



UNIVERSITE MOHAMMED PREMIER
ECOLE NATIONALE DES SCIENCES APPLIQUEES
AL HOCEIMA



Département: Génie Civil & Génie Environnement

Option : Bâtiment, Pont et Chaussée

Mémoire de Projet de Fin d'Etudes

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état
en Génie Civil

*SUIVIE D'UN CHANTIER ET
DIMENSIONNEMENT D'UN BATIMENT R+2
AVEC SOUS-SOL*

Réalisé par :
Imad LACHHAB

Encadré par :
M. Mahjoub HIMI
M. Ahmed CHAHBOUN

Soutenu le 14/07 devant la commission d'examen

Jury :

Pr. Abdelhamid KERKOUR EL MIAD

Examineur

Pr. Mohammed Amine MOUSSAOUI

Examineur

Année universitaire : 2015/2016

DÉDICACES

À ALLAH,

*Le Miséricordieux pour son amour sans cesse renouvelé dans ma vie,
Gloire et Louange lui soient rendues.*

A ma mère et mon père ,

*Pour votre amour et votre soutien sans cesse. Pour vos encouragements
tout au long de mes années d'études. Je vous suis très reconnaissant. Les
mots ne peuvent pas exprimer ma gratitude envers vous. Que Dieu vous
protège et vous procure santé, bonheur et longue vie. C'est grâce à vous
que je suis ce que je suis aujourd'hui.*

A ma sœur et mon frère,

*Je vous remercie de votre encouragement continu et votre confiance en
moi
Et je vous souhaite tout le bien du monde.*

A tous mes professeurs,

Merci pour les efforts innombrables en ma faveur.

A tous mes amis ,

*Je n'oublierais jamais les moments qui nous ont réunis, vous resterez à
jamais graver dans ma mémoire.*

Remerciements

Aucune œuvre humaine ne peut se réaliser sans la contribution d'autrui. Ce mémoire est le résultat d'un effort constant, cet effort n'aurait pu aboutir sans la contribution de nombre de personnes. Ainsi, se présente l'occasion de les remercier.

Tout d'abord, je remercie mon encadrant M. Ahmed CHAHBOUN pour sa disponibilité et pour la pertinence de ses conseils tout au long de la réalisation de ce projet.

En outre, je remercie Monsieur Mahjoub HIMI Professeur à l'ENSAH, pour le temps qu'il m'a consacré et tous les efforts qu'il a fourni pour m'encourager à mener au bien mon travail.

Enfin, je tiens à remercier les membres du jury d'avoir accepté d'évaluer ce modeste travail.

Veillez trouver dans ces mots le témoignage de mon profond respect et de ma haute Considération.

Table des matières

Dédicace.....	3
Remerciement.....	4
Table des matières.....	5
Liste des figures	8
Liste des tableaux	11
Liste des annexes	12
Introduction.....	13
Chapitre1:.....	14
CONTEXTE GENERAL DU PROJET.....	14
I. Présentation de la société :	15
I.1. Présentation générale :	15
I.2. Les missions:	16
I.3. Fiche d'information du bureau d'études :	16
II. Présentation de l'ouvrage et des caractéristiques mécaniques des matériaux :	17
II.1. Description de l'ouvrage :	17
II.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux:	18
II.3. Les combinaisons de calcul :	21
II.4. Les règlements utilisés :	21
Chapitre2:.....	23
Pré-dimensionnement et descente de charge des éléments porteurs.....	23
I. Pré-dimensionnement et surcharge sur les planchers :	24
I.1. Pré-dimensionnement des planchers:	24
I.2. Evaluation des charges et surcharges des planchers:	25
II. Pré-dimensionnement et surcharge sur les poutres :	27
II.1. Pré-dimensionnement des poutres :	27
II.2. Descente de charges des poutres :	28
III. Pré-dimensionnement et surcharge sur des poteaux :	29
III.1. Descente de charges des poteaux :	29
III.2. Pré-dimensionnement des poteaux :	32
IV. Pré-dimensionnement des semelles :	34
Chapitre3:.....	36
DIMENSIONNEMENT MANUEL DE LA STRUCTURE	36

I. Dimensionnement des poutres :	37
<i>I.1. Dimensionnement des poutres continues :</i>	<i>37</i>
I.2. Calcul des armatures longitudinales :	41
I.3. Calcul des armatures transversales et de l'espacement :	44
II. Dimensionnement des Poteaux :	53
II.1. Calcul des armatures longitudinales des poteaux :	53
II.2. Calcul des armatures transversales et des espacements :	55
III. Dimensionnement des semelles:	58
IV. Etude d'une volée d'escalier :	60
IV.1. Définitions:	60
IV.2. Pré-dimensionnement :	60
IV.3. Evaluation des charges et surcharges :	62
IV.4. Dimensionnement de l'escalier :	64
<i>Application :</i>	<i>64</i>
IV.5. Vérification :	67
V. Etude de la poutre palière :	68
V.1. Pré-dimensionnement de la poutre palière :	68
V.2. Evaluation des charges :	69
V.3. Calcul des moments :	70
V.4. Calcul de la section d'armatures longitudinales :	70
V.5. Vérification :	71
V.6. Calcul des armatures transversales et de l'espacement :	72
Chapitre4:	74
Suivie d'un chantier	74
I. Introduction :	75
II. Présentation du projet :	75
III. Installation du chantier :	76
IV. Le matériel et engins existant sur le chantier :	77
IV.1. La grue :	77
IV.2. Brise roche hydraulique :	77
IV.3. Bétonnière :	78
IV.4. Le retro chargeur :	78
IV.5. Camion :	79
V. Installation des espaces de stockage :	80

V.1. Stockage du ciment :	80
V.2. Stockage du bois de coffrage :	80
V.3. Stockage d'acier :	81
V.4. Stockage du gravier et du sable :	81
VI. Implantation du projet :	82
VI.1. Le terrassement :	82
VI.2. Axes et chaises :	82
VI.3. Piquetage et traçage :	83
VI.4. Béton de propreté:.....	83
VII. Les principaux Travaux suivis sur chantier :	84
VII.1. Examen des éléments verticaux :.....	84
VII.2. Examen des éléments horizontaux:	85
VII.3. Examen des semelles :	88
VII.4. Examen des longrines :.....	89
VII.5. Examen des escaliers :.....	90
Conclusion.....	91
Références.....	92
Annexe.....	93

Liste des figures

Figure 1: Organigramme de la société.....	15
Figure 2: Diagramme contrainte-déformation du béton.....	19
Figure 3: Diagramme contrainte-déformation d'acier.....	20
Figure 4: Le zonage sismique du Maroc.....	22
Figure 5: Schéma explicatif d'u plancher à corps creux.....	25
Figure 6 : La surface intervenant au calcul de la descente de charges d'un poteau.....	30
Figure 7: L'organigramme de calcul à l'ELU d'une section rectangulaire en flexion simple.....	42
Figure 8: Poutre continue.....	46
Figure 9: Organigramme de calcul des poteaux en compression simple.....	54
Figure 10: Représentation des différents éléments d'un escalier.....	60
Figure 11: Un tronçon d'escalier de l'étage à deux paliers avec paillasse intermédiaire...	64
Figure 12: Assimilation de la paillasse à une poutre horizontale simplement appuyée.....	64
Figure 13: Présentation de la poutre palière.....	68
Figure 14: installation de chantier.....	76
Figure 15 : la grue mobile.....	77
Figure 16 : prise roche.....	78
Figure 17 : pelle hydraulique.....	78
Figure 18 : la bétonnière.....	78
Figure 19: Le rétro-chargeur.....	79
Figure 20: camion.....	79
Figure 21: stockage du ciment.....	80

Figure 22: stockage du bois de coffrage.....	80
Figure 23: stockage d'acier.....	81
Figure 24: stockage du gravier et du sable.....	81
Figure 25: terrassement de terrain.....	82
Figure 26: les chaises.....	82
Figure 27:le piquetage et traçage.....	83
Figure 28: coffrage de béton de propreté.....	83
Figure 29: béton de propreté.....	83
Figure 30: ferrailage de poteau.....	84
Figure 31: coffrage de poteau.....	84
Figure 32: décoffrage de poteau.....	84
Figure 33: ferrailage de voile.....	85
Figure 34: coffrage de voile.....	85
Figure 35: décoffrage de voile.....	85
Figure 36: coffrage de poutre.....	85
Figure 37 : ferrailage de poutre.....	85
Figure 38: coffrage de plancher.....	86
Figure 39 :ferrailage de plancher.....	86
Figure 40: posage des hourdis et poutrelles.....	86
Figure 41: collage du béton.....	86
Figure 42: vibrage du béton.....	87
Figure 43 : réglage du béton.....	87
Figure 44 : Ferrailage et coffrage de semelle carrée.....	88
Figure 45: Ferrailage de semelle filante.....	88
Figure 46: Ferrailage et coffrage de semelle rectangulaire.....	88

Figure 47 : Coulage de semelle.....	88
Figure 48: Décoffrage de semelle.....	88
Figure 49: Gros béton de longrine.....	89
Figure 50: Ferrailage et coffrage de longrine.....	89
Figure 51: Coffrage d'escalier.....	90
Figure 52: Ferrailage d'escalier.....	90
Figure 53 : Coulage d'escalier.....	90

Liste des tableaux

<i>Tableau 1 : fiche d'information du bureau.....</i>	<i>16</i>
<i>Tableau 2 : Charge permanente du plancher « étage courant » et « RDC ».....</i>	<i>25</i>
<i>Tableau 3 : Charge permanente du plancher « terrasse ».....</i>	<i>25</i>
<i>Tableau 4 : Surcharge d'exploitations.....</i>	<i>26</i>
<i>Tableau 5 : les charges de la poutre</i>	<i>47</i>
<i>Tableau 6 : Résultats du calcul des sollicitations.....</i>	<i>48</i>
<i>Tableau 7: Résultats de ferrailage en travée.....</i>	<i>49</i>
<i>Tableau 8 : Résultats de ferrailage en appuis.....</i>	<i>49</i>
<i>Tableau 9: Récapitulatif pour la vérification à ELS.....</i>	<i>51</i>
<i>Tableau 10 : Ferrailage à ELU d'une volée d'escalier.....</i>	<i>65</i>
<i>Tableau 11: Récapitulatif pour la vérification à ELS.....</i>	<i>67</i>
<i>Tableau 12 : Ferrailage à ELU de la poutre palière.....</i>	<i>70</i>
<i>Tableau 13 : Récapitulatif pour la vérification à ELS.....</i>	<i>72</i>

Liste des annexes

Annexe 1 : Plans architecturaux et plans de coffrage.

Annexe 2 : Descente de charges des poteaux.

Annexe 3 : Pré-dimensionnement des poteaux.

Annexe 4 : Pré-dimensionnement des semelles.

Annexe 5 : Dimensionnement des poteaux.

Annexe 6 : Dimensionnement des semelles.

Introduction

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles .Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Dans ce cadre j'ai choisi d'effectuer mon stage de fin d'études au sein de la société SOCHETEC qui m'a proposé le suivie d'un chantier, la conception et le dimensionnement d'un bâtiment R+2 avec sous-sol porte sur l'application de règlement BAEL (Béton Armé aux Etats Limites) pour dimensionner.

L'organisation du rapport sera comme suit :

- *Le premier chapitre* présente le concept introductif sur le contexte général du projet.
- *Le deuxième chapitre* présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres), et non structuraux (comme les planchers).
- *Le troisième chapitre* est consacré au dimensionnement manuel des éléments porteurs et secondaires de la structure.
- *le dernier chapitre* présente le matériel et engins existant sur le chantier, l'installation des espaces de stockage et les principaux travaux suivis sur le chantier.

Chapitre 1:

CONTEXTE GENERAL DU PROJET

I. Présentation de la société :

I.1. Présentation générale :

Le bureau d'études SOCHETEC est une société à responsabilités limitées créée en 1997 et gérée par, Mer AHMED CHAHBOUN, ingénieur en béton armé, génie civil et génie industriel, diplômé de l'institut POLYTECHNIQUE de KOURSK en RUSSIE.

C'est un bureau agréé pour la réalisation des études techniques des plans de tout type de bâtiment, le suivi et les expertises. Il accompagne le cabinet d'architecture, ou traite directement avec maîtres d'ouvrage pour bien réaliser le projet, en respectant les normes internationales.

La société SOCHETEC fonctionne selon l'organisme suivant :

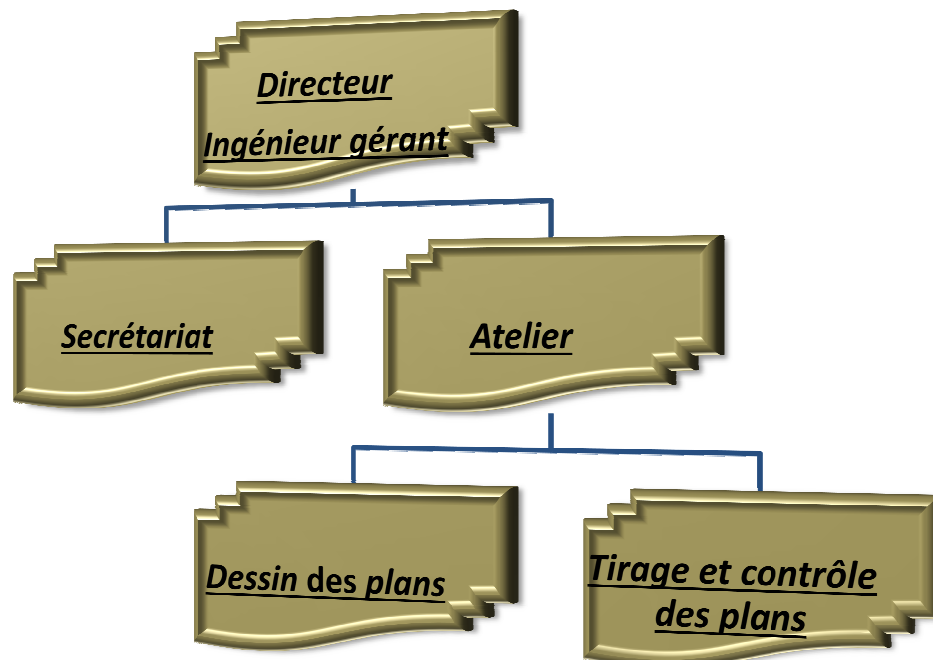


Figure 1 : organigramme de la société.

I.2. Les missions:

SOCHETEC s'intéresse à fournir des solutions durables, de qualité, à coûts optimisés qui répondent aux besoins des clients dans le domaine des études techniques et du conseil en ingénierie concernant :

- Etudes de bâtiments tous corps d'état.
- Voiries.
- Assainissement.
- Béton armé.
- Suivi et contrôle des travaux.
- Assistance à la maîtrise d'ouvrage.
- Gestion et suivi du dossier pour l'obtention de l'autorisation de construire.

I.3. Fiche d'information du bureau d'études :

<i>Raison sociale</i>	<i>SOCHETEC</i>
<i>Forme juridique</i>	<i>S.A.R.L</i>
<i>Date de création</i>	<i>1995</i>
<i>Directeur</i>	<i>Mr .AHMED CHAHBOUN</i>
<i>Siège social</i>	<i>Appt N°1 Imb MARIE II rue de Fès TAZA AL JADIDA</i>
<i>Téléphone</i>	<i>0661350791</i>
<i>E-mail</i>	<i>Ahmed.chahboun@gmail.com</i>

Tableau1 : fiche d'information du bureau.

II. Présentation de l'ouvrage et des caractéristiques mécaniques des matériaux :

II.1. Description de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'études consiste à dimensionner et étudier un bâtiment R+2 avec sous-sol et une terrasse accessible en béton armé, les deux étages sont destinés à l'habitation, le Rez-de-chaussée et sous-sol comme local commercial dans la ville de TAZA.

❖ Les caractéristiques géométriques du projet :

- Longueur en plan13.15 m
- Largeur en plan9.10 m
- Hauteur du SOUS-SOL.....2.40 m.
- Hauteur du RDC.....3.50 m
- Hauteur étage3.00 m.
- Hauteur totale12.90 m.

❖ Caractéristiques du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol non cohérent à compacité moyenne. D'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols on a : La contrainte du sol est $\sigma_s = 2$ bars.

❖ Les éléments de la structure :

- Les planchers :

Le type du plancher à adopter pour tous les niveaux est celui des planchers à corps creux, c'est le type le plus utilisé dans les bâtiments à usage d'habitation, puisque il offre une bonne isolation thermique et phonétique, avec un temps réduit de mise en œuvre, et notamment on peut économiser le coût concernant le coffrage et le volume du béton.

- Revêtement et enduit :

- ✓ Carrelage pour les planchers.
- ✓ Le marbre pour les escaliers.
- ✓ Mortier de ciment pour les murs extérieurs.

- ✓ Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

-La maçonnerie :

La maçonnerie sera exécutée en brique creuse.

- Les murs extérieurs sont constitués de brique creuse de 20cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs (cloisons de répartition) sont constitués de brique creuse de 10cm d'épaisseur.

- La Cage d'escalier :

Les escaliers comprennent deux paillasse et un palier intermédiaire pour les deux étages de la structure.

II.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux:

Puisque on dimensionne en respectant les exigences de l'RPS2000 alors les matériaux utilisés doivent respecter des critères à savoir :

- ✓ La résistance f_{c28} à la compression doit être supérieure 22 MPa ;
- ✓ Le coefficient de sécurité du béton $\gamma_b = 1,5$;
- ✓ Les armatures doivent être à haute adhérence ;
- ✓ La valeur supérieure de la limite d'élasticité f_y soit égale à 500 MPa ;
- ✓ Le coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1,15$.
- ✓ Le béton utilisé pour les constructions en zones sismiques doit avoir un comportement stable sous de grandes déformations réversibles ;

II.2.a) Béton :

❖ Résistance à la compression :

Le béton est dosé à 350Kg/m³ ayant une résistance à la compression à 28 jours :

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

❖ Résistance caractéristique à la traction :

Selon BAEL91, la résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa.}$$

On a $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

❖ **Les contraintes limites de compression du béton :**

En se référant au règlement du BAEL91 [1], on distingue deux états limites :

- **Etat limite ultime « E.L.U »**

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

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

Avec :

γ_b : est le coefficient de sécurité tel que: $\gamma_b = 1,5$ au cas des actions courantes.

