



ETUDE TECHNIQUE D'UN BATIMENT R+3 A USAGE DE MARCHE

**MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU
MASTER 2 EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT
OPTION : GENIE CIVIL...**

Présenté et soutenu publiquement le.... Juin 2013 par

NOUHOU MAGAGI KADRI

Travaux dirigés par : Dr Ismaila GUEYE

Enseignant Chercheur,

UTR Infrastructures et Sciences des Matériaux

ING Kader LAZOUMAR

Ingénieur structure CAUBA

Jury d'évaluation du stage :

Président : **Adama MESSAN**

Membres et correcteurs :

KOKOLE K.

KABORE M.

Promotion [2012/2013]

REMERCIEMENT

A travers le présent mémoire, je tiens à remercier tous ceux qui de près ou de loin ont participé à son élaboration. Ces remerciements vont particulièrement :

- ❖ A Mr Paul GINIES, Directeur General de l'Institut international d'Ingénierie de l'Eau et l'Environnement pour tous ses multiples efforts dans la recherche de la qualité dans l'enseignement ;
- ❖ A Mr Mamane Sani Directeur General du bureau **CAUBA** pour tout l'intérêt qu'il m'a porté pendant mon séjour ainsi qu'à mon travail ;
- ❖ Tout le personnel administratif et corps enseignant de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement pour la qualité de formation reçue.
- ❖ A mon encadreur Dr GUEYE Ismaïla pour m'avoir encadré malgré son emploi chargé ;
- ❖ A mon maître de stage Mr Kader Lazoumar pour m'avoir aidé techniquement pendant tout mon séjour au sein du bureau d'études **CAUBA Sarl** ;
- ❖ A tout le personnel du bureau d'études CAUBA pour l'accueil qui m'a été réservé pendant toute ma période de stage ;

DEDICACE

- A mon défunt père « **Feu NOUHOU MAGAGI** ». Tu as assuré avec loyauté tout mon cursus, tu as toujours fais de ma réussite ta priorité. Je garde de toi l'image d'un père exemplaire. Que le tout Puissant Dieu t'accueille dans son Paradis! Amen
- A ma très chère mère « Mme Kabirou Zeinabou », pour ton soutien maternel exceptionnel envers moi. Que Dieu te donne longue vie !
- A mes frères et sœurs. Vous m'avez épaulé en tout temps.
- A celle qui a l'exaltante mission de partager mes joies et peines.
- A tous mes amis
- A toute la promotion 2012-2013 du 2IE
- A tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.
- A tous mes parents et proches.

RESUME

Le présent mémoire de fin d'études se situe dans le cadre d'une étude technique d'un immeuble R+ 3 à usage de marché pour le compte de la Communauté Urbaine de Niamey (NIGER).

L'étude consiste à la réalisation de la note de calcul sur les éléments structuraux et non structuraux, sur la base du plan architectural.

L'ossature du bâtiment est constituée d'une structure en béton armé porteuse (planchers – poutre – poteaux ...) reposant sur un radier nervuré. Les prescriptions techniques utilisées sont les règles BAEL 91 révisées 99 - DTU P 18-702 et les normes françaises NF P06-004 ; NF P06-001.

La méthodologie utilisée est celle d'un calcul manuel appuyé de quelques formules établies sur Excel et a consisté principalement en une descente de charges, un pré dimensionnement, un calcul complet des armatures et une étude de la fondation.

Le dimensionnement a été réalisé à l'ELU puis vérifié à l'ELS et les plans de ferrailage établis avec le logiciel Auto CAD et ARCH en tenant compte des dispositions constructives.

Ainsi un dossier d'exécution du bâtiment a été produit (plans de ferrailage et de coffrage,...) et des recommandations ont été faites pour l'exécution des ouvrages en infrastructure.

L'étude de la fondation a été faite en tenant compte des critères économiques, de la stabilité et la sécurité et enfin de la facilité de l'exécution. Ainsi le choix de la fondation s'est porté sur un radier général nervuré de 13200 m²

Pour mieux rendre le projet plus complet, un calcul des quantités a été fait suivi d'une étude financière globale de l'ouvrage tenant compte des impacts environnementaux.

Mots clés : Structure-Fondation-Armatures-plans-Béton armé

ABSTRACT

This dissertation study is part of a technical study of a building for administrative use R+3 for the market in Niamey (NIGER).

The building frame consists of a reinforced concrete structure carrier (floor - beam - posts ...) based on a ribbed slab. The technical requirements are the rules used in BAEL revised 91 99 - DTU P 18-702 and the French standard NF P06-004, NF P06-001. The study involves the completion of the design calculations for all structural and nonstructural elements, based on the architectural plan. The methodology used is that of a manual calculation supported by a few established formulas on Excel and consisted mainly of lowering loads, a Pre-design, a complete calculation of the reinforcement and a study of the foundation.

The sizing was performed at 'ELU' then checked the 'ELS' and reinforcement drawings made with AutoCAD and Arche software in light of structural arrangements.

Thus a record of execution of the building was produced (reinforcement drawings and formwork ...) and recommendations were made for the execution of infrastructure works. The study of the foundation was made taking into account the economic criteria, stability and security and finally the ease of implementation.

The study of the foundation was made taking into account, the economic stability and security criteria and finally the ease of execution. Thus the choice of the foundation is focused on a ribbed general strike of 13,200 m²

To better make the project more complete, a quantity calculation was done followed by a study's overall financial structure taking into account environmental impacts.

Keywords: Structure-Foundation-frames-plans-Reinforced Concrete

LISTE DES ABREVIATIONS

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites

DTU : Document Technique Unifié

ELU : Etat Limite Ultime

ELS : Etat Limite de Service

FPP : Fissuration Peu Préjudiciable

FP : Fissuration Préjudiciable

FTP : Fissuration Très Préjudiciable

EIE : étude d'impact environnemental

A_t : somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.

E : module d'élasticité longitudinal, séisme.

E_b : module de déformation longitudinal béton.

E_i : module de déformation instantanée (E_{vj} : pour a l'age de j jours).

E_s : module d'élasticité de l'acier.

E_v : module de déformation différée (E_{vj} : pour chargement applique a lage de j jours).

M : moment de flexion le plus souvent.

M_u : moment a l'état limite ultime.

M_{ser} : moment de calcul a l'état limite de service.

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du âgé de j jours

f_{c28} et f_{t28} : grandeurs précédemment calculé a' 28 jours.

f_c : limite d'élasticité de l'acier .

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

α : Angle en général, coefficient

ζ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton.

ζ_s : Déformation de l'acier.

η : Coefficient de fissuration relative a une armature.

Θ : Coefficient sans dimension.

λ : Élanement.

μ : Coefficient de frottement.

ν : Coefficient de poisson.

ρ : rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.

σ : Contrainte normale général.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de traction dans l'acier.

τ_u : Contrainte tangentielle admissible.

τ_s : Contrainte d'athérence.

Ψ_s : Coefficient de scellement relatif a une armature.

SOMMAIRE

TREMERCIEMENT	i
DEDICACE	iii
RESUME	iv
ABSTRACT	v
LISTE DES ABREVIATIONS.....	vi
SOMMAIRE	viii
LISTE DES TABLEAUX.....	x
LISTE DES FIGURES.....	xi
INTRODUCTION GENERALE.....	1
PREMIERE PARTIE : GENERALITES	3
CHAPITRE 1 : DESCRIPTION DU PROJET	3
1. Localisation	3
2. Description	4
CHAPITRE 2 : HYPOTHESES, NORMES ET PRINCIPES GENERAUX.....	6
I. Hypothèses de base et Normes	6
II. Principes généraux	6
III. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX.....	7
DEUXIEME PARTIE : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT	8
CHAPITRE 1 : CONCEPTION DE LA STRUCTURE.....	8
I. Principe.....	8
II. Concept structural	8
CHAPITRE 2 : PRINCIPE DE LA DESCENTE DE CHARGES.....	10
Les charges permanentes (G) :	10
Charges d'exploitation (Q).....	10
CHAPITRE 3 : PRE DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE	11
I. Le Plancher.....	11
II. Evaluation des Charges.....	11
III. Poutres.....	12
IV. Poteaux.....	13
TROISIEME PARTIE : ETUDE COMPLETE DE LA STRUCTURE	15
CHAPITRE 1 : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX	15
I. Calcul du Plancher Creux (Etage).....	15

II. Calcul des poutres	19
III. Calcul du poteau.....	23
CHAPITRE 2 : CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	25
I. Calcul de l'escalier	25
II. MONTE-CHARGE.....	28
CHAPITRE 3 : ETUDE DE LA FONDATION	30
I. Généralités	30
II. Méthodologie.....	30
III. Etude géotechnique.....	30
III. Données de l'étude	33
IV. Choix du type de la fondation.....	33
1. Semelles isolées.....	33
2. Pré dimensionnement du radier général.....	34
CHAPITRE 4 : DISCUSSIONS / COMMENTAIRE DES RESULTATS	40
CHAPITRE 5 : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL.....	41
I. Identification des impacts.....	41
II. Mesures de compensation et d'atténuation.....	41
CHAPITRE 6 : ETUDE FINANCIERE ET PLANNING PREVISIONNEL DES TRAVAUX.....	42
CONCLUSION	45
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE	46
ANNEXE 1 : FACADE PRINCIPALE	47
ANNEXE 2 : FACADE POSTERIEURE.....	48
ANNEXE 3: PLAN DE NIVEAU.....	49
ANNEXE 4: Plan RDC	50
ANNEXE 5 : COUPES.....	51
ANNEXE 6 :NOTE DE CALCUL DU PLANCHER CREUX.....	52
ANNEXE 7:NOTE DE CALCUL POUTRES	58
ANNEXE 8:NOTE DE PREDIMENSIONNEMENT POTEAUX.....	64
ANNEXE 9:ETUDE D'ESCALIER A PALLIASSE :	65
ANNEXE 10 : NOTE DE CALCUL DU MONTE CHARGE	72
ANNEXE 11 : NOTE DE CALCUL DU RADIER GENERAL.....	75
ANNEXE12 GROS ŒUVRES ET AMENAGEMENTS.....	83

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I:La constitution de l'immeuble	4
Tableau II:La constitution de l'immeuble.....	5
Tableau III:Pré dimensionnement des poutres	13
Tableau IV:Synthèse des sollicitations sur les poutrelles.....	16
Tableau V:Synthèse de calcul des aciers	17
Tableau VI: Synthèse de calcul des aciers pour les poutres principales.....	20
Tableau VII:Synthèse calcul des aciers pour les poutres secondaires.....	21
Tableau VIII:Synthèse de calcul des moments	28
Tableau IX:Synthèse de calcul des aciers pour le monte charge	29
Tableau X:Vérification Poinçonnement du monte charge	29
Tableau XI essais pressiométriques	32
Tableau XII:Résultats récapitulatifs	33
Tableau XIII: Synthèse calcul des aciers pour les nervures	38

LISTE DES FIGURES

Figure1 : carte du Niger.....	3
Figure 2 : Localisation du site.....	4
Figure 3 : Plans de l'ossature du bâtiment (RDC et Etage)	9
Figure 4 : Détail Plancher inaccessible	11
Figure 6 Détail Planchers courant.....	12
Figure 7 : Détail Poutrelles	15
Figure 8 : Plans de ferrailage des poutrelles.....	18
Figure 9 : Plan de ferrailage de la poutre principale.....	22
Figure 10 : Plan de ferrailage de la poutre secondaire	23
Figure 11 : Plan de ferrailage du poteau.....	24
Figure 12 : Plan de ferrailage de l'escalier	28

INTRODUCTION GENERALE

C'est courant 2012 qu'un incendie nocturne ravagea le petit marché de Niamey en occasionnant des dommages considérables pour l'économie de la ville d'une part et pour le patrimoine des commerçants d'autre part. Cet incendie du petit marché était consécutif à ceux de nombreux autres marchés de la capitale. L'émoi qu'il a suscité ainsi que l'importance des pertes occasionnées, ont fini de convaincre les autorités Nigériennes ainsi que les acteurs commerciaux de rompre avec cette situation préjudiciable à tout point de vue pour l'économie nationale. En effet, l'anarchie qui caractérise souvent la gestion des marchés ainsi que la vétusté et la précarité de nombreux matériaux utilisés dans les marchés de la capitale ne sont plus compatibles avec les normes de sécurité minimales mais aussi, avec les exigences de performances qui riment souvent avec la modernité.

C'est dans ce contexte que s'est développée, au niveau des responsables politiques et administratifs de la ville de Niamey et aussi des commerçants, la nécessité d'innover en améliorant sensiblement les standards des équipements marchands de la capitale et notamment ceux du petit marché de Niamey.

Ainsi l'objectif de cette étude est La construction d'un marché moderne à l'image des marchés de la sous-région et doté de toutes les commodités indispensables au bon fonctionnement du marché ainsi qu'à la sécurité des usagers ;

La mise en place d'un système de gestion adéquat devant assurer la viabilité et la durabilité du projet.

Les Objectifs spécifiques justifiant la logique de notre thème de mémoire est donc d'assister le bureau d'études à la réalisation de la partie étude technique de ce projet notamment les calculs des éléments structuraux, les vérifications, et les plans de ferraillages)

Pour parvenir à une étude la plus exhaustive possible, notre plan de travail se structurera en trois (3) grandes parties :

- Une première partie constituée de généralités sur le projet (présentation de la structure d'accueil, description du projet, hypothèses et principes généraux, caractéristiques des matériaux,...)

- Une deuxième partie pas des moindres qui consistera en un pré dimensionnement des éléments de la structure suivi d'une descente des charges.

Une grande partie appelée « étude complète de la structure » qui renferme plusieurs composantes, à savoir le dimensionnement des éléments (structure de l'immeuble), le

- calcul économique, l'étude d'impact sur l'environnement et l'évaluation du délai de réalisation de l'ouvrage.
- En fin des annexes comprenant toutes les notes des différents calculs, des plans d'ensemble, et dessins d'exécution compléteront notre étude qui se réclame tant explicative que complète.

La méthodologie utilisée est celle annoncée ci-haut et qui consiste en un calcul manuel sur la base des formules acquises, sur l'ensemble des éléments structuraux et non structuraux, fondations... Ce choix a été fait dans le but de mieux affiner les bases et les principes du génie civil. Des optimisations allant dans le but de l'amélioration des conditions sécuritaires et économiques compléteront l'étude.

PREMIERE PARTIE : GENERALITES

CHAPITRE 1 : DESCRIPTION DU PROJET

1. Localisation

Le Niger avec une superficie de 1 267 000 km² est un pays enclavé dont la capitale Niamey se situe à plus de 1000 km du port le plus proche (Cotonou). La zone du projet se situe dans la ville de Niamey (au Niger) entre la longitude 2°06'28" Est, et la latitude 13°32'06". La carte géologique du Niger situe la ville de Niamey et plus précisément la zone concernée par le projet dans les allusions latéritique avec un socle schisteux. Sur le plan topographique, le site est quasiment plat.

