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,059 \text{ cm}^2/\text{cm} \implies A_t = 0,059 \cdot 15 = 0,89 \text{ cm}^2$$

On adopte : A_t = 4φ6 = 1,13 cm²

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Contrainte tangente due à la torsion :

$$\tau_{ut} = \frac{T_{umax}}{2b_0\Omega} = \frac{5462}{2 \times 5 \times 725} = 0,753$$

On a :

Flexion : $\tau_{Uf} = 0,71$ Mpa

Torsion : $\tau_{Ut} = 0,753$ Mpa

Condition tangentielle limite : $\tau_{u \text{ limite}} = 3,33 \text{ Mpa}$

Pour section pleine : $\tau_{tot}^2 = \tau_{Uf}^2 + \tau_{Ut}^2 = (0,71)^2 + (0,75)^2 = 1,067 \text{ MPa}$

$$\tau_{Uf}^2 + \tau_{Ut}^2 \leq \tau_{limite}^2 \Rightarrow 1,06 < 11,08 \dots\dots\dots(C.V).$$

III.2. Acrotère

III.2.1. Définition

L'acrotère est un élément décoratif coulé sur place, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse.

III.2.2. Section choisie

Le calcul de l'acrotère s'effectue pour une bande de (1m) de largeur et comme la force Q peut s'agir suivant les deux sens ; on va adopter un ferrailage symétrique.

On admet que l'enrobage des armatures soit (c = 3cm) à partir de l'axe d'armatures.

b = 100cm, h = 10cm, d = 7cm.

III.2.3. Evaluation des charges et surcharges

- Poids propre de l'acrotère : $G_1 = 25(0,6+0,07 + 0,03 \times 0,5).0,1 = 1,713 \text{ KN/ml}$
- Enduit en ciment (e = 15cm) : $G_2 = 18(0,6 + 0,5 + 0,07 + 0,1 + 0,1 + 0,1).0,015 = 0,397 \text{ KN/ml}$

$$G = G_1 + G_2 = 2,107 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation : Q = 1 KN/ml

III.2.4. Sollicitations

Afin d'évaluer les sollicitations, citées dans le tableau ci-dessous, on va utiliser la combinaison suivante :

- Pour les forces : 1,0.N (sans majoration)
- Pour les moments : 1,5.(Q₁.H), avec majoration garde la même valeur sans majoration, afin d'obtenir le cas la plus défavorable.

ETAT	E.L.U	E.L.S
Effort normal de compression N = G	2,107	2,107
Moment fléchissant M = Coeff×Q ₁ ×H	0,9	0,6
Effort tranchant T = Q ₁	1,5	1

III.2.5. Ferrailage

- *Calcul à l'état limite ultime (ELU)*

On a les données suivantes : b = 100 cm , Acier : FeE400 , C = 3 cm , d = 7cm

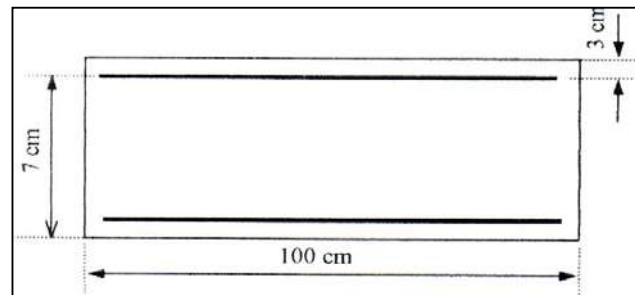


Figure III.2 : Schéma de la section transversale étudiée

On calcule l'excentricité du centre de pression e₀ :

$$e_0 = M_u / N_u$$

$$\text{Donc : } e_0 = M_u / N_u = 0,9 / 2,107 = 0,427 \text{ m} = 42,7 \text{ cm}$$

D'où : e = 42,7 cm > h/2 = 5cm (le centre de pression se trouve en dehors de la section de béton.

$$M_A = M_{Gu} + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,107 \left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) = 0,942 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{942}{14,16 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,013$$

$$\mu = 0,013 < 0,186 < \mu_t = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pivot A)}$$

$$\beta = 0,994$$

Le ferrailage nécessaire est :

$$A_s = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{942}{348,0,994,7} = 0,389 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité et de pourcentage minimal :

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

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

$$z = 0,9d = 0,9 \cdot 0,9h = 0,81h \quad ; \quad f_{tj} = f_{t28} \quad \text{d'où ;} \quad A_{\max} \geq 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{e_G - 0,455 \cdot d}{e_G - 0,185 \cdot d}$$

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,107} = 0,285 \text{ m}$$

Alors, $A_{\min} \geq 0,787 \text{ m}^2$

➤ *Pourcentage minimal des armatures* (BAEL 91 Art-B 5.3.1)

$$A_{\min} \geq 0,0025 \cdot b \cdot h = 0,0025 \cdot 100 \cdot 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

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

Soit $A_{adoptée} = \mathbf{5HA8} = 2,51 \text{ cm}^2$

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

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

➤ *Contrainte de cisaillement*

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

$$\bar{\tau}_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1500}{1000 \cdot 70} = 0,021 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u \quad \text{BAEL 91 (Art A.5.1.1)}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ *Armatures de répartition*

$$A_t = \frac{A_{adopte}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,62 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 3 \phi_6 = 0,85 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $St = 25 \text{ cm}$

• **Vérification à l'E.L. S :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,60}{2,107} = 0,285 \text{ m} = 28,5 \text{ cm}$$

$e_0 > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm}$; Donc la section est partiellement comprimée

$$Y_{ser} = Y_c + C$$

Avec :

Y_c : Distance de l'axe neutre au centre de pression.

C : Distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée.

En écrivant les efforts appliqués à la section :

$$Y_c^3 + P \cdot Y_c + q = 0$$

$$C = e_0 - \frac{h}{2} = 28,5 - \frac{10}{2} = 23,5 \text{ cm}$$

Soit compte tenu des conventions de signes $c = -23,5 \text{ cm}$

Avec :

$$P = -3c^2 + (d-c) \cdot 90 \cdot A_s/b = -3(-23,5)^2 + (7-(-23,5)) \cdot 90 \cdot (2,51)/100 = -1587,851$$

$$q = -2c^3 - (d-c)^2 \cdot 90 \cdot A_s/100 = -2(-23,5)^3 - (7-(-23,5))^2 \cdot 90 \cdot (2,51)/100 = 23854,31$$

$$\Rightarrow Y_c^3 - 1587,851 Y_c + 23854,315 = 0$$

On calcule Δ :

$$\Delta = q^2 + (4 \cdot p^3/27) = (23854,315)^2 + (4 \cdot (-1587,851)^3/27) = -24068301,54$$

$$\text{On a : } \Delta < 0 \text{ donc : } \cos \phi = (3q/2p) \cdot \sqrt{-3/p} = -0,979$$

$$\Rightarrow \phi = \arccos(-0,979) \approx 168,237^\circ$$

$$\alpha = 2 \cdot \sqrt{-P/3} = 46,012$$

Nous avons trois solutions :

$$Y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 25,677 \text{ cm}$$

$$Y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120^\circ\right) = -45,904 \text{ cm}$$

$$Y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240^\circ\right) = 20,227 \text{ cm}$$

$$Y_{\text{ser}} = Y_{c1} + C$$

$$\text{Donc : } Y_c = 25,677 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } Y_{\text{ser}} = Y_{c1} + C$$

$$Y_{\text{ser}} = 25,677 - 23,5 = 2,177$$

$$Y_{\text{ser}} = Y_{c3} + C$$

$$Y_{\text{ser}} = 20,227 - 23,5 = -3,273$$

$$\text{Il faut que } Y_{\text{ser}} > 0 \Rightarrow Y_{\text{ser}} = 2,177$$

➤ *Vérification des contraintes :*

$$I = b \cdot Y_{\text{ser}}^3 / 3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - Y_{\text{ser}})^2$$

$$I = 100 \cdot (2,177)^3 / 3 + 15 \cdot 2,51 \cdot (7 - 2,177)^2 = 1219,706 \text{ cm}^4$$

Le coefficient angulaire contraintes :

$$K = \frac{N_{\text{ser}} \cdot Y_c}{I} = \frac{2,107 \cdot 25,677}{1219,706} = 0,044 \text{ KN/Cm}^3$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = k \cdot Y_{\text{ser}} = 0,044 \cdot 2,177 = 0,096 \text{ KN/Cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,96 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

$$\sigma_s = n \cdot k \cdot (d - Y_{\text{ser}}) = 15 \cdot 0,044 \cdot (7 - 2,177) = 3,183$$

$$\sigma_s = 31,83 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) = 201,63 \approx 202 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L sont convenables.

➤ *Vérification au séisme* (R.P.A 99/V2003 Art 6.2.3)

On a : $F_p = 4.A.C_p.W_p$

Avec:

A : coefficient d'accélération de zone.....A=0,15

C_p : facteur de force horizontale pour l'élément secondaire ... $C_p=0,8$

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

$W_p = 2,107$ KN/ml

$F_p = 4(0,15).(0,8).(2,107) = 1,011$ kN/m²

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

$F_p \leq 1,5.Q = 1,5$ kN/m²(C.V)

III.3. Plancher à corps creux

III.3.1. Introduction

Les planchers sont des aires planes horizontales délimitant les différents étages Successifs dans une construction et recueillant les charges et les surcharges de fonctionnement.

III.3.2. Dimensionnement des poutrelles

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

III.3.3. Evaluation des charges et surcharges

a) Plancher terrasse

$G = 0,65.5,59 = 3,633$ KN/ml

$Q = 0,65.1 = 0,65$ KN/ml

Combinaison à l'E.L.U

$q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,880$ KN/ml

Combinaison à l'E.L.S

$$q_s = G + Q = 4,283 \text{KN/ml}$$

b) Plancher étage courant

$$G = 0,65 \cdot 4,84 = 3,146 \text{ KN/ml}$$

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

Combinaison à l'E.L.U

$$q_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 5,709 \text{KN/ml}$$

Combinaison à l'E.L.S

$$q_s = G + Q = 4,121 \text{ KN/ml}$$

III.3.4. Domaine de validité de la méthode forfaitaire (BAEL 91 Art-B.6.2.2)

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

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

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

- $Q_t = 1,00 \text{ KN/m}^2 \leq \max (G_t = 11,18 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2) = 11,18 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots (CV)$

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

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

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,7}{3,7} = 1 \Rightarrow 0,9 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,7}{4,3} = 0,86 \Rightarrow 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \dots\dots\dots (CV)$$

La fissuration est non préjudiciable (CV)

• **Exposé de la méthode**

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

$$1) \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1 + 0,3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$2) \quad M_t \geq M_{\max} \begin{cases} \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \cdot M_0 & \text{Si la travée est de rive} \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} \cdot M_0 & \text{Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

- **Au niveau des appuis**

$$M_a \geq 0,6M_0 \quad \dots\dots\dots \text{Poutre à deux travées}$$

$$M_a \geq 0,5M_0 \quad \dots\dots\dots \text{Appui voisin des appuis de rive}$$

$$M_a \geq 0,4M_0 \quad \dots\dots\dots \text{Appui intermédiaire}$$

$$M_a \geq 0,2M_0 \quad \dots\dots\dots \text{Appui de rive (selon les conditions d'encastrement)}$$

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.