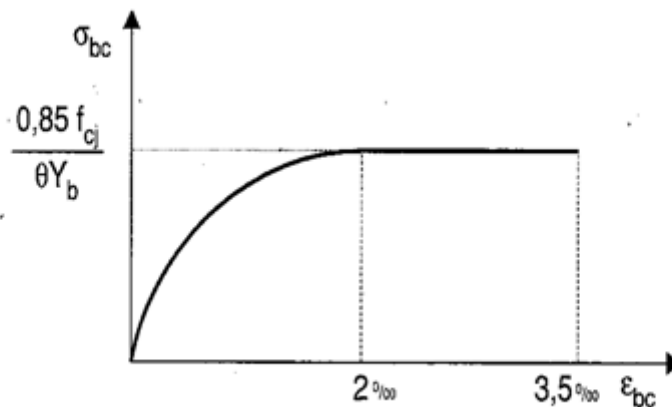


Figure 2: Diagramme contrainte-déformation du béton.

- **Etat limite service « E.L.S »**

La contrainte limite service en compression du béton est limitée par la formule :

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

❖ **La contrainte limite de cisaillement :**

Pour notre projet, la fissuration est peu préjudiciable car le milieu est non agressif : pas trop d'humidité, de condensation, et faible exposition aux intempéries, donc la contrainte limite de cisaillement prend la valeur suivante :

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{ (en MPa) } \rightarrow \tau_u \leq \min(3.33; 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

II.2.b) Aciers :

❖ Caractéristiques mécaniques de l'acier :

L'acier choisi pour les armatures longitudinales et transversales est un acier à haute adhérence (HA) de nuance FeE500 (limite d'élasticité : $f_e = 500 \text{ MPa}$)

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier «Es» est pris égal à : $E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$

❖ La Contrainte limite de l'acier :

- contrainte limite à l'ELU :

La contrainte limite ultime d'acier est donnée par la formule : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec : γ_s est le Coefficient de sécurité tel que $\gamma_s = 1.15$ en situation courante.

On a $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15}$ donc $\sigma_s = 434.78 \text{ Mpa}$.

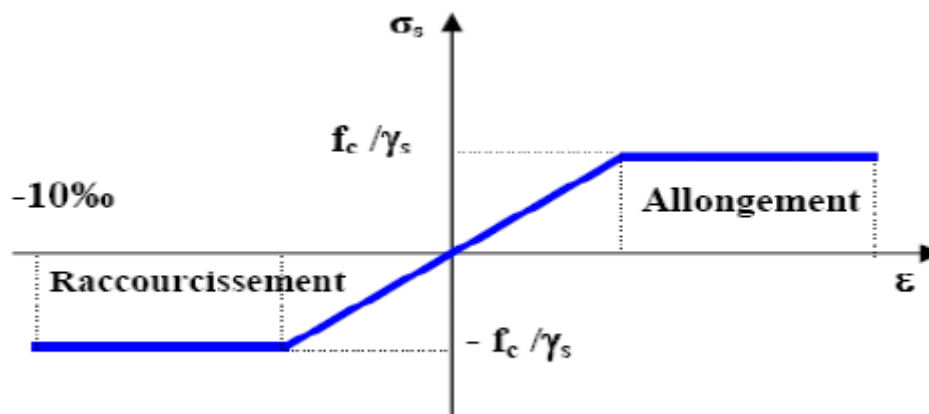


Figure 3 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.

- Contraintes limites à l'ELS :

Les contraintes limites de l'acier σ_s sont données en fonction de l'état limite d'ouverture des fissures. La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification concernant la contrainte limite de service.

II.3. Les combinaisons de calcul :

Les sollicitations sont calculées en appliquant les combinaisons d'actions définies ci-après :

- La combinaison de calcul à l'état limite :

$$Pu = 1,35 G + 1,5 Q$$

- Les combinaisons de calcul à l'état limite service:

$$Ps = G + Q$$

Avec :

G : La charge permanente.

Q : La charge d'exploitation.

II.4. Les règlements utilisés :

- *Le règlement BAEL 91 modifié 99 :*

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites.

- *Le Règlement de Construction Parasismique RPS2000 :*

Le règlement parasismique marocain RPS 2000 définit la méthode de l'évaluation de l'action sismique sur les bâtiments à prendre en compte dans le calcul des structures et décrit les critères de conception et les dispositions techniques à adopter pour permettre à ces bâtiments de résister aux secousses sismiques. Pour simplifier le calcul des charges sismiques et uniformiser les exigences de dimensionnement des structures à travers de grandes régions du pays, le RPS2000 utilise l'approche des zones et divise le Maroc en trois zones de sismicité équivalente avec une probabilité d'apparition de 10% dans 50 ans .

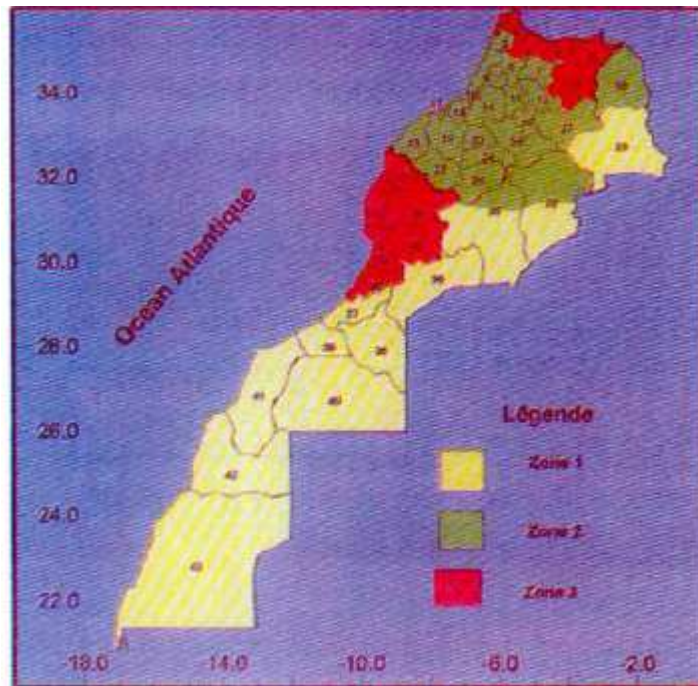


Figure 4: Le zonage sismique du Maroc

Chapitre 2:

Pré-dimensionnement et descente de charge des éléments porteurs

Le pré-dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré-dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers ;
- Les poutres ;
- Les poteaux ;
- Les semelles.

I. Pré-dimensionnement et surcharge sur les planchers :

I.1. Pré-dimensionnement des planchers:

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour notre projet, on a utilisé des planchers à corps creux (voir figure45) qui sont constitués par des éléments porteurs (poutrelles), et par des éléments de remplissage (hourdis). Le tout surmonté d'une dalle de compression en béton d'une épaisseur 4 cm.

D'après les règles BAEL 91 [1], la hauteur du plancher doit satisfaire la condition suivante :

$$H_{tp} \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec

L: la grande portée du panneau considéré selon le sens des poutrelles.

Application :

Dans notre cas, les planchers sont tous identiques et on a $L = 3.32$.

$$H_{tp} \geq \frac{3.32}{22.5} \quad \rightarrow \quad H_{tp} \geq 0.147 \text{ m}$$

Donc on prend $H_{tp} = 20 \text{ cm}$, soit un plancher (16+4).

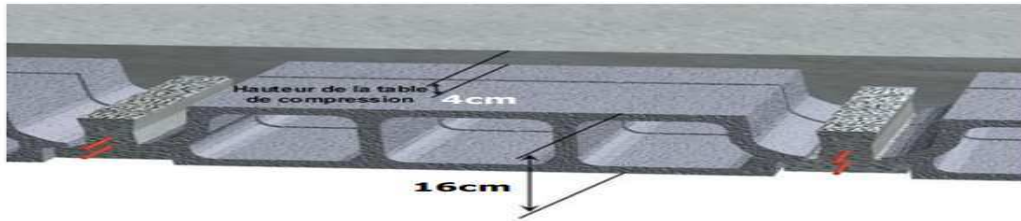


Figure 5 : Schéma explicatif d'un plancher à corps creux.

I.2. Evaluation des charges et surcharges des planchers:

- *Charges permanente :*

- ✓ *Plancher "étage courant" et "RDC"*

Couche	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Charges (KN /m ²)
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Béton en forme de pente	0.07	22	1.54
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Dalle en corps creux	/	/	2.85
Carrelage	0.02	66.65	1.333
Charge permanente			6.323

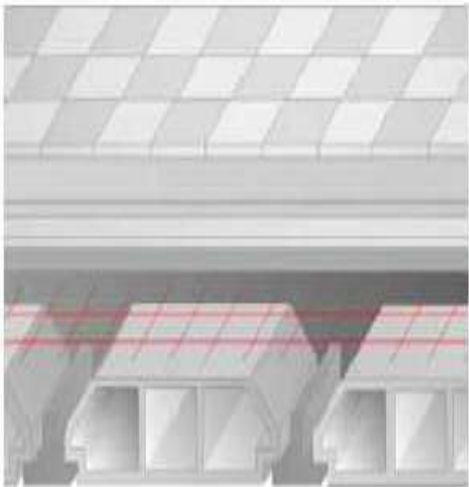


Tableau 2 : Charge permanente du plancher « étage courant » et « RDC ».

- ✓ *Plancher "terrasse"*

Couche	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Charges (KN /m ²)
Etanchéité multicouche	/	/	0.12
Béton en forme de pente	0.08	22	1.76
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Dalle en corps creux	/	/	2.85
Gravillon de protection	0.06	20	1.2
Isolation thermique	0.05	3	0.15
Charge permanente			6.28

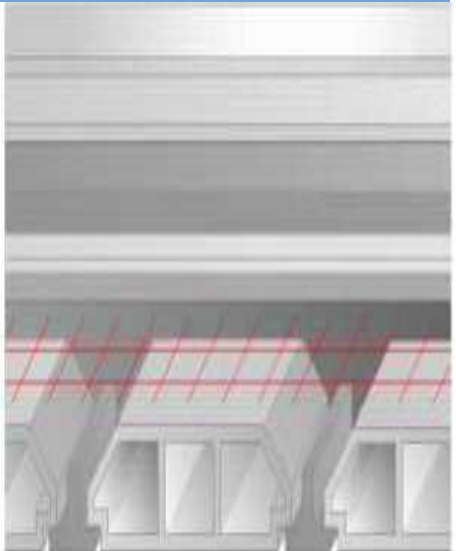


Tableau 3 : Charge permanente du plancher « terrasse ».

- *Surcharges d'exploitation :*

Zone	Charge d'exploitation (KN /m²)
Etage et terrasse	1.5
RDC et Sous-sol	5
Escalier et balcon	2.5

Tableau 4 : Surcharge d'exploitations.

II. Pré-dimensionnement et surcharge sur les poutres :

II.1. Pré-dimensionnement des poutres :

D'après le BAEL 91[1], les dimensions d'une section rectangulaire sont :

➤ **La hauteur h**

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

Généralement, pour le choix des hauteurs des poutres isostatiques, on procède comme suit :

- $h = \frac{L}{10}$ si les poutres sont trop chargées (chargées sur deux cotés).
- $h = \frac{L}{12}$ si les poutres sont moyennement chargées (chargées sur un seul coté).
- $h = \frac{L}{15}$ si Les poutres sont peu chargées (aucun coté n'est chargé).

On ce qui concerne les poutres continues, la hauteur h de la poutre doit vérifier la condition de la flèche suivante:

$$\frac{L_{\max}}{16} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{12}$$

➤ **La largeur b**

Selon le BAEL [1], la largeur de la poutre doit vérifier la relation suivante :

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h$$

Les dimensions de la section de la poutre, h et b étant respectivement la plus grande et la plus petite dimension, doivent satisfaire les conditions exigées par le RPS 2000 [2] :

- Le rapport largeur/hauteur doit être : $\frac{b}{h} \geq 0.25$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 200mm$

II.2. Descente de charges des poutres :

On va essayer dans cette partie de calculer les charges portées par chaque poutre. Ces poutres peuvent être divisées en deux catégories :

Des poutres porteuses :

En tenant compte des charges semblables au niveau de chaque étage, on va utiliser les formules suivantes :

- La charge permanente : $G (KN/m) = G_{pp} + \frac{g \times L}{2}$
- La charge d'exploitation : $Q (KN/m) = \frac{q \times L}{2}$

Avec :

g: La charge permanente unitaire par mètre carré sur plancher.

q: La charge d'exploitation unitaire par mètre carré sur plancher.

G_{pp}: Le poids propre de la poutre $G_{pp}(KN/m) = b(m) \times h(m) \times 25(KN/m^3)$

L : La longueur du chargement.

Des poutres non chargées :

Pour une poutre non chargée, 1KN/m est supposée comme surcharge des hourdis qui peuvent reposer sur cette poutre, alors on utilise les formules suivantes :

La charge permanente: $G (KN/m) = G_{pp} + I (KN/m)$

La charge d'exploitation : $Q (KN/m) = I (KN/m)$

Avec :

G_{pp} est le poids propre de la poutre : $G_{pp} (KN/m) = b (m) \times h(m) \times 25 (KN/m^3)$.

On ce qui concerne la charge totale, on va la calculer à l'état limite ultime ainsi qu'à l'état limite service on se basant sur les relations suivantes :

$$P (ELU) = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$P (ELS) = G + Q$$

III. Pré-dimensionnement et surcharge sur des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux nécessite tout d'abord le calcul des charges permanentes G et d'exploitation Q sur le poteau, ces charges seront calculées pour chaque niveau.

III.1. Descente de charges des poteaux :

La descente de charge consiste à calculer les efforts normaux résultants de l'effet des charges verticales sur les éléments porteurs verticaux depuis la terrasse jusqu'aux fondations.

- ***La charge permanente :***

Les charges permanentes transmises aux poteaux sont :

- Charge du plancher hourdis.
- Charge des retombées.
- Poids propre des poteaux.
- Charge des murs.

- a) *Evaluation des charges et surcharges des planches :***

La charge qui sera transmise du plancher aux poteaux est une charge surfacique, on doit la multiplier par la surface d'influence "S" afin de la rendre ponctuelle.

$$G_{\text{plancher}} = g \times S$$

Avec : g : La charge permanente sur les planchers supérieurs.

S : l'aire de la surface du plancher supportée par le poteau .

Remarque :

Il s'agit ici des rectangles de charges propres à chaque poteau, pour les poteaux porteurs d'escaliers le rectangle de charge sera réduit de la surface relative aux escaliers .

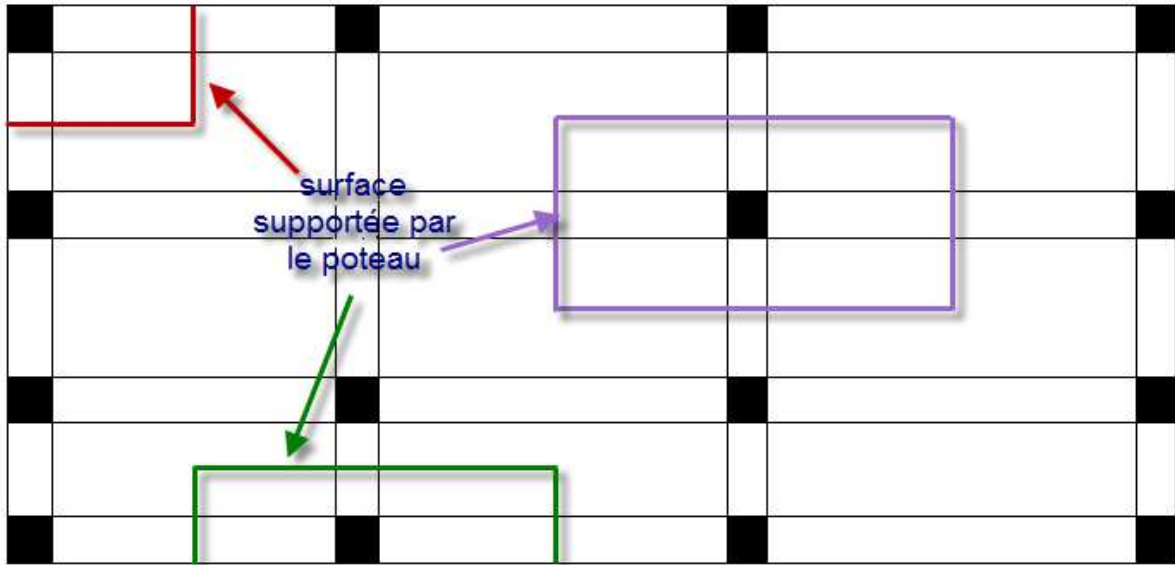


Figure 6 : La surface intervenant au calcul de la descente de charges d'un poteau.

b) Charges des retombées :

On va essayer dans cette partie de calculer les charges portées par chaque poutre. Sachant que la hauteur du plancher est **20 cm** et que chaque poteau supporte au maximum 4 travées (travées adjacentes).

La charge des retombées est estimée comme suit :

$$G_{retomb} = [(L_{p1} \times h_{p1} \times b_1) + (L_{p2} \times h_{p2} \times b_2) + (L_{p3} \times h_{p3} \times b_3) + (L_{p4} \times h_{p4} \times b_4)] \times 0.5 \times 25000$$

Avec :

h_{pi} : Hauteur de retombée de la travée adjacente i

L_{pi} : Longueur de la travée adjacente i

b_i : Largeur de retombé de la travée i

25000 : Masse volumique du béton en (N /m³).