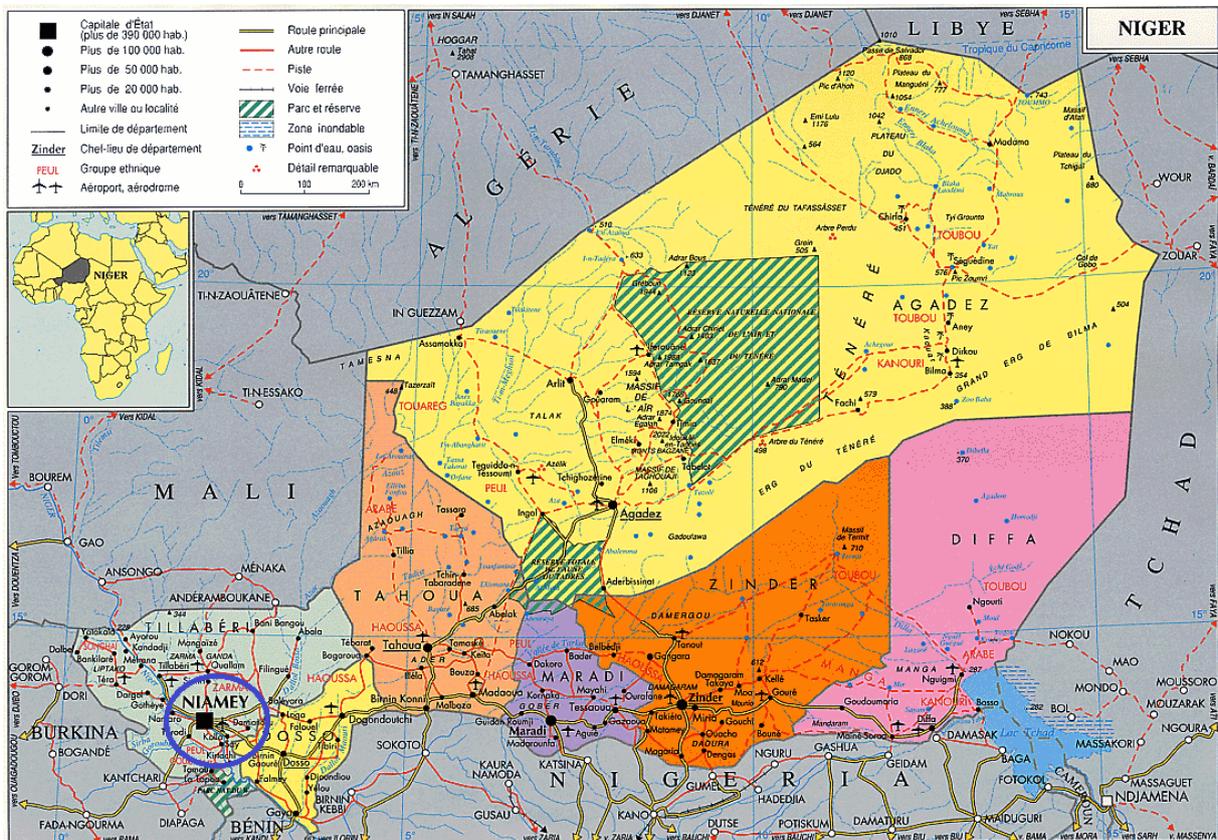


Figure1 : carte du Niger

Le bâtiment sera logé à Niamey en plein centre ville selon la localisation donnée Figure 1ci-dessous :



Figure 2 : Localisation du site

2. Description

Cet immeuble R+3 avec sous-sol a une surface au sol de 12942 m². La hauteur sous plancher varie selon les niveaux:

- Sous sol.....4,2 m
- RDC4,5 m
- 1^{er} au 3^{eme}3,5 m chacun

Soit une hauteur totale de 19.2m.

Pour permettre la circulation et le passage à niveau, il est prévu des passerelles et des escaliers à chaque niveau. La constitution de l'immeuble est la suivante :

➤ Au Rez-de-chaussée :

Tableau I:La constitution de l'immeuble

Etude technique d'un bâtiment r+3 à usage de marche

Réf	désignation	Nombre	Surface (m ²)
1	Boutiques	355	2899.55
2	Légumes frais	59 (places)	317.91
3	Légumes secs	44 (places)	295.27
4	Boucherie	40 (places)	193.36
5	Poissonnerie	40 (places)	193.36
6	Fruits frais	51 (places)	231.44
7	Fruits secs	67 (places)	277.68
8	Condiments frais	48 (places)	252.39
9	Condiments secs	54 (places)	229.27
10	escalier	23	502.26
11	Circulation Interne		3986.33
12	Circulation Externe		742.98
13	Vendeurs ambulants	360(places)	1598.74
14	Toilettes	12	193.44
15	structures		1028.31

➤ **A chaque étage :**

Tableau II:La constitution de l'immeuble

Réf	désignation	Nombre	Surface (m ²)
1	Boutiques	523	4775.16
2	escalier	23	502.26
3	Circulation Interne		4071.46
4	Patio	12	1598.74
5	Grandes boutiques	6	726.78
6	Toilettes	12	193.44
7	structures		1028.31
8	Monte charge	3	28.01

CHAPITRE 2 : HYPOTHESES, NORMES ET PRINCIPES GENERAUX

I. Hypothèses de base et Normes

Les hypothèses formulées et les données ayant servi pour l'étude sont les suivantes :

Règlements:

- ❖ Règles BAEL 91 révisées 99 - DTU P 18-702
- ❖ Cahier des Prescriptions Techniques (CPT)
- ❖ NF P06-004 ; NF P06-001

Béton:

- ❖ La résistance du béton à la compression est de : $f_{c28} = 25$ MPa pour tous les éléments en Béton Armé
- ❖ Poids volumique du béton : 25 KN/m³
- ❖ Dosage du béton : 350 Kg/m³
- ❖ Enrobage : 3 cm en fondations ; 2,5 cm en élévation

Acier:

- ❖ $f_e = 400$ Mpa
- ❖ Fissuration très préjudiciable en infrastructure ;
- ❖ Fissuration peu préjudiciable en superstructure

Sol:

- ❖ Contrainte admissible du sol fournie par l'étude géotechnique est de **2,3bar à 6m de profondeur.**
- ❖ Tassements decenal sont de l'ordre de 0,9 cm

II. Principes généraux

Le principe consiste en un calcul des armatures à l'ELU et des vérifications à l'ELS pour tous les éléments porteurs ; et pour en ELS pour le cas spécifique des fondations. Le calcul à l'ELU obéit aux hypothèses suivantes :

- ❖ Les sections planes avant déformation restent planes et conservent leurs dimensions.
- ❖ La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- ❖ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ❖ Le raccourcissement relatif ε_{bc} du béton est limité à 3,5 % en flexion, 2 % en compression simple.

- ❖ L'allongement relatif de l'acier tendu est limité conventionnellement à 10 %
- ❖ Le diagramme linéaire de déformation de la section passe obligatoirement par l'un des trois pivots A, B, C.

III. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les matériaux utilisés pour le projet auront les comportements mécaniques suivants :

1. Béton (B25)

- ❖ Contrainte limite de cisaillement (Art A – 5.1.21 BAEL91) :
 - En fissuration Peu Préjudiciable (FPP) : $\tau_u = 3,33 \text{ MPa}$
 - En fissuration Préjudiciable (FP) et Fissuration Très Préjudiciable (FTP) $\tau_u = 2,50 \text{ MPa}$
- ❖ Contrainte limite à la compression (Art 4 – 3 .41 BAEL91) : $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$
- ❖ Contraintes de service à la compression (Art A – 4 .5 .2 BAEL91) : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$
- ❖ Résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- ❖ Module de déformation instantané (Art A – 2 .1. 21 BAEL91) : $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$
- ❖ Module de déformation différée (Art A – 2.1.22 BAEL91) : $E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$
- ❖ Le coefficient de poisson est pris égal à :
 - $\nu = 0$: Pour le calcul des sollicitations ultimes (béton fissuré).
 - $\nu = 0.2$: Pour le calcul des déformations (béton non fissuré).

2. Acier (FE400)

- ❖ Résistance à la rupture $F_r = 14 \text{ MPa}$;
- ❖ Module d'élasticité longitudinal : $E_s = 200000 \text{ MPa}$
- ❖ Contrainte maximale des armatures tendues à l'ELU : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ ($\gamma_s = 1,15$)
- ❖ Contrainte maximale des armatures tendues à l'ELS
 - En Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33) : $\sigma_{st} = 267 \text{ MPa}$
 - En fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34) : $\sigma_{st} = 214 \text{ MPa}$

DEUXIEME PARTIE : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

CHAPITRE 1 : CONCEPTION DE LA STRUCTURE

I. Principe

La conception du bâtiment a été réalisée sur la base d'un plan archi proposée par la Communauté Urbaine de Niamey, avec des recommandations prenant compte des points suivants :

- Poteaux de sections carrées
- Les espaces minimums requis pour les boutiques
- L'incorporation des toilettes internes à tous les niveaux ;
- Qualité des ambiances thermiques, visuelles, acoustiques.
- Performances énergétiques répondant au minimum respect de la réglementation thermique
- Facilité et souplesse de gestion et d'exploitation du marché.
- Tout autre aspect allant dans le sens de l'amélioration du confort.

Sur la base de ces recommandations, des propositions concrètes ont été faites en respectant les règles de conception en vigueur et dans une stricte considération des recommandations du maître d'ouvrage.

II. Concept structural

Pour la conception structurale, on a procédé aux étapes suivantes :

- Superposer les planchers de chaque niveau du bâtiment.
- Ajouter les poteaux aux interceptions de chaque mur
- Vérifier que les poteaux ajoutés ne tombent dans une pièce de façon à perturber le fonctionnement du bâtiment, en d'autres termes vérifier que les poteaux sont encastrés dans les poteaux ;
- Transformer les murs en des poutres en les encastrant le plus possible dans les murs;
- Définir le sens de portée du plancher sur les poutres ;
- Supprimer les poutres supportant moins de charges ou presque pas de charge ;
- Faire reposer les poutres secondaires sur les poutres principales ;
- Faire descendre les poteaux jusqu'à la fondation.

Toutes ces étapes ont conduit à la réalisation des plans suivants :

- Plan de fondation
- Plan de coffrage
- Façades et coupes

➤ Les autres plans d'exécution après calculs (ferraillage,...)

Il est présenté ici un aperçu du plan de coffrage et une façade principale du bâtiment (figure 1); Tous les autres plans étant consignés dans les annexes 1, 2, 3, 4, et 5

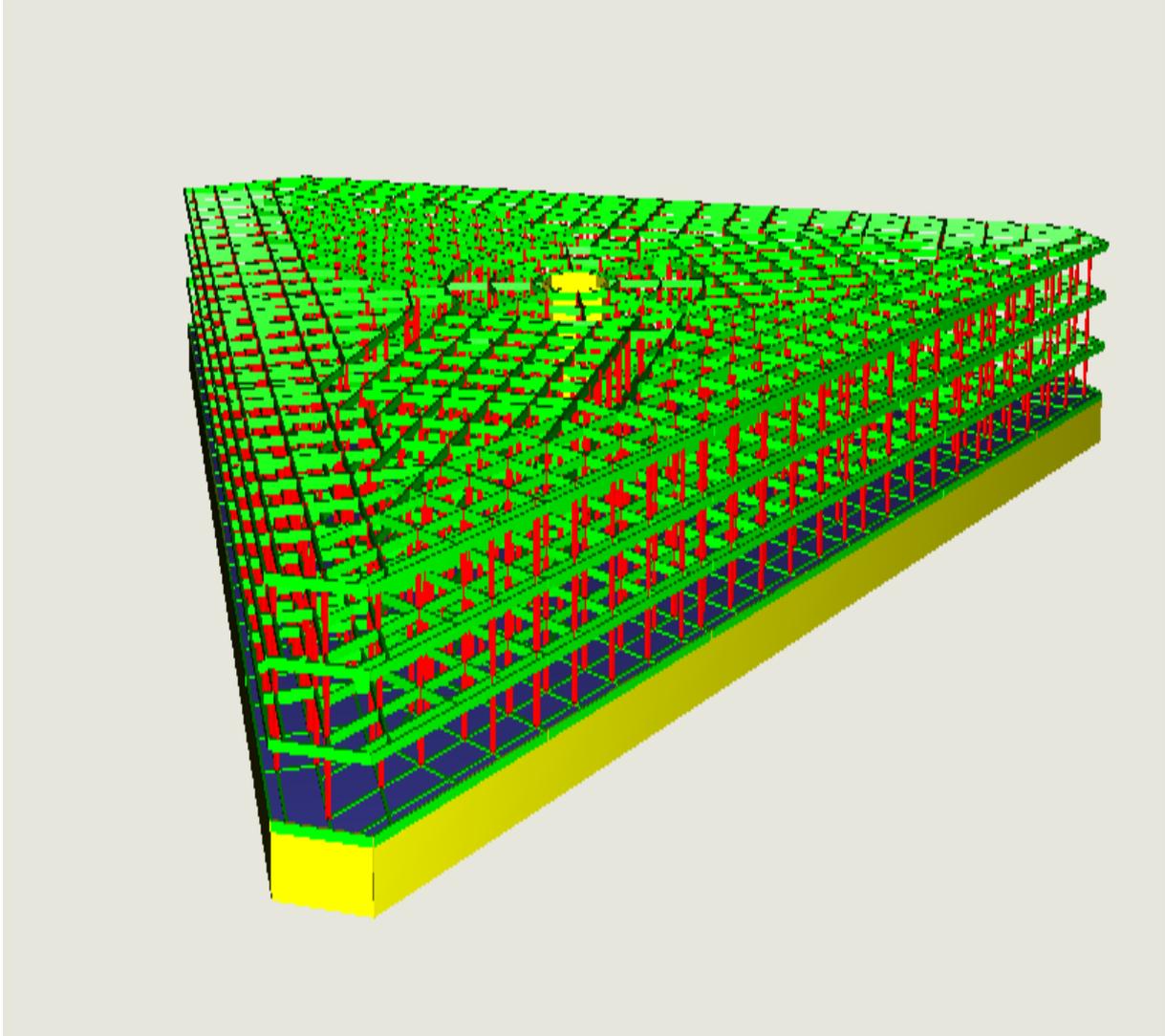


Figure 3 : Plans de l'ossature du bâtiment (RDC et Etage)

CHAPITRE 2 : PRINCIPE DE LA DESCENTE DE CHARGES

Les charges sont estimées sur chaque élément à dimensionner et sont détaillées dans le chapitre suivant afin de montrer les différentes étapes de dimensionnement des éléments en béton armé, les charges sont généralement de deux types :

Les charges permanentes (G) :

Les charges permanentes à considérer définies par la norme **NF P 06-001** pour le calcul des structures en béton armé sont :

❖ Poids propres

Les poids propres seront évalués avec un poids volumique de béton de 25kN/m^3 .

- Pour les dalles : Poids volumique x épaisseur (kN/m^2)
- Pour les poutres : Poids volumique x section (kN/ml)
- Pour les poteaux : Poids volumique x section x hauteur (kN)

❖ Surcharges

Il s'agit des revêtements sur les planchers et les différents types d'enduits. Elles seront définies et mieux détaillées au niveau du pré dimensionnement des éléments en fonction du type et du niveau des planchers.

Charges d'exploitation (Q)

Elles résultent de l'exploitation directe de la construction et sont donc constituées par le poids des utilisateurs et des matériaux nécessaires à l'utilisation des locaux.

Elles correspondent à un mode normal d'utilisation. La norme **NF P 06-001** définit les charges surfaciques à prévoir, cependant, un maître d'ouvrage a toujours la possibilité de définir des valeurs au moins égales. Ainsi donc pour notre étude les charges d'exploitation suivantes sont proposées :

- Pour les boutiques : 5kN/m^2
- Pour les balcons : $3,5\text{kN/m}^2$
- Pour les escaliers et les passerelles : $2,5\text{kN/m}^2$
- Pour le plancher non accessible : 1kN/m^2

CHAPITRE 3 : PRE DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE

I. Le Plancher

La couverture du bâtiment est composée d'un seul type de planchers.

Planchers en corps creux (tous les étages courants et inaccessible) :

Ces choix ont été justifiés pour des questions économiques et aussi de la bonne qualité des isolations acoustiques et thermiques.