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

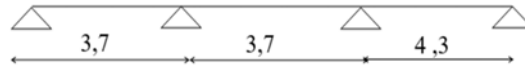
- **Effort tranchant**

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} \quad (T_w: \text{Effort tranchant à gauche de travée})$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} \quad (T_e: \text{Effort tranchant à droite de travée})$$

III.3.5. Détermination des sollicitations

On a choisi un type de poutres continues, pour mettre une étude prototype, en représentant tous les cas des poutres. Le choix est fixé à la poutre (Axe c Étage courant).



$$q_u = 5,709 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4,212 \text{ N/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{0,975}{3,146 + 0,975} = 0,236$$

Travée 1-2

$$1) \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1 + 0,3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$M_t + \frac{(0,2 + 0,5)M_0}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1 + 0,3 \cdot 0,152)M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq M_{\max} \begin{cases} 0,7M_0 \\ 0,695M_0 \end{cases} \Rightarrow M_t \geq 0,7M_0$$

$$2) \quad M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \cdot M_0$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \cdot 0,152}{2} \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,623M_0$$

On prend le max des moments : $M_t = 0,7M_0$

Travée 2-3

$$1) \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1 + 0,3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq M_{\max} \begin{cases} 0,55M_0 \\ 0,545M_0 \end{cases} \Rightarrow M_t \geq 0,55M_0$$

$$2) \quad M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \cdot M_0$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3 \cdot 0,152}{2} \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,523M_0$$

On prend : $M_t = 0,6M_0$

Travée 3-4

$$1) \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1 + 0,3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq M_{\max} \begin{cases} 0,7M_0 \\ 0,695M_0 \end{cases} \Rightarrow M_t \geq 0,7M_0$$

$$2) \quad M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \cdot M_0$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \cdot 0,152}{2} \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,623M_0$$

On prend le max des moments : $M_t = 0,7M_0$

• Moments et efforts tranchants de la poutre de référence

Travée 1-2 et Travée 2-3

$$L = 3,7 \quad , \quad M_{01} = M_{03} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5,709 \cdot (3,7)^2}{8} = 9,770 \text{ KN/m}$$

$$T_{01} = T_{03} = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{5,709 \cdot (3,7)}{2} = 10,561 \text{ KN/m}$$

Travée 3-4

$$L = 4,3 \quad , \quad M_{02} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5,709 \cdot (4,3)^2}{8} = 13,194 \text{ KN/m}$$

$$T_{02} = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{5,709 \cdot (4,3)}{2} = 12,274 \text{ KN/m}$$

Moments et efforts tranchants (ELU)

- Travée 1-2 : $M_t = 0,7M_{01} = 0,7 \cdot 9,770 = 6,839 \text{ KN.m}$

- Travée 2-3 : $M_t = 0,6M_{02} = 0,6 \cdot 9,770 = 5,862 \text{ KN.m}$

- Travée 3-4 : $M_t = 0,7M_{03} = 0,7 \cdot 13,194 = 9,235 \text{ KN.m}$

- Appui 1 : $Ma_1 = 0,2M_{01} = 0,2 \cdot 9,770 = 1,954 \text{ KN.m}$

- Appui 2 : $Ma_2 = 0,5 \cdot \max \{M_{01}, M_{02}\} = 0,5 \cdot 9,770 = 4,885 \text{ KN.m}$

- Appui 3 : $Ma_3 = 0,5 \cdot \max \{M_{02}, M_{03}\} = 0,5 \cdot 13,194 = 6,597 \text{ KN.m}$

- Appui 4 : $M_{a4} = 0,2M_{03} = 0,2.13,194 = 2,718\text{KN.m}$

➤ Travée 1-2

$$T_w = 10,561 + \frac{1,954-4,885}{3,7} = 9,768\text{KN}$$

$$T_e = -10,561 + \frac{1,954-4,885}{3,7} = -11,353\text{KN}$$

➤ Travée 2-3

$$T_w = 10,561 + \frac{4,885-6,597}{3,7} = 10,098\text{KN}$$

$$T_e = -10,561 + \frac{4,885-6,579}{3,7} = -11,023\text{KN}$$

➤ Travée 3-4

$$T_w = 12,274 + \frac{6,597-2,718}{4,3} = 13,176\text{KN}$$

$$T_e = -12,274 + \frac{6,597-2,718}{4,3} = -11,371\text{KN}$$

Pour calculer les sollicitations à l'état limite de service, il suffit de multiplier les résultats obtenus par le rapport : $(q_s / q_u) = (4,283/5,880) = 0,737$

• **Moments (ELS)**

- Travée 1-2 : $M_t = 0,737.6,839 = 5,040\text{KN.m}$

- Travée 2-3 : $M_t = 0,737.5,862 = 4,320\text{KN.m}$

- Travée 3-4 : $M_t = 0,737.9,235 = 6,806\text{KN.m}$

- Appui 1 : $M_1 = 0,737.1,954 = 1,440\text{KN.m}$

- Appui 2 : $M_2 = 0,737.4,885 = 3,600\text{KN.m}$

- Appui 3 : $M_3 = 0,737.6,597 = 4,861\text{KN.m}$

- Appui 4 : $M_4 = 0,737.2,718 = 2,003\text{KN.m}$

Le tableau ci-dessous résume les valeurs (max) correspondants à toutes les travées.

Etat	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
M_t max	9,235	6,806
M_a max	6,597	4,861
T_{max}	13,176	/
M₀ max	13,194	9,734

III.3.6. Ferrailage

➤ Sur travée

La poutrelle est calculée comme une section en "Té" soumise à la flexion simple et sollicitée par un moment max : $M_{\max} = 9,235 \text{ KN.m}$. on a choisi un enrobage : $C = 2 \text{ cm}$.

- Moments fléchissant M_t équilibré par la table

$$M_{table} = f_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,16 \cdot 10^3 \cdot 0,65 \cdot 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{table} = 58,905 \text{ KN.m}$$

Donc :

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

$$\mu = \frac{M_t}{f_{cb} \cdot b \cdot d^2} = \frac{9,235}{14,16 \cdot 0,65 \cdot (0,18)^2} = 0,031 \leq \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,039$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,984$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9235}{0,984 \cdot 18 \cdot 348} = 1,49 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,412 \text{ cm}^2 \leq 1,49$$

Alors on prend : $A_s = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$

➤ En appuis

$$M_a = -6,597 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{6597}{14,16 \cdot 10 \cdot (18)^2} = 0,143 \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,193$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,922$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{6597}{0,919 \cdot 18 \cdot 348} = 1,14 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 10 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 \leq 1,14 \text{ cm}^2$$

Alors on prend : **A=1HA14=1,54 cm²**

III.3.7. 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.

➤ **Sur travée**

- **Position de l'axe neutre**

$$D = (15 \cdot A) / b = (15 \cdot 2,26) / 65 = 0,521 \text{ cm.}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \cdot 0,521 \cdot 18 = 18,756 \text{ cm}^2.$$

$$Y_1 = D + \sqrt{D^2 + E} = 0,521 + \sqrt{(0,521)^2 + 18,756} = 4,883 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{1}{3} 65 \cdot 4,883^3 + 15 \cdot 2,26 (18 - 4,883)^2$$

$$\Rightarrow I = \mathbf{8355,302 \text{ cm}^4}$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{6,806}{8355,302} = 0,81 \text{ MPa/cm}$$

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,81 \cdot 4,883 = 3,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

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

➤ **En appuis**

- **Position de l'axe neutre :**

$$D = (15.A)/b = (15.1,54)/10 = 2,31 \text{ cm.}$$

$$E = 2.D.d = 2.2,31.18 = 83,16 \text{ cm}^2.$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,31 + \sqrt{(2,31)^2 + 83,16} = 7,09 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3} \cdot 10 \cdot (7,09)^3 + 15,1,54(18 - 7,09)^2 \Rightarrow I = 3937,542 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_s}{I} = \frac{4861}{3937,542} = 1,23 \text{ Mpa/cm}$$

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b = k \cdot y = 1,23 \cdot 7,09 = 8,720 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

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

• **Contraintes tangentielles**

$$T_{\max} = 13,176 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{13,176 \cdot (10)^{-3}}{0,10 \cdot 0,18} = 0,73$$

- Fissuration peu préjudiciable : $\tau_{ul} = \min \left\{ 0,20 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$

$$\bar{\tau}_u = 0,20 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ Mpa} \geq \tau_u = 0,73 \dots\dots\dots(\text{CV})$$

• **Armatures transversales**

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

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{h}{35} = 5,71mm \\ \phi_{\min} = 10mm \\ \frac{b_0}{12} = 8,33mm \end{cases} \quad \text{On prend, } \phi = 6mm$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{\tau_{ul} - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28}}{0,9 \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

K=1 (coefficient de bétonnage)

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

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0,73 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1}{0,9 \cdot (1+0)} \cdot 10 \cdot \frac{1,15}{235} = -0,0054 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

• **Pourcentage minimal :**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \cdot f_c > 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > \frac{0,4 \cdot 10}{235} = 0,017 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \max(-0,0054 ; 0,017) = 0,017 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

• **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 : **$S_t = 15 \text{ cm}$**

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,017 \text{ cm}^2 / \text{cm} \Rightarrow A_t = 0,017 \cdot 15 = 0,255 \text{ cm}^2$$

On prend : **$A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$**

III.3.8. **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 :

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{22,5}$$

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

$$3) \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{3,6}{f_e}$$

Donc :

$$1) \frac{20}{430} = 0,047 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \dots\dots\dots(CV)$$

$$2) \frac{20}{430} = 0,047 > \frac{1 \cdot 9,235}{15 \cdot 13,194} = 0,046 \quad \dots\dots\dots(CV)$$

$$3) \frac{1,57}{10.18} = 0,0087 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \dots\dots\dots(CV)$$

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

CHAPITRE IV :
MODELISATION DE LA CONSTRUCTION
EN 3D

IV.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir il est nécessaire de construire des structures pouvant résister de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

La figure IV.1 montre la simulation de notre projet en trois dimensions, à l'aide d'un outil informatique.