0,5: pour prendre la moitié de la longueur des travées.

c) Poids propre des poteaux :

$$PP_{poteau} = a \times b \times h \times 25000$$

Avec : a, b et h sont les dimensions de poteau.

d) Charge des murs :

- Cloison en brique creuses 20cm → $g = 9 \times 0.2 = 1.8 \text{ KN/m}^2$
 - Enduit 2 cm → $g = 0.18 \times 2 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
- $g_T = 1.8 + 0.36 = 2.16 \text{ KN/m}^2$

$$G_{\text{mur}} = g_T \times H \times \frac{L}{2}$$

Avec :

g_T : est la charge appliquée par le mur $g_T = 2.16 \text{ KN/m}^2$

H : la hauteur de l'étage

L : est la longueur du chargement

→ **Somme des Charges Permanentes totale est :**

$$G (N) = G_{\text{plancher}} + G_{\text{retomb}} + PP_{\text{poteau}} + G_{\text{mur}}$$

- **La charge d'exploitation :**

$$Q (N) = Q_{\text{plancher}} = q \times S$$

Avec :

q : La charge d'exploitation sur les planchers supérieurs.

Les règles B.A.E.L n'imposent aucune condition à ELS pour les pièces soumises en compression centrée comme le cas des poteaux. Par conséquent, le dimensionnement et la détermination des armatures doivent se justifier uniquement vis à vis de ELU :

$$\mathbf{Nu = 1.35 G (KN) + 1.5 Q (KN)}$$

Remarque :

En ce qui concerne la charge au pied d'un poteau, on va considérer la somme des charges provenant des étages supérieurs et ça sera la charge avec laquelle on va pré-dimensionner les poteaux.

III.2. Pré-dimensionnement des poteaux :

Afin de pré-dimensionner un poteau on est tenu à suivre les étapes suivantes :

1. Calculer la charge supportée par le poteau N_u .
2. Se fixer un élancement $\lambda = 35$
3. Calculer le coefficient de flambage :

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

On a $\lambda = 35$ donc $\alpha = 0.708$

4. Calculer la section réduite du béton B_r avec $A_{th} = 0$ à partir de la relation qui permet de calculer l'effort normal :

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

On simplifie la relation et on obtient celle-ci :

$$B_r \geq \frac{0.9 N_u \gamma_b}{\alpha f_{c28}}$$

On a : $\alpha = 0.708$ et $\gamma_b = 1.5$

On trouve finalement la relation suivante :

$$B_r = \frac{1.907 N_u}{f_{c28}}$$

5. Calcul des dimensions du poteau.

- La largeur a : $a \geq 2\sqrt{3} \frac{L_f}{\lambda}$

Avec L_f : La longueur du flambement : L_f (m) = $0.7 \times L_0$

L_0 : La hauteur totale du poteau

- La longueur b : $b \geq \frac{B_r}{a-0.02} + 0.02$

Remarque 1 :

- ✓ Si $b < a \rightarrow b = a$ (poteau carré)
- ✓ Le règlement de construction parasismique RPS2000 [2] exige une section minimale du poteau de 25*25

Remarque 2 :

- ✓ Les étages sont tous identiques, on va donc s'intéresser à l'étude des poteaux les plus portants et sont ceux du Sous-sol.

Application :

On a choisi de Pré-dimensionner le poteau P1:

- la charge N_u supportée par le poteau P1 est déjà calculé : $N_u = 550.82 \text{ KN}$
- en fixant un élancement $\lambda = 35$, on va calculer le coefficient de flambage :

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow \alpha = 0.708$$

- on calcule la section réduite du béton B_r , avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, à partir de la relation Suivante :

$$B_r = \frac{1.907 N_u}{f_{c28}} \rightarrow B_r = 420.16 \text{ cm}^2$$

- On calcule finalement les dimensions du poteau :

$$\text{- La largeur } a : \quad a \geq 2\sqrt{3} \frac{L_f}{\lambda}$$

Avec :

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 2.4 = 1.68 \text{ m}$$

Donc $a \geq 16.63 \text{ cm}$

On prend $a = 25 \text{ cm}$

$$\text{- La longueur } b : \quad b \geq \frac{B_r}{a-0.02} + 0.02 \rightarrow b \geq 20.27 \text{ cm}$$

Donc on prend $b = 25 \text{ cm}$.

IV. Pré-dimensionnement des semelles :

Pour ce projet, on a adopté des semelles isolées sous poteaux. Ces semelles sont calculées à l'état limite de service pour leurs dimensions extérieures.

Pour la détermination de la section du béton pour une semelle on suit les étapes suivantes :

1. On Calcule la surface portante de la semelle :

$$S = A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

N_{ser} : L'effort normal service appliqué sur la semelle provenant du poteau (MN).

$\bar{\sigma}_{sol}$: La contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$

2. on considère des semelles à débord égale et on utilise les relations suivantes :

- Pour une semelle centrée ou excentrée des deux côtés : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b}$
- Pour une semelle excentrée d'un seul côté : $A - a = \frac{B - b}{2}$

Avec :

A : la plus petite dimension de la semelle.

B : la plus grande dimension de la semelle.

a : la largeur du poteau.

b : la longueur du poteau.

3. On déduit des deux formules précédentes :

- La largeur A et la longueur B de la semelle.
- La hauteur utile d de la semelle: $d = \max\left(\frac{B-b}{4}; \frac{A-a}{4}\right)$
- La hauteur totale de la semelle : $H_t = d + 5 \text{ cm}$

4. finalement on doit vérifier la condition suivante: $\sigma_{sol} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Avec :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser} + PP_{semelle}}{S}$$

$$PP_{semelle} = A \times B \times H \times \text{densité debéton (25 KN/m}^3)$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

Application :

Pré-dimensionnement de la semelle S1 :

On a les données suivantes :

- $\bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$

- $N_{ser} = 403.292 \text{ KN}$

- Les dimensions de la section du poteau P1 : $a = b = 25 \text{ cm}$

1. Calcul de la surface portante :

$$S = A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad \rightarrow \quad S = A \times B \geq \frac{0.403}{0.2} \quad \rightarrow \quad S = A \times B = 2.01 \text{ m}^2$$

2. Calcul des dimensions de la semelle :

On a $\frac{A}{a} = \frac{B}{b}$ avec $S = A \times B \geq 2.01 \text{ m}^2$ donc :

- La largeur de la semelle $A \geq \sqrt{S \frac{a}{b}}$

- La largeur de la semelle $B \geq \sqrt{S \frac{b}{a}}$

On a $a = b$ donc $A = B \geq \sqrt{S} = 1.42 \text{ m}$

On prend $A = B = 1.5 \text{ m}$

- La hauteur utile d de la semelle: $d = \max\left(\frac{B-b}{4}; \frac{A-a}{4}\right) \rightarrow d = 0.3125 \text{ m}$

On prend $d = 35 \text{ cm}$

- La hauteur totale de la semelle : $H_t = d + 5 \text{ cm} \rightarrow H_t = 40 \text{ cm}$

3. Vérification : $\sigma_{sol} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\text{On a } \sigma_{sol} = \frac{N_{ser} + PP_{semelle}}{S} \quad \rightarrow \quad \sigma_{sol} = \frac{0.403 + (1.5^2 \times 0.4 \times 0.025)}{1.5^2}$$

$$\rightarrow \quad \sigma_{sol} = 0.189 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

Donc la condition est **vérifiée**.

Chapitre 3:

DIMENSIONNEMENT MANUEL DE LA STRUCTURE

I. Dimensionnement des poutres :

I.1. Dimensionnement des poutres continues :

On dispose de deux méthodes de calcul des poutres continues : la méthode de Caquot et la méthode forfaitaire (dite aussi la méthode de Caquot minorée). Le choix de l'une des deux méthodes est conditionné par les hypothèses suivantes :

- a) Le cas des constructions courantes, c'est-à-dire lorsque $Q \leq 2G$ ou $Q \leq 5\text{kN/m}^2$.
- b) Les moments d'inertie des sections transversales sont identiques le long de la poutre.
- c) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.
- d) Les fissurations sont considérées comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à celle de ses revêtements.

➤ *Méthode FORFAITAIRE :*

- *Principe de la méthode :*

Si les quatre hypothèses sont vérifiées, on applique la méthode forfaitaire, connue aussi par la méthode de Caquot minorée, qui consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixes forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée de comparaison, qui est la travée isostatique indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

- *Les moments en travée :*

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appuis M_w et M_e doivent vérifier :

Pour une travée intermédiaire :
$$M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_0$$

Pour une travée de rive :
$$M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_0$$

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

Avec

M_t : Moment max de la travée étudiée.

M_w : Moment sur l'appui de gauche de la travée.

M_e : Moment sur l'appui de droite de la travée.

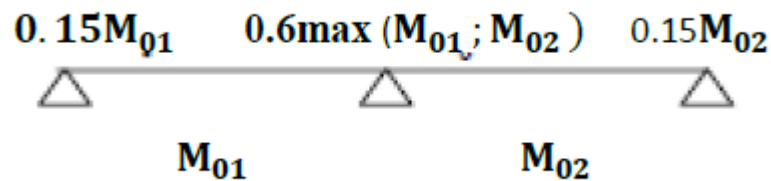
M_0 : Moment max isostatique de la travée $M_0 = \frac{P.L^2}{8}$

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

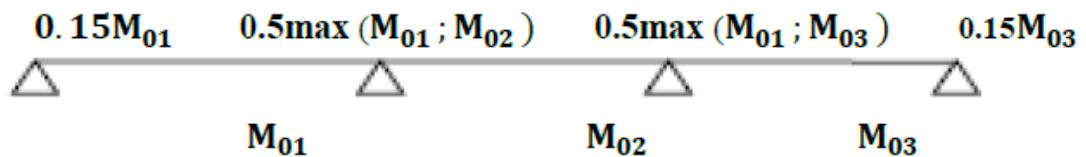
- **Les moments sur appuis :**

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes:

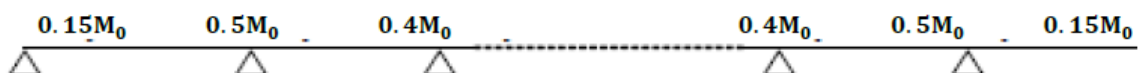
- Cas de deux travées :



- Cas de trois travées :

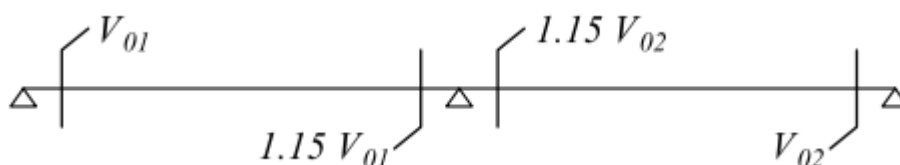


- Cas de plus de trois travées :

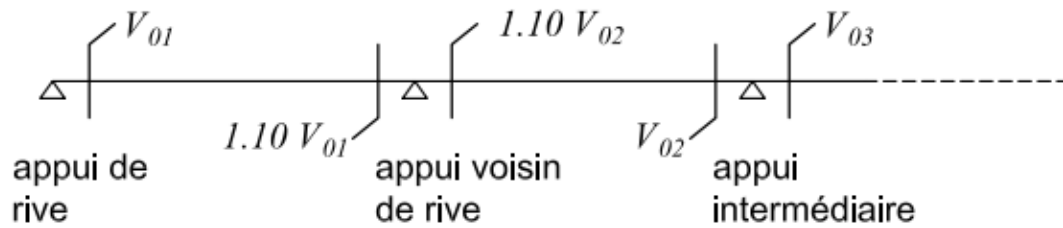


- **L'effort tranchant :**

- Cas d'une poutre a deux travées :



- Cas d'une poutre à plusieurs travées :



➤ **Méthode de CAQUOT :**

- **Principe de la méthode :**

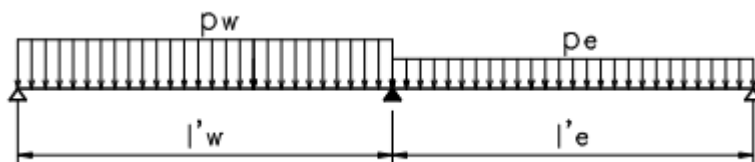
Dans le cas où l'une des trois conditions complémentaires à celle du chargement (déjà citées dans la méthode forfaitaire) ne serait pas satisfaite, on doit appliquer la méthode CAQUOT. la méthode consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue en considérant uniquement les travées qui encadrent l'appui considéré.

C'est une méthode de continuité simplifiée car le moment fléchissant sur un appui ne dépend que des charges sur les travées qui lui sont adjacentes.

- **Calcul des moments sur appui :**

- Moment sur appui pour des charges uniformément réparties

$$M_{appui} = \frac{p_w l'_w{}^3 + p_e l'_e{}^3}{8.5 (l'_w + l'_e)} \quad \text{avec} \quad I = \text{cte}$$



Avec l' : longueurs de portées fictives ; telles que $\begin{cases} l' = l \text{ pour les deux travée de rive} \\ l' = 0.8 l \text{ pour les travée intermédiaire} \end{cases}$

p_w : Charge sur la travée gauche.

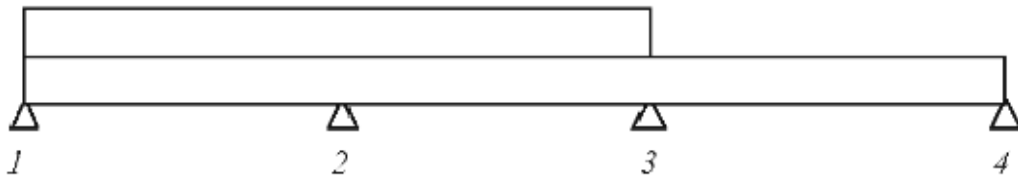
p_e : Charge sur la travée droite.

- **Calcul des moments en travées :**

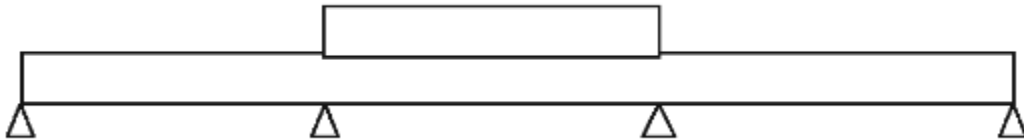
Les moments en travée sont calculés en considérant les travées réelles (de portée 1 et non 1') chargées ou non suivant le cas et soumises aux moments sur appuis obtenus précédemment. Comme dans l'évaluation des moments sur appuis, on ne considère que les deux travées adjacentes à la travée étudiée.

Les cas de charges réparties à envisager sont les suivants:

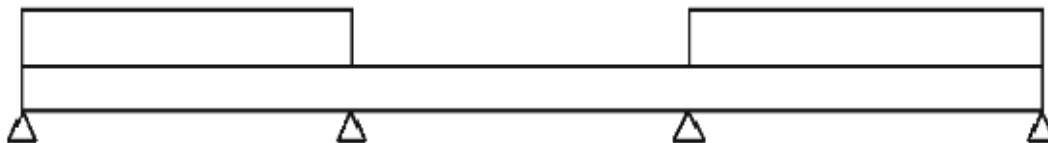
- Cas 1 : chargement des travées qu'encadrent l'appui pour obtenir le moment sur Appui maximal → le moment sur l'appui 2 est maximal



- Cas 2 : chargement de la travée considérée pour obtenir le moment en travée maximal.



- Cas 3 : chargement des travées adjacentes et déchargement de la travée Considéré pour obtenir le moment en travée minimal.

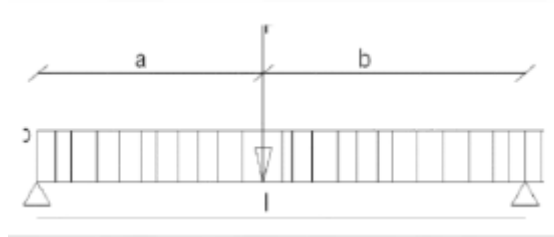


$$M_t(x) = M_0(x) + M_w \left(1 - \frac{x}{L} \right) + M_e \frac{x}{L}$$

$$\rightarrow M_t(x) = \frac{PL}{2}x - \frac{P}{2}x^2 + M_w \left(1 - \frac{x}{L} \right) + M_e \frac{x}{L}$$

Si la charge est ponctuelle :

$$M_t(x) = \frac{PL}{2}x - \frac{P}{2}x^2 + \frac{Pb}{L}x + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \frac{x}{L}$$



- **Calcul de l'effort tranchant :**

On générale l'effort tranchant est maximale lorsque les travées qui encadrent l'appui considéré sont chargées.

La formule de Caquot pour l'effort tranchant est comme suit :

$$V_{iw} = V_{0w} + \frac{M_i - M_{i-1}}{L_w} \quad \text{et} \quad V_{ie} = V_{0e} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_e}$$

Avec V_{0w} et V_{0e} sont les efforts tranchant isostatique dans la travée de référence $V_0 = \frac{PL}{2}$

I.2. Calcul des armatures longitudinales :

Les sections des poutres étant bien définies, on va essayer dans ce qui suit de dimensionner les poutres en se basant sur l'organigramme de calcul à l'ELU d'une section rectangulaire en flexion simple (voir figure 47).