Il est pré dimensionné de façon à minimiser la flèche durant la vie de l'ouvrage à partir de la relation: $h_t \geq L/22,5$ (la portée maximale de la poutrelle entre nu d'appuis et h_t l'épaisseur du plancher)

$$h_t \geq (4,00)/22,5 = 0,18\text{m}$$

Choix : Nous optons pour un plancher à corps creux de 20cm (16+4)

- hauteur du corps creux est égale à 16 cm
- épaisseur de la dalle de compression égale à 4 cm

II. Evaluation des Charges

❖ Plancher inaccessible (4ème niveau) :

- | | |
|---|------------------------------|
| 1) Gravions de protection (5cm) : | 0,85KN/m ² |
| 2) Etanchéité multicouche (2cm) : | 0,12 KN/m ² |
| 3) Forme de pente (10cm) : | 2,2 KN/m ² |
| 4) Chape flottante asphalte (2.5cm) : | 0,5 KN/m ² |
| 5) Isolation thermique en liège (4cm) : | 0,16 KN/m ² |
| 6) Enduit sous face (2cm) : | 0,36 KN/m ² |
| Plancher à corps creux (16) cm : | 2,85 KN/m ² |
| Total charges permanentes (G) = | 7,04 KN/m² |
| Total charges d'exploitation (Q)= | 1KN/m² |

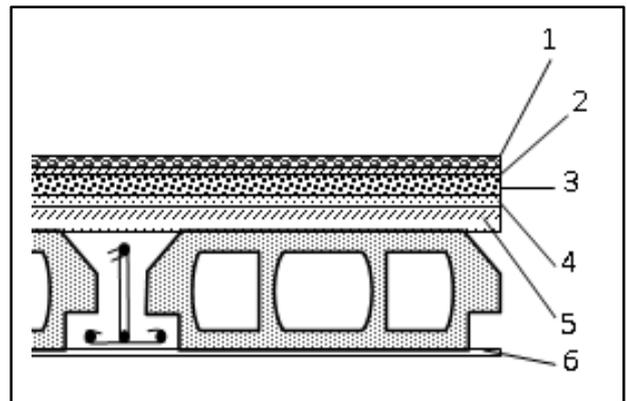
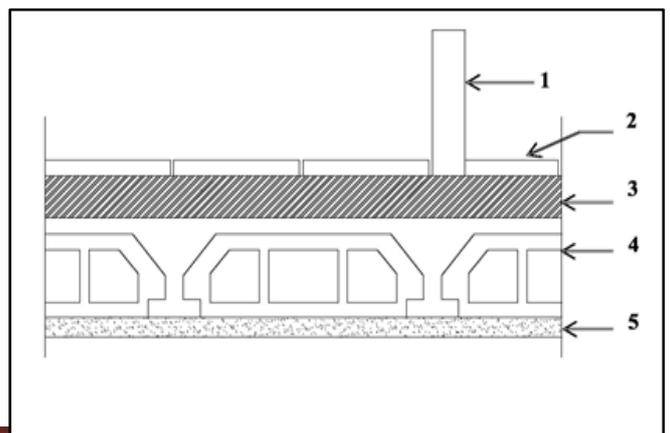


Figure 4 : Détail Plancher inaccessible

❖ Planchers étage(Rez de chaussée)

- | | |
|------------------------------------|------------------------|
| 1) Cloison (e =10cm) : | 1 KN/m ² |
| 2) Carrelage+ mortier (e =2cm) : | 0,9 KN/m ² |
| 3) Lit de sable(e =2cm) : | 0,36 KN/m ² |
| 4) Plancher à corps creux (20cm) : | 2,85 KN/m ² |



- 5) Enduit sous face (e =2cm) : 0,36 KN/m²
Total charges permanentes (G)= 5,47 KN/m²

Total charges d'exploitation (Q) = 5 KN/m²

Figure 5 Détail Plancher courant

❖ **Planchers courant**

- 1) Brique creuse (e =15cm) : 1, 3 KN/m²
- 2) Carrelage+ mortier (e =2cm) : 0,9 KN/m²
- 3) Lit de sable(e =2cm) : 0,36 KN/m²
- 4) Plancher à corps creux (20cm) : 2,85 KN/m²
- 5) Enduit sous face (e =2cm) : 0,36 KN/m²

Total charges permanentes (G)= 5,77 KN/m²

Total charges d'exploitation (Q) = 5 KN/m²

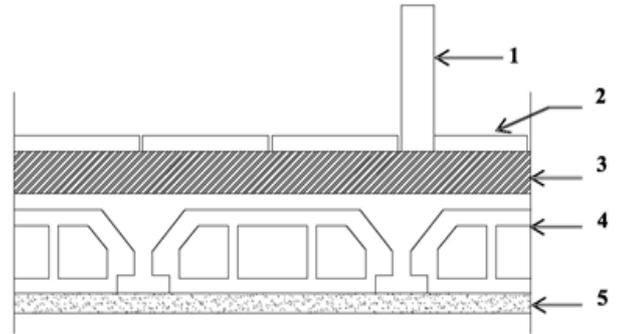


Figure 6 Détail Planchers courant

III. Poutres

Les poutres en construction doivent avoir des sections régulières (rectangulaires ; carrées).

La vérification du pré dimensionnement sera faite suivant les critères de rigidité définis ci-après :

- 1) $L/15 \leq h \leq L/10$.
- 2) $0,3h \leq b \leq 0,50 h$

Avec :

- h → Hauteur de la poutre.
- b → longueur de la poutre.
- L → Portée de la poutre.

Nous présentons dans le tableau ci-dessous les résultats des dimensions des différentes poutres :

Tableau III:Pré dimensionnement des poutres

Type de poutre	Dimensions données	Dimensions vérifiées	Décision
Poutre principale	H= 60cm B = 50cm L= 6,00 m	$40 \text{ cm} \leq h \leq 60 \text{ cm}$ $18 \text{ cm} \leq b \leq 30 \text{ cm}$	On prendra : H = 60 cm B = 30 cm
Poutre secondaire	H= 40cm B= 20 cm L= 5,20m	$35 \text{ cm} \leq h \leq 52 \text{ cm}$ $12 \text{ cm} \leq b \leq 26 \text{ cm}$	On prendra : H = 50 cm B = 25 cm

IV. Poteaux

Les charges et les surfaces d'influences étant variables en fonction du type de poteau (intermédiaires ou de rive) ; nous ferons les calculs des charges pour les deux cas et nous dimensionnons le poteau en fonction de la charge la plus élevée pour être plus en sécurité.

1. Poteau intermédiaire :

Sa surface d'influence est de 27,6m². Sa longueur est de 19,6m.

❖ Charges totales transmises au poteau

$$N_u = 1,35 G + 1.5 Q = \underline{\underline{2084,54 \text{ KN}}}$$

$$N_{ser} = G + Q = \underline{\underline{1479,70 \text{ KN}}}$$

Poteau de rive :

Sa surface d'influence est de 13.8m². Sa longueur est de 19,2m

❖ Charges totales transmises au poteau

$$N_u = 1154,47 \text{ KN} ;$$

$$N_{ser} = 823.17 \text{ KN}$$

Commentaire:

Le Poteau intermédiaire est donc le plus imposant malgré que les charges dues aux maçonneries ne s'appliquent qu'au poteau de rive. Pour un souci d'uniformisation, le poteau intermédiaire sera considéré comme base pour le pré dimensionnement.

Verifications géométriques

Pour tenir compte de la continuité des travées, la charge totale transmise sur le poteau est majorée de 15%, ce qui nous donne une charge ultime de calcul **Nu= 2397,22KN**

Les dimensions prévues par les plans architecturaux pour tous les poteaux sont de 40x40.

D'après le critère de résistance du BAEL 91, on a :

$$B_r \geq \frac{K\beta N_u}{\frac{f_{bu}}{0,9} + \frac{0,85f_{ed}}{100}}$$

- ❖ La section réduite du poteau est de $B_r = 0,1444\text{m}^2$
- ❖ Rayon de giration i est de 11,55cm
- ❖ Longueur de flambement l_f est de 3,15m (Poteau à étages multiples encastéré)
- ❖ L'élancement λ est de $27,28 < 50$ donc $\beta = 1,05$

Par suite, on a : $0,1444\text{m}^2 \geq \frac{1,05 \times 2,397}{(15,78 + 2,958)} = 0,1339$ (relation vérifiée)

TROISIEME PARTIE : ETUDE COMPLETE DE LA STRUCTURE

CHAPITRE 1 : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX

I. Calcul du Plancher Creux (Etage)

Le plancher creux qui est situé au niveau de tous étages en rappel se compose d'un ensemble de hourdis, et des poutrelles de 16cm d'épaisseur rendues solidaires au moyen d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

Il sera présenté ici la synthèse des calculs de ces éléments. Les notes de calcul y afférentes sont dans l'annexe 6 .

1. Caractéristiques géométriques des poutrelles

b_0 est pris égal à 12cm selon BAEL pour des raisons pratiques

h_0 (épaisseur de la dalle) =4cm

l_1 : distance entre-axes de deux poutrelles successives.

($l_1=70$ cm)

l : Longueur de la plus grande travée (4,50cm)

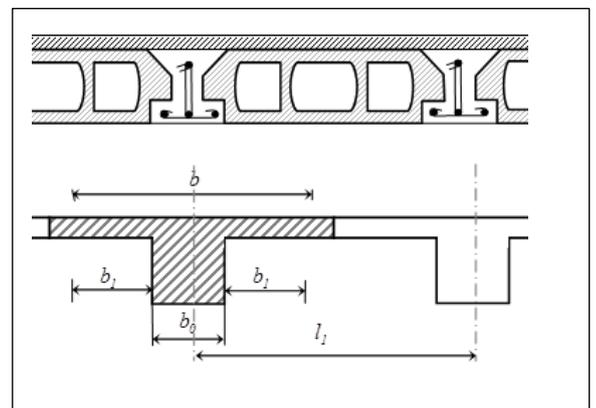


Figure 7 : Détail Poutrelles

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(70 - 12)}{2} = 29 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

x

Choix : $b_1 = 24 \text{ cm}$, pour avoir $b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm}$

2. Calcul des poutrelles

Les poutrelles se calculent comme des poutres continues. Ainsi donc les méthodes de calcul y afférentes seront celles des poutres continues.

❖ **Chargements**

Largeur d'influence : 0,60m

Charge ultime : $P_u = 9,71 \text{ KN/ml}$

Charge de service : $P_{ser} = 6,46 \text{ KN/ml}$

❖ Sollicitations

La synthèse de calcul des sollicitations par la **méthode de Caquot** donne les résultats suivants:

Tableau IV: Synthèse des sollicitations sur les poutrelles

Appuis	Moments Appuis	Travées	Moments Travées	Efforts tranchants
A1	0 KN.m	A12	8,59KN.m	12,55KN
A2	17,41 KN.m	A23	15,6 KN.m	-24,71 KN
A3	15,81 KN.m	A34	3,32 KN.m	23,99 KN
A4	14,24 KN.m	A45	11,47 KN.m	-21,71KN
A5	0 KN.m			13,39 KN

❖ Calcul des sections d'aciers longitudinaux

Les aciers seront calculés à l'ELU et vérifiés à l'ELS. Les étapes pour les calculs de ces aciers sont les suivantes :

Vérification de la position de l'axe neutre : $M_t = (bh_0 * f_{bc} * x(d - h_0 / 2)) > M_{max}$ (donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, on aura à calculer une section rectangulaire $S = b \times h = 60 \times 20 \text{ cm}^2$).

Calcul du moment réduit : $\mu_{lu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}}$:

Calcul du coefficient de la fibre neutre: $\alpha_{lu} = 1,25x(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{lu})})$;

Calcul du bras de levier du couple interne : $z = d. (1 - 0,4\alpha)$;

Calcul de la section d'acier theorique : $A_{st} = [M_u / z * f_{su}]$;

Choix des sections d'acier normalisés

Suivant donc ce mode de calcul, nous présentons les résultats du calcul des sections des aciers dans le tableau ci-dessous :

Tableau V: Synthèse de calcul des aciers

Aciers	Trav12	App2	Trav23	App3	Trav34	App4
Aciers Theo (cm ²)	0,99	2,86	2,56	2,27	0,63	1,99
Choix des aciers	3HA10	3HA12	3HA12	3HA12	3HA10	3HA12
Armatures de répartition	1HA12 (1,13cm ²)					

❖ **Armatures transversales : [Art.A.7.2.2 / BAEL91] ;**

$$\Phi_t = \min(20/35, 12/10, 1) = 0,57 \text{ cm}^2 \text{ [HA6]}$$

❖ **Espacement des armatures : [Art. A .5 .1, 22, BAEL 91]**

$$St \leq \min(16,2 \text{ cm} , 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} \quad (\text{St} = \mathbf{15cm})$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité [Art.A.U.2 du BAEL83] :**

Cette condition impose la vérification de la relation : $A_s \geq \frac{0,23b_0d.f_{t28}}{f_e}$;

- En travée : On a $0,26\text{cm}^2 < A_s = 0,96\text{cm}^2$ (Condition vérifiée)
- Sur appui : $A_s = 0,26\text{cm}^2 < 2,27 \text{ cm}^2$ (Condition vérifiée)

❖ **Vérification de l'effort tranchant [Art .A.5, 1.1 BAEL 91]**

L'effort tranchant est vérifié lorsque :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{bxd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,20f_c}{\gamma_b}; 5MPa \right] \Rightarrow 0,88MPa \leq 3,33MPa : \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

Sur l'acier, l'effort tranchant doit vérifier la condition suivante : $V_u < \bar{V}_u$

$$\bar{V}_u = 130KN > V_u = 19KN \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sur l'acier on a la relation suivante

$$A_{appuis} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \text{ avec } H = \frac{M_{appmax}}{0,9d} \Rightarrow A_{appui} \geq \frac{1,15}{400} \left(0,019 + \frac{-13,83 \times 10^{-3}}{0,162} \right) = -0,0002 < 0$$

⇒ les armatures calculées sont suffisantes

❖ Ancrage des barres

La longueur de scellement droit : $L_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s = 1 \cdot 400 / (4 \times 2,835) = 35,27 \text{ cm}$

Choix $L_s = 40 \text{ cm}$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : $L_c = 0,4 \cdot L_s = 16 \text{ cm}$ choix $L_c = 15 \text{ cm}$

❖ Contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table - nervure) :

$$\tau_v = \frac{V_u (b - b_0)}{1,8 \times d \times b_0 \times h_0} = \frac{1,671 \times 10^{-2} (0,60 - 0,12)}{1,8 \times 0,18 \times 0,04} = 0,683 \text{ MPa} < \tau = 3,25 \text{ Mpa.}$$

❖ Vérification de la flèche :

$f = M_{max} \cdot L^2 / 9,6 \cdot E \cdot I$; Avec : $I = (b \cdot h^3 / 12) + b \cdot h \cdot \delta^2$ **[Théorème de Hygens]**

Moment d'inertie $I = 1,643 \times 10^{-4} \text{ m}^4$; $E = 32164,195 \text{ Mpa}$

La flèche $f = 4,4 \times 10^{-3} \text{ m}$;

La contre flèche $f' = L/500 = 4,025/500 = 8,05 \times 10^{-3}$

On a la relation $f = 4,4 \times 10^{-3} < f' = 8,05 \times 10^{-3}$ (Condition vérifiée).

❖ Plan de ferrailage

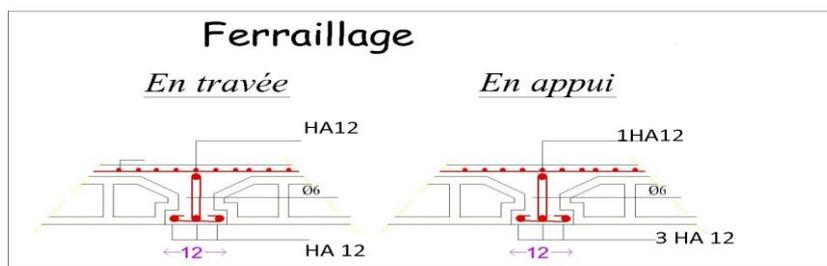


Figure 8 : Plans de ferrailage des poutrelles

3. Dalle de compression

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaire aux nervures.

- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèle aux nervures.