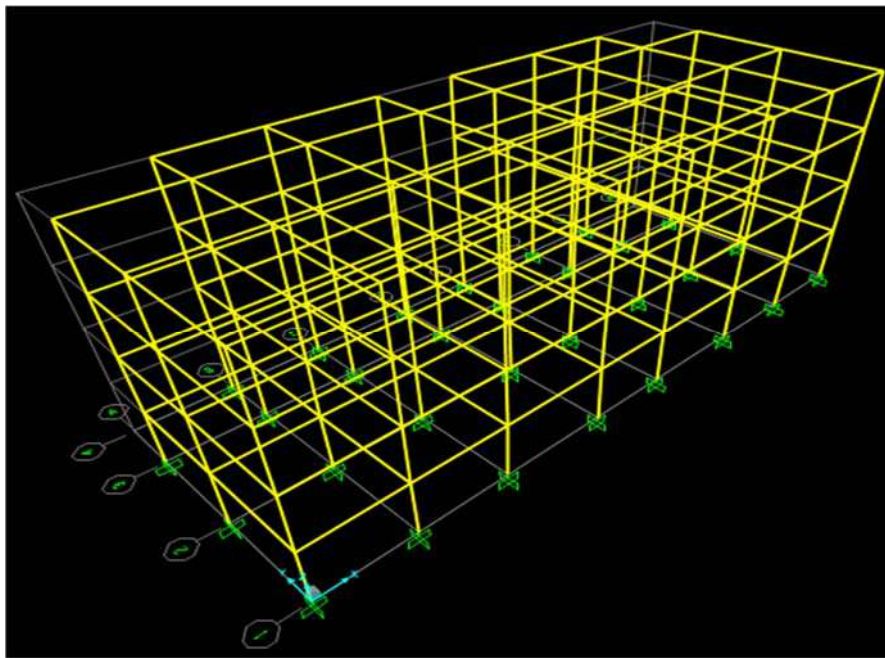


Figure IV.1 : Simulation de la construction en trois dimensions (sap2000).

IV.1.1. Détermination des paramètres de calcul

IV.1.1.1 Paramètre de la méthode statique équivalente

- Coefficient d'accélération de zone A : (RPA99/V2003 tab- 4.1)

Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Notre projet est implanté dans la zone sismique (I), destiné à l'usage d'habitation, $A = 0.10$

- *Pourcentage d'amortissement critique : (RPAA99/V2003 tab- 4.2)*

Portiques en béton Armé à remplissage léger : $\xi = 6\%$

- *Facteur de correction d'amortissement η :*

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7, \quad \eta = 0.93 \geq 0.7$$

- *Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1, T2 : (RPA99/V2003 tab- 4.7)*
Selon les propriétés mécaniques du sol (sol ferme), le site est de catégorie (S₂).

$$T_1 = 0.15, \quad T_2 = 0.40$$

- *Coefficient du comportement global de la structure R : (RPA99/V2003 le tab- 4.3)*

En fonction du système de contreventement, notre projet est en béton armé contreventé par portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide, $R = 5$

- *Facteur de qualité Q : (RPA99/V2003 tab- 4.4) :*

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 : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

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 IV.1 : Valeurs des pénalités

Critère q	Sens OX	Sens OY
Conditions minimales sur les files de contreventement.	0,05	0,05
Redondance en plan	0,0	0,0
Régularité en plan	0,0	0,0
Régularité en élévation	0,0	0,0
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
Valeur de Q	1,20	1,20

- *Estimation de la période fondamentale de la structure (RPA99/V2003 Art-4.2.4)*

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_N = 3.06 \times 4 = 12.24 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6. $C_T = 0.075$

$$T = 0.075 \times 12.24^{3/4} = 0.49 \text{ seconde}$$

- D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

On remarque que :

$$T_2 = 0.40 \leq T = 0.49 \leq 3.0s \Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.03$$

- Poids total de la structure (W)

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^{n=5} W_i, \quad W_i = W_g + \beta.W_q$$

Niveau	Poids en KN
Terrasse	2053,86
Etage courant	2126,06
$P_{\text{terrasse}} + 3.P_{\text{étage}}$	$P_{\text{total}}=8432,04$

- Calcul de la force sismique totale (RPA99/V2003 Art-4.2.3):

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

- La force sismique :

$$V = \frac{0,10.2,03.1,20}{5} . 8432,04$$

Donc, $V = 404,73$ KN

IV.1.1.2. Détermination de spectre de réponse :

Selon les paramètres précédents estimés, on peut calculer le spectre de réponse par les formules suivantes :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

La figure IV.2 montre la présentation graphique de spectre de réponse de notre projet.

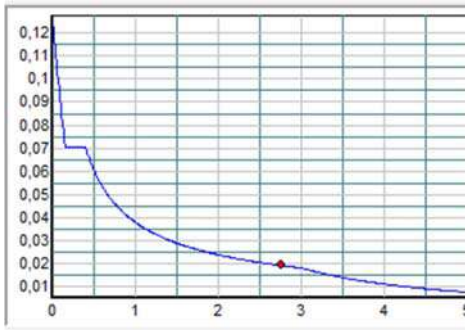


Figure IV.2 : La courbe de spectre de réponse

IV.1.1.3. Modélisation

On a choisi le code de calcul sap2000, pour déterminer les sollicitations correspondants aux différents éléments constituant la structure, en fonction de différentes combinaisons.

Description de différentes étapes de simulation

- Introduire la géométrie ;
- Déterminer le type du chargement ;
- Déterminer les différentes combinaisons ;

- d) Introduire le spectre de réponse (RPA) ;
- e) Déterminer de type de groupe des éléments ;
- f) Option de nœud maître (diaphragme rigide) ;
- g) Analyse.

Vérification de résultats :

- Effort tranchant à la base :

Selon les règle RPA99-v2003, on trouvé que l'effort tranchant à la base : $V = \frac{A.D.Q}{R}W$ ($V_x = V_y =$

404,73)

Par la comparaison avec les résultats numériques, on remarque que :

$E_{x\text{sat}} = E_{y\text{sat}} = 389,98$ KN (obtenus par Sap2000) sont en bon accord avec les résultats de RPA99-v2003

- Vérification de la période fondamentale :

$$T_{y\text{-sap}} = T_{x\text{-sap}} = 0,49$$

$$T_{y\text{-Mse}} = T_{x\text{-Mse}} = 0,66$$

$T_{y\text{-sap}} = T_{x\text{-sap}}$	$T_{y\text{-Mse}} = T_{x\text{-Mse}}$	$(T_{y\text{-Mse}} = T_{x\text{-Mse}}) \cdot 1,3$
0,49	0,66	0,858

Donc la condition de RPA est vérifiée : $T_{\text{sap}} < 1,3 \cdot (T_{\text{Mse}})$

IV.1.1.4. Evaluations des sollicitations

a) Poutres :

On a choisi la poutre (A-B-NIV : Terrasse) comme un modale, en représentant le calcul des éléments.

/	COMBINAISONS - unité : KN, m			
	E.L. U	E.L. S	G+Q+E	0,8G+E
N	0	0	0	0
T	83,57	61,04	63,43	45,03
Mt	38,29	27,95	28,88	20,32
Ma	-57,82	-42,30	-38,08	-25,83

b) Poteau :

On a choisi le poteau (B-3-Niv : RDC) comme un modèle, en représentant le calcul

Sollicitations	COMBINAISONS - unité : KN, m				
	E.L.U	E.L.S	G+Q+1,2Ey	0,8G+Ey	G+Q+Ey
N	770,36	710,00	557,87	375,97	558,378
M	3,14	2,285	27,44	22,63	23,08
T	1,609	1,168	16,96	13,93	14,33

CHAPITRE V :
DETERMINATION DU FERRAILLAGE
DES ELEMENTS

CHAPITRE V DETERMINATION DU FERRAILLAGE DES ELEMENTS

V.1. Introduction

Notre structure est un ensemble tridimensionnel constitué des poteaux, poutres, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

V.1.1. Les poutres

V.1.1.1. Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux. Les poutres sont généralement posées de manière isostatique sur leurs appuis d'extrémités. Il s'agit des éléments principalement soumis à la flexion simple (à l'effort tranchant). On distingue dans notre structure deux types de poutres : — Poutres principales : ce sont des éléments porteurs chargés servent à reprendre les charges et surcharges de plancher pour les transmettre aux poteaux. — Poutres secondaires : servent à relier les portiques entre eux pour ne pas basculer.

V.1.1.2. Combinaisons des charges

Selon BAEL91 :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

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

Selon RPA99 V2003 :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

V.1.1.3. Ferrailage des poutres

On choisit poutre (A-B) -NIV : Terrasse.

Calcul des armatures longitudinales en travée :

Selon les règles BAEL : ELU ELS

$$\sum \gamma_j \cdot M_{jG_0} = M_t = \quad 38,29 \text{ KN.m} \quad 27,95 \text{ KN.m}$$

Calcul en flexion simple avec une section transversale (h = 0.40, d = 0.36, b = 0.30 m), d'où,

$$M_t = 38,29 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{cb} \cdot b \cdot d^2} = \frac{3,829 \cdot 10^{-2}}{14,16 \cdot 0,30 \cdot 0,36^2} = 0,069 < 0,391 \quad \dots\dots A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,089$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,964$$

$$A = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3,829 \cdot 10^{+2}}{348 \cdot 0,964 \cdot 0,36} = 3,07 \text{ cm}^2$$

On prend, A = 3HA12 = 3,39 cm²

• **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 36 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,304 \text{ cm}^2 < A = 3,39 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures longitudinales sur appui :

Selon les règles BAEL : ELU ELS

$$\sum \gamma_j \cdot M_{jG_0} = M_a = \quad -57,82 \text{ KN.m} \quad -42,30 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{cb} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5,782 \cdot 10^{-2}}{14,16 \cdot 0,30 \cdot 0,36^2} = 0,105 < 0,391 \quad \dots\dots A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,138$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,944$$

$$A = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5,782 \cdot 10^{+2}}{348 \cdot 0,944 \cdot 0,36} = 4,88 \text{ cm}^2$$

On prend, A = 5HA12 = 5,65 cm²

• **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 36 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,304 \text{ cm}^2 < A = 5,65 \text{ cm}^2$$

- **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.

➤ **En travée**

Position de l'axe neutre

$$D = (15.A) / b = 15.3,39 / 30 = 1,695 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2.1,695.36 = 122,04 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,695 + \sqrt{1,695^2 + 122,04} = 9,481 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3}.b.Y_1^3 + 15.A.(d - Y_1)^2 = 44283,036 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{2,795.10^4}{44283,036} = 0,631 \text{ MPa / cm}$$

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = K.Y_1 = 0,631.9,481 = 5,982 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Alors, les armatures calculées à l'E.L.U. sont convenables.

➤ **Sur appui**

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{4,230.10^4}{66060} = 0,640 \text{ MPa / cm}$$

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = K.Y_1 = 0,640.11,71 = 7,494 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Alors, les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables

- **Contrainte tangentielle** (BAEL91 Art-A.5.1,1)

$$T_{\max} = 83,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0.d} = \frac{0,08357}{0,3.0,36} = 0,773 \text{ MPa} < \tau_{ul} = 3,33 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peu préjudiciable)}$$

- **Armatures transversales** (BAEL91 Art-A.7.2.2)

Soit $f_e = 235 \text{ MPa}$ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

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

$K=1$ (coefficient de bétonnage)

$\alpha = 90^\circ$ (α : L'inclinaison des aciers transversales)

$$\frac{A_t}{.S_t} = \frac{0,773-0,3.1.2,1}{0,9(1-0)} \cdot 30 \cdot \frac{1,15}{235} = 0,023 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Pourcentage minimal

$$\frac{A_t}{b.S_t} \cdot f_{et} > 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > \frac{0,4.30}{235} = 0,051 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\frac{A_t}{.S_t} = \max\{0,023; 0,051\} = 0,051 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

S_t : L'espacement minimal.