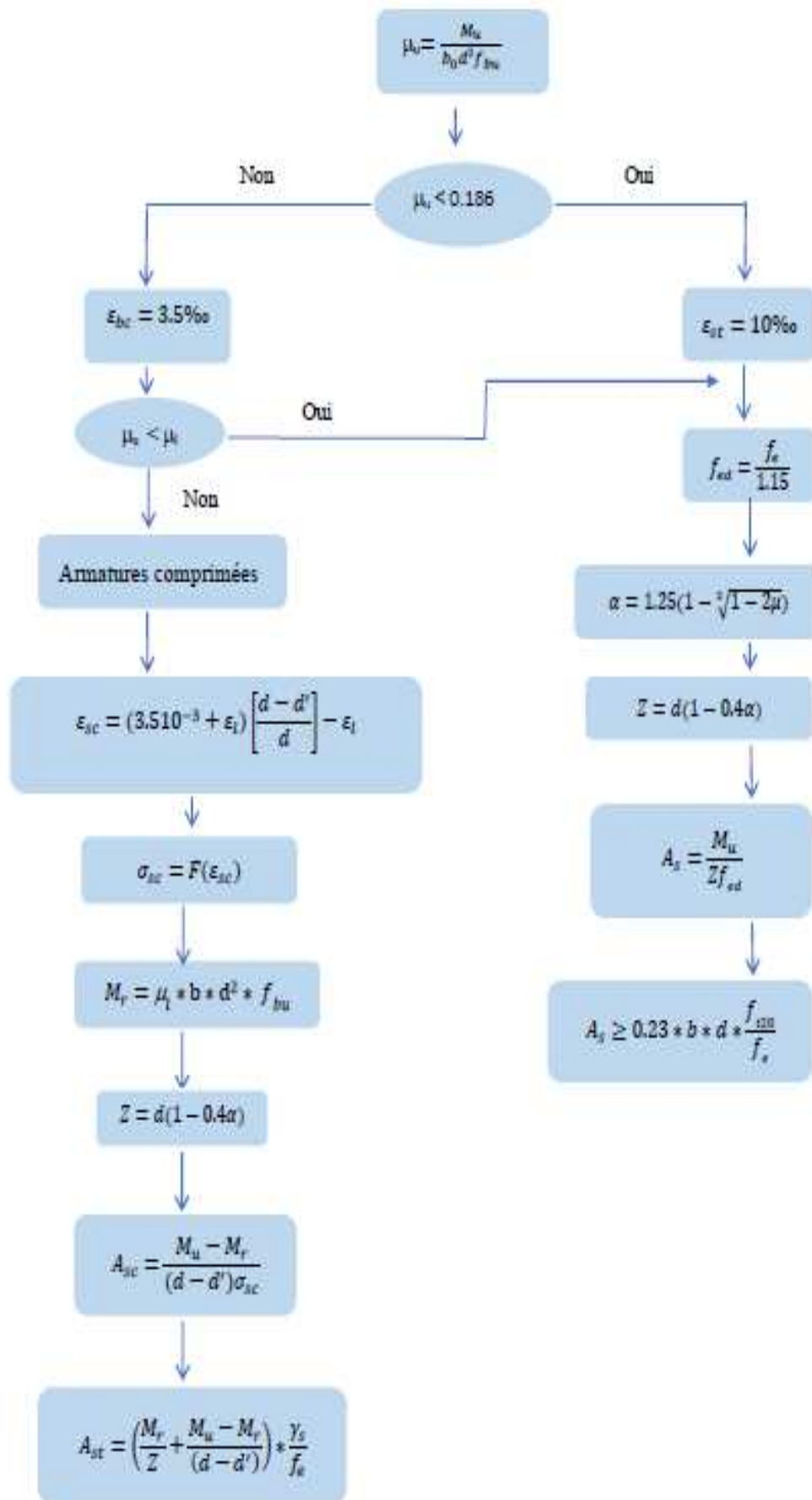


Figure 7 : L'organigramme de calcul à l'ELU d'une section rectangulaire en flexion simple.

Les sections d'acier étant calculées à l'aide de l'organigramme, il faut vérifier la condition de non fragilité imposée par les règles du BAEL 91 [1] .

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

Autrement dit, la section d'acier adoptée sera : $A_s = \max(A_{s \text{ trouvé}} ; A_{s \min})$

Avec b : La largeur de la poutre.

d : La hauteur utile de la poutre $d = 0.9 \times h$.

h : La hauteur totale de la poutre.

A_s : La section d'acier à utiliser.

$A_{s \min}$: La section d'acier minimale.

$A_{s \text{ trouvé}}$: La section d'acier calculé à l'aide de l'organigramme.

f_{t28} : Résistance caractéristique du béton en traction $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton en compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

f_e : La limite d'élasticité $f_e = 500 \text{ MPa}$

De plus, on procède à deux autres vérifications :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

La fissuration est peu préjudiciable donc : $\bar{\tau}(\text{MPa}) = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\right)$

De plus on a $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

Avec V_u : L'effort tranchant.

b : La largeur de la poutre.

d : La hauteur utile de la poutre.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton en compression à 28 jours

γ_b : Le coefficient de sécurité $\gamma_b = 1.5$

- **Vérification à l'ELS :**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état limite de l'ouverture des fissures et elle se limite à celle concernant l'état limite de compression du béton.

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

On a $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$, on calcule $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y$

Détermination de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} Y^2 + n (A_s + A'_s) Y - n (A_s d + A'_s d') = 0$$

Détermination Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + n A'_s (Y - d')^2 + n A_s (d - Y)^2$$

Avec σ_{bc} : La contrainte de compression du béton.

$\overline{\sigma}_{bc}$: La contrainte limite.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'ELS.

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

I : Le moment d'inertie.

Y : L'axe neutre.

I.3. Calcul des armatures transversales et de l'espacement :

- **Diamètre des armatures transversales:**

Le diamètre des armatures transversales se détermine par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{tmin} ; \frac{b}{10} \right)$$

Avec :

b : la largeur de la poutre.

h : la hauteur totale de la poutre.

ϕ_t : Le diamètre des armatures transversales.

ϕ_{tmin} : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

- **Espacement des armatures dans la zone courante :**

$$S_t = \min \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0.9 d ; 40) \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} \\ S_t \leq \frac{0.9 A_t d f_e}{0.4 b} \end{array} \right.$$

On prend comme espacement maximal dans la zone courante : $S_{t\max} = \frac{S_t}{2}$

Avec :

S_t : Espacement des armatures dans la zone courante.

A_t : Section d'armature transversale

b : la largeur de la poutre.

d : la hauteur utile de la poutre $d = 0.9 \times h$

f_e : La limite d'élasticité $f_e = 500 \text{ MPa}$

- **Espacement des armatures dans la zone critique :**

Selon le RPS2000 l'espacement dans la zone critique vaut :

$$S_c = \min(8 \phi_l ; 24 \phi_t ; 0.25 h ; 20)$$

Avec :

S_c : Espacement des armatures dans la zone critique

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

h : La hauteur totale de la poutre.

- **Longueur de la zone critique :**

Le RPS2000 exige que la longueur de la zone critique soit comme suit :

$$l_c = 2 \times h$$

Avec :

l_c : Longueur de la zone critique.

h : la hauteur totale de la poutre.

- **Disposition des armatures :**

- La longueur des chapeaux excentrés : $L = \frac{L_{travée}}{4}$

- La longueur des chapeaux centraux : $L = \left(\frac{L_{travée}}{4} \times 2 \right) + 0.25$

Avec :

$L_{travée}$: La longueur de la travée.

Application :

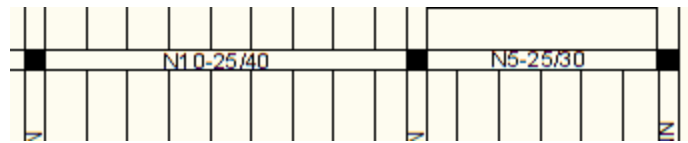


Figure 8 :Poutre continue

• **Vérification des conditions :**

- a) Fissuration peu préjudiciable → vérifié
- b) Poutre à inerties constantes → vérifié
- c) Charge d'exploitation modérée $Q < (5KN/m^2; 2G)$

$$Q = 1500 \text{ KN/m}^2 \text{ et } G = 6323 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Donc } Q < (5KN/m^2; 12646 \text{ KN/m}^2) \rightarrow \text{vérifié}$$

- d) Les portées successives des travées $0.8 \leq \frac{L_{i+1}}{L_i} \leq 1.25$

$$\frac{L_{i+1}}{L_i} = \frac{4.65}{3.07} = 1.52 \geq 1.25 \rightarrow \text{non vérifié}$$

→ Donc on procède au calcul par la méthode CAQUOT.

• **Les dimensions de la poutre :**

La hauteur h de la poutre doit vérifier la condition de la flèche suivante:

$$\frac{L_{\max}}{16} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{12} \rightarrow \frac{4.65}{16} \leq h \leq \frac{4.65}{12} \rightarrow 0.29 \leq h \leq 0.39$$

On prend $h = 40 \text{ cm}$.

La largeur de la poutre doit vérifier la relation suivante :

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h \rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

On prend $b = 25 \text{ cm}$.

- **Détermination des charges de la poutre :**

Pour le travée 2 :

$$G = G(\text{plancher}) + G(\text{mur}) + P.P. \text{ POUTRE}$$

Avec :

$$G(\text{plancher}) = g \times \frac{L_c}{2} = 6323 \times \left(\frac{3}{2} + \frac{3}{2}\right) = 18969 \text{ N/m}$$

$$P.P. \text{ POUTRE} = b \times h \times \text{densité du béton} = 0.25 \times 0.4 \times 25000 = 2187.5 \text{ N/m}$$

$$G(\text{mur}) = H \times \text{poids surfacique des briques creux} = 2.8 \times 2700 = 7560 \text{ N/m}$$

➔ $G = 28716.5 \text{ N/m}$

Et : $Q = q \times \frac{L_c}{2} = 1500 \times \left(\frac{3}{2} + \frac{3}{2}\right)$

➔ $Q = 4500 \text{ N/m}$

Pour le travée 1 :

➔ $G = 19232 \text{ N/m}$

➔ $Q = 2250 \text{ N/m}$

Pour résumer cela on utilise le tableau suivant :

Travées	Travée 1	Travée2
G (N/m)	19232	28716.5
Q (N /m)	2250	4500
Pu(chargé) =1.35 G+1.5 Q	29338.2	45516.6
Pu(déchargée) = 1.35 G	25963.2	38766.6

Tableau 5 :les charges de la poutre .

- *Calculs des sollicitations :*

Les résultats du calcul sont représentés sur le tableau suivant :

ELU	T1		T2	
Portée l (m)	3,07		4,65	
portée fictive l' (m)	3,07		4,65	
G (N / m)	19232		28716,5	
Q (N / m)	2250		4500	
Pu chargée C (1,35G+1,5Q)	29338,2		45516,6	
Pu déchargée D (1,35G)	25963,2		38766,6	
Map cas1:CC	0	82678	0	
Map cas2:CD	0	72335	0	
Map cas3:DC	0	81190	0	
X (Mt max) (m)	0,617	2,72		C-C
Mt max (N . m)	5585,2	85155,3		
X (Mt = 0) (m)	1,23	4,65 et 0,78		
X (Mt max) (m)	0,73	2,73		C-D
Mt max (N . m)	7857,5	70674		
X (Mt = 0) (m)	1,46	4,65 et 0,8		
X (Mt max) (m)	0,516	2,71		D-C
Mt max (N . m)	3461,7	85776		
X (Mt = 0) (m)	1,03	4,65 et 0,77		
V (N)	18103	-71965	-88046	
		123606		

Tableau 6 : résultats du calcul des sollicitations.

- **Calcul des armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures longitudinales se fait en flexion simple pour une section de **25 cm** de largeur et **40cm** de hauteur, la hauteur utile sera dans ce cas : $d = 0.9 h = 36 \text{ cm}$ avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_e = 500 \text{ MPa}$.

En se basant sur l'organigramme de calcul à l'ELU d'une section rectangulaire en flexion simple (voir figure 47), on obtient les résultats présentés dans le tableau suivant :

- **Ferraillage en travée :**

Travée	b (cm)	d (cm)	Mu (N.m)	μ	α	Z (cm)	A(cm ²)
Travée 1	25	36	7557.5	0.017	0.021	35.7	0.51
Travée 2	25	36	85776	0.184	0.256	32.3	6.11

Tableau 7 : Résultats de ferraillage en travée.

Cette fois aussi, on doit vérifier la condition de non fragilité imposée par les règles du BAEL 91 :

$$A_s \geq A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \rightarrow \quad A_s \geq A_{s \min} = 0.87 \text{ cm}^2$$

Autrement dit, la section d'acier adoptée sera : $A_s = \max (A_{s \min} ; A_s \text{ trouvé})$

Donc on prend :

$$\begin{cases} 2 T_8 (1.01 \text{ cm}^2) & \text{comme armatures en travée 1.} \\ 4 T_{14} (6.11 \text{ cm}^2) & \text{comme armatures en travée 2.} \end{cases}$$

- **Ferraillage sur appuis :**

Appuis	Mu (N.m)	μ	α	Z (cm)	A(cm ²)
Appui 1	0	-	-	-	1.35
Appui 2	82678	0.180	0.25	32.4	5.88
Appui 3	0	-	-	-	1.35

Tableau 8 : Résultats de ferraillage en appuis

On prend : $\left\{ \begin{array}{l} 4 T_8 (2.01) \text{ comme armatures chapeaux pour l'appui 1} \\ 4 T_{14} (6.16) \text{ comme armatures pour l'appui 2} \\ 4 T_8 (2.01) \text{ comme armatures chapeaux pour l'appui 3} \end{array} \right.$

• **Vérification :**

Cette fois aussi, on aura deux vérifications à faire :

- **La vérification de la contrainte de cisaillement :**

La vérification du cisaillement se fait vis-à-vis d'ELU.

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

On a une fissuration peu préjudiciable donc : $\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) \rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

L'effort tranchant $V_{u \max} = 88046 \text{ N}$

Donc : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{88046 \times 10^{-6}}{0.25 \times 0.36} \rightarrow \tau_u = 0.98 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.98 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$ La condition $\tau_u \leq \bar{\tau}$ est vérifiée.

- **La vérification à l'ELS :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

On a $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$, on calcule $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y$

Détermination de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} Y^2 + n (A_s + A'_s) Y - n (A_s d + A'_s d) = 0$$

Détermination du Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + n A'_s (Y - d')^2 + n A_s (d - Y)^2$$

Remarque : avec $n=15$ et $A'_s = 0$ (pas d'acier comprimé)

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Position	$M_{ser}(KN.m)$	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc}(MPa)$	La condition $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
En Travée T2	53.77	20.4	93205	11.77	Vérifiée
Appuis	60.37	13.03	67180	11.71	Vérifiée

Tableau 9 : Récapitulatif pour la vérification à ELS.

- **Calcul des armatures transversales et de l'espacement :**

- Calcul des armatures transversales:

Travée 1 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lmin}; \frac{b}{10}\right) \quad \rightarrow \quad \phi_t \leq \min(10.28; 8; 25)$$

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

Travée 2 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lmin}; \frac{b}{10}\right) \quad \rightarrow \quad \phi_t \leq \min(10.28; 14; 25)$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

- Espacement des armatures dans la zone courante :

Travée 1 :

$$S_t = \min \begin{cases} S_t \leq \min(0.9 d ; 40) = 32.4 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} = 42.4 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{0.9 A_t d f_e}{0.4 b} = 13.7 \text{ cm} \end{cases}$$

$\rightarrow S_t = 13.7 \text{ cm}$

Travée 2 :

$$S_t = \min \begin{cases} S_t \leq \min(0.9 d ; 40) = 32.4 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} = 117.5 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{0.9 A_t d f_e}{0.4 b} = 38.07 \text{ cm} \end{cases}$$

$\rightarrow S_t = 32.4 \text{ cm}$

On prend comme espacement maximal dans la zone courant : $S_{t \max} = \frac{S_t}{2}$

$$\text{Travée 1 : } S_{t \max} = \frac{13.7}{2} = 6.85 \text{ cm} \rightarrow S_{t \max} = 7 \text{ cm}$$

$$\text{Travée 2 : } S_{t \max} = \frac{32.4}{2} = 16.2 \text{ cm} \rightarrow S_{t \max} = 16 \text{ cm}$$

- Espacement des armatures dans la zone critique :

$$\text{Travée 1 : } S_c = \min(8 \phi_l ; 24 \phi_t ; 0.25 h ; 20)$$

$$\rightarrow S_c = \min(6.4 ; 14.4 ; 10 ; 20)$$

$$\text{On prend : } S_c = 6.4 \text{ cm}$$

$$\text{Travée 2 : } S_c = \min(8 \phi_l ; 24 \phi_t ; 0.25 h ; 20)$$

$$\rightarrow S_c = \min(11.2 ; 24 ; 10 ; 20)$$

$$\text{On prend : } S_c = 10 \text{ cm}$$

Les premières armatures doivent être placées à 5 cm au plus de la face du poteau.

- Longueur de la zone critique :

$$l_c = 2 \times h \rightarrow l_c = 80 \text{ cm}$$

- Disposition des armatures :

$$\text{La longueur des chapeaux excentrés : } L = \frac{4.65}{4} \rightarrow L = 1.16 \text{ cm} .$$

$$\text{La longueur des chapeaux centraux : } L = \left(\frac{4.65}{4} \times 2 \right) + 0.25 \rightarrow L = 2.57 \text{ cm} .$$

II. Dimensionnement des Poteaux :

II.1. Calcul des armatures longitudinales des poteaux :

En ce qui concerne la détermination des sections d'armatures longitudinales des poteaux, on va suivre les étapes suivantes qui seront par suite schématisées sous forme d'un organigramme (voir figure 49) .

➤ On calcule l'élanement λ : $\lambda = 2\sqrt{3} \frac{l_f}{a}$

Avec : l_f : La hauteur de flambement $l_f = 0.7 l_0$

l_0 : La hauteur de plancher à plancher.