Les sections doivent être :

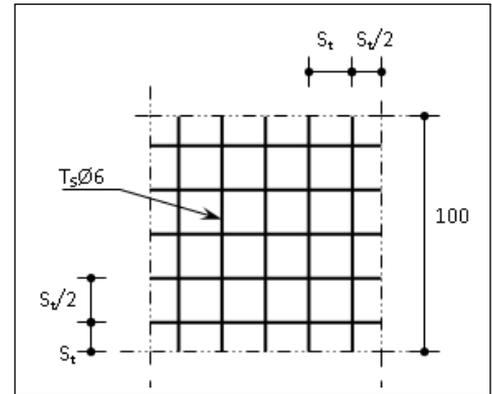
- Si $l \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_s \geq \frac{200}{f_e} (\text{cm}^2)$ (f_e en MPa)

- Si $50 < l \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_s \geq \frac{4l}{f_e}$

l : Longueur de entre l'axe des nervure (cm).

Dans notre cas : $f_e = 400 \text{ MPa}$; $l = 60 \text{ cm}$

$$50 < l \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_s \geq \frac{4l}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$



Le diamètre des barres doit être $\Phi \leq h_0/10 = 0,4\text{cm}$ on prend un diamètre $\phi = 6 \text{ mm}$ pour les deux sens. $A_{s1} = 0.85 \text{ cm}^2$ (soit : 3 $\phi 6$) avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm} \leq 20$ vérifiée

$$A_{s1} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s1} = 5 \phi 6 / \text{ml}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures, elles doivent avoir une section de :

$$A_{s2} \geq \frac{A_{s1}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2 \text{ (soit : 3 } \phi 6 \text{)} \text{ avec un espacement } S_t = 33 \text{ cm}$$

Donc on adopte un treillis soudé d'un quadrillage à maille rectangulaire $T_s \left(\frac{6}{6}; \frac{200}{300} \right)$

II. Calcul des poutres

1. Poutres principales (30x60)

❖ Données

- Portée L_0 : 24 m ; Largeur d'influence : 4,65 m ; $d=54\text{cm}$
- Charges permanentes : $G = 37,24 \text{ KN/m}$
- Charge d'exploitation : $2,50 \text{ KN/m}^2$
- Charge ultime : $P_u = 57,25 \text{ KN/ml}$
- Charge de service : $P_{\text{ser}} = 41,89 \text{ KN/ml}$
- Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$
- Fissuration Peu Préjudiciable \Rightarrow Calcul se fera à l'ELU

❖ Sollicitations

- ❖ Les calculs des sollicitations faits ici selon la méthode de CAQUOT donnent les résultats suivants (Pour tous les détails de calcul, se conférer à l'annexe 7)

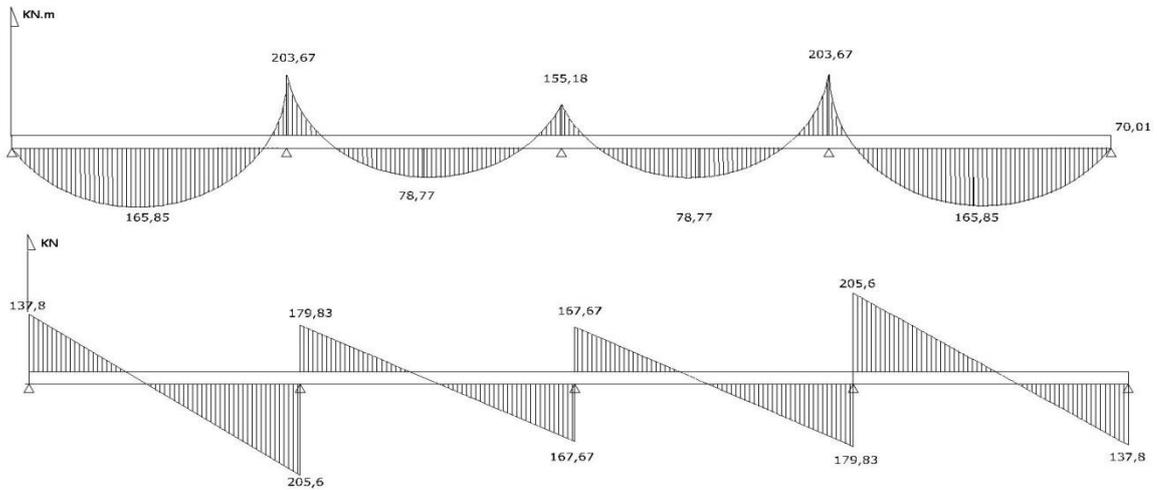


Diagramme des moments de flexion et des efforts tranchants maximaux de la poutre principale

- ❖
- ❖ **Calcul des aciers longitudinaux (ELU)**

Les sections d'acier calculées suivant la méthodologie ELU sont récapitulées dans le tableau ci dessous:

Tableau VI: Synthèse de calcul des aciers pour les poutres principales

Actions	App1	App2	App3	App4	App5	Tr12	Trav23	Trav34	Trav45
Moments (KN.m)	0	203,67	155,18	203,67	0	165,85	78,77	78,77	165,85
Efforts tranch.(KN.)	137,8	205,6	163,67	205,6	137,8	0,00	0,00	0,00	0,00
Aciers long theo (cm ²)	12,05	12,05	12,05	12,05	12,05	8,62	8,62	8,62	8,62
Section norm. (cm ²)	6HA16	6HA16	6HA16	6HA16	6HA16	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
Aciers transversaux	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6

Espacement (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25	25
--------------------	----	----	----	----	----	----	----	----	----

❖ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5-1.2)**

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{bxd} = \frac{0,07566}{0,25 \times 0,45} = 0,67 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible, donc $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

On a donc $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ **Ancrage des barres (BAEL 91 Art A6-1.2.1)**

$$\tau_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

Longueur du scellement droit : $L_s = (\Phi \times f_e) / (4 \times \tau_s) = 35,27 \Phi$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL 91 Art A 5-1.3.21)**

$$\bar{V}_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9bd}{\gamma_s} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 0,25 \times 0,45}{1,5} = 675 \text{ KN} > V_u$$

❖ **Vérification à l'ELS [$M_{ser} = 25,82 \text{ KN.m}$]**

La position de l'axe neutre **$x = 11,65 \text{ cm}$**

Moment d'inertie : $I = 59850,61 \text{ cm}^4$

La contrainte dans le béton : $\bar{\sigma} = M_{ser} \times x / I = 5,03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ (Condition vérifiée)

La contrainte dans l'acier : $\bar{\sigma}_{st} = 215,8 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa}$ (Condition vérifiée)

Conclusion : Conditions ELS vérifiées.

2. Poutres secondaires (20x40)

❖ **Données**

- Portée L_0 : 10,90 m
- Largeur d'influence : 3,58 m ; $d = 36 \text{ cm}$
- Charge ultime : $P_u = 49,48 \text{ KN/ml}$
- Charge de service : $P_{ser} = 35,66 \text{ KN/ml}$

❖ **Sollicitations et résultats calcul des aciers**

Nous récapitulons suivant le même mode de calcul des poutres principales, les résultats des calculs des aciers pour les poutres secondaires

Tableau VII: Synthèse calcul des aciers pour les poutres secondaires

Etude technique d'un bâtiment r+3 à usage de marche

Actions	Appui 1	Appui 2	Appui 3	Appui 4	Appui 5	Travée 12	Travée 23	Travée 34	Travée 45
Moments (KN.m)	0,00	159,18	121,88	159,18	0,00	129,62	61,56	61,56	129,62
Efforts tranch.(KN.)	140,65	154,44	160,76	154,44	140,65	0,00	0,00	0,00	0,00
Aciers long theo (cm ²)	/	9,05	9,05	/	/	7,51	9,43	7,51	/
Section norm. (cm ²)		6HA16	6HA14	6HA16		8HA12	4HA14	4HA14	8HA12
Aciers transversaux	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6
Espacement (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25	25



❖ Tableau 8 : Plans de ferrailage

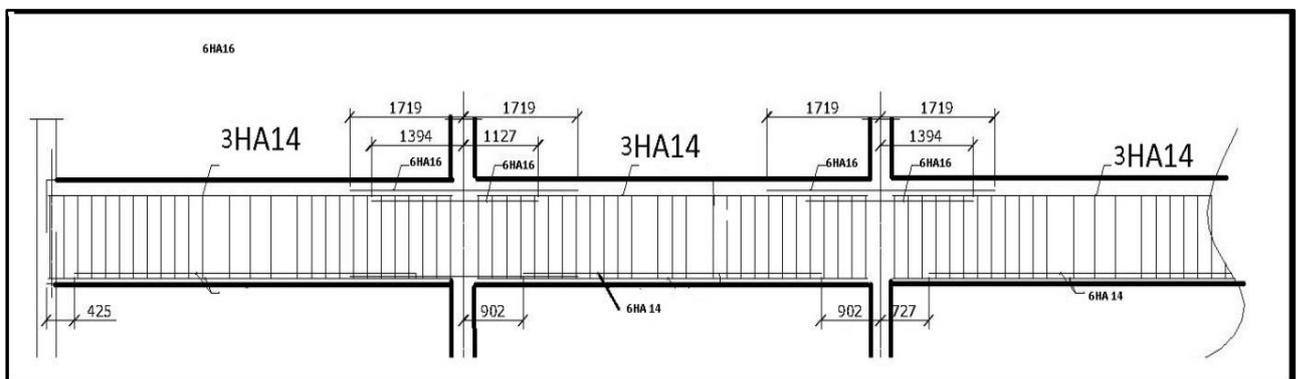


Figure 9 : Plan de ferrailage de la poutre principale

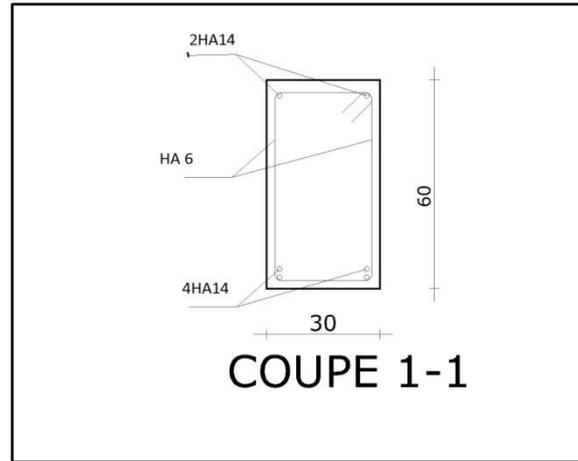


Figure 10 : Plan de ferrailage de la poutre secondaire

III. Calcul du poteau

❖ Données :

Poteau carré de 40 cm de coté

Surface d'influence : $S_i = 27,6m^2$

Longueur : $L = 4,5m$

Charge ultime (y compris le poids du poteau): $N_u = 2397,22KN$

❖ Calcul des aciers

■ Armatures longitudinales

Ces aciers sont calculés selon la relation suivante : $A_{sc} \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$

$$\text{Avec } \alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2x \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \right] = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{27,28}{35} \right)^2} = 0,758$$

$$A_{sc} \geq \left[\frac{2,397}{0,753} - \frac{0,1444 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \frac{1,15}{400} = 10,06cm^2$$

■ Armatures minimales longitudinales

Pour tout périmètre du poteau U, et B sa section, on a :

$$A_{min} = \text{Max} \left[4U; \frac{0,2B}{100} \right] = \text{Max} \left[4 \times 4 \times 0,4; \frac{0,2 \times 0,4^2}{100} \right] = \text{Max}(6,4; 3,2) = 6,4cm^2$$

■ Armatures maximales longitudinales

$$A_{max} = \frac{5B}{100} = \frac{5 \times 0,4^2}{100} = 80cm^2$$

■ Espacement entre les aciers longitudinaux

$$L_{max} \leq \min(40 ; a+10) = 40\text{cm} ;$$

Choix final : 8HA14 (12,34cm²)

- **Armatures transversales : $\Phi_t \geq \Phi_l/3 = 12/3 = 4,66\text{mm}$; Choix : 8mm [HA8]**

- **Longueur de recouvrement L_r**

Dans notre cas, on aura donc $L_r = 40\Phi = 0,6 \times 40 \times 14 = 33,6\text{cm}$ (**Choix 35cm**)

- **Espacement minimum entre deux cadres**

$$e_{\min} = \text{Min}\{40\text{cm} ; a+10\text{cm} ; 15 \cdot \Phi_{l_{\min}}\} = \text{Min}\{40\text{cm} ; 50\text{cm} ; 14\text{cm}\} = 14\text{cm}$$