Diamètre des armatures transversales

D'une part,

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{h}{35} = \frac{400}{35} = 11,43 \text{ mm} \\ \phi_{\min} = 12 \text{ mm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

Prenons, $\phi_t = 6 \text{ mm}$

D'autre part,

$$S_t \leq \min(0,9.d \approx 32,4 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,051 \text{ cm}^2/\text{cm} \Rightarrow A_t = 0,051.20 = 1,02 \text{ cm}^2$$

Finalement, on prend : $A_t = 4\phi_6 = 1,13 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Vérification de la déformation** (BAEL91 Art-B.6.5.2)

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

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \frac{M_{\max}}{M_0}$$

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

D'où,

$$1) \frac{40}{430} = 0,093 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots (CV)$$

$$M_0 = (1,35 \cdot Gt + 1,5 \cdot Qt) \cdot 4,3^2 / 8$$

$$2) \frac{40}{430} = 0,093 > \frac{1}{10} \frac{3,829}{8,990} = 0,042 \dots\dots\dots (CV)$$

$$3) \frac{3,393}{30,36} = 0,003 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots (CV)$$

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

V.1.2. Poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation. Chaque poteau est soumis à un effort N et à un moment fléchissant M, qui sont extraits à partir de logiciel sap2000 ils sont donc calculés en flexion Composée.

Exemple de calcul (Poteau intermédiaire)

Selon le tableau chapitre 04 on a :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{3,14}{770,36} = 4,07 \cdot 10^{-3} m$$

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 :

$$N(d - c') - M_A \leq (0,337h - 0,81 \cdot c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

On prend : $c' = c = 3 \text{ cm}$

$$M_A = M + N \left(\frac{h}{2} - c \right) = 3,14 + 770,36(15 - 3) \cdot 10^{-2} = 95,58 \text{ KN.m}$$

$$S = N(d - c') - M_A = 770,36(27 - 3) \cdot 10^{-2} - 95,58$$

$$S = 89,30 \text{ KN.m}$$

$$D = (0,337h - 0,81 \cdot c'). b. h. f_{bc} = (0,337 \cdot 0,3 - 0,81 \cdot 0,03) \cdot 14,16 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 10^3$$

$$D = 97,87 \text{ KN.m}$$

donc : $S \leq D$ la section est partiellement comprimé

$$L_f = 0,7 L_0 = 0,7 \cdot 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{2,142}{0,3} = 7,14$$

$$\frac{20 \cdot e_1}{h} = \frac{20,4 \cdot 0,7 \cdot 10^{-3}}{30} = 2,71$$

$$\frac{L_f}{h} = 7,14 \leq \max \left\{ 15 ; \frac{20 \cdot e_1}{h} \right\} = 15 \dots \text{C.V}$$

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.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{1,88}{1,88 + 0,4} = 0,82$$

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3L_f^3}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \cdot 2,142^3}{10^4 \cdot 0,3} (2 + 0,82 \cdot 2) = 0,038 \text{ m} = 0,016 \text{ m}$$

$$e_T = 4,07 \cdot 10^{-3} + 0,02 + 0,016 = 0,040 \text{ m}$$

$$M_G = N \cdot e_T = 770,36 \cdot 0,040 = 30,814 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 30,814 + (770,36 \cdot 0,12) = 123,257 \text{ KN.m}$$

Armatures en flexion composée

$$A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} = 7,09 - \frac{7703,6}{348} = -15,04 \text{ cm}^2$$

On remarque que la section (A) est négative. Dans ce cas on a besoin de procéder le calcul de la manière suivante :

$$y = \frac{N}{0,8 \cdot \sigma_{bc} b} = \frac{770,36}{0,8 \cdot 348 \cdot 0,3 \cdot 10^3} = 1,33m$$

$$B = 0,8 \cdot y \cdot b = 0,32 m^2$$

$$A + A' = \max(4cm^2 ; 0,2\%B) \Rightarrow \text{on prend } A + A' = 4 cm$$

Le tableau ci-dessous résume les différents cas de combinaisons de la situation accidentelle, on a :

- G+Q+1,2Ey
- 0,8G+Ey
- G+Q+Ey

Le calcul est fait pour le phénomène de la flexion composée, où la détermination de l'excentricité e_1 est nécessaire pour définir la position du centre de pression. On remarque que tous les cas représentent un état de section est partiellement comprimée. Dans ce cas, le calcul est devenu à la flexion simple sous l'effet du moment M_A .

	Combinaisons		
	G+Q+1,2Ey	0,8G+Ey	G+Q+Ey
e_1	0,049	0,060	0,041
M_1	94,384	67,746	90,08
S	39,504	22,486	43,930
D	97,87	97,87	97,87
S < D	Section partiellement comprimée		
e_T	0,085	0,096	0,077
M_G	47,418	36,093	42,995
M_A	114,362	81,209	110
A_1	7,94	5,83	7,48
$A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s}$	6,01	3,56	6,47

V.2. Etude des fondations

- **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,

D'après les données d'un rapport du sol, on a :

$$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$$

$$C_u = 0,20 \text{ bar}$$

$$\phi_u = 20^\circ \Rightarrow N_\gamma = 4,97 \quad , \quad N_q = 6,40 \quad , \quad N_c = 14,8$$

D : Ancrage.

B : Largeur de la semelle (1,5 m) proposée préliminairement.

La contrainte admissible du sol donnée en bars est la suivante :

D (m)	q _{adm} (bars)
1.00	1.9
1.50	2.1
2.00	2.4

- **Prédimensionnement semelle (D-3)**

$$\text{Condition : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{30}{30} = 1 \Rightarrow A = B$$

Selon les données de rapport du sol, on a $\bar{\sigma}_{sol} = q_{adm} = 2,24 \text{ bars}$

- **Vérification des dimensions proposées**

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{A.B} \Rightarrow A.B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$A = B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{710}{224}} = 1.8m$$

On adopte, $A = B = 2,00 \text{ m}$

$$d_a \geq \frac{B-b}{4} = 0,425m \text{ , on prend } d_a = 0,45 \text{ m}$$

D'où,

$$d_b \leq A - a = 1,7m$$

Donc, $d_b = d_a + 1cm = 46 \text{ cm}$

Avec un enrobage : $C = 4 \text{ cm} \Rightarrow h_t = d_b + C = 50 \text{ cm}$

Si on choisit un type de semelle à glacis, on prend $h_1 = \frac{h_t}{2} = 25 \text{ cm}$ (Choix optionnel)

- **Stabilité au renversement** Combinaison (0.8G + E)

$$N = 307,16 \text{ KN}$$

$$M = 22,15 \text{ KN.m}$$

Selon RPA99, il exige que $e \leq \frac{B}{4}$

$$N_{tot} = N + 0.8(N_{semelle} + N_{sol})$$

Poids du sol

$$V_{tot} = (h_t - h_i) \left[\left(\frac{A+a}{2} \cdot \frac{B-b}{2} \right) + \left(\frac{A-a}{2} \cdot \frac{B+b}{2} \right) \right] = 0,489m^3$$

$$P_{sol} = \gamma_{sol} \cdot [V_t + (D - h_i)(AB - ab)] = 7,92t$$

Poids semelle

$$P_{semelle} = \gamma_b \cdot [(A \cdot B \cdot h_i) - V_t + (D - h_i) \cdot a \cdot b] = 4,003t$$

$$N_{tot} = N + 0.8(N_{semelle} + N_{sol}) = 30,716 + 0,8(7,92 + 4,003) = 40,254 t$$

$$\text{Alors, } \frac{2,215}{30,716} = 0,07 \leq \frac{B}{4} = 0,5m \quad \dots \text{C.V}$$

La semelle est stable.

- **Vérification de la contrainte du sol** (Combinaison : G+Q+1.2E)

$$N = 557,87 \text{KN}$$

$$M = 27,44 \text{KN.m}$$

$$N_{tot} = N + N_{semelle} + N_{sol} = 55,787 + 4,003 + 7,92 = 67,71 t$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2,744}{67,71} = 0,04m \leq \frac{B}{6} = \frac{2,00}{6} = 0,33m \quad \dots \text{C.V}$$

Alors, l'effort normal tombe à l'intérieur du noyau central de la semelle.

$$\sigma_1 = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{67,71}{2,00 \cdot 2,00} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,04}{2,00} \right) = 19,467 \text{ t/m}^2 \text{ (Contrainte maximale)}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{AB} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{67,71}{2,00 \cdot 2,00} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,04}{2,00} \right) = 14,388 \text{ t/m}^2 \text{ (Contrainte minimale)}$$

Par conséquent, la contrainte du sol est sous forme de trapèze.

- **Contrainte moyenne appliquée**

$$\sigma_{sol} = \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 19,467 + 14,388}{4} = 18,20 \text{ t/m}^2$$

Vérification

$$\sigma_{sol} \leq 1,5 \cdot \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow 1,82 \leq 1,5 \cdot 2,24 = 3,36 \text{ bars} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **Ferrailage** (Combinaison : 1,35G + 1,5Q)

$$N_u = 770,36 \text{KN}$$

$$M = 3,14 \text{KN.m}$$

En tenant compte du poids propre du sol et de semelle.

$$N_{tot} = 70,036 + 1,35(4,003 + 7,92) = 86,13 \text{t}$$

$$e = \frac{M_u}{N_{tot}} = \frac{0,314}{86,13} = 0,004 \text{m} \left\langle \frac{B}{24} = 0,083 \text{m} \right.$$

En conséquence, la semelle est entièrement comprimée, en utilisant la méthode des bielles, on a :

$$A_b = \frac{N'(B-b)}{8d_b\sigma_s} \quad , \quad A_a = \frac{N'(A-a)}{8d_a\sigma_s}$$

$$\text{D'où, } N' = N_{tot} \cdot \left(1 + \frac{3e}{B}\right) = 86,13 \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 0,004}{2,00}\right) = 86,64 \text{t}$$

$$A_b = \frac{86,64(200-30) \cdot 10^2}{8 \cdot 46 \cdot 348} = 11,50 \text{cm}^2$$

$$A_a = \frac{86,64(200-30) \cdot 10^2}{8 \cdot 45 \cdot 348} = 11,75 \text{cm}^2$$

Comme la fissuration est préjudiciable, on va donc majorer la section d'armatures obtenue à l'état limite ultime par 10%, pour avoir les sections à l'état limite de service, selon les règles BAEL91.

$$A_b = 11,50 \cdot 1,10 = 12,65 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 11,75 \cdot 1,10 = 12,925 \text{ cm}^2$$

On adopte comme ferrailage final :

$$A_a = 12\text{HA}12 = 13,57 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 12\text{HA}12 = 13,57 \text{ cm}^2$$

- **Longueur des barres et leurs modes d'ancrage**

Pour déterminer la longueur des barres et leur mode d'ancrage, on calcule la longueur de

$$\text{scellement : } l_s = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_e}{0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{ij}} = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\psi_s = 1,6 \quad \dots \text{ Barres HA}$$

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$l_s = \frac{1,2}{4} \cdot \frac{400}{0,6 \cdot 1,6^2 \cdot 2,1} = 37,20 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4} \Rightarrow \frac{200}{8} \leq l_s \leq \frac{200}{4} \Rightarrow 25 \leq l_s \leq 50 \text{ cm} \quad \dots \text{C.V}$$

Finalement, les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets

SEMELLE	X cm	Y cm	Ax	Ay	h1 cm	ht cm	St cm
	200	200	12HA12	12HA12	25	50	17

Remarque : le ferrailage des semelles est représenté à l'annexe du ferrailage des éléments de la structure.