➤ On calcule le coefficient de flambage α :

• Si $\lambda \leq 50$ alors $\alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$

• Si $50 < \lambda \leq 70$ alors $\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$

➤ On calcule la section réduite du béton B_r : $B_r = (a - 0.02)(b - 0.02)$

Avec a et b sont les dimensions du poteau.

➤ On calcule la section d'acier théorique A_{th} :

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

Avec :

N_u : Effort normal ultime en MN.

B_r : Section réduite du béton en m².

α : Coefficient de flambage.

A_{th} : Section d'acier en m².

f_e : La limite d'élasticité $f_e = 500 \text{ MPa}$.

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

γ_b et γ_s : Les coefficients de sécurité $\gamma_b = 1.5$ et $\gamma_s = 1.15$.

- On calcule de la section d'acier minimale A_{min} :

$$A_{min} \geq \max \left(4 u ; \frac{0.2 B}{100} \right)$$

Avec :

u : Le périmètre du poteau en m.

B : La section du poteau en cm^2

4 cm^2 /m de périmètre

- On choisit la section d'acier finale A_s :

$$A_s = \max (A_{min} ; A_{th})$$

- On calcule la section d'acier maximale A_{max} :

$$A_{max} \leq \frac{5 \times B}{100}$$

- Finalement on doit vérifier que : $A_s \leq A_{max}$

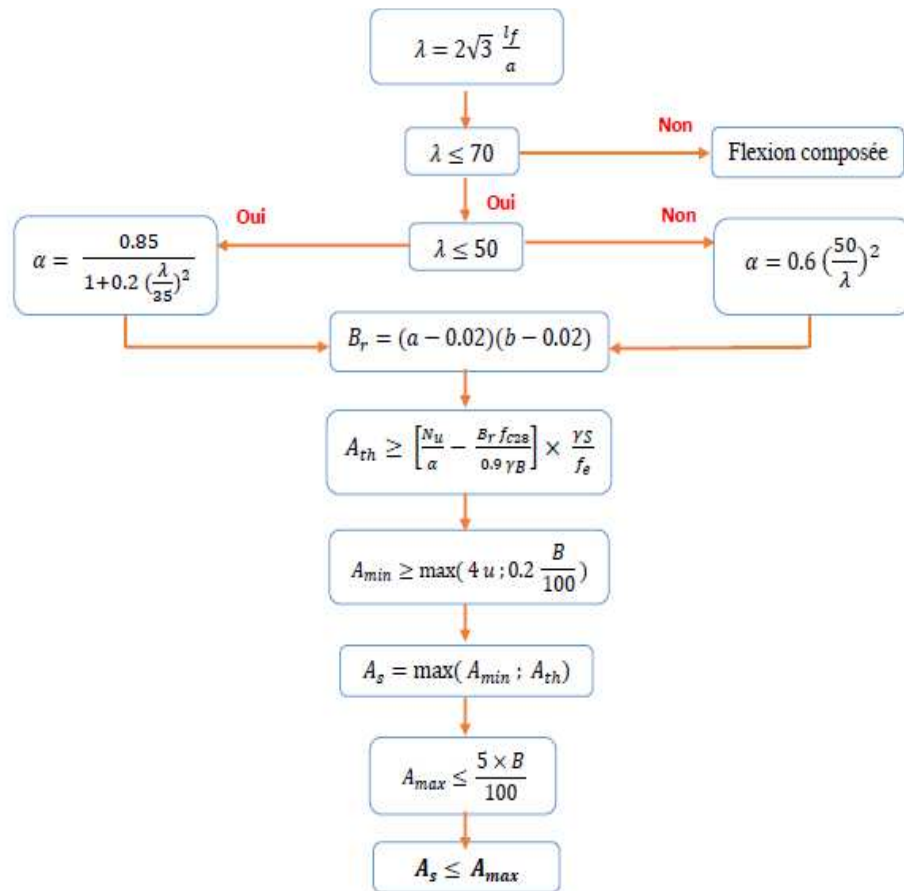


Figure 9 : Organigramme de calcul des poteaux en compression simple.

II.2. Calcul des armatures transversales et des espacements :

- *Diamètre des armatures transversales :*

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3}$$

Avec :

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_{lmax} : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

- *La longueur de la zone critique l_c :*

Selon le RPS2000 la longueur de la zone critique est définie par :

$$l_c(\text{cm}) = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b ; 45\right)$$

Avec : b : la longueur du poteau.

h_e : la hauteur sous plafond.

- *Espacement dans la zone critique S_c :*

Le RPS2000 [2] exige que l'espacement dans la zone critique soit définie par :

$$S_c(\text{cm}) = \min(15 ; 8\phi_{lmin} ; 0.25 b)$$

Avec :

b : la longueur du poteau.

ϕ_{lmin} : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

- *Espacement dans la zone courant S_t :*

L'espacement dans la zone courant est défini par la relation suivante :

$$S_t(\text{cm}) = \min(30 ; 12\phi_{lmin} ; 0.5 b)$$

Avec :

b : la longueur du poteau.

ϕ_{lmin} : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

Application :

On va déterminer les sections d'armatures longitudinales et transversales du poteau P3 ainsi que les espacements dans la zone courante et critique, la section adoptée pour ce poteau est (25×25).

a) Les armatures longitudinales :

- On calcule l'élanement λ : $\lambda = 2\sqrt{3} \frac{l_f}{a}$

On a la hauteur de sous-sol $l_0 = 2.4$ m donc $l_f = 0.7 l_0 = 1.68$ m

D'où on trouve : $\lambda = 2\sqrt{3} \frac{1.68}{0.25} \rightarrow \lambda = 23.28$

- On calcule le coefficient de flambage α :

On a trouvé que $\lambda = 23.28 \leq 50$ donc on calcule α par la relation suivante :

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow \alpha = 0.78$$

- On calcule la section réduite du béton B_r :

$$B_r = (a - 0.02)(b - 0.02) \rightarrow B_r = 529 \text{ cm}^2$$

- On calcule la section d'acier théorique A_{th} :

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

Avec $N_u = 355.7$ KN ; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$; $f_e = 500$ MPa

Donc : $A_{th} \geq \left[\frac{355.7 \times 10^{-3}}{0.78} - \frac{529 \times 10^{-4} \times 25}{0.9 \times 1.5} \right] \times \frac{1.15}{500} \rightarrow A_{th} \geq -12.05 \text{ cm}^2$

- On calcule de la section d'acier minimale A_{min} :

$$A_{min} \geq \max \left(4 u ; \frac{0.2 B}{100} \right) \rightarrow A_{min} \geq \max \left(4 \times 2 \times (0.25 + 0.25) ; \frac{0.2 \times 0.25 \times 0.25}{100} \right)$$

$$\rightarrow A_{min} = 4 \text{ cm}^2$$

- On choisit la section d'acier finale A_s :

$$A_s = \max(A_{min} ; A_{th}) \rightarrow A_s = 4 \text{ cm}^2$$

On procède donc à un ferrailage avec 4HA12 (soit une section de 4.52 cm²)

- On vérifie que $A_s \leq A_{max}$:

$$A_{max} \leq \frac{5 \times B}{100} \quad \rightarrow \quad A_{max} \leq 31.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4 \text{ cm}^2 \leq A_{max} = 31.25 \text{ cm}^2 \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

b) Les armatures transversales et les espacements :

- Le diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} \quad \rightarrow \quad \phi_t \geq \frac{12}{3} \quad \rightarrow \quad \phi_t = 4 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre $\phi_t = 6 \text{ mm}$

- La longueur de la zone critique l_c :

La longueur l_c est calculée par la relation suivante: $l_c(\text{cm}) = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; 45\right)$

$$\text{Donc } l_c(\text{cm}) = \max\left(\frac{240}{6}; 25; 45\right) \quad \rightarrow \quad l_c = 45 \text{ cm}$$

- Espacement dans la zone critique S_c :

$$S_c(\text{cm}) = \min(15; 8\phi_{lmin}; 0.25 b) \quad \rightarrow \quad S_c(\text{cm}) = \min(15; 8 \times 1.2; 0.25 \times 25)$$

$$\rightarrow S_c = 6.25 \text{ cm}$$

On prend un espacement $S_c = 6 \text{ cm}$

- Espacement dans la zone courant S_t :

$$S_t(\text{cm}) = \min(30; 12\phi_{lmin}; 0.25 b) \quad \rightarrow \quad S_t(\text{cm}) = \min(30; 12 \times 1.2; 0.5 \times 25)$$

$$\rightarrow S_t = 12.5 \text{ cm}$$

On fixe un espacement $S_t = 12 \text{ cm}$.

Remarque :

En ce qui concerne la détermination du ferrailage des poteaux qui restent, on procède de la même manière et on obtient les résultats figurant dans l'annexe.

III. Dimensionnement des semelles:

Après avoir déterminé les sections des semelles, on passe maintenant à la détermination des armatures dans les deux directions de la semelle (A et B) , et pour cela on utilise l'effort normal ultime N_u déjà calculé pour les poteaux.

Les armatures doivent être disposées dans les deux sens de manière que :

- La nappe supérieure suivant A est calculée par la relation suivante :

$$A_{s // A} = \frac{N_u (A - a)}{8 \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

- La nappe inférieure suivant B est calculée par la relation suivante :

$$A_{s // B} = \frac{N_u (B - b)}{8 \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec :

N_u : l'effort normal ultime.

A : la largeur de la semelle.

B : la longueur de la semelle.

a : la largeur du poteau.

b : la longueur du poteau.

d : La hauteur utile de la semelle.

f_e : La limite d'élasticité $f_e = 500 \text{ MP}$.

γ_s : Coefficient de sécurité $\gamma_s = 1.15$

Application :

On va dimensionner la semelle S1 sous le poteau P1 tel que :

- l'effort normal ultime : $N_u = 550.82 \text{ KN}$

- la largeur de la semelle : $A = 1.5 \text{ m}$

- la longueur de la semelle : $B = 1.5 \text{ m}$

- la largeur du poteau : $a = 25 \text{ cm}$
- la longueur du poteau : $b = 25 \text{ cm}$
- La hauteur utile de la semelle : $d = 35 \text{ cm}$

- Calcul des armatures de la nappe supérieure :

$$A_{s//A} = \frac{N_u (A-a)}{8 \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \rightarrow \quad A_{s//A} = 5.65 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures de la nappe inférieure :

$$A_{s//B} = \frac{N_u (B-b)}{8 \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \rightarrow \quad A_{s//B} = 5.65 \text{ cm}^2$$

Pour les deux nappes, supérieures et inférieures, on adopte des barres **5HA12** soit une Section de 5.65 cm^2 .

IV. Etude d'une volée d'escalier :

IV.1. Définitions:

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches. On appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur « g » est appelé le giron, « h » est la hauteur de la marche, la partie vertical est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse.

Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, peut être droite ou courbe, elle doit comporter au maximum 18 à 20 marches. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées s'appelle un palier de repos. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe. Deux volées parallèles ou en biais sont réunies par un ou plusieurs paliers ou par un cartier tournant. Cette dernière disposition, de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

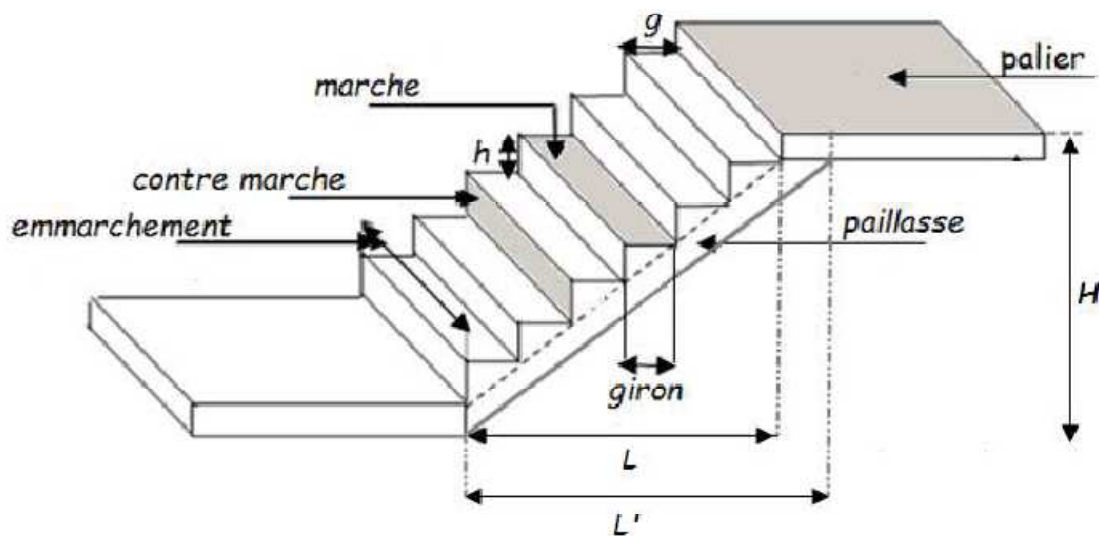


Figure 10 : Représentation des différents éléments d'un escalier.

IV.2. Pré-dimensionnement :

Il existe de très nombreux types d'escalier à paillasse, en ce qui concerne notre structure, on a adopté un escalier à paillasse avec un palier. On a tiré du plan d'architecture les caractéristiques géométriques suivantes :

- L'embranchement : $lem = 1\text{ m}$
- Palier de repos : $Lp = 1\text{ m}$
- La hauteur de l'escalier : $H = 1.4\text{ m}$
- La longueur L : $L = 1.5\text{ m}$
- le nombre de marche : $n = 6$
- le nombre de contre marche : $n + 1 = 7$

- **Dimensions des marches et contres marches :**

Le giron est calculé par la relation suivante :

$$g = \frac{L}{n} \quad \rightarrow \quad g = \frac{1.5}{6} \quad \rightarrow \quad g = 25\text{ cm/march} .$$

La hauteur de contre marche se calcule comme suit :

$$h = \frac{H}{n+1} \quad \rightarrow \quad h = \frac{1.4}{7} \quad \rightarrow \quad h = 20\text{ cm/contremarch} .$$

Les dimensions doivent respecter la relation de " BLONDEL" donnée par la double inégalité suivante :

$$59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 66\text{ cm}$$

$$\text{On a : } 59\text{ cm} \leq 2h + g = 65 \leq 66\text{ cm}$$

Donc L'inégalité de « BLONDEL » est vérifiée.

- **Calcul de la longueur du volé L_f :**

$$\text{On a : } L_f^2 = L^2 + H^2 \quad \rightarrow \quad L_f = \sqrt{(1.5)^2 + (1.4)^2} \quad \rightarrow \quad L_f = 2.05\text{ m}$$

- **Calcul des dimensions des paliers :**

La longueur des paliers seront déduites de la longueur totale de la cage d'escalier (3.3m) réduite de la longueur horizontale du volé (1.5m) .

$$L_{\text{paliers}} = 3.3 - 1.5 = 1.8\text{ m}$$

Cette longueur sera partagée par les deux paliers comme suit :

a) Palier intermédiaire :

Longueur : $L_{\text{palier_int}} = 0.9 \text{ m}$

Largeur : $l_{\text{palier_int}} = 2.3 \text{ m}$

Epaisseur : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow 3 \text{ cm} \leq e \leq 4.5 \text{ cm}$

b) Palier d'accès aux étages :

Longueur : $L_{\text{palier_étage}} = 0.9 \text{ m}$

Largeur : $l_{\text{palier_étage}} = 2.3 \text{ m}$

Epaisseur : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow 3 \text{ cm} \leq e \leq 4.5 \text{ cm}$

• **Calcul des dimensions de la paillasse :**

La paillasse se présente sous forme d'une dalle pleine sous les marches d'un volé. Elle a les dimensions suivantes :

Longueur : $L_{\text{paillasse}} = 2.05 \text{ m}$

Largeur : $l_{\text{paillasse}} = 1 \text{ m}$ (c'est la largeur des marches)

Epaisseur : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow 6.84 \text{ cm} \leq e \leq 10.25 \text{ cm}$

On adopte $e_{\text{paillasse}} = e_{\text{palier}} = 15 \text{ cm}$.

IV.3. Evaluation des charges et surcharges :

• **La charge permanente sur le palier :**

→ *Revêtement en marbre pour marches :*

$$e_m \times \rho_m = 0.03 \times 28 = 0.84 \text{ KN/m}^2$$

→ *Béton armé pour palier:*

$$e_b \times \rho_b = 0.15 \times 25 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

→ *Mortier de pose:*

$$e_{mp} \times \rho_{mp} = 0.015 \times 20 = 0.3 \text{ KN/m}^2$$

→ *Béton Arme pour paillasse :*

$$e_e \times \rho_e = 0.015 \times 20 = 0.3 \text{ KN/m}^2$$

La somme de toutes ces charges nous donne la charge permanente totale sur le palier :

$$G_{\text{palier}} = 5.19 \text{ KN/m}^2$$

- **La charge permanente sur la paillasse :**

→ *Revêtement en marbre pour marches :*

$$e_m \times \rho_m = 0.03 \times 28 = \mathbf{0.84 \text{ KN/m}^2}$$

→ *Revêtement en marbre pour contres marches :*

$$e_m \times \rho_m \times \frac{h}{g} = 0.015 \times 28 \times \frac{0.17}{0.25} = \mathbf{0.29 \text{ KN/m}^2}$$

→ *Béton pour forme de marche :*

$$\rho_b \times \frac{h}{2} = 22 \times \frac{0.17}{2} = \mathbf{1.87 \text{ KN/m}^2}$$

→ *Béton Arme pour paillasse :*

$$\rho_{ba} \times \frac{e_p}{\cos \alpha} = 25 \times \frac{0.15}{\cos 34.2} = \mathbf{4.75 \text{ KN/m}^2}$$

→ *Mortier de pose (par marche) :*

$$e_{mp} \times \rho_{mp} = 0.015 \times 20 = \mathbf{0.3 \text{ KN/m}^2}$$

→ *Mortier de pose (par contre marche) :*

$$e_{mp} \times \rho_{mp} \times \frac{h}{g} = 0.015 \times 20 \times \frac{0.17}{0.25} = \mathbf{0.204 \text{ KN/m}^2}$$

→ *Enduit :*

$$\rho_e \times \frac{e_e}{\cos \alpha} = 20 \times \frac{0.015}{\cos 34.2} = \mathbf{0.36 \text{ KN/m}^2}$$

→ *Poids du garde-corps (en Acier) : 0.1 KN/m²*

En faisant la somme de toutes ces charges, on obtiendra la charge permanente totale sur la paillasse qui vaut :

$$G_{\text{paillasse}} = 8.71 \text{ KN/m}^2$$

- **La charge d'exploitation d'escalier :**

Que ça soit une paillasse où un palier, la charge d'exploitation est la même. Pour notre structure, il s'agit d'un escalier d'habitation, donc on a : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

Remarque : $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{\text{contre marche}}{\text{la marche}}\right) \rightarrow \alpha = \tan^{-1}\left(\frac{17}{25}\right) \rightarrow \alpha = 34.2^\circ$

IV.4. Dimensionnement de l'escalier :

Application :

Etudes d'un tronçon d'escalier de 1er étage à deux paliers avec paillasse intermédiaire.