- **Espacement maximum entre deux cadres :**

$$e_{\max} = \{ a+10\text{cm} \} = 50\text{cm}$$

Choix final : Espacement entre cadres de 20cm

❖ **Plan de ferrailage**

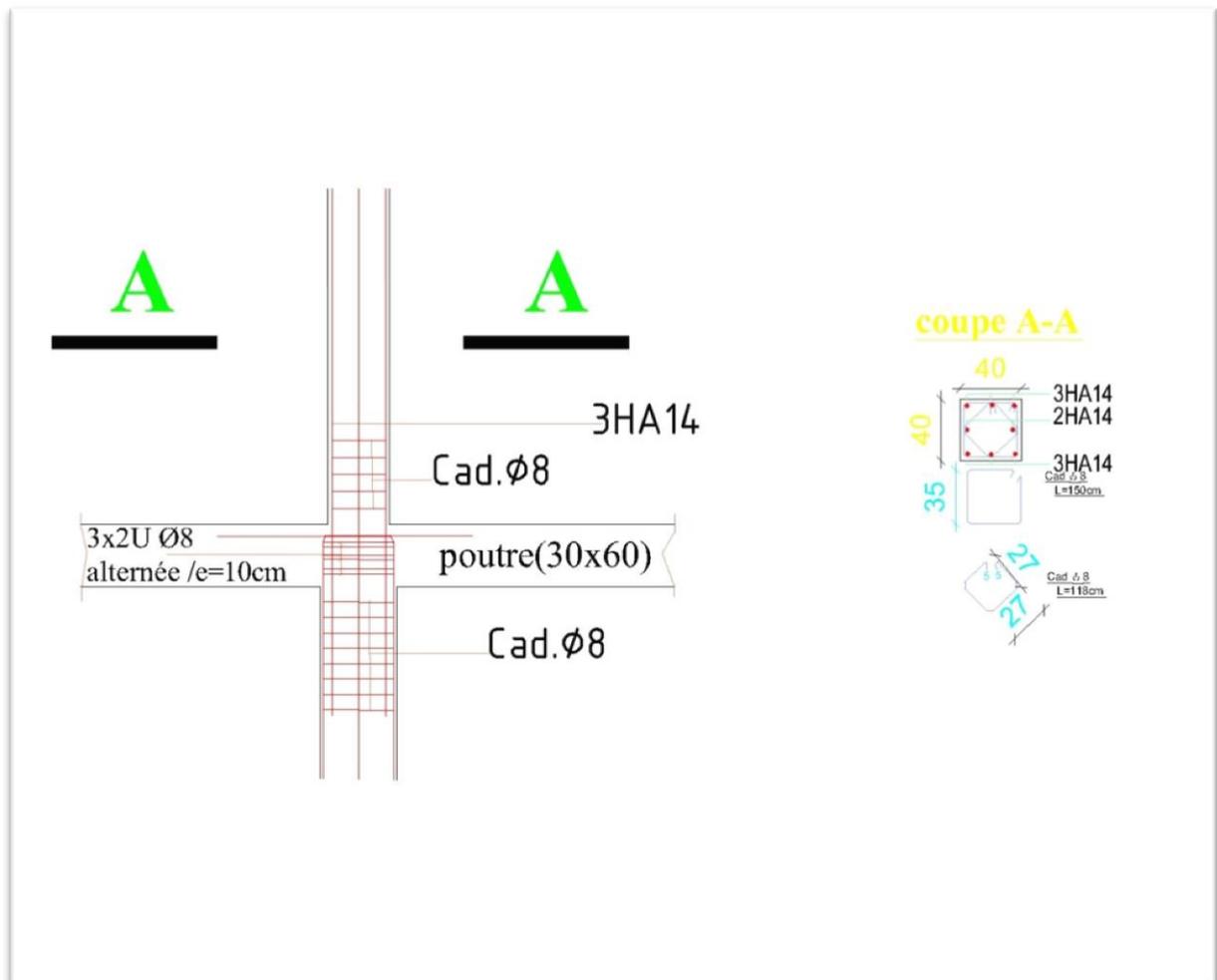


Figure 11 : Plan de ferrailage du poteau

CHAPITRE 2 : CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

I. Calcul de l'escalier

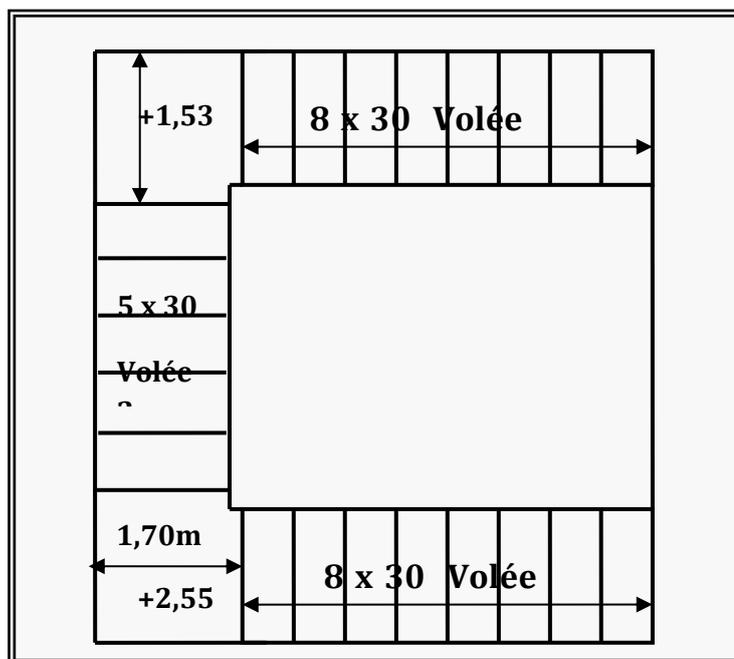
Les deux escaliers présents sur le bâtiment permettent l'accès vertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à des forces diverses (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différent accès, personnes, équipement ...

Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier). Le calcul donc de ces escaliers à trois volées tiendra compte de tous ces paramètres.

Les détails de tous les calculs sont en annexe 10

Etude d'escalier a palliase :

Pré dimensionnement escalier :

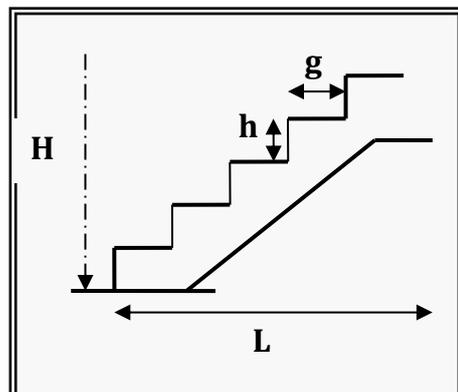


D'après la formule de blondel :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

Avec :

g : le giron



Et $H = n * h$

Alors : $g + 2h = 64\text{cm}$

$$L = (n - 1) g$$

n : nombre de contre marche.

(n - 1) : nombre de marche .

H : la hauteur d'étage = 4,08m

Donc n = 24 h = H / n = 408 / 24

$$\cos \alpha = \frac{g}{\sqrt{g^2+h^2}} = \frac{30}{\sqrt{30^2+17^2}} = \frac{30}{\sqrt{900+289}} = 0,87$$

Alors $\alpha = 29,54^\circ$

1^{er} et 3^{em} volée :

$$L_1 = \sqrt{(2,40)^2 - (1,53)^2} = 1,85\text{m}$$

$$L_3 = \sqrt{(2,40)^2 - (1,53)^2} = 1,85\text{m}$$

2^{em} volée :

$$L_2 = 110\text{m}$$

Calcul épaisseur de volée :

$$\cos \alpha = \frac{240}{Lh} \rightarrow Lh = \frac{240}{0,87} = 275,9\text{cm} \approx 276\text{cm}$$

Epaisseur de la volée on a le critère suivant :

$$\frac{Lh}{30} \leq ev \leq \frac{Lh}{20} = 9,2 \leq ev \leq 13,8\text{cm}$$

On adopter $e_v = 15\text{cm}$

Calcul des aciers (Palier +paillasse)

Etude technique d'un bâtiment r+3 à usage de marche

Il sera présenté ici la synthèse des calculs de ces éléments dans le tableau ci dessous. Les notes de calcul y afférentes sont dans l'annexe 9 .

Actions	Appui	Travée	Appui
Moments (KN.m)	12,06	32,18	12,06
Efforts tranch.(KN.)	28,7	42,87	28,7
Aciers long the(cm ²)	2,62	7,4	2,62
Section norm. (cm ²)	5HA10	7HA12	5HA10
Aciers de répartition	HA10	HA10	HA10
Espacement (cm)	25	25	25
Cond de non fragilité	CV	CV	CV

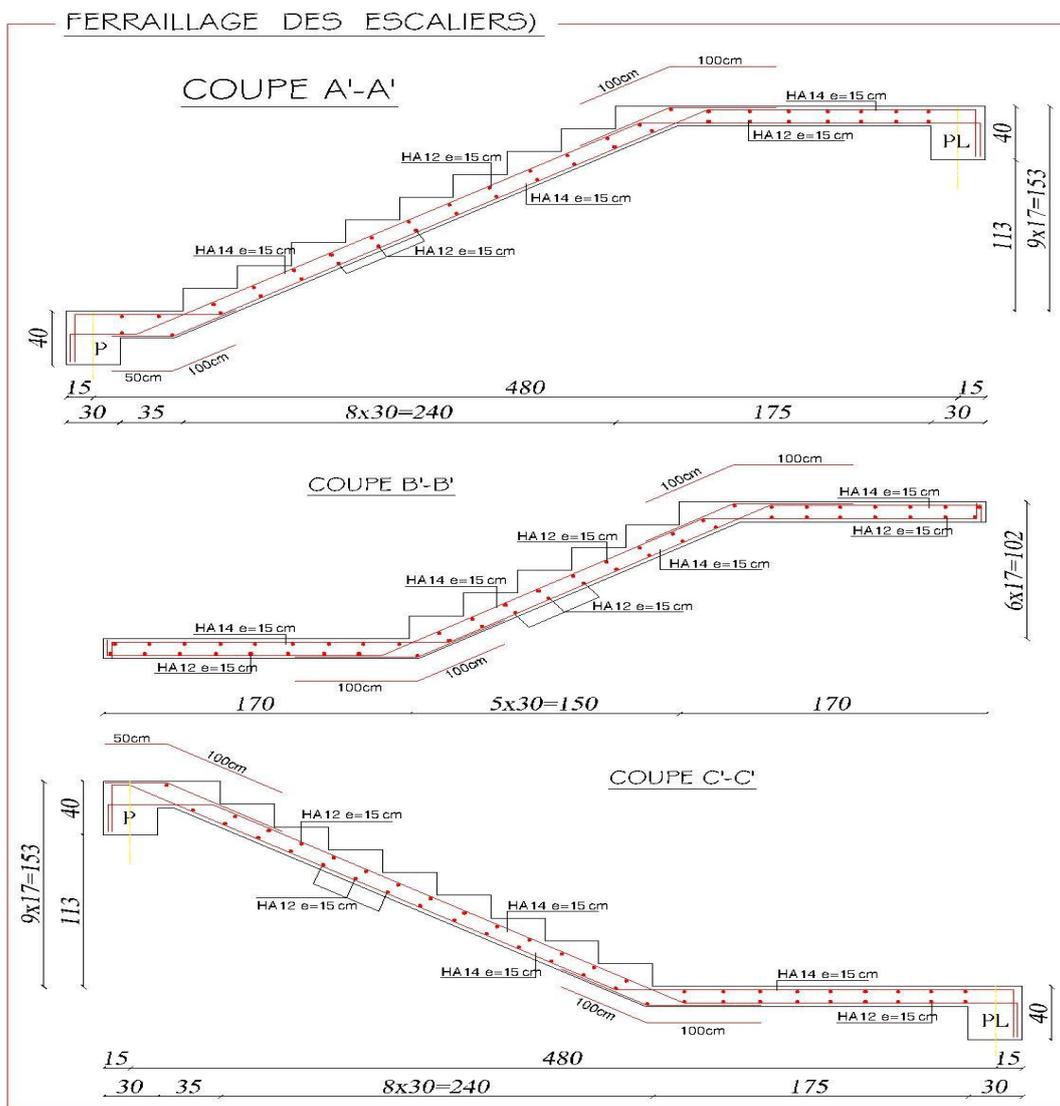


Figure 12 : Plan de ferrailage de l'escalier

II. MONTE-CHARGE

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériel.

- D'après les normes françaises NF P82-208 pour une surface de 1,045 m² on a une charge nominale égale à 1000 kg.
- La dalle en béton armé d'épaisseur $e = 20$ cm supporte la machine.
- La vitesse adoptée pour l'ascenseur $v = 0,43$ m/s.
- Notre bâtiment comporte un ascenseur dont les dimensions des cabines sont : $L=2,74$ m et $l=1,60$ m. Adoptons comme hauteur $H=2,20$ m.

1. Dimensionnement de la dalle du monte charge

a. Chargement :

Le total des charges permanentes vaut $G = 17$ KN/m²

Les charges d'exploitation sont $Q = 1000$ Kg/1,045 = 9,57 KN/m²

Charge ultime (ELU) : $q_u = 37,30$ KN/m²

Charge de service (ELS) $q_{ser} = 30,433$ KN/m²

b. Sollicitations

Le calcul des sollicitations nous donne les moments pour les bandes de largeur d'unité suivants (**Pour les détails cf annexe 10**) :

$$M_{ox} = \mu_x Q_u l_x^2 = 6,03 \text{ kN.m} ; M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 4,96 \text{ kN.m}$$

Tableau VIII: Synthèse de calcul des moments

Moments	En travée	En appui
Bande de largeur 1 m parallèle à I_x	4,17 kN.m	3,03 N.m
Bande de largeur 1 m parallèle à I_y	3,44 kN.m	3,03 kN.m

NB : Les valeurs minimales à respecter suivant l_y sont respectivement de 0,72 kN.m en travée et 2,09 kN.m en appui.

c. Calcul des sections d'acier

Nous présentons le résumé des calculs des aciers. Tous les détails des calculs sont en annexes.

Tableau IX: Synthèse de calcul des aciers pour le monte charge

Sections d'acier	Lx		Ly	
	Travée	Appui	Travée	Appui
Section théorique	0,68cm ² /ml	0,68cm ² /ml	0,55cm ² /ml	0,48cm ² /ml
Section Minimale	1,94cm ² /ml	1,94cm ² /ml	1,60cm ² /ml	1,60cm ² /ml
Choix Section	4T10	4T10	4T10	4T10
Espacement	30cm	30cm	30cm	30cm

Vérification de la Dalle du monte-charge au Poinçonnement

Il y a un risque de poinçonnement de la dalle à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur « **moteur à 4 appuis** », chaque appui prend un quart (1/4) de la charge totale. **Donc $Q_{Uappuis} = Q_U / 4 = 37,30/4 = 9,32 \text{ KN}$.**

$q_{Uappuis}$: La Charge concentrée développe un effort tranchant en chaque point de la dalle et d'après le **BAEL91**; on doit vérifier : $\tau_u = V_u / S < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma}$

Le résultat des calculs nous donne la situation suivante :

Tableau X: Vérification Poinçonnement du monte charge

Sens	Vu	τ_u	$0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma}$	Conclusion
x	6,36KN	0,027	1,17	Condition Vérifiée
y	8,88KN	0,035	1,17	Condition Vérifiée

Conclusion : Il n'existe aucun risque de poinçonnement de la dalle d'ascenseur

CHAPITRE 3 : ETUDE DE LA FONDATION

I. Généralités

La présente étude constitue au choix et au dimensionnement du type de fondation nécessaire pour le bâtiment. L'infrastructure doit donc constituer un ensemble rigide capable de remplir les triples fonctions suivantes :

- ❖ Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- ❖ Transmettre au sol des fondations les efforts apportés par la superstructure.
- ❖ Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

Cependant, dans la recherche de toutes les caractéristiques ci-hautes, nous associons au choix de notre fondation les critères suivants :

- ❖ Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- ❖ Facilité d'exécution (coffrage) : tenir compte de la disponibilité humaine et matérielle.
- ❖ Economie : chercher le meilleur coupe sécurité / coût

II. Méthodologie

La méthodologie utilisée pour la présente étude est celle basée sur l'ordre privilégié suivant :

- ❖ Semelles (isolées et filantes)
- ❖ Radier général
- ❖ Fondation profonde (Pieux)

Cependant, par insuffisance de données géotechniques, les fondations profondes seront exclues de cette étude. Aussi, pour le cas des semelles ; lorsque la surface occupée par celles-ci dépasse 50% de la superficie totale du bâtiment, il y'aura un risque inévitable de chevauchement des semelles, et donc nous passerons au choix de fondation suivante.

III. Etude géotechnique

I. Généralité

Dans le cadre de la réalisation du projet de la reconstruction des infrastructures du petit marché de Niamey, il a été confié au laboratoire d'étude géotechnique et environnemental du Niger (LEGENI S.A) les investigations géotechniques du site retenu pour la reconstruction du dit marché .

II. Objectifs

Les principaux objectifs de ses investigations géotechniques sont les suivantes :

- Fournir les caractéristiques de nature et d'état des sols
- Fournir les caractéristiques de comportement des sols

- Identifier la présence éventuelle de polluant pouvant nuire à la pérennité des ouvrages projetés
- Fournir les paramètres de calcul des ouvrages géotechniques

Analyse des résultats

Les reconnaissances effectuées ainsi que les essais exécutés et présentés ici permettent de conclure les réponses ci après

- Les résultats des essais au laboratoire montrent que les sols en place présentent des $D_{max} \leq 50$ mm et des tamisats (passant) à 80Um compris entre 35 % et 75%. Les sols sont composés de latérite , des argiles gréseuses et des grés argileux dont l'indice de plasticité sont compris entre 20 % et 35%.

Les essais œdométriques donnent des contraintes de pré consolidation comprises entre 150KPa et 205KPa et des hauteurs des pleins comprises entre 9mm et 13mm (ces résultats montrent que des sols étudiés sont moyennement compressibles).

- Les sondages carottés exécutés sur le site ont mis en évidence la présence de latérite (0.50 à 6.00m) recouvrant une portion d'argiles gréseuses, et des grés argileux.
- Les essais pressiométriques réalisés montrent que les couches de latérites, d'argile gréseuse, et grés argileux présentent de bonnes portances.
- L'épaisseur d'alluvion doit être décapée car elle pose des problèmes pour les fondations des ouvrages.
- La portion de latérite semble être mieux indiquée pour servir d'assise aux fondations des ouvrages projetés.
- Le terrain est adapté à l'implantation des ouvrages projetés tout en respectant les précautions et recommandations mentionnées ci-dessus.