V.3. Longrine

- **Introduction**

Les longrines sont des poutres de chaînages reposants sur le sol pour éviter le déplacement horizontal de la fondation. Elle transforme l'effort normal provenant par les charges et sur charges en un effort de traction.

- **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 x h) = (30 x 35) cm²

- **Sollicitations**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force « F »

$$\text{égale à : } F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

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 I; Site S₂) R.P.A 99/V2003 (Art10.1.1 tableau 10.1)

- **Ferrailage :**

ELU:

Les armatures longitudinales sont données par :

$$A_u \geq \frac{F}{\sigma_s}$$

Exemple (Bloc A)

On a : $N_u = 770,36$ KN (Descente des charges).

$$\text{Alors : } A_u \geq \frac{77,036 \cdot 10^2}{15,348} = 1,47 \text{ m}^2$$

Donc : $A = 1,47 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité**

$$A \geq \frac{B \cdot f_{tj}}{f_e} = \frac{30 \cdot 35 \cdot 2,1}{400} = 5,513 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite de service**

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = \inf \left\{ \frac{2}{3} f_e 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \approx 202 \text{ MPa}$$

Avec, $N_{ser} = 710$ KN

$$A_{ser} \geq \frac{710 \cdot 10^2}{15,202} = 2,34 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale donnée par le R.P.A 99**

$$A_r \geq 0,6\% \cdot B = 0,006 \cdot 35 \cdot 30 = 6,30 \text{ cm}^2$$

On adopte $A = \max \{ A_u ; A_s ; A_r \} = 6,30 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4mm$$

On adopte : $\phi_t = 6mm$

- **Espacement**

$$S_t \leq \min \{20cm; 15\phi_t\} = \{20cm; 18\} ;$$

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

Remarque : Le ferrailage des longrines est représenté à l'annexe du ferrailage des éléments de la structure.

Conclusion générale

Conclusion générale

Les travaux réalisés dans le cadre de notre projet de fin d'étude consistent à étudier une construction R+3 d'usage habitation. Ce projet nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances à partir des documents techniques et réglementaires, d'appliquer les méthodes des calculs les plus récentes, et de mettre en évidence les recommandations nécessaires pour faciliter les modes de conception des structures. La modélisation de notre structure, par l'utilisation du logiciel SAP2000, a nous permis de faire un calcul tridimensionnel en tant compte les combinaisons des charges et surcharges à l'état statique et dynamique dans le but de déterminer les sollicitations engendrées dans les différents éléments. Les résultats obtenus montrent que l'effet sismique a une faible influence sur le ferrailage correspondants aux éléments étudiés.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

Livres

1. Albert Fuentes : Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé « Bâtiment courants, bâtiment de grand hauteur » Edition/ Eyrolles (1983)
2. Albiges : Calcul du béton aux états limites
3. Henri RENAUD et Jacques LAMIRAULT : « Béton armé Guide de calcul »
4. Henry Thonier : « Conception et calcul des structures de bâtiment » (Tome 1,3,4)
Edition/ Presses de l'école nationale des ponts et chaussées (1995, 1996, 1999)
5. Jean Perchat/Jean Roux .Pratique de BAEL91 « Cours avec exercice corrigés » Edition/ Eyrolles (2002)
6. Jean Perchat/Jean Roux. Maitrise de BAEL91 et des DTU associes Edition/ Eyrolles (2000)
7. Patrick Paultre : Dynamique des structures « Applications aux ouvrages de génie civil » Edition/ Lavoisier (2005)
8. Remas.A : Exemple de calcul d'un bâtiment contreventé par voiles suivant RPA99

Documents technique réglementaires

DTR B.C. 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation)

DTR BC.2.48 (Règlement parasismique algérienne PA99/Version2003)

DTU P 18-702 : Béton armé aux états limites (BAEL91)

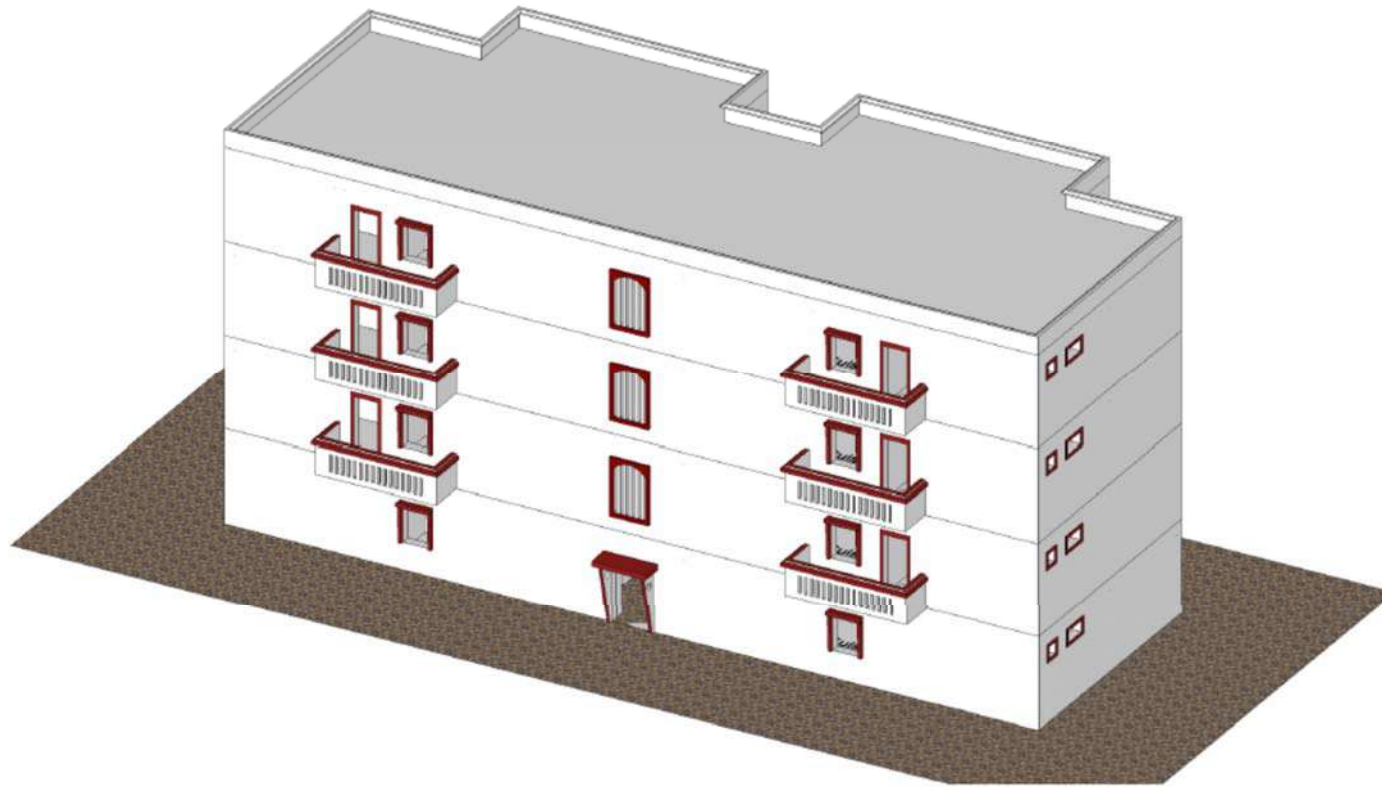
Logiciels

SAP2000	Calcul
AUTOCAD 2009	Dessin
SOCOTEC	Calcul
Microsoft Office Word	Traitement du texte

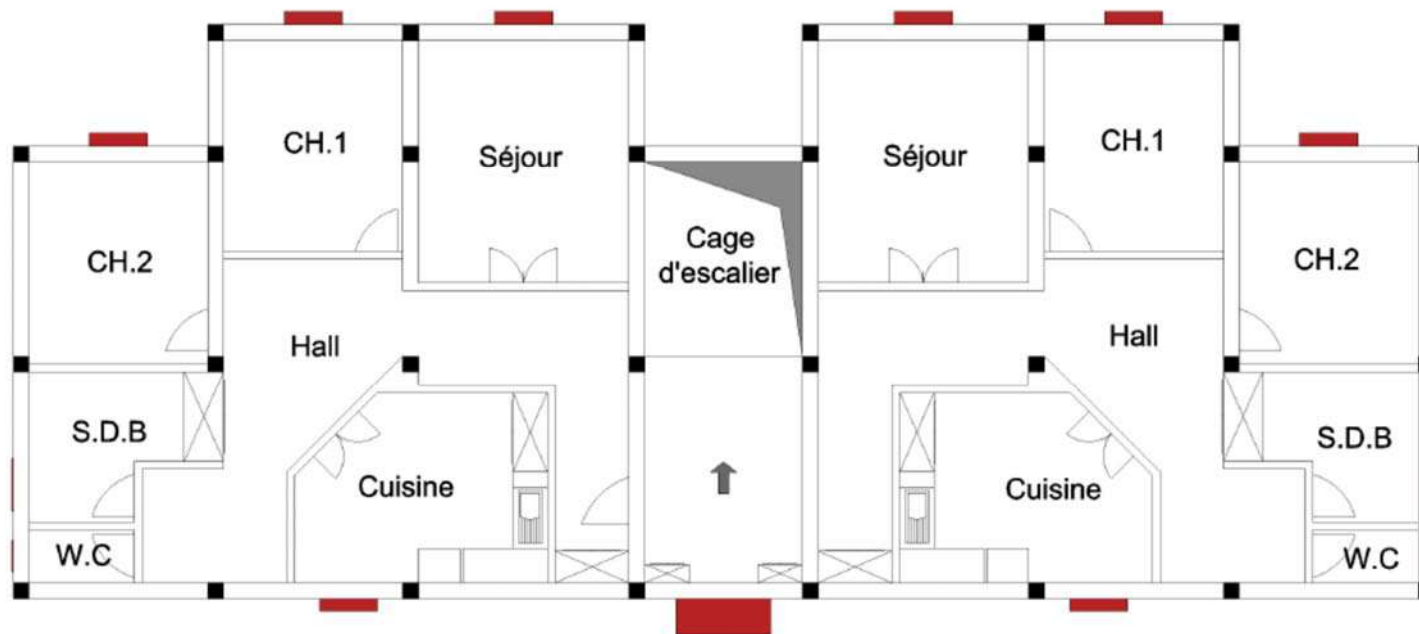
ANNEXES

(PLANS DEMONSTRATIFS DE FERRAILLAGE)