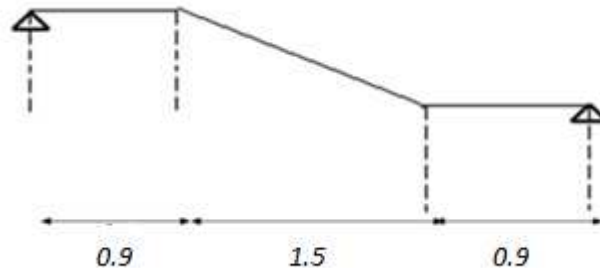


Figure 11 : Un tronçon d'escalier de l'étage à deux paliers avec paillasse intermédiaire.

Afin de dimensionner cet escalier, on va assimiler la paillasse à une poutre horizontale simplement appuyée d'une longueur $L = 3.3 \text{ m}$ et d'une épaisseur $e = 15 \text{ c}$.

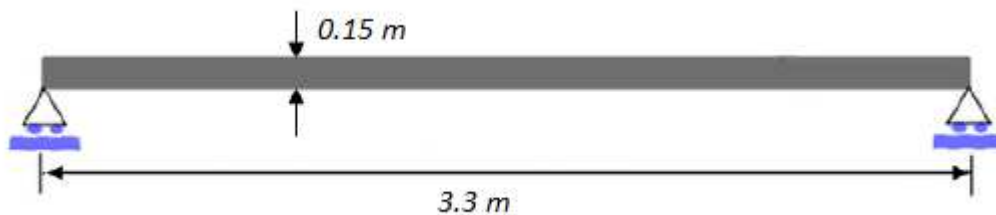


Figure 12 : Assimilation de la paillasse à une poutre horizontale simplement appuyée.

• Calcul des sollicitations :

- Pour la paillasse : ($G = 8.71 \text{ KN/m}$ et $Q = 2.5 \text{ KN/m}$)

$$q_u = (1.35G + 1.5) \times 1 \text{ m} \rightarrow q_u = 15.51 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1 \text{ m} \rightarrow q_{ser} = 11.21 \text{ KN/m}$$

- Pour le palier : ($G = 5.19 \text{ KN/m}$ et $Q = 2.5 \text{ KN/m}$)

$$q_u = (1.35G + 1.5) \times 1 \text{ m} \rightarrow q_u = 10.76 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1 \text{ m} \rightarrow q_{ser} = 7.69 \text{ KN/m}$$

Pour la détermination des moments et de l'effort tranchant maximal sollicitant cette poutre, on considère qu'elle est chargée par une charge maximale sur toute sa longueur, on prend alors les charges suivantes :

$$\rightarrow q_u = 15.51 \text{ KN/m} \quad \text{à l'ELU}$$

$$\rightarrow q_{ser} = 11.21 \text{ KN/m} \quad \text{à l'ELS}$$

- **Calcul des moments :**

a) *Moment en travée :*

On utilise la relation suivante : $M_0 = \frac{P \times L^2}{8}$ avec $L = 3.3 \text{ m}$

$$\text{à l'ELU : } M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} \rightarrow M_0 = 21.11 \text{ KN.m}$$

$$\text{à l'ELS : } M_0 = \frac{q_{ser} \times L^2}{8} \rightarrow M_0 = 15.26 \text{ KN.m}$$

b) *Moment aux appuis :*

Au niveau des appuis, on considère forfaitairement un moment de flexion égal à $0.15M_0$ pour tenir compte des moments parasites, donc on a :

$$\text{à l'ELU : } M_a = 0.15 \times M_0 \rightarrow M_a = 3.17 \text{ KN.m}$$

$$\text{à l'ELS : } M_a = 0.15 \times M_0 \rightarrow M_a = 2.29 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la section d'armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures longitudinales se fait en flexion simple pour une bande de **1m** de largeur et **0.15 m** de hauteur, la hauteur utile sera dans ce cas :

$$d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm} \quad \text{avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{et } f_e = 500 \text{ MPa.}$$

En se basant sur l'organigramme de calcul à l'ELU d'une section rectangulaire en flexion simple (voir figure 47), on obtient les résultats présentés dans le tableau suivant :

Position	b (cm)	d (cm)	Mu (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A(cm ² /ml)
Travée	100	13.5	21.11	0.0817	0.107	12.92	3.76
Appuis	100	13.5	3.17	0.0123	0.015	13.42	0.54

Tableau 10 : Ferrailage à ELU d'une volée d'escalier.

Cette fois aussi, en doit vérifier la condition de non fragilité imposée par les règles du BAEL 91 :

$$A_s \geq A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_s \geq A_{s \min} = 1.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Autrement dit, la section d'acier adoptée sera : $A_s = \max (A_{s \min} ; A_{s \text{ trouvé}})$

$$\begin{cases} 5 T_{12} (5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}) & \text{armatures tendue en travée.} \\ 3 T_8 (1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}) & \text{armatures chapeaux sur appuis.} \end{cases}$$

• **Calcul d'armature de répartition :**

- en travée $A_{rep} = \frac{A_{ads}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on adopte : 3 T₈ (1.51 cm²/ml)
- sur appuis $A_{rep} = \frac{A_{ads}}{4} = \frac{1.51}{4} = 0.38 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on adopte : 2 T₆ (0.57 cm²/ml)

• **Calcul de l'espacement maximal :**

L'espacement maximal pour les armatures longitudinales ainsi que pour les armatures de répartition doit vérifier la condition suivante :

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

On a $h = 15\text{cm}$ donc $S_t \leq \min (3 \times 15 ; 33) \rightarrow S_t \leq 33\text{cm}.$

➤ *espacements des armatures longitudinales :*

On travail par la relation suivante : $S_t = \frac{b}{4}$

- En travée $S_t = \frac{100}{4} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow$ la condition est vérifiée.
- Sur appui $S_t = \frac{100}{4} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow$ la condition est vérifiée.

➤ *espacement des armatures de répartition :*

On travail par la relation suivante : $S_t = \frac{b}{3}$

- En travée $S_t = \frac{100}{3} \rightarrow S_t = 33.33\text{cm} \geq 33\text{cm}$ donc on prend $S_t = 33 \text{ cm}.$
- Sur appui $S_t = \frac{100}{3} \rightarrow S_t = 33.33\text{cm} \geq 33\text{cm}$ donc on prend $S_t = 33 \text{ cm}.$

IV.5. Vérification :

Cette fois aussi, on aura deux vérifications à faire :

- *La vérification de la contrainte de cisaillement :*

La vérification du cisaillement se fait vis-à-vis d'ELU.

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

On a une fissuration peu préjudiciable donc : $\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) \rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

Pour calculer τ_u on calcule d'abord l'effort tranchant V_u par la relation suivante :

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} \rightarrow V_u = \frac{15.51 \times 3.3}{2} \rightarrow V_u = 25.6 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{25.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} \rightarrow \tau_u = 0.19 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$ La condition $\tau_u \leq \bar{\tau}$ est vérifiée.

- *La vérification à l'ELS :*

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

On a $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$, on calcule $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y$

Détermination de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} Y^2 + n (A_s + A'_s) Y - n (A_s d + A'_s d) = 0$$

Détermination Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + n A'_s (Y - d')^2 + n A_s (d - Y)^2$$

Remarque : avec $n=15$ et $A'_s = 0$ (pas d'acier comprimé)

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Position	$M_{ser} (\text{KN.m})$	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} (\text{MPa})$	La condition $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	15.26	4.01	9781.8	6.26	Vérifiée
Appuis	2.29	2.45	3255.7	1.72	Vérifiée

Tableau 11 : Récapitulatif pour la vérification à ELS.

V. Etude de la poutre palière :

La poutre palière sert d'encastrement au palier. Prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier .

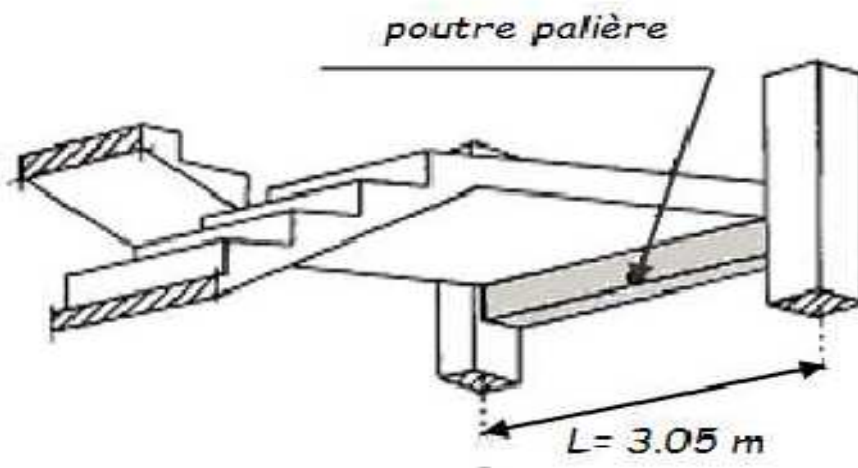


Figure 13 : Présentation de la poutre palière.

V.1. Pré-dimensionnement de la poutre palière :

La poutre palière va être traitée d'une manière similaire à ce qu'on a déjà vu dans les parties précédentes.

D'après le BAEL 91 [1], les dimensions d'une section rectangulaire sont :

➤ La hauteur :

La hauteur de la poutre palière doit vérifier la condition suivante :

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

Pour notre projet, la poutre est d'une longueur $L = 3.05 \text{ m}$.

Donc :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{250}{15} \leq h \leq \frac{250}{10} \rightarrow 16.67 \leq h \leq 25$$

on prend $h = 25 \text{ cm}$

➤ La largeur :

La largeur de la poutre doit être vérifiée la relation suivante :

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h$$

On a $h = 25 \text{ cm}$ donc $10 \leq b \leq 17.5$

Selon le RPS2000 [2], la largeur b de la poutre doit être supérieure à 200 mm, donc on prend $b = 25 \text{ cm}$

De même, le rapport largeur / hauteur doit vérifier : $\frac{b}{h} \geq 0.25$

On a $\frac{b}{h} = \frac{25}{25} = 1 \geq 0.25 \rightarrow$ la condition est **vérifiée**.

V.2. Evaluation des charges :

Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et uniformément chargée, les charges permanentes et d'exploitation sont les suivantes :

- **Les charges permanentes :**

- Le poids propre de la poutre : $PP = b \times h \times \text{densité du béton}$

$$PP = 0.25 \times 0.25 \times 25 = 1.56 \text{ KN/m}$$

- Charge linéaire du palier : $G_p = \frac{q \times L}{2}$

$$\text{Avec } q(\text{palier}) = \begin{cases} q_u(\text{palier}) = 15.51 \text{ KN/m} \\ q_{ser}(\text{palier}) = 11.21 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Donc } G_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{15.51 \times 3.3}{2} \rightarrow G_u = 25.6 \text{ KN/m}$$

$$\text{Et } G_{ser} = \frac{q_{ser} \times L}{2} = \frac{11.21 \times 3.3}{2} \rightarrow G_{ser} = 18.5 \text{ KN/m}$$

- **La Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}$**

- **Combinaison des charges**

$$q_u = 1.35 PP + 1.5 Q + G_u \rightarrow q_u = (1.35 \times 1.56) + (1.5 \times 2.5) + 25.6$$

$$\rightarrow q_u = 31.46 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = PP + Q + G_{ser} \rightarrow q_{ser} = 11.56 + 2.5 + 18.5$$

$$\rightarrow q_{ser} = 22.56 \text{ KN/m}$$

V.3. Calcul des moments :

a. Moment en travée :

Le moment en travée se calcule par la relation suivante : $M_0 = \frac{P \times L^2}{24}$ avec $L = 2.5$ m

$$\text{à l'ELU : } M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} \rightarrow M_0 = 8.19 \text{ KN.m}$$

$$\text{à l'ELS : } M_0 = \frac{q_{ser} \times L^2}{8} \rightarrow M_0 = 5.87 \text{ KN.m}$$

b. Moment aux appuis :

Au niveau des appuis, on considère la relation suivante : $M_a = \frac{P \times L^2}{12}$ avec $L = 2.5$ m

$$\text{à l'ELU : } M_a = \frac{q_u \times L^2}{8} \rightarrow M_a = 16.38 \text{ KN.m}$$

$$\text{à l'ELS : } M_a = \frac{q_{ser} \times L^2}{8} \rightarrow M_a = 11.74 \text{ KN.m}$$

V.4. Calcul de la section d'armatures longitudinales :

Le calcul des armatures longitudinales se fait en flexion simple pour une section de **25 cm** de largeur et **25cm** de hauteur, la hauteur utile sera dans ce cas : $d = 0.9 h = 22.5 \text{ cm}$ avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_e = 500 \text{ MPa}$.

En se basant sur l'organigramme de calcul à l'ELU d'une section rectangulaire en flexion simple (voir figure 47), on obtient les résultats présentés dans le tableau suivant :

Position	b (cm)	d (cm)	Mu (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A(cm ² /ml)
Travée	25	22.5	8.19	0.046	0.059	21.97	0.86
Appuis	25	22.5	16.38	0.092	0.121	21.41	1.76

Tableau 12 : Ferrailage à ELU de la poutre palière.

Cette fois aussi, on doit vérifier la condition de non fragilité imposée par les règles du BAEL 91 :

$$A_s \geq A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_s \geq A_{s \min} = 1.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Autrement dit, la section d'acier adoptée sera : $A_s = \max(A_{s \min}; A_{s \text{ trouvé}})$

Donc on prend :

$$\begin{cases} 3 T_{10} (2.36 \text{ cm}^2) & \text{armatures tendue en travée.} \\ 3 T_{10} (2.36 \text{ cm}^2) & \text{armatures chapeaux sur appuis.} \end{cases}$$

V.5. Vérification :

Cette fois aussi, on aura deux vérifications à faire :

- **La vérification de la contrainte de cisaillement :**

La vérification du cisaillement se fait vis-à-vis d'ELU.

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

On a une fissuration peu préjudiciable donc : $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) \rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

Pour calculer τ_u on calcule d'abord l'effort tranchant V_u par la relation suivante :

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} \rightarrow V_u = \frac{31.46 \times 2.5}{2} \rightarrow V_u = 39.32 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{39.32 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.225} \rightarrow \tau_u = 0.7 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.7 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$ La condition $\tau_u \leq \bar{\tau}$ est vérifiée.

- **La vérification à l'ELS :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

On a $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$, on calcule $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y$

Détermination de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} Y^2 + n (A_s + A'_s) Y - n (A_s d + A'_s d) = 0$$

Détermination du Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + n A'_s (Y - d')^2 + n A_s (d - Y)^2$$

Remarque : avec $n=15$ et $A'_s = 0$ (pas d'acier comprimé)

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Position	$M_{ser} (KN. m)$	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} (MPa)$	La condition $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	5.87	6.7	11342.6	3.47	Vérifiée
Appuis	11.74	6.7	11342.6	6.93	Vérifiée

Tableau 13 : Récapitulatif pour la vérification à ELS.

La contrainte de compression de béton est vérifiée donc on adopte les armatures calculées à ELU.

V.6. Calcul des armatures transversales et de l'espacement :

- Calcul des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{lmin} ; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{lmin} ; \frac{b}{10} \right) = 7.14 \text{ mm}$$

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

- Espacement des armatures dans la zone courante :

$$S_t = \min \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0.9 d ; 40) = 20.25 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} = 56.5 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{0.9 A_t d f_e}{0.4 b} = 11.4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow S_t = 11.4 \text{ cm}$$

On prend comme espacement maximal dans la zone courant : $S_{t \max} = \frac{S_t}{2} = 6 \text{ cm}$

- *Espacement des armatures dans la zone critique :*

$$S_c = \min(8 \phi_l ; 24 \phi_t ; 0.25 h ; 20)$$

$$\rightarrow S_c = \min(8 ; 14.4 ; 6.25 ; 20) \quad \rightarrow S_c = 6.25 \text{ cm}$$

On prend **$S_c = 6 \text{ cm}$** . Les premières armatures doivent être placées à 5 cm au plus de la face du poteau.