Tableau XI essais pressiométriques

Profondeur(m)	q' ₀ Bar	P ₀	k _p	Forage SP1			q' _{u(mini)}
				Pl	Pl – P ₀	q'	
1,50	0,3	0,15	1,08	59,50	59,35	74,17	61,
3,00	0,6	0,30	1,19	8,50	8,20	11,86	11,43
4,50	0,9	0,45	1,23	8,50	8,05	12,31	12,86
6,00	1,2	0,60	1,23	6,80	6,20	9,98	9,31
7,50	1,5	0,75	1,31	6,80	6,05	10,59	10,98
9,00	1,8	0,90	1,34	34,00	33,10	52,81	45,71
10,50	2,1	1,05	1,34	47,60	46,55	73,83	66,94
12,00	2,4	1,20	1,34	37,40	36,20	58,18	58,18
13,50	2,7	1,35	1,34	61,20	59,85	94,93	94,93
15,00	3,0	1,50	1,34	47,60	46,10	74,04	74,04
16,50	3,3	1,65	1,34	22,10	20,45	34,81	34,81
18,00	3,6	1,80	1,34	23,80	22,00	37,50	37,50
19,50	3,9	1,95	1,34	8,50	6,55	13,99	13,99

Compte tenu de la nature du site et du type d'ouvrage projeté, ces valeurs sont abondantes et pourront être limitée à $q'_{u\text{ mini}} = 7\text{bars}$

On obtient les contraintes de calcul suivantes :

$$q_{ELU} = q'u/2 = 3,50 \text{ bars}$$

$$q_{ELS} = q'u/3 = 2,30 \text{ bars}$$

Etat limite de service vis-à-vis des déformations (tassements)

Le tassement à 10 ans d'une fondation encastrée d'au moins une largeur B est donné par la relation :

$$S_{(10\text{ans})} = S_c + S_d$$

ou :

S_c est le tassement volumique

s_d est le tassement dévia torique.

Tableau XII: Résultats récapitulatifs

	Etat limite de résistance		E.L.S. vis-à-vis des déformations	
	E.L.U.	E.L.S.	Estimation des tassements	
Largeur B (m)	Contraintes admissibles (MPa)	Contraintes admissibles (MPa)	Contrainte moyenne estimée q (MPa)	Tassement Maxi $s_{(10 \text{ ans})}$ (cm)
1,00	0,35	0,23	0,15	0,14
2,00	0,35	0,23	0,15	0,7
3,00	0,35	0,23	0,15	0,9

Un examen précis devra être réalisé lorsque les descentes de charges définitives seront connues. Compte tenu des ouvrages à réaliser, ces valeurs de tassement sont acceptables. Elles devront toutefois être validées par un BE structures.

III. Données de l'étude

La contrainte admissible du sol fournie par les études géotechniques est de : $\bar{\sigma}_{sol} = 2,3$ Bar à 2m de profondeur. (Sol Latéritique)

La charge permanente totale transmise au pied des poteaux est de : $G_T = \sum_{i=1}^5 G_i = 545,360 \text{ MN}$

La charge d'exploitation totale transmise à la fondation est de : $Q_T = \sum_{i=1}^5 Q_i = 393,10 \text{ MN}$:

La charge ultime est de $N_u = 1,35G_T + 1,5Q_T = 1325,89 \text{ MN}$

La charge de service est de $N_{ser} = 938,46 \text{ MN}$

La surface totale au sol du bâtiment est de $S_{bat} = 12942 \text{ m}^2$

IV. Choix du type de la fondation

1. Semelles isolées

❖ Calcul des dimensions des semelles isolées

La charge ultime au pied de la semelle (y compris le poids du poteau est de $N_u = 2587,05 \text{ KN}$. En considérant les semelles homothétiques autour des poteaux, la surface d'une semelle carrée est donnée par la relation : $S_{semelle} = [N_u / \bar{\sigma}_{sol}] = (2,58705 / 0,230) = 11,3 \text{ m}^2$ soit des semelles de $3,40 \times 3,40$ (surface réelle : $11,56 \text{ m}^2$)

❖ **Surface totale occupée par les semelles**

Les semelles isolées étant présentes sous chacun des 570 poteaux, la surface totale donc occupée par les semelles est de $570 \times 11,56 = 6589,2 \text{m}^2 > 50\%$ de la surface du bâtiment (6471m^2)

❖ **Conclusion**

Au vu de ces résultats ci-haut, il y'a impossibilité de réaliser des semelles pour le bâtiment.

2. Pré dimensionnement du radier général

a) Epaisseur du radier (Nervure):

L'épaisseur (h_r) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ **Formule empirique :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à : $h \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{6}{10} = 60 \text{cm}$:

Avec L_{\max} = entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures

❖ **Condition de l'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{cm}$)

❖ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5} ; L_{\max} = 5,00 \text{m} \Rightarrow 75 \text{cm} \leq h_r \leq 120 \text{cm}$$

❖ **Condition de la longueur élastique :**

$$L_e = [4EI / Kb]^{1/4} \geq 2 L_{\max} / \pi$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

L_{\max} : entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures

E_{vj} : Le module de Young. Contrainte normale appliquée est de longue durée (E_{vj} 10819MPa)

b : Largeur de la nervure du radier (largeur du poteau : 40cm)

I : Inertie de la section du radier. ($I = b h_r^3 / 12$)

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ($K = 40 \text{MPa}$) .

De la condition précédente, nous tirons h :

$$D'où : h_r \geq \sqrt[3]{\left[\frac{2}{\pi} L_{\max} \right]^4 \times \frac{K}{E_{vj}}} = \sqrt[3]{\left[\frac{2}{\pi} \times 6,00 \right]^4 \times \frac{40}{10819}} = 82,40 \text{cm}$$

Choix final : L'épaisseur minimale normalisée qui correspond aux quatre conditions citées ci haut est **hr= 85cm** ; la largeur est celle du plus gros poteau : **b=40cm**

Epaisseur de la dalle du radier

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante : $h \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{600}{20} = 30\text{cm}$

Avec L_{\max} = entre axes maximal des poteaux perpendiculairement aux nervures.

Choix : On retient une épaisseur de **hd = 60cm** pour la dalle du radier

Surface du radier :

$$\diamond \text{ A l'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{938,460}{0,23} = 4080,26\text{m}^2$$

On a surface du radier $S_{\text{radier}} < \text{Surface du bâtiment (12942m}^2\text{)}$, on prévoit un débord bâtiment

❖ Calcul du débordement :

Largeur minimale de débord $L_d \geq (h/2 ; 30\text{cm})$

$L_d \geq (60/2 ; 30\text{cm})$

Choix : $L_d = 60 \text{ cm} ; \Rightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{debord}} = 12942 + 0,6 \times (151 + 151 + 129,45)$
= 13200,87m}^2

Vérification de la contrainte de cisaillement :

On vérifie la condition suivante : $\tau_u = V_u / b.d \leq 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

$$V_u : \text{L'effort tranchant ultime } V_u = quL_{\max} / 2 = \frac{N_u x b}{S_{\text{rad}}} x \frac{L_{\max}}{2}$$

Avec $N_u = N_{u1} + 1,35 \times \text{Poids radier} = 1325,89 \text{ MN} + 1,35 \times 198,01 \text{ MN} = 1593,2 \text{ MN}$

L : la longueur maximal d'une bande de 1m, $L=6,75\text{m}$

$$V_u = \frac{1593,2 \times 6}{13200,87 \times 2} = 0,362\text{MPa} < 1,25\text{MPa} ; \text{ Pas de risque de cisaillement.}$$

Vérification de l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique .On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r$$

Avec :

$$W : \text{ Poids total du bâtiment à la base du radier} = G_T + G_{\text{rad}} = 545,36 + 198,01 = 743,37 \text{ MN}$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$).

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1 \text{ m}$).

S_r : Surface du radier ($S_r = 13200 \text{ m}^2$)

$\alpha \gamma h S_r = 1.5 \times 10 \times 1 \times 13200,87 = 198,01 \text{ MN} < W = 743,37 \text{ MN} \Rightarrow$ Aucun de risque de soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

Vérification au non poinçonnement : (Art A.5.24 BAEL 91)

Il s'agit de vérifier que : $N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier [$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = 6,2 \text{ m}$]

N_u : Charge de calcul à l'ELU sous les poteaux ($N_u = 2587,05 \text{ KN}$)

h : Epaisseur totale du radier (75cm)

Donc $\frac{0,07 \times 6,2 \times 0,85 \times 25}{1,5} = 6148,33 \text{ KN} > N_u = 2587,05 \text{ KN}$ donc pas de risque de poinçonnement

b) Calcul des ferrailages du radier

Ferrailage de la dalle

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. Il est sollicité par la réaction du sol diminué du poids propre du radier. Ces panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le BAEL91. Les sollicitations de calcul sont donc les suivantes

$$\text{ELU : } q_u = \frac{1,35G + 1,5Q}{S_{\text{radier}}} = \frac{1325,89}{13200} = 101,96 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = \frac{G + Q}{S_{\text{radier}}} = \frac{938,46}{13200} = 71,1 \text{ KN/ml}$$

❖ Sollicitations:

Le dimensionnement de la dalle va se faire à l'ELU avec vérification à l'ELS sur le panneau le plus défavorisé (4x6) et ensuite généraliser les résultats sur l'ensemble du radier.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{6} = 0,66 > 0,4 \text{ donc le panneau porte suivant les deux sens}$$

➤ Détermination des coefficients μ_x et μ_y à l'ELU ($v = 0$)

$$\alpha = 0,70 \Rightarrow \mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)} = \frac{1}{8(1+2,4(0,7)^3)} = 0,069 ; \mu_y = \alpha^2[1-0,95(1-\alpha)^2] = 0,436$$

➤ Détermination des moments isostatiques

Sens lx : $M_{0x} = \mu_x P_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 0,069 \times 101,96 \times 4 = 112,56 \text{KN.m}$

Sens ly : $M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 0,436 \times 112,56 = 49,07 \text{KN.m}$

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on les considère partiellement encastrés sur leurs appuis, et on affecte les moments sur appuis et en travée par :

$$M_a = 0,50M_o ; M_t = 0,75 M_o$$

Sections d'acier

En rappel, la dalle a les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur (hauteur) : 60cm ; soit donc $d=9h=54\text{cm}$;
- Largeur $b_o=1\text{m}$ (le calcul se fait sur 1m)

Sens xx' :

En appui ($M=56,28\text{KN.m}$) ; $A=4,72\text{cm}^2/\text{ml}$; $A_{\min}=5,61\text{cm}^2/\text{ml}$; **Soit 5HA12 (5,65cm²/ml)**

En travée ($M=84,42\text{KN.m}$) ; $A=4,53\text{cm}^2/\text{ml}$ [**Choix : 5HA12 (5,65cm²/ml)**]

Sens yy' :

En appui ($M=24,52\text{KN.m}$) ; $A=1,30\text{cm}^2/\text{ml}$; $A_{\min}=4,8\text{cm}^2/\text{ml}$ **Soit 5HA12 (5,65cm²/ml)**

En travée ($M=36,80\text{KN.m}$) ; $A=2,26\text{cm}^2/\text{ml}$; $A_{\min}=4\text{cm}^2/\text{ml}$, **Soit 5HA12 (5,65cm²/ml)**

❖ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier ($M_{ser} = 69,85 \text{ KN.m}$)

On vérifie à l'ELS les conditions suivantes :

Acier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left[\frac{2f_e}{3} ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right] = 201,63 \text{MPa} ;$

Béton : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa}$

$M_{ser} = 69,85 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre: $50x^2 + 84,75x - 3814 = 0$; de solution **$x = 7,93\text{cm}$**

Le moment d'inertie : $I = 133084,75 \text{ cm}^4$

Les contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot x}{I} = \frac{0,06985 \times 0,0793}{0,0013308475} = 4,16 \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa} : \text{Contrainte béton vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_{ser}(d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,06985(0,45 - 0,0793)}{0,0013308475} = 0,39 \text{MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 : \text{Vérifiée.}$$

Conclusion : l'ELS est vérifié

a) Etude des nervures

Elles se présentent comme des poutres doublement encastées.

❖ **Données de l'étude :**

La hauteur des nervures: $h = 85\text{cm}$

La largeur des nervures: $b = 40\text{ cm}$

La hauteur utile : $d = 80\text{cm}$

Enrobage : $c = 5\text{cm}$

❖ **Sollicitations**

Charge ultime revenant à la nervure : $q_u = [N_u/S_{rad}] = 101,96\text{ KN/m}$

Charge de service revenant à la nervure : $q_{ser} = [N_{ser}/S_{rad}] = 44,87\text{ KN/m}^2$

Sollicitations	Sens xx'		Sens yy'	
	Appui	Travée	Appui	Travée
Moment Ultime Max [KN.m]	-184,5	147,5	-123,7	73,71
Effort tranchant Max [KN]	202,9		152,2	
Moment de service Max [KN.m]	-133,7		-89,67	

❖ **Calcul des sections d'acier à l'ELU**

Le calcul des aciers effectué à l'ELU donne les résultats suivants :

Tableau XIII: Synthèse calcul des aciers pour les nervures

Données	xx'		yy'	
	Appui	Travée	Appui	Travée
Acier Théorique (cm ²)	7,85	6,23	5,20	3,07
As mini	3,39	3,39	3,39	3,39
Choix	6HA14 (9,24)	6HA12 (6,78)	6HA12 (6,78)	6HA10 (4,71)
Aciers transversaux	4HA10 (3,14)	5HA8 (2,51)	5HA8 (2,51)	4HA6 (1,13)
Espacements (cm)	30	30	30	30
Vérif effort tranchant	$V_u = 202,9 < \bar{V}_u = 2104\text{ (cv)}$		$V_u = 89,67 < \bar{V}_u = 2104\text{ (cv)}$	
Contrainte	0,72	0,72	0,32	0,32

cisaillement				
Contrainte limite	3,25	3,25	3,25	3,25
Conclusion	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

❖ **Vérification à ELS**

La position de l'axe neutre :x tel que $20x^2 + 138,6x - 9702 = 0$; soit donc $x = 18,83\text{cm}$

Moment d'inertie : $I = bx^3/12 + nA_{st} (d-x)^2 = 385161,04\text{cm}^4$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} * x / I = 0,1337 * 0,1883 / 0,0038516104 = 6,54 < \sigma_{bc} \text{ (barre)} = 15\text{MPa (vérifié)}$$

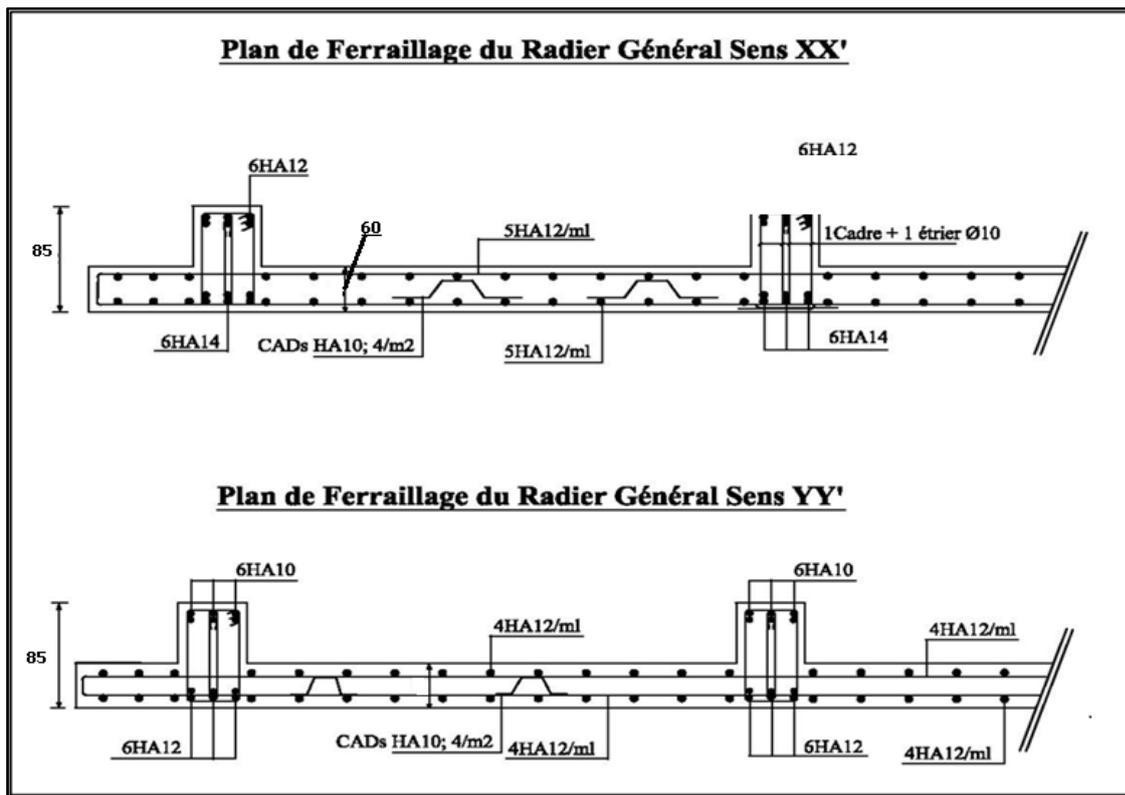
Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = n * M_{ser} (d-x) / I = 15 * 0,1337 (0,70 - 0,1833) / (0,0038516104) = 169,04 < f_e = 400\text{MPa}$$

Conclusion: l'ELS est vérifiée

❖ **P**

lan
de
ferr
aill
age



CHAPITRE 4 : DISCUSSIONS / COMMENTAIRE DES RESULTATS

La présente partie consiste en une analyse et une critique des différents résultats obtenus lors de l'étude.