SANS ECHELLE

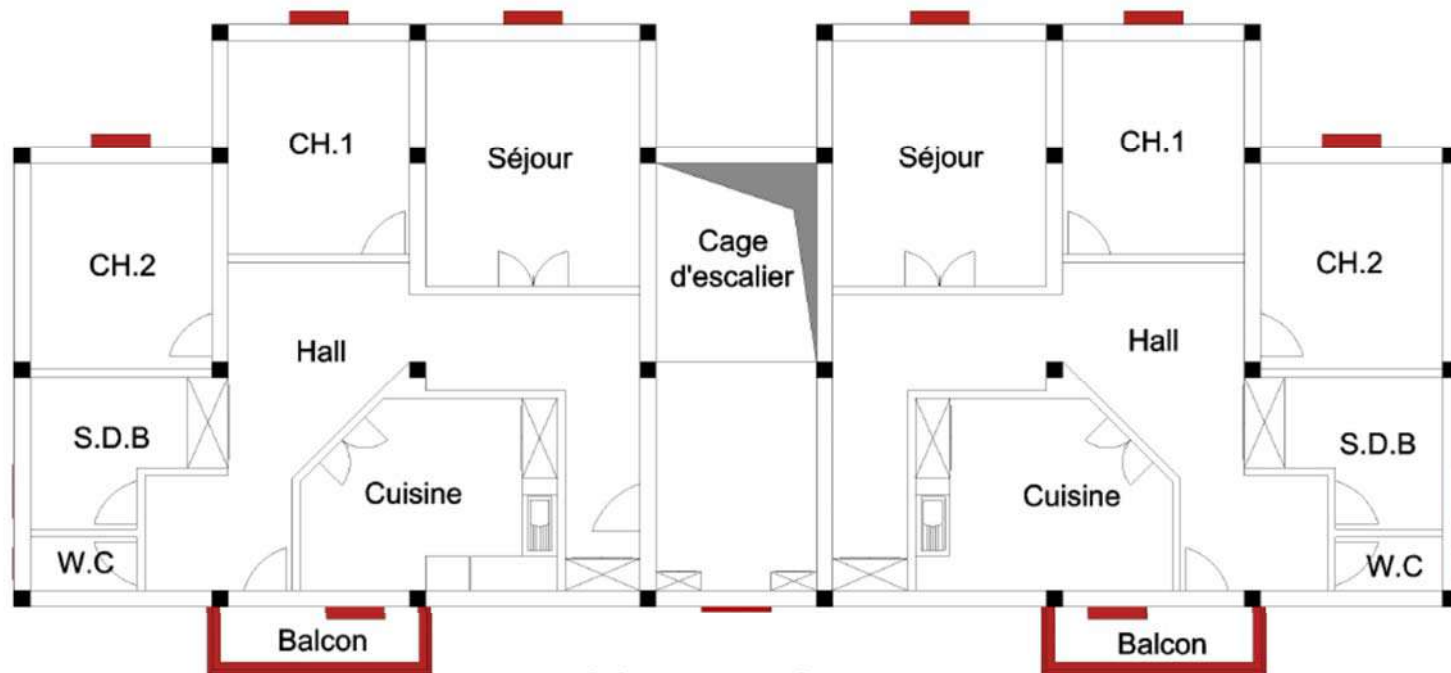


Construction en béton armé RDC+3 – Vue en 3D



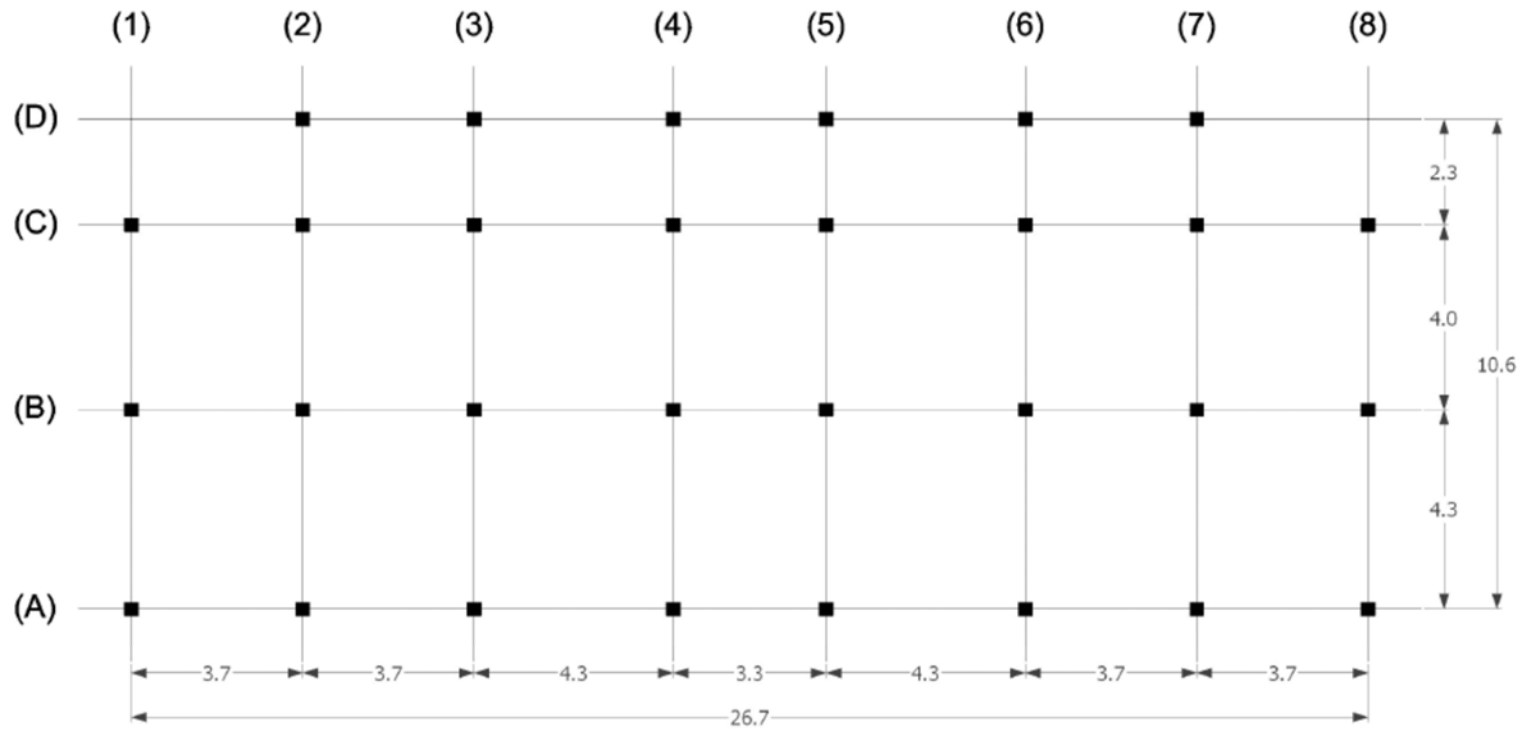
Vue en plan - R.D.C

Note : Le plan est sans cotations
(Sauf pour identifier les charges revenant de murs)