- *Longueur de la zone critique :*

$$l_c = 2 \times h \quad \rightarrow \quad l_c = 50 \text{ cm}$$

- *Disposition des armatures :*

La longueur des chapeaux excentrés : $L = \frac{L_{travée}}{4} = \frac{2.5}{4} \rightarrow L = 62.5 \text{ cm} .$

Chapitre 4:

Suivie d'un chantier

I. Introduction :

Un projet de construction nécessite une organisation, un suivi et un contrôle du chantier rigoureux, afin de respecter les délais et l'enveloppe financière fixée, d'être approvisionnés au bon moment, etc. Le maître d'œuvre ainsi que le bureau d'études techniques doivent s'assurer que l'entreprise respecte le projet dans les conditions du marché. Ils doivent également contrôler que les travaux respectent la réglementation, notamment en matière de respect des normes de construction mais aussi de conditions de travail, d'environnement, de sécurité, de qualité d'exécution, ...

II. Présentation du projet :

مشروع بناء مركز متعدد التخصصات
الجماعة القروية كلدمان

عمالة تازة



الجماعة القروية
كلدمان



REZ D CHAUSSEE ETAGE





القيمة الإجمالية للمشروع : 930 672,00 درهم

مدة الإنجاز : 8 أشهر

المصنِّد المعماري : مختبر محمد الفاضل، رقم 28، حي العنوين شقة رقم 1، تازة

مكتب الدراسات : صوشيطن، رقم 1، عمارة ماري 1، ريف فاس، تازة

المقاول : محمد حموتن، ع.ش. مركز مراكش إقليم جديده

البرنامج

- الاستقبال
- 02 مكتب
- 01 قاعة متعددة التخصصات
- 03 قاعة الورش
- 04 مرافق صحية

أهداف المشروع

- تمكين الشباب من فضاء ادم
- التكوين و التثقيف
- تدعيم منظومة التجهيزات الموسيقي ثقافية
- تكوين سياسة الفرب
- إضفاء صبغة جمالية على المركز

La conception du projet met en rapport le maître d'ouvrage avec le maître d'œuvre (architecte), les ingénieurs spécialisés, les bureaux d'études techniques et pour l'exécution du projet le client ou maître d'ouvrage avec l'entreprise.

Ces deux rapports sont chacun régis par un contrat de louage d'ouvrage dont les obligations générales sont de concevoir et d'exécuter le projet conformément aux documents contractuels et aux règles de l'art et de le livrer dans les délais convenus.

Les intervenants dans cette construction (aire de repos) sont généralement les suivants :

- Maitre d'ouvrage : MOUHAMED HAMOUTEN.
- Architecte : ABD EL KADER KOUCHTIR.
- Bureau d'études : SOCHEETEC.
- Montant de projet : 930 672 DH.

III. Installation du chantier :

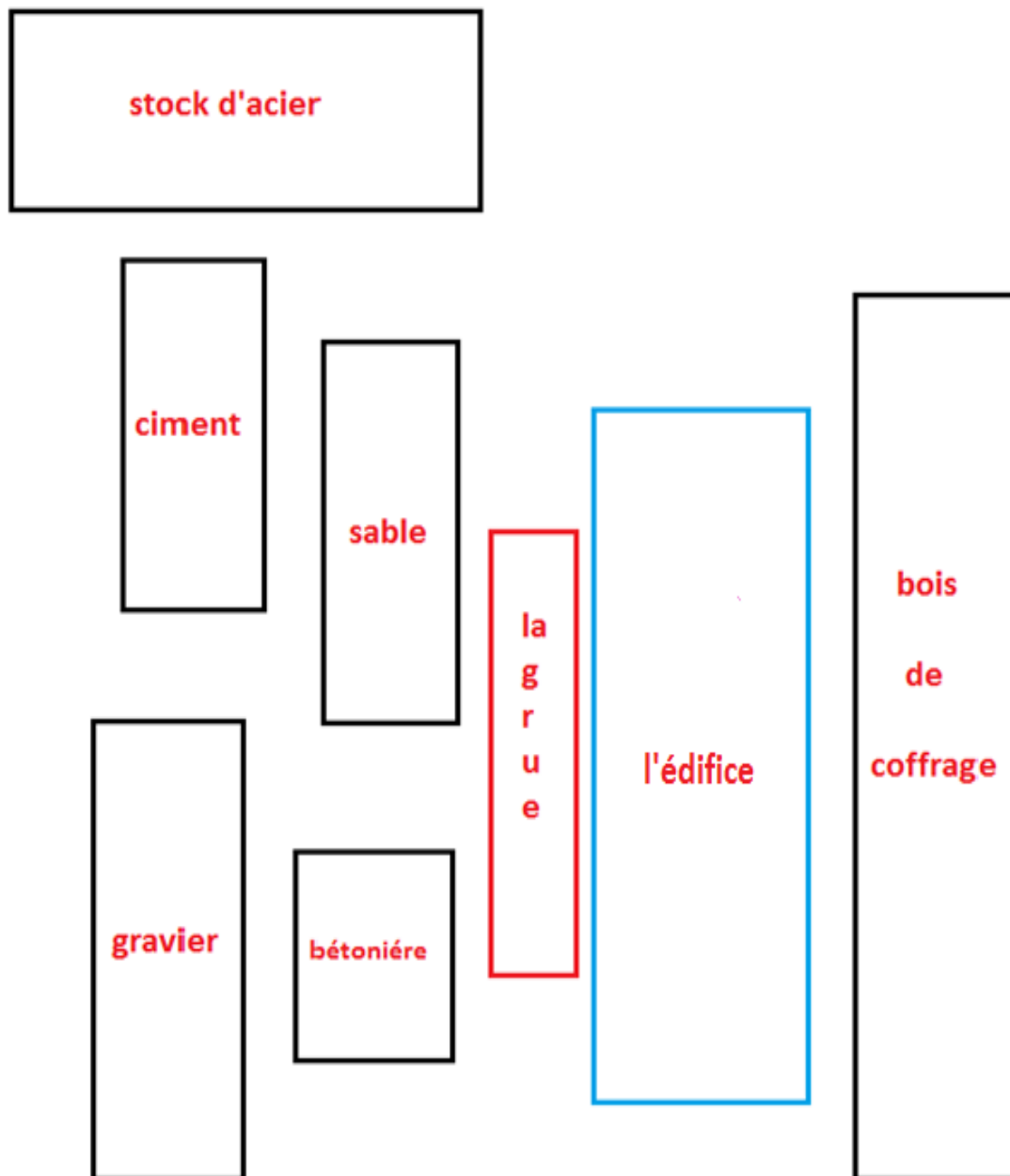


Figure 14 : installation de chantier

IV. Le matériel et engins existant sur le chantier :

IV.1. La grue :

Une grue est un appareil de levage et de manutention réservé aux lourdes charges. Cet engin de levage est construit de manière différente selon son utilisation.

Chaque grue a une charte qui définit clairement sa capacité de levage en rapport avec le rayon et l'angle de la flèche.

- On a remarquée dans le chantier la présence d'une seule grue mobile .
- Le béton est déplacer de la bétonnière à la grue à l'aide du flèche .
- On peut déplacer la position de la grue car c'est une grue mobile .



Figures 15: la grue mobile

IV.2. Brise roche hydraulique :

Un brise-roche hydraulique (BRH) est un outil se connectant à l'extrémité du bras articulé d'une pelleuse, destiné à la destruction d'obstacles durs, rocheux ou en béton dans les travaux de terrassement. Il agit à la manière d'un marteau-piqueur de grande taille.

Puisque le type de sol rocheux donc les travaux de terrassement sont fait avec l'engin brise roche hydraulique.



Figure 16 : prise roche



Figure 17 : pelle hydraulique

IV.3. Bétonnière :

Une bétonnière est une machine servant à malaxer les différents constituants du mortier (ciment, sable, eau) ou du béton .



Figure 18 : la bétonnière

IV.4. Le retro chargeur :

- Pour retirer la terre du terrain.
- Pour dégager les voies sur le chantier.
- Pour charger les camions.
- Pour décaper le terrain et les surfaces.
- Pour le nettoyage.
- Pour faire les travaux de remblais.



Figure 19 : Le rétro-chargeur

IV.5. Camion :

- Des camions au gabarit routier équipé d'une benne basculante pour permettre le transport de matériaux sur chantier ou sur le réseau routier national.
- Utilisé aussi pour transporter les déblais en dehors du chantier et pour apporter des remblais au chantier.
- On ne trouve pas un camion malaxeur sur le chantier.



Figure 20 : camion

V. Installation des espaces de stockage :

Ce sont des surfaces de stockage des matières qui sont réparties sur le chantier.

V.1. Stockage du ciment :



Figure 21 : stockage du ciment

On a constaté que le ciment est bien stocké, il est posé sur et couvert avec une grande bâche prêt de la bétonnière.

V.2. Stockage du bois de coffrage :



Figure 22 : stockage du bois de coffrage

On a constaté que le bois de coffrage est bien stocké à un bon état.

V.3. Stockage d'acier :



Figure 23 : stockage d'acier

On a constaté que le stockage d'acier est mauvais parce qu'il est posé en direct sur la terre.

V.4. Stockage du gravier et du sable :



Figure 24 : stockage du gravier et du sable

On a constaté que le gravier et le sable ont bien stockés car ils sont prêt de la bétonnière ce qui rend le gâchage plus rapide.

VI. Implantation du projet :

VI.1. Le terrassement :

Le terrassement est le travail consistant à déplacer des quantités importantes de matériaux (sols, roches, sous-produits...) dans divers buts. Le remaniement des terrains naturels entraîne une modification généralement définitive de la topographie et du paysage, en créant des ouvrages en terre soit en remblai soit en déblai.



Figures 25 : terrassement de terrain

- Le travail commence directement avec l'excavation des terres du terrain car il ne contient ni des arbres ni des herbes ni autre obstacles.
- Les travaux de déblaiement s'effectuent à l'aide d'un camion et un chargeur.
- Après avoir creusé une grande fouille, on décape sa surface pour lui donner le même niveau
- La fouille est bien réaliser on peut commencer avec le piquetage et le traçage des semelles.

VI.2. Axes et chaises :



Figure 26 : les chaises

- Suivant le plan d'implantation, les chaises ont localisés les limites de l'ouvrage et les limites des fouilles.
- Les axes sont bien alignés, des angles et des lignes droits.
- Une bonne implantation des chaises : 1m de tous les côtés de la fouille.

VI.3. Piquetage et traçage :

Le piquetage consiste à reporter sur le terrain l'axe ou les limites des ouvrages ou des propriétés suivant un plan d'implantation.

Cela se fait au moyen de piquets (d'où le terme), matérialisant les futurs bâtiments, clôtures et axes de canalisation projeté ou existante.



Figure 27 : le piquetage et traçage

VI.4. Béton de propreté:

Le béton de propreté est un béton maigre faiblement dosé en ciment. Il est étalé sur le sol ou en fond de fouilles afin de créer une surface de travail plane et non terreuse. Il protège le sol des intempéries et permet de travailler au propre d'où son nom et il évite également le contact de la terre avec le béton de fondation.



Figure 28 : coffrage de béton de propreté



Figure 29 : béton de propreté

VII. Les principaux Travaux suivis sur chantier :

VII.1. Examen des éléments verticaux :

a) Les poteaux :

Le rôle des poteaux est de porter les systèmes planchers-poutres par points d'appuis isolés, supporter les charges verticales et participer à la stabilité transversale par le système poteau-poutre pour combattre les efforts horizontaux (vent, dissymétrie des charges, changement de température,...)

Les poteaux sont exposés aux différents types de charges: Compression , sollicitations et flexion: le poteau travaille comme une poutre verticale qui subit aussi un effort normal de compression.



Figure 30: ferrailage de poteau Figure 31 : coffrage de poteau Figure 32 : décoffrage de poteau

Remarque :

- Respecter l'enrobage 2.5 - 3 cm .
- Respecter le dosage du béton 350 Kg/m^3 .
- Assurer l'utilisation de vibreur pendant le coulage pour éliminer les vides .
- Assurer l'alignement et la verticalité des poteaux

b) Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton suivant les cas ,ils peuvent être *non armés* ou *armés*.



Figure 33 : ferrailage de voile



Figure 34 : coffrage de voile



Figure 35 : décoffrage de voile

VII.2. Examen des éléments horizontaux:

a) Les poutres :

Les poutres sont des éléments de construction dont la longueur est très supérieure à ses autres dimensions, employées dans de nombreux types de structures, tels que bâtiments, charpentes et ponts. et ce sont ceux qui transmettent les charges des planchers aux poteaux et aux voiles.



Figure 36 : coffrage de poutre



Figure 37 : ferrailage de poutre

b) Les dalles :

Les dalles sont des éléments horizontaux séparant les différents étages d'un bâtiment. en général, deux types de dalles sont utilisés :

- Dalles pleines : On n'utilise que du béton armé, elle est caractérisée par un coffrage plein et une armature importante (barres d'aciers de diamètre considérable).
- Dalles creuse ou bien dalles à hourdis : on utilise des hourdis en plus du béton armé, mais cette fois la quantité du béton et d'armature est moins importante.



Figure 38 : coffrage de plancher



Figure 39 : ferrailage de plancher



Figure 40 : posage des hourdis et poutrelles



Figure 41 : collage du béton



Figure 42 : vibrage du béton



Figure 43 : réglage du béton

N.B : Sur ce chantier on trouve des planchers en corps creux avec des entrevous de 65 cm de longueur et de 16 cm de hauteur, l'épaisseur de la dalle de compression est de 5 cm.

VII.3. Examen des semelles :

Une semelle de fondation est un ouvrage d'infrastructure, généralement en béton armé, qui reprend les charges d'un organe de structure d'une construction et qui transmet et répartit ces charges sur le sol (fond de coffre ou niveau d'assise). On distingue les semelles isolées, que l'on retrouve au droit d'un poteau par exemple, des semelles filantes généralement situées sous un mur ou un voile.



Figures 44 : Ferrailage et coffrage de semelle carrée



Figures 45 : Ferrailage de semelle filante



Figures 46 : Ferrailage et coffrage



Figures 47: coulage de semelle



Figures 48: décoffrage de semelle

VII.4. Examen des longrines :

Une longrine est une poutre rectangulaire horizontale en béton armé ou en béton précontraint qui assure la liaison transversale entre les poteaux au niveau des massifs de fondation et qui sert à répartir les charges (des murs supportés) ou à les reporter vers des appuis .

Elle est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

Lorsque la longrine est placée entre deux semelles, une semelle centrée et une semelle excentrée, elle est appelée poutre de redressement ou longrine de redressement .elle sert concrètement à plaquer la semelle excentrée pour éviter tout déplacement. Elle se coule normalement en même temps que la semelle car son ferrailage est ancré dans la semelle.



Figure 49 : Gros béton de longrine



Figure 50 : ferrailage et coffrage de longrine

Remarque :

- Du gros béton sous tout le long de longrine.
- Les longrines ont 35 cm de largeur.
- Les longrines ont 45cm de hauteur.
- Dosage de longrine $350\text{kg}/\text{m}^3$.
- On a constaté que le coffrage et le ferrailage de longrine sont conformes aux plans.

VII.5. Examen des escaliers :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marche et contre marche, permettant d'accéder à un étage et de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Pour faciliter le travail on a vu que :

- après le coulage du plancher de chaque étage un escalier est coulé et mis en place.
- Un seul type d'escalier existant sur le chantier.
- Les marches ont 17 cm de hauteur et les contre marches ont 30 cm de longueur posé sur deux volés incliné de presque 36 degrés.
- La poutre palière a 30 cm de largeur et 40 cm de hauteur.
- Le palier de repos est dimensionné comme suite : 17 cm d'épaisseur, 240 cm de longueur et de 110 cm de largeur.



Figure 51 : coffrage d'escalier Figure 52 : ferrailage d'escalier Figure 53 : coulage d'escalier

Conclusion

Dans le cadre de mon stage effectué au sein du bureau d'études SOCHETEC j'ai travaillé sur le projet de dimensionnement d'un bâtiment composé d'un un rez-de-chaussée, un sous-sol et deux étages pour objet de la conception et l'étude d'une structure en béton armé .

Ce dernier est constitué d'une synthèse d'un ensemble d'informations acquises durant mon cycle de formation d'ingénieur, il m'a permis d'enrichir mes connaissances sur les étapes de calcul d'une structure en béton armé . le travail sur ce projet m'a permis aussi de découvrir l'environnement qui entour les constructions sur le terrain, l'installation et le matériel utilisé sur le chantier ainsi les différentes travaux concernant la construction des bâtiments.