Ainsi de façon globale, les différents aciers obtenus sont suffisamment significatifs en tenant compte des résultats généralement rencontrés dans les constructions courantes. Aussi, les différents calculs réalisés manuellement (Caquot, forfaitaire,...) ont permis de s'approcher au mieux de la réalité. Cette décision a été prise dans le seul souci d'éviter les problèmes de minimisation des aciers par endroits et maximisation dans d'autres endroits causés généralement dans le cadre des calculs sur logiciels (Arche, RDM6,...).

Ainsi au niveau de chaque élément on note :

- Au niveau du plancher en dalle : Une uniformisation des aciers (HA12) en appuis comme en travées et suivant tous les deux sens x et y avec comme avantage la facilité dans la mise en œuvre.
- Au niveau des poutres secondaires (25x50) ; on note la plus grande section d'acier (6HA16) certainement dû à la largeur d'influence de ces poutres qui est au-delà de celles des poutres principales.
- Au niveau des éléments secondaires ; une prédominance des aciers HA12 et parfois HA14 pour les escaliers et les balcons à cause de la charge d'exploitation assez élevée (3,5 KN/m²).
- Au niveau particulier de la fondation en radier général, un choix limitatif des aciers à un maximum de 5 au niveau de la dalle, chiffre inférieur par rapport à la prédominance en nombre sur les nervures. Ce choix permet une économie en aciers de répartition souvent placés à tort et sans avantage significatif

CHAPITRE 5 : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

La réalisation d'un projet quoi qu'il soit, engendre des impacts sur la qualité de vie des personnes et de l'entourage, d'où la nécessité d'une étude d'impact environnemental. Cette étude induit une politique à 3 volets :

- la surveillance et le suivi de l'état de l'environnement ;
- la réparation des dégâts déjà causés par l'homme (volet curatif) ;
- la prévention de futurs dégâts (volet préventif).

C'est un outil utilisé par la norme ISO 14001 et pour faire une analyse du cycle de vie. L'EIE a donc pour objectif principal de prévenir de nouvelles dégradations de l'environnement liées aux activités humaines.

I. Identification des impacts

Impacts positifs

Les impacts positifs engendrés par ce projet sont :

- La création des emplois temporaires (ouvriers et tout le personnel du chantier)
- Contribution au confort du personnel et à l'embellissement de la ville de Niamey

Impacts négatifs

- Pollution de la nappe par des produits chimiques (adjuvant, ciment,...)
- Diminution de la nappe à cause des pompes fréquents lors des travaux de construction en fondation.
- Pollution sonore causée par les engins de construction (bétonnière, camions bennes, groupe)
- Risques d'érosion et pollution du sol pendant l'excavation.
- Diminution de la nappe voire son épuisement à cause du forage installé sur le site.
- Changement du sens d'écoulement naturel de la nappe causé par la présence du radier

II. Mesures de compensation et d'atténuation

- Arroser la surface d'eau afin qu'elle soit visiblement humide ou qu'elle ait au moins 12% de teneur d'humidité du sol ;
- Limiter les vitesses des engins à moins de 25km/h
- Limiter l'accès par les véhicules aux zones poussiéreuses ;
- L'équipement de mixage doit être utilisé de manière à réduire au minimum la production de poussière.

CHAPITRE 6 : ETUDE FINANCIERE ET PLANNING PREVISIONNEL DES TRAVAUX

Le cout global du gros œuvres du projet s'élève à 13 439 833 544. Le devis final est le suivant (le devis global étant joint en annexe 12)

TOTAL GENERAL HORS TAXES				10 751 866 836
TVA 19%				2 042 854 699
MONTANT ENREGISTREMENT (5%)				537 593 342
AGENCE DE REGULARISATION DU CODE DES MARCHES PUBLICS (A.R.M.P) (1%)				107 518 668
TOTAL GENERAL TOUTES TAXES COMPRISES TTC				13 439 833 544

Le délai prévisionnel des travaux est évalué à 12 mois. Le planning suivant est établi :

COPRS D'ETAT	PERIO DE EN MOIS											
	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11	M12
Installation de chantier												
Débroussaillage, décapage, nivellement du terrain												
Implantation												
Fouilles en excavation pour fondation (radier général)												
Remblais de terre												
Béton de propreté dosé à 150 kg/m3												
Béton armé pour radier dosé à 350 kg/m3												
Béton armé pour poutres dosé à 350 kg/m3												
Béton armé pour poteaux dosé à 350kg/m3												
Béton armé pour planchers-dalles dosé à 350kg/m3												

CONCLUSION

En définitive, on retiendra du présent mémoire les résultats fondamentaux suivants :

- ❖ Deux types de planchers dont dalle pleine en RDC et corps creux pour les étages ;
- ❖ La réalisation d'une fondation superficielle en radier général de 520m² de superficie.
- ❖ Un cout global du projet de **10 751 866 836 F hors taxes soit 13 439 833 544 F TTC**
- ❖ Le délai d'exécution de l'ouvrage est estimé à environ **12 mois**.
- ❖ Un diamètre maximum de HA16 et un diamètre minimum d'acier HA6.

Par ailleurs, les calculs réalisés manuellement sur l'ensemble des éléments de la structure ont permis d'obtenir des ferraillements souvent théoriques mais le choix définitif et les dispositions pour la réalisation des plans d'exécution ont été faits en prenant en compte à la fois les aspects financiers et aussi techniques et réalistes.

Cette étude aura enfin permit :

- ❖ D'appréhender toutes les difficultés liées aux études de façon générale mais également aux bâtiments en particulier.
- ❖ D'approfondir les connaissances théoriques en matière d'étude technique d'un ouvrage

De faire le lien entre les compétences théoriques acquises et les exigences de la pratique

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- ❖ S. LEBELLE. Cours de Béton armé mise à jour, octobre 2007. Partie 1 : Base de calcul
- ❖ Cour de Béton armé Groupe EIER ETSHER PASCAL LEGMb 1995 M.A.J. J.M TCHOUANI NANA juin 2002 - Révision n°2
- ❖ DTU Règles BAEL 91 Modifiées 99
- ❖ Techniques de l'Ingénieur : Béton armé : Jean PERCHAT
- ❖ H. RENAUD et F LETERTRE. Les Editions FOUCHER (janvier 2003). Ouvrages en béton armé Technologie du bâtiment- Gros œuvre.
- ❖ BARAKA. Support de cours du département de génie civil et d'architecture Centre Universitaire de Béchar (Algérie). Béton armé I – TEC 185.
- ❖ H. RENAUD et J. LAMIRAULT. Les Editions FOUCHER (1993). Béton armé – Guide de calcul
- ❖ J.P MOUGIN. Edition Eyrolles (1995), Béton armé. BAEL 91 et DTU associé.
- ❖