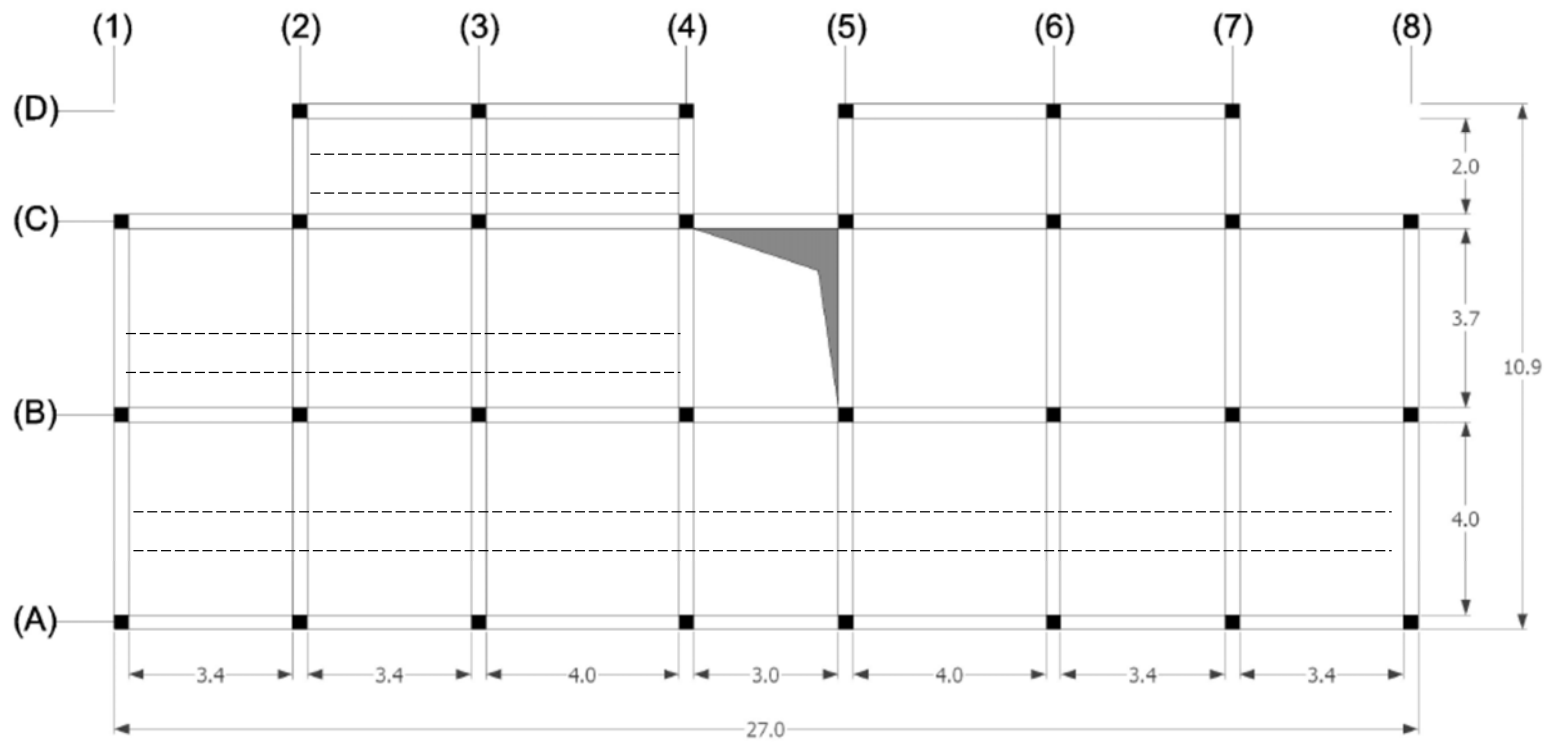


Vue en plan
Etage courant

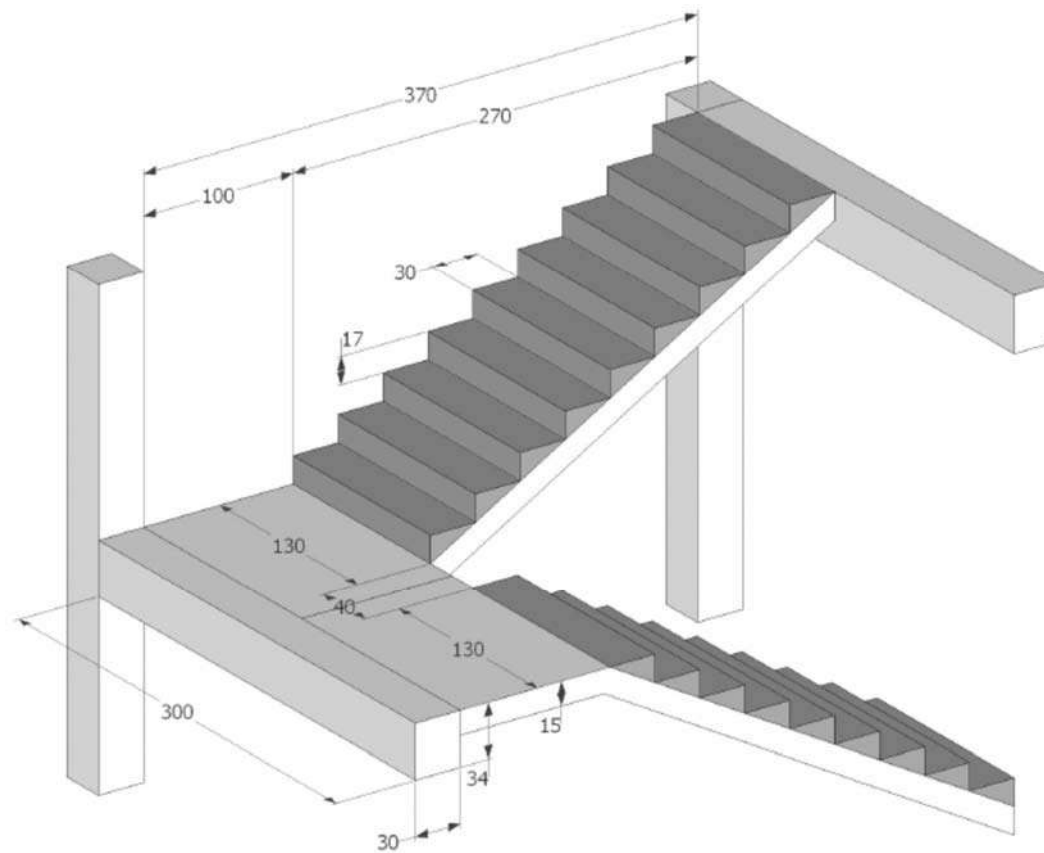
Note : Le plan est sans cotations
(Sauf pour identifier les charges revenant de murs)



Plan
d'implantation

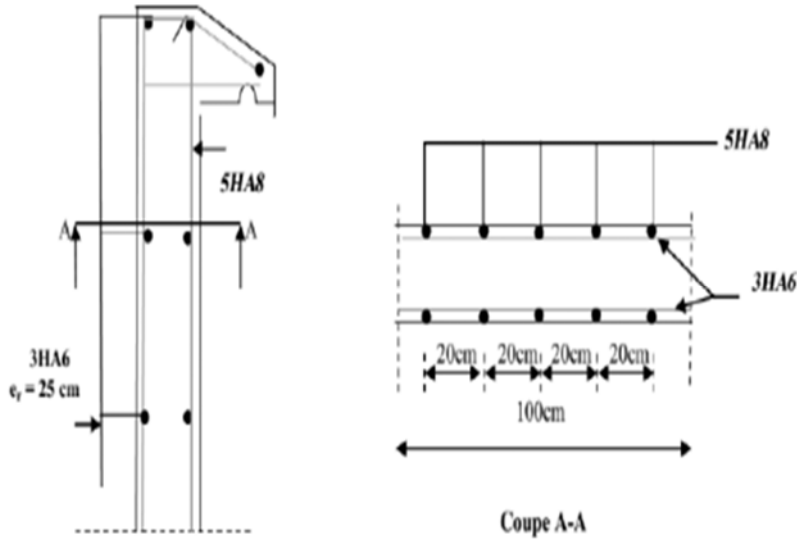


Plan du Plancher (RDC / Etage Courant)