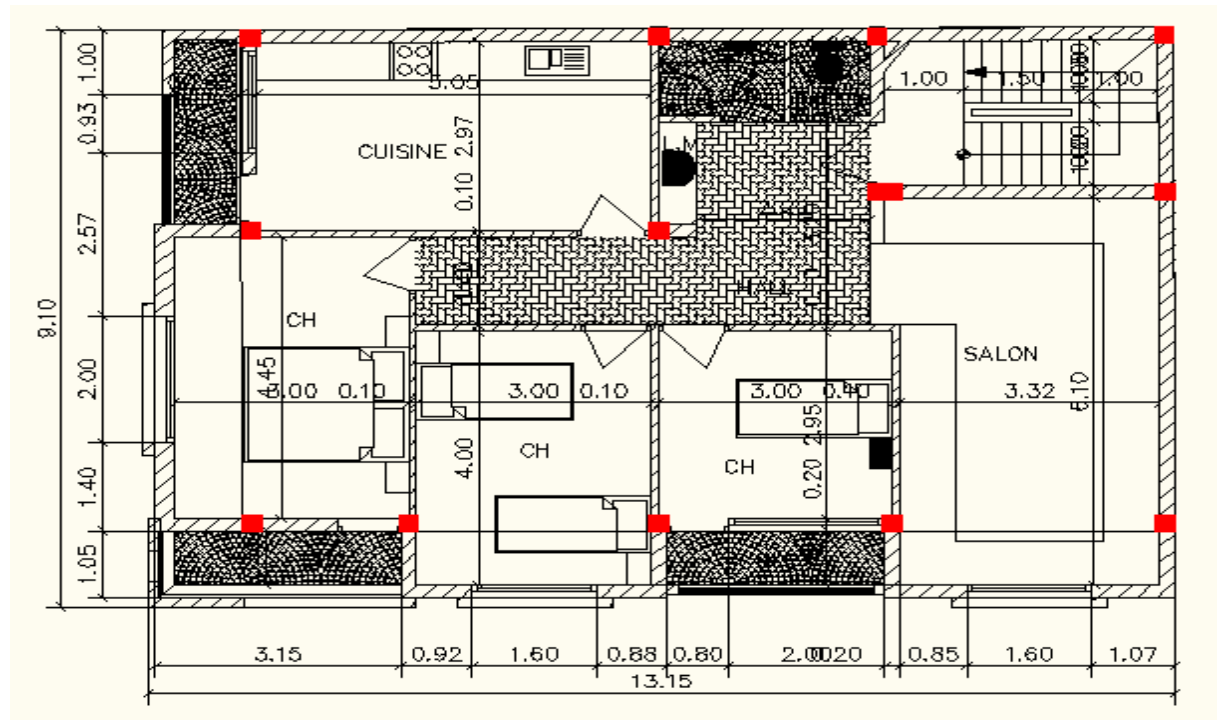
Ce travail que j'ai présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il m'a permis de faire une rétrospective de mes connaissances accumulées pendant mon cursus universitaire. J'espère avoir atteint mes objectifs et me permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Références

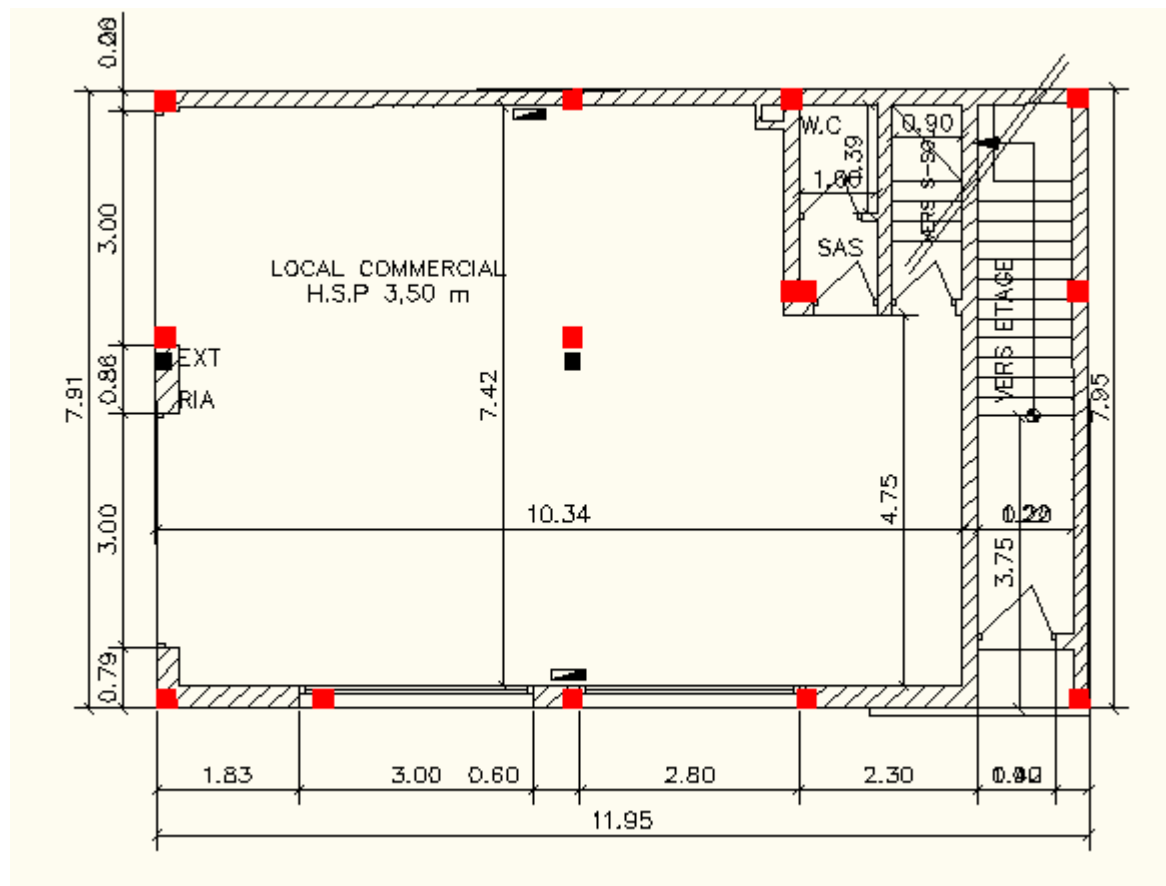
- [1] Règles BAEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions.
- [2] RPS 2000 : règlement parasismique marocain applicable aux bâtiments.
- [3] H. Renaud et J. Lamirault, Béton armé Guide de calcul.
- [4] Cours de béton armé de Mohamed Driouich.

Les annexes

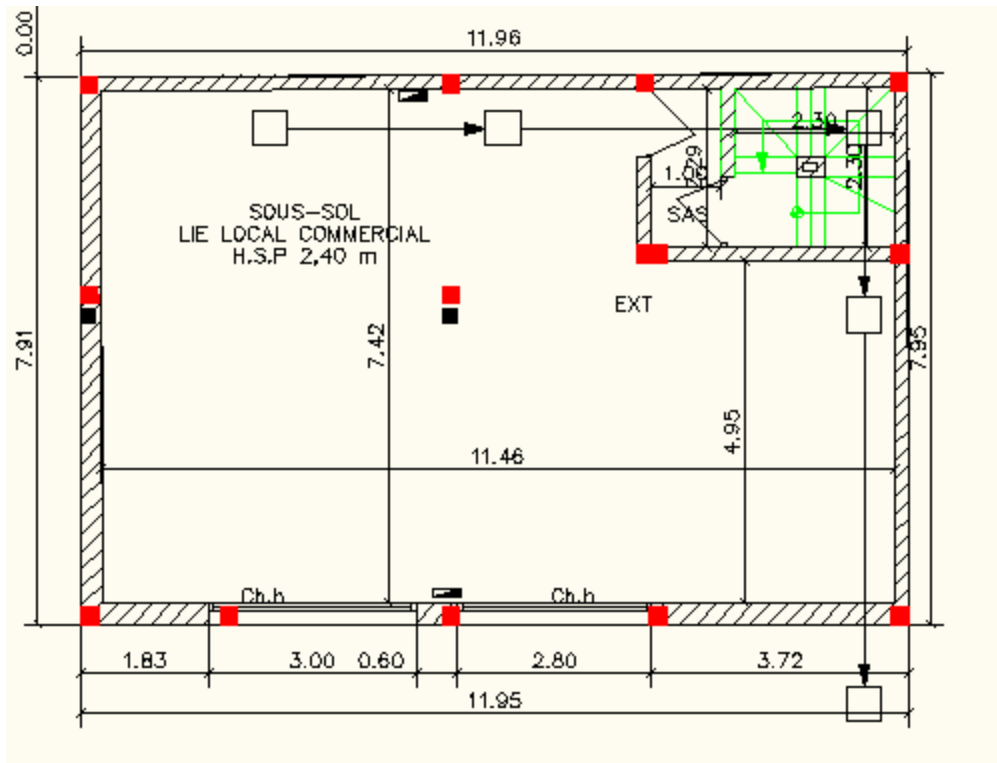
Annexe 1 : Plans architecturaux et plans de coffrage



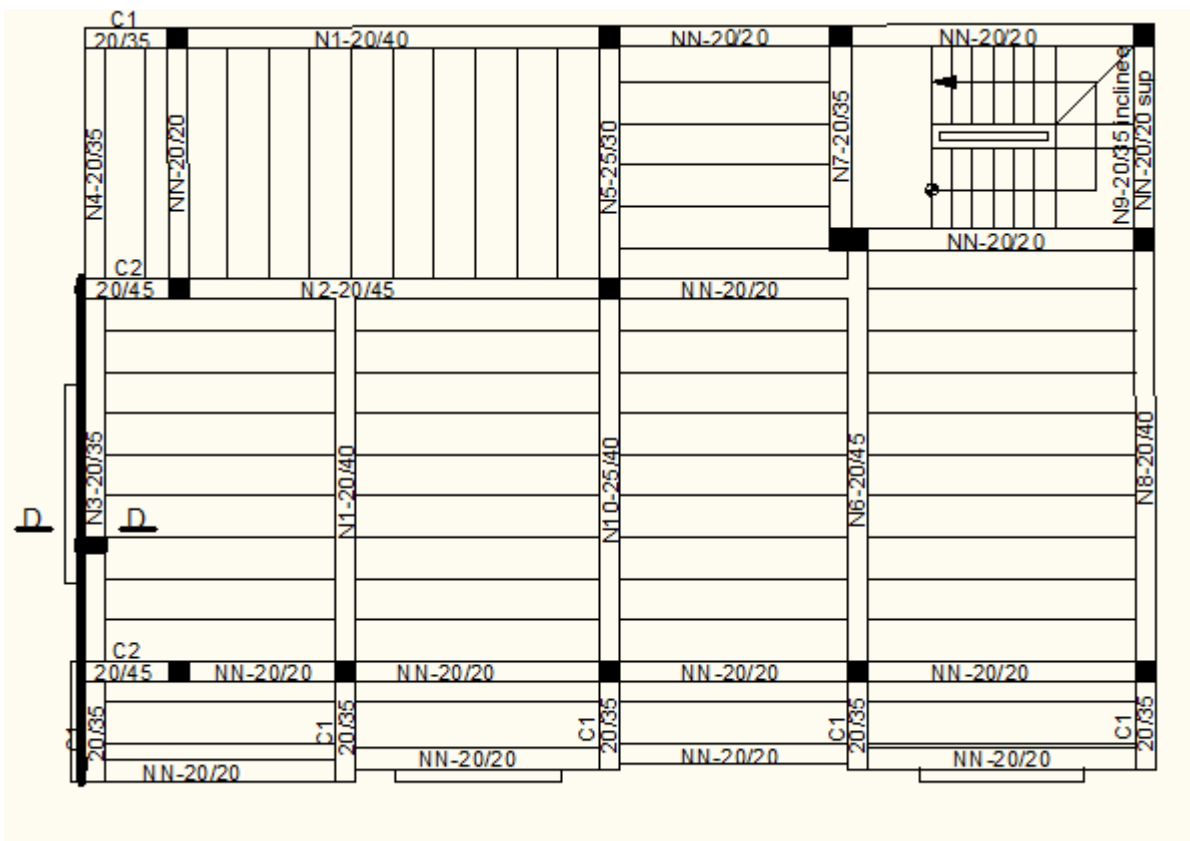
Plan architectural de l'étage courant.



Plan architectural du RDC.



Plan architectural du sous-sol.



Plancher haut du 1^{er} et 2^{ème} étage .

Annexe 2 : Descente de charges des poteaux

Niveau poteau	2 ^{ème} étage		1 ^{ème} étage		RDC		Sous-sol	
	G (N)	Q (N)	G (N)	Q (N)	G (N)	Q (N)	G (N)	Q (N)
P 1	65227	8700	161191	17400	257936	26100	360792	42500
P 2	63525	9600	165364	19200	267984	27800	347723	54400
P 3	47446	6300	81141	14893	156870	23486	222629	36767
P 4	30138	3450	78690	9200	128023	14950	170113	24150
P 5	115530	21750	287193	43500	459637	65250	544397	106050
P 6	114131	24000	286177	48000	459004	72000	630112	136000
P 7	107172	21098	240332	42196	374273	63294	512992	110429
P 8	69678	12360	172768	24720	276639	37080	391044	60925
P 9	72291	11700	175322	23400	302105	35100	377612	44620
P 10	75002	13950	197004	27900	319787	49050	428581	73450
P 11	89666	10350	235168	32700	381451	49050	469865	77890
P 12	105454	18750	240905	37500	377137	56250	486209	90250
P 13	70771	10050	174420	20100	278850	30150	346253	48550

Annexe 3 :Pré-dimensionnement des poteaux

<i>poteau</i>	<i>Nu (KN)</i>	<i>Br (cm²)</i>	<i>a calculée (cm)</i>	<i>a choisie (cm)</i>	<i>b calculée (cm)</i>	<i>b choisie (cm)</i>
<i>1</i>	550.2	420.16	16.63	25	20.27	25
<i>2</i>	551.03	420.33	16.63	25	20.27	25
<i>3</i>	355.7	271.33	16.63	25	13.80	25
<i>4</i>	265.88	202.81	16.63	25	10.82	25
<i>5</i>	894.01	681.95	16.63	25	31.65	35
<i>6</i>	1054.65	804.49	16.63	25	36.98	40
<i>7</i>	858.2	654.63	16.63	25	30.46	35
<i>8</i>	619.3	472.4	16.63	25	22.54	25
<i>9</i>	576.71	439.91	16.63	25	21.13	25
<i>10</i>	688.76	525.39	16.63	25	24.84	25
<i>11</i>	751.15	572.98	16.63	25	26.91	30
<i>12</i>	791.76	603.95	16.63	25	28.26	30
<i>13</i>	540.27	412.18	16.63	25	19.92	25

Annexe 4 :Pré-dimensionnement des semelles

<i>semelle</i>	<i>N_{ser} (MN)</i>	<i>a (cm)</i>	<i>b (cm)</i>	<i>A (m)</i>	<i>B (m)</i>	<i>d (cm)</i>	<i>H_t</i>	<i>σ_{sol}</i>
S₁	0.403292	25	25	1.5	1.5	35	40	0.189
S₂	0.402123	25	25	1.1	2	45	50	0.195
S₃	0.259396	25	25	0.9	1.55	35	40	0.196
S₄	0.194263	25	25	1.1	1.1	25	30	0.168
S₅	0.650447	25	25	1.4	2.65	60	65	0.192
S₆	0.766112	25	40	1.6	2.6	55	60	0.199
S₇	0.623421	25	35	1.7	2	45	50	0.196
S₈	0.451969	25	25	1.2	2.15	50	55	0.189
S₉	0.422232	25	25	1.5	1.5	35	40	0.198
S₁₀	0.502031	25	25	1.3	2.35	55	60	0.179
S₁₁	0.547755	25	30	1.3	2.4	55	60	0.190
S₁₂	0.576459	25	30	1.3	2.4	55	60	0.198
S₁₃	0.394803	25	25	1.5	1.5	35	40	0.185

Annexe 5 :Dimensionnement des poteaux

Poteau	Nu (KN)	a (cm)	b (cm)	Br (cm²)	λ	α	A_{th} (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{max} (cm²)	A_s (cm²)	Barres d'acier
1	550.82	25	25	529	23.28	0.78	-6.3	4	31.25	4	4 HA 12
2	551.03	25	25	529	23.28	0.78	-6.3	4	31.25	4	4 HA 12
3	355.7	25	25	529	23.28	0.78	-12.1	4	31.25	4	4 HA 12
4	265.88	25	25	529	23.28	0.78	-14.7	4	31.25	4	4 HA 12
5	894.01	25	35	759	23.28	0.78	-5.75	4.8	43.75	4.8	4 HA 14
6	1054.65	25	40	874	23.28	0.78	- 6.21	5.2	50	5.2	4 HA 14
7	858.2	25	35	759	23.28	0.78	- 6.9	4.8	43.75	4.8	4 HA 14
8	619.3	25	25	529	23.28	0.78	- 4.37	4	31.25	4	4 HA 12
9	576.71	25	25	529	23.28	0.78	- 5.52	4	31.25	4	4 HA 12
10	688.76	25	25	529	23.28	0.78	- 2.23	4	31.25	4	4 HA 12
11	751.15	25	30	644	23.28	0.78	- 5.52	4.4	37.5	4.4	4 HA 14
12	791.76	25	30	644	23.28	0.78	- 4.14	4.4	37.5	4.4	4 HA 14
13	540.27	25	25	529	23.28	0.78	- 6.67	4	31.25	4	4 HA 12

Annexe 6 :Dimensionnement des semelles

<i>semelle</i>	$N_{ult}(MN)$	$a(cm)$	$b(cm)$	$A(m)$	$B(m)$	$d(cm)$	$A_{S//A}$	<i>Armature de la nappe supérieure</i>	$A_{S//B}$	<i>Armature de la nappe inférieure</i>
S₁	0.55082	25	25	1.5	1.5	35	5.65	5 HA 12	5.65	5 HA 12
S₂	0.55103	25	25	1.1	2	45	2.99	4 HA 10	6.16	8 HA 10
S₃	0.3557	25	25	0.9	1.55	35	1.90	4 HA 8	3.8	5 HA 10
S₄	0.26588	25	25	1.1	1.1	25	2.6	4 HA 10	2.6	4 HA 10
S₅	0.89401	25	35	1.4	2.65	60	4.93	7 HA 10	9.85	9 HA 12
S₆	1.05465	25	40	1.6	2.6	55	7.44	5 HA 14	12.13	8 HA 14
S₇	0.8582	25	35	1.7	2	45	7.95	8 HA 12	9.05	8 HA 12
S₈	0.6193	25	25	1.2	2.15	50	3.39	3 HA 12	6.77	6 HA 12
S₉	0.57671	25	25	1.5	1.5	35	5.92	8 HA 10	5.92	8 HA 10
S₁₀	0.68876	25	25	1.3	2.35	55	3.78	5 HA 10	7.56	7 HA 12
S₁₁	0.75115	25	30	1.3	2.4	55	4.12	6 HA 10	8.25	8 HA 12
S₁₂	0.79176	25	30	1.3	2.4	55	4.35	6 HA 10	8.7	8 HA 12
S₁₃	0.54027	25	25	1.5	1.5	35	5.55	5 HA 12	5.55	5 HA 12