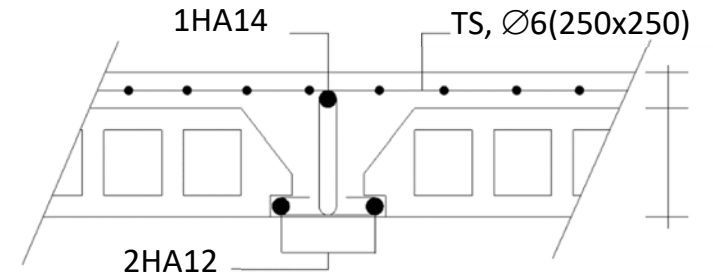


Escalier avec deux paillasses – Vue en 3D

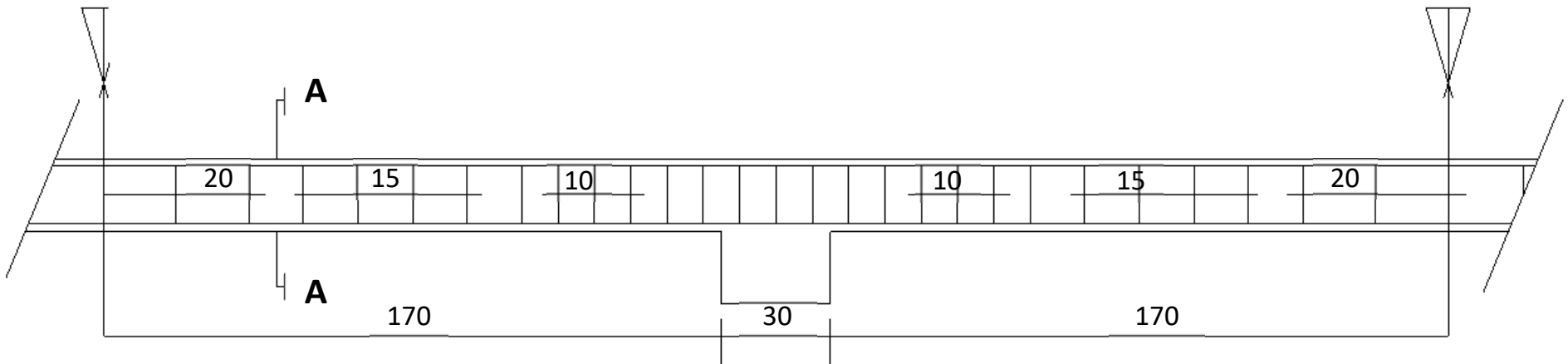
Ferrailage - Acrotère



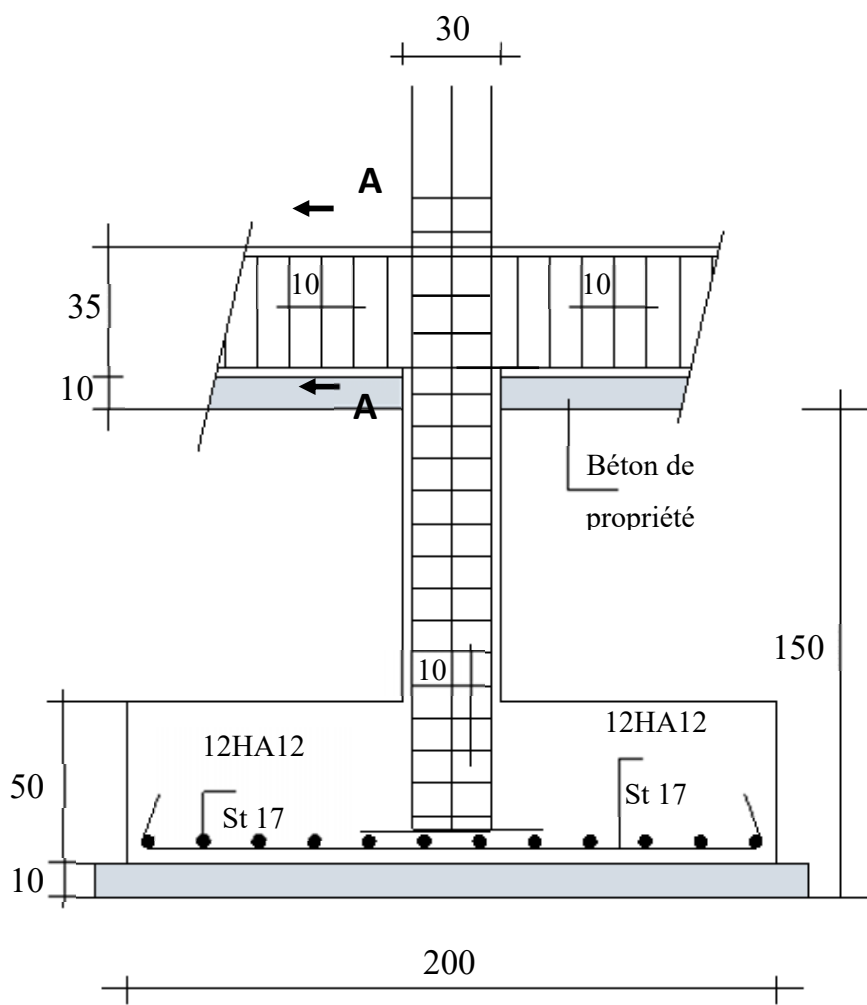
Coupe A-A



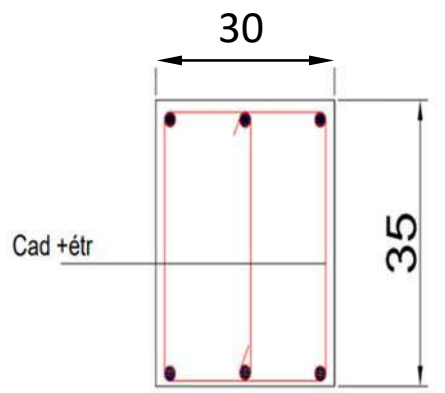
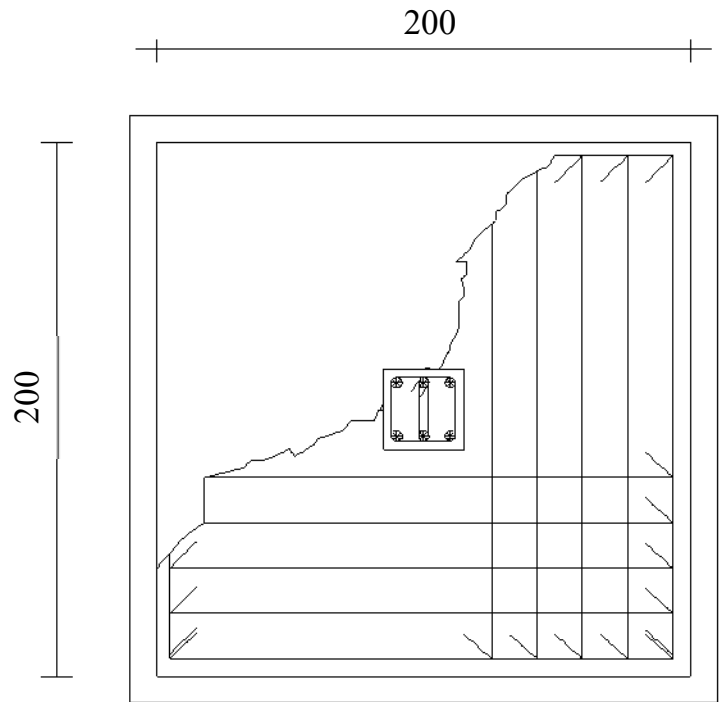
4
16



Ferrailage – Plancher à corps creux (16+4) – RDC/E.C

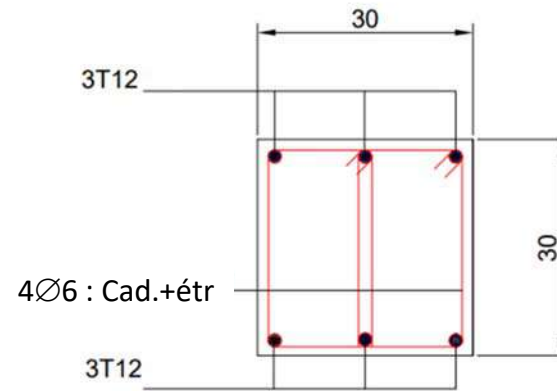
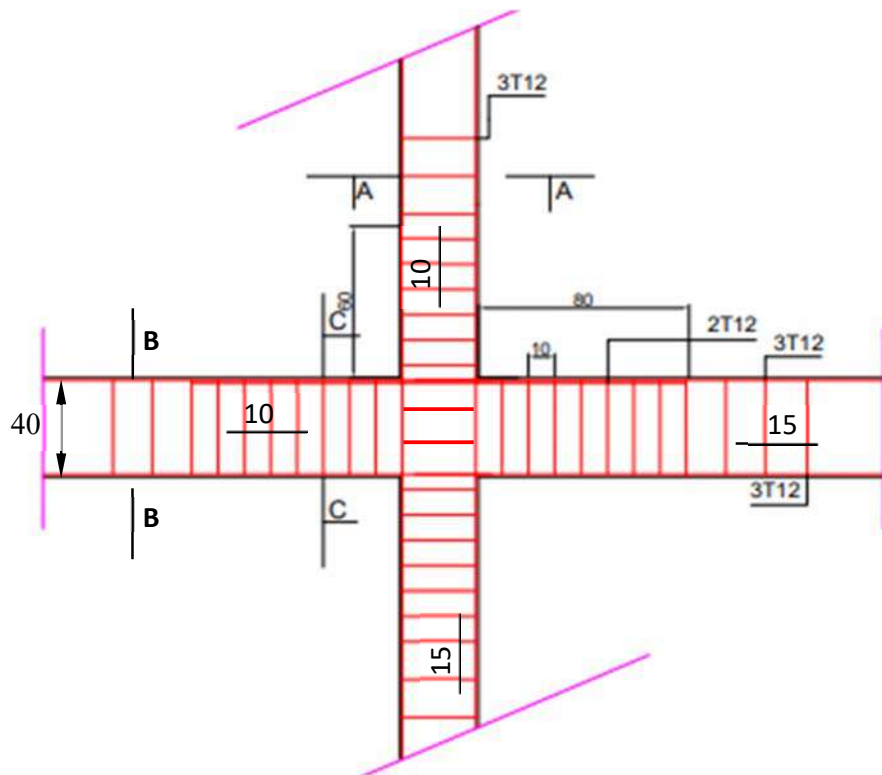


Ferrailage – Semelle isolée

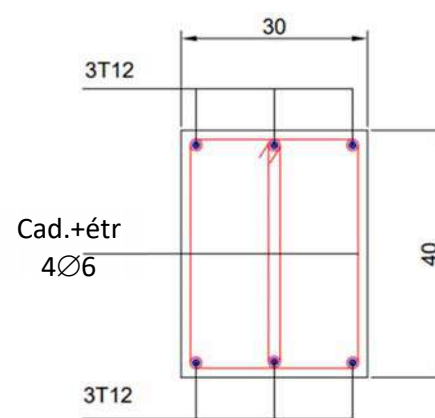


Longrine – Coupe AA

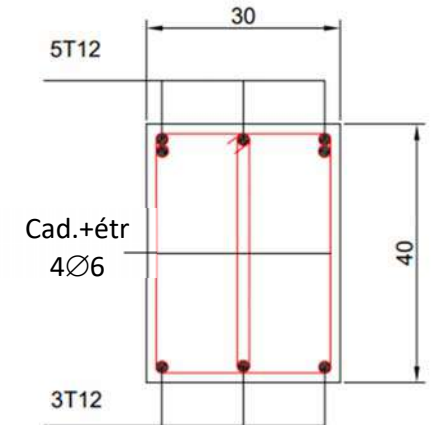
Ferrailage – Nœud de jonction (Poteaux/Poutres)



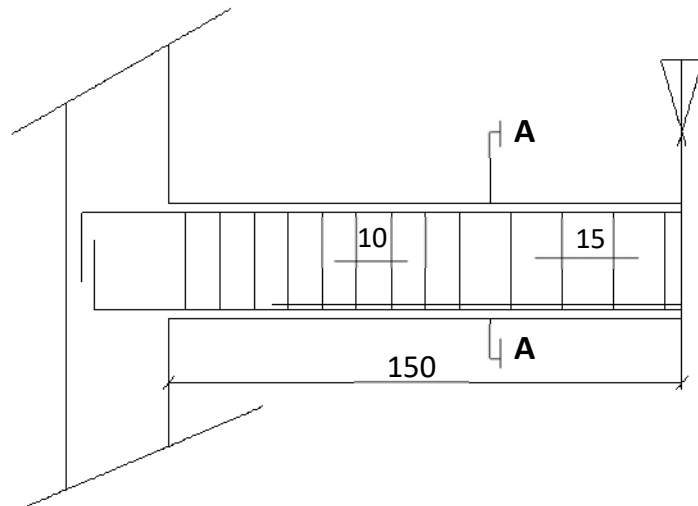
Poteau – Coupe A-A



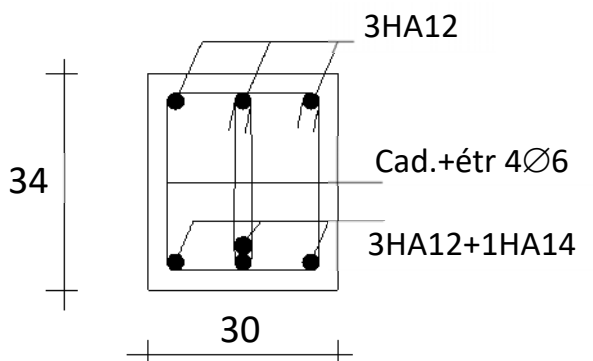
Poutre - Coupe B-B



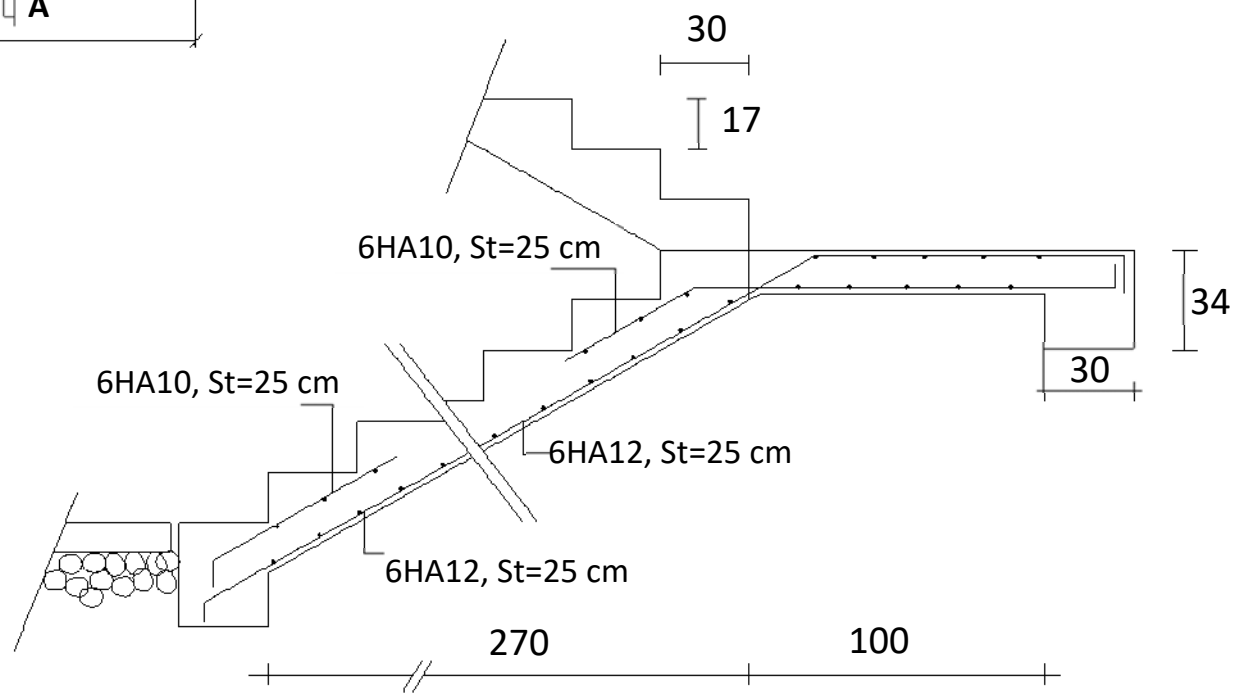
Poutre - Coupe C-C



Ferrailage – Poutre palière



Coupe A-A



Ferrailage – Escalier