ANNEXE 1 : FACADE PRINCIPALE



Figure 17 : Façade Principale

ANNEXE 2 : FACADE POSTERIEURE



Figure 18 : Façade postérieure

ANNEXE 3: PLAN DE NIVEAU

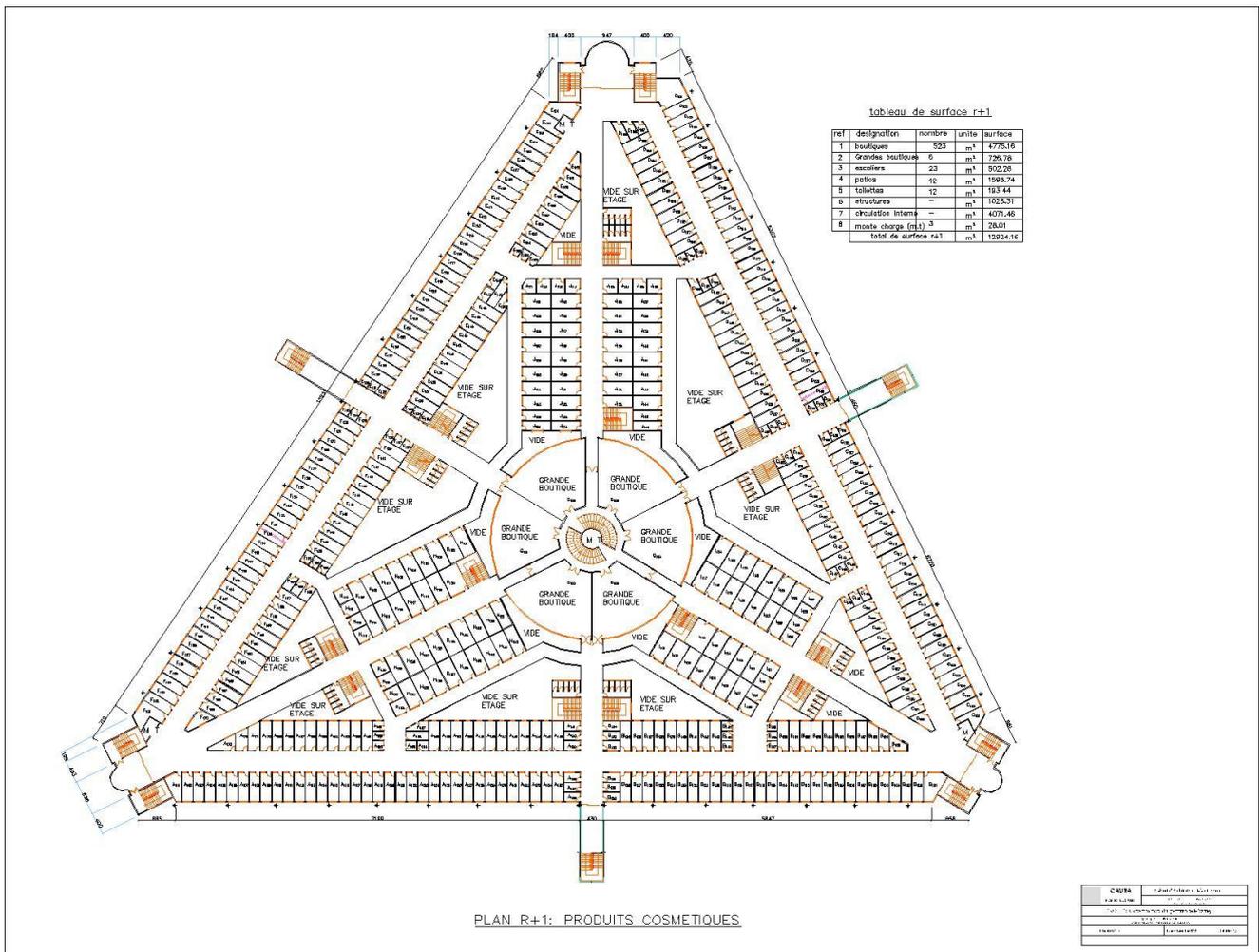


Figure 20 : Plan de niveau

ANNEXE 4: Plan RDC

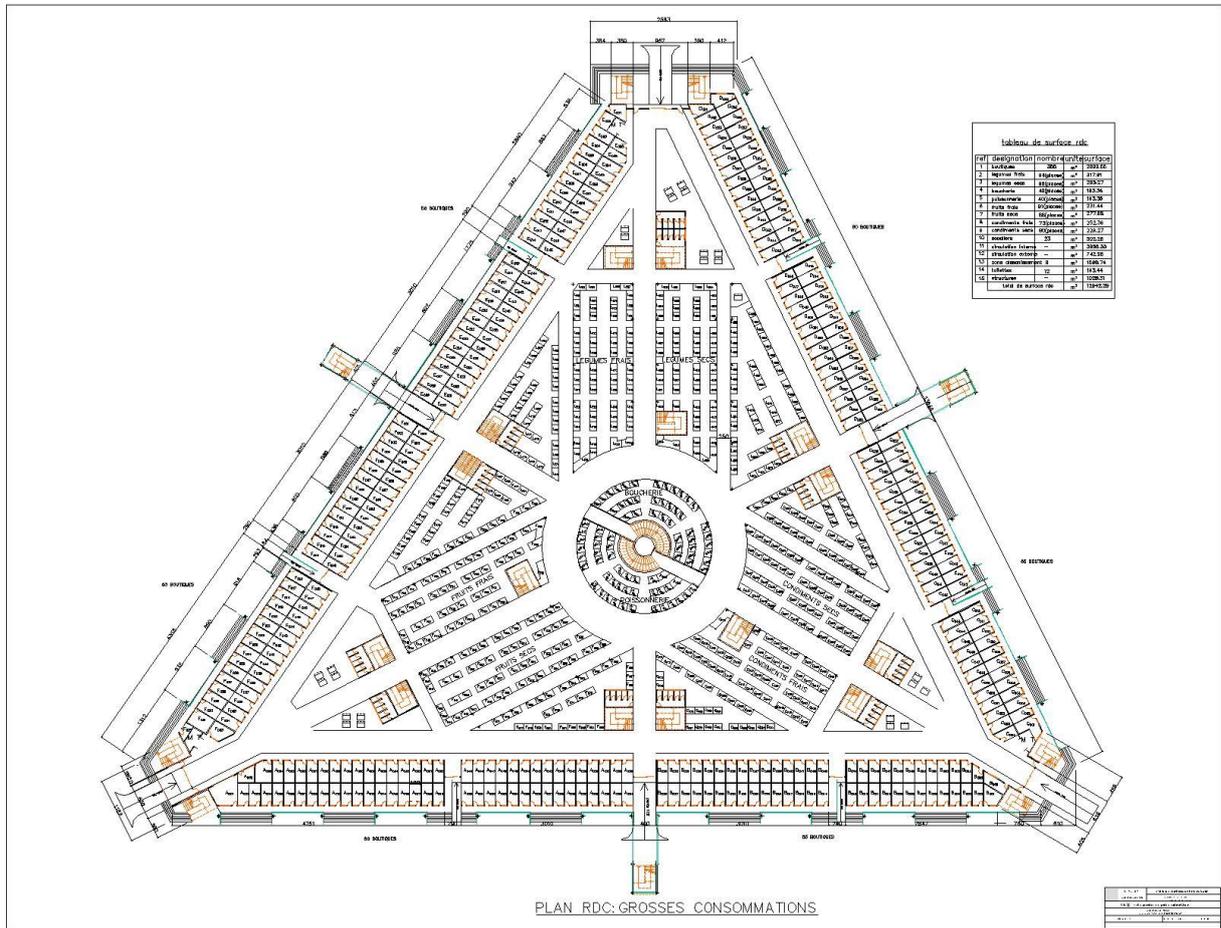


Figure : Plan RDC

ANNEXE 5 : COUPES

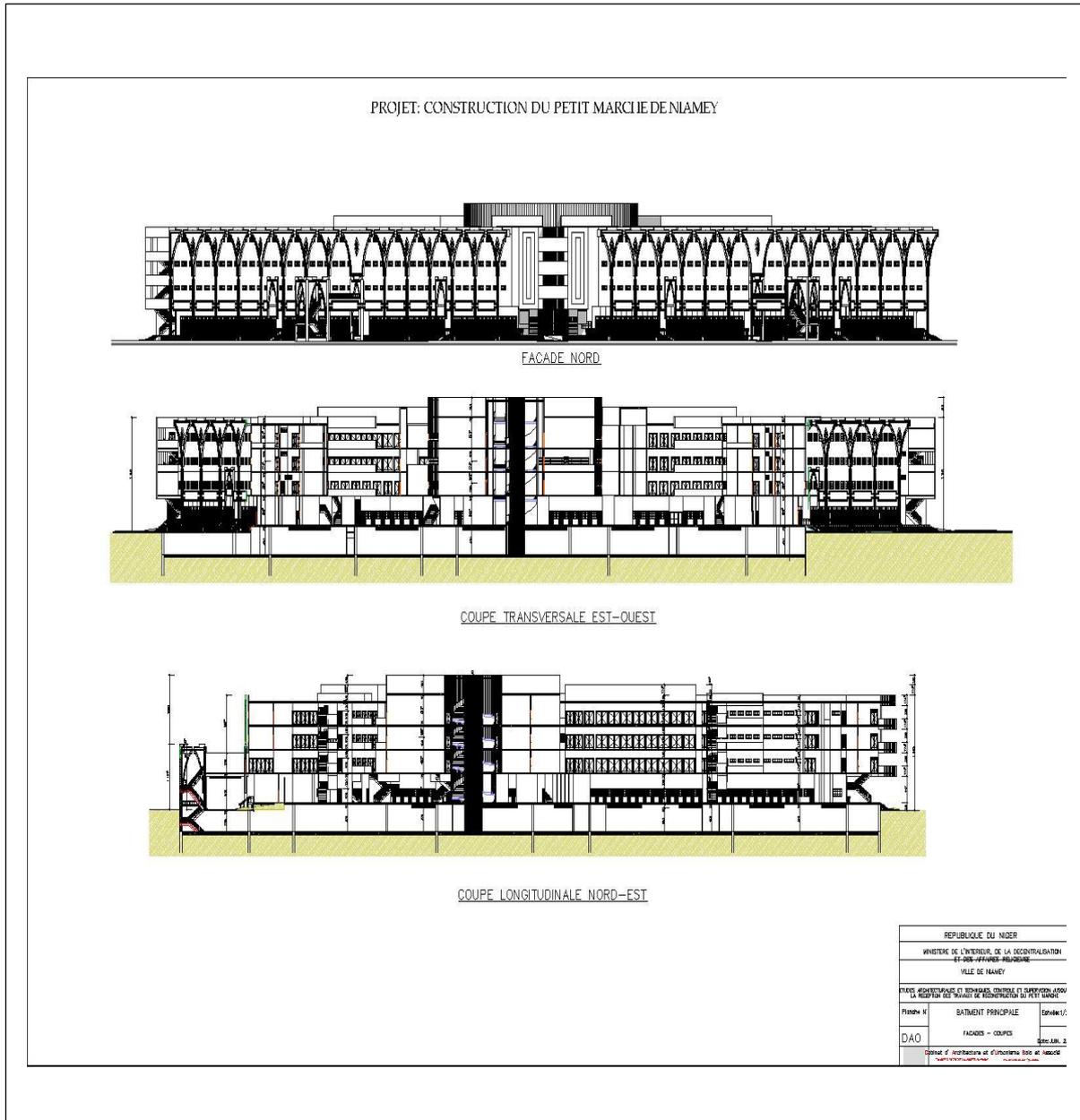


Figure 21 : Coupes

ANNEXE 6 :NOTE DE CALCUL DU PLANCHER CREUX

Calcul des poutrelles

❖ Chargements

Largeur d'influence : 0,60m

Charge du plancher (y compris la poutrelle et surcharges) : $5,77\text{KN/m}^2 \times 0,60 = 3,462\text{KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 5\text{KN/m}^2 \times 0,60 = 3\text{ KN/ml}$

Charge ultime : $P_u = 1,35 \times 3,46 + 1,5 \times 3 = 9,171\text{ KN/ml}$

Charge de service : $P_{\text{ser}} = 3,46 + 3 = 6,46\text{ KN/ml}$

❖ Sollicitations

Moment maxi sur appui 1 (En chargeant les travées encadrant l'appui):

$M_{a1} = 0\text{ KN.m}$

Moment max sur appui 2 (En chargeant les travées encadrant l'appui)

$L'_w = 3,75\text{m}$; $L'_e = 0,8 \times 5,30\text{ m} = 4,24\text{m}$; $P_w = 9,17\text{ KN/ml}$; $P_e = 9,17\text{ KN/ml}$

$$M_{a2} = -\frac{P_w L'_w{}^3 + P_e L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} = -\frac{9,17 \times 3,75^3 + 9,17 \times 4,24^3}{8,5(3,75 + 4,24)} = -17,41\text{KN.m}$$

Moment maxi sur appui 3 (En chargeant les travées encadrant l'appui)

$L'_w = 5,30 \times 0,8 = 4,24\text{m}$; $L'_e = 4 \times 0,8 = 3,20\text{ m}$; $P_w = 9,17\text{ KN/ml}$; $P_e = 9,17\text{ KN/ml}$

$$M_{a3} = -\frac{P_w L'_w{}^3 + P_e L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} = -\frac{9,17 \times 4,24^3 + 9,17 \times 3,20^3}{8,5(4,24 + 3,20)} = -15,81\text{KN.m}$$

Moment sur appui 4: (En chargeant les travées encadrant l'appui)

$L'_w = 3,95\text{m}$; $L'_e = 0,8 \times 4\text{ m} = 3,2\text{m}$; $P_w = 9,17\text{ KN/ml}$; $P_e = 9,17\text{ KN/ml}$

$$M_{a4} = -\frac{P_w L'_w{}^3 + P_e L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} = -\frac{9,17 \times 3,95^3 + 9,17 \times 3,2^3}{8,5(3,95 + 3,20)} = -14,24\text{KN.m}$$

Moment sur appui 5: (En chargeant les travées encadrant l'appui)

$M_{a5} = 0\text{ KN.m}$

Moment maxi en travée 1 (En chargeant la travée 1)

$M_{a1} = 0$; et $M_{a2} = -17,41\text{KN.m}$ (selon la même formule ci-haute)

$$M_{r1} = \frac{Pl^2}{8} - \frac{(M_{a1} - M_{a2})}{2} + \left[\frac{(M_{a1} - M_{a2})^2}{2Pl^2} \right] = 8,59\text{KN.m}$$

Moment maxi en travée 2 (En chargeant la travée 2)

$M_{a2} = -17,41\text{ KN.m}$, et $M_{a3} = -15,81\text{ KN.m}$ (Selon la même formule ci-haute)

$$M_{t2} = \frac{Pl^2}{8} - \frac{(M_{a2} - M_{a3})}{2} + \left[\frac{(M_{a2} - M_{a3})^2}{2Pl^2} \right] = 15,60 \text{ KN.m}$$

Moment maxi en travée 3 (En chargeant la travée 3)

$M_{a3} = -15,81 \text{ KN.m}$; $M_{a4} = -14,24$ (Selon la même formule ci-haute)

$$M_{t3} = \frac{Pl^2}{8} - \frac{(M_{a3} - M_{a4})}{2} + \left[\frac{(M_{a3} - M_{a4})^2}{2Pl^2} \right] = 3,32 \text{ KN.m}$$

Moment maxi en travée 4 (En chargeant la travée 4)

$M_{a4} = -14,24 \text{ KN.m}$; $M_{a5} = 0$ (Selon la même formule ci-haute)

$$M_{t3} = \frac{Pl^2}{8} - \frac{(M_{a3} - M_{a4})}{2} + \left[\frac{(M_{a3} - M_{a4})^2}{2Pl^2} \right] = 11,47 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant sur appui 1 (En chargeant la travée suivante)

$$V_{u1} = \frac{Pl}{2} + \frac{(M_{a1} - M_{a2})}{l} = \frac{9,17 \times 3,75}{2} + \frac{-17,41}{3,75} = 12,55 \text{ KN}$$

Effort tranchant sur appui 2 (En chargeant les travées encadrant l'appui 2)

$$\text{A gauche de l'appui : } V_{u2} = -\frac{Pl}{2} + \frac{(M_{a1} - M_{a2})}{l} = -\frac{9,17 \times 3,75}{2} + \frac{0 - 17,41}{3,75} = -12,55 \text{ KN}$$

$$\text{A droite de l'appui : } V_{u2} = \frac{Pl}{2} + \frac{(M_{a2} - M_{a3})}{l} = \frac{9,17 \times 5,3}{2} + \frac{17,41 - 15,8}{5,3} = 24,7 \text{ KN}$$

Effort tranchant sur appui 3 (En chargeant les travées encadrant l'appui 3)

$$\text{A gauche de l'appui : } V_{u3} = -\frac{Pl}{2} + \frac{(M_{a2} - M_{a3})}{l} = \frac{9,17 \times 5,3}{2} + \frac{17,41 - 15,81}{5,3} = -23,99 \text{ KN}$$

$$\text{A droite de l'appui : } V_{u3} = \frac{Pl}{2} + \frac{(M_{a3} - M_{a4})}{l} = \frac{9,17 \times 4}{2} + \frac{15,81 - 14,24}{4} = 18,73 \text{ KN}$$

Effort tranchant sur appui 4 (En chargeant les travées encadrant l'appui 4)

$$\text{A gauche de l'appui : } V_{u4} = -\frac{Pl}{2} + \frac{(M_{a3} - M_{a4})}{l} = \frac{9,17 \times 4}{2} + \frac{15,81 - 14,24}{4} = -17,94 \text{ KN}$$

$$\text{A droite de l'appui : } V_{u4} = \frac{Pl}{2} + \frac{(M_{a4} - M_{a5})}{l} = \frac{9,17 \times 3,95}{2} + \frac{14,24}{3,95} = 21,71 \text{ KN}$$

Effort tranchant sur appui 5 (En chargeant les travées encadrant l'appui 5)

$$\text{A gauche de l'appui : } V_{u5} = -\frac{Pl}{2} + \frac{(M_{a4} - M_{a5})}{l} = -\frac{9,17 \times 3,95}{2} + \frac{14,24}{3,75} = -13,39 \text{ KN}$$

Récapitulatif des sollicitations de calcul pour les deux types :

A l'ELU :

Appuis	Moments Appuis	Travées	Moments Travées	Efforts tranchants
A1	0 KN.m	A12	8,59KN.m	12,55KN
A2	17,41 KN.m	A23	15,6 KN.m	-24,71 KN
A3	15,81 KN.m	A34	3,32 KN.m	23,99 KN
A4	14,24 KN.m	A45	11,47 KN.m	-21,71KN
A5	0 KN.m			13,39 KN

Calcul des sections d'acier

❖ En travée :

$$M_{\max} = 15,6 \text{KN.m}$$

Moment équilibré pas la table :

$$M_t = (bh_0 * f_{bc} * x(d - h_0 / 2)) = (0,60 \times 0,04 \times 14,20 \times (0,9 \times 0,2 - 0,04 / 2)) = 54,53 \text{KN} > M_{\max}$$

$M_{\max} < M_t$ donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, on aura à calculer une section rectangulaire $S = b \times h = 60 \times 20 \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15,6 \times 10^{-3}}{0,60 \times 0,18^2 \times 14,20} = 0,056 < \mu_c$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,072$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,174 \text{m}$$

$$\sigma_s = 348 \text{Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times \sigma_s} = 2,56 \text{cm}^2$$

Soit **3HA12 (3,39cm²)**

Avec une armature de réparations de **1HA 12 (1,13 cm²)**

❖ Sur appuis :

$$M_{U \max} = 17,41 \times 10^{-3} \text{MN.m}$$

$M_{U \max} < M_t \Rightarrow$ on fait le calcul pour la même section rectangulaire (60×20cm²)

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,063 < \mu_c = 0,299$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0,081$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.173$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times \sigma_s} = 2,89 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend } \mathbf{3HA12 (3,38 \text{ cm}^2)}$$

Avec une armature de répartition de : **1HA 12** (1,13 cm²)

❖ **Armatures transversales : (Art.A.7.2.2 / BAEL91)**

$\Phi_t = \min (h / 35, b_0 / 10, \Phi_l)$ donc $\Phi_t = \min (20/35, 12/10, 1) = 0,57 \text{ cm}$

Espacement des armatures : (Art. A .5 .1, 22, BAEL 91)

$St \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm})$ donc $St \leq \min (16,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$ (**St = 15cm**)

❖ **Vérification de la condition de non fragilité (Art.A.U.2 du BAEL83) :**

$$A_s \geq \frac{0.23 \times b_0 d \times F_{t28}}{f_e}$$

- En travée :

$$- \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_s = 2,56 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- Sur appui : $A_s = 0.26 \text{ cm}^2 < 2.89 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

❖ **Vérification de l'effort tranchant (Art .A.5, 1.1 BAEL 91)**

$$V_{u_{\max}} = 24,7 \text{ KN}, \tau_u = \frac{V_{u_{\max}}}{bxd} + \frac{(24,7 \times 10^{-3})}{0,12 \times 0,18} = 1,14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] \text{ En FPP} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u \Rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

Sur l'acier, l'effort tranchant doit vérifier la condition suivante : $V_u < \bar{V}_u$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 d x b_0 = 0,4 * \frac{25}{1,5} * 0,9 * 0,18 * 0,12 = 130 \text{ KN} > V_u = 24,7 \text{ KN} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

Sur l'acier on a la relation suivante

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \text{ avec}$$

$$H = \frac{M_{\text{appmax}}}{0,9d} \Rightarrow A_{\text{appui}} \geq \frac{1,15}{400} \left(0,0247 + \frac{-17,41 \times 10^{-3}}{0,162} \right) = -0,00023 < 0$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes

❖ **Ancrage des barres**

$$\tau_s = 0,6\Psi_2 f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5) \cdot 22,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit : $L_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s = 1 \cdot 400 / (4 \cdot 2,835) = 35,27 \text{ cm}$

Choix $L_s = 40 \text{ cm}$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : $L_c = 0,4 \cdot L_s = 16 \text{ cm}$ choix $L_c = 15 \text{ cm}$

❖ **Contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table - nervure) :**

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u (b - b_0)}{1.8 \times d \times b_0 \times h_0} = \frac{2,41 \times 10^{-2} (0.60 - 0.12)}{1.8 \times 0.18 \times 0.04} = 0.683 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \text{ (Condition vérifiée)}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

$$f = M_{\max} \cdot L^2 / 9.6.E.I$$

Avec : $I = (b \cdot h_0^3 / 12) + b \cdot h \cdot \delta^2$ (Théorème de Hygens).

● **Calcul du moment d'inertie de la section totale :**

$$I = (b h_0^3 / 12) + (b h_0) \times (G_1 G_0)^2 + (b_0 h^3 / 12) + (h b_0) \times (G_2 G)^2$$

$$I = (0.60 \times 0.04^3) / 12 + (0.60 \times 0.04 \times 0.039^2) + (0.12 \times 0.16^3 / 12) + (0.12 \times 0.16 \times 0.066^2)$$

$$I = 1.643 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E = 32164,195 \text{ Mpa}$$

$$M_{\max} = q L^2 / 8 = (6,825 \times 4.025^2) / 8 = 13,83 \text{ KN.m}$$

Calcul de f :

$$f = 13,83 \times 4.025^2 / 9.6 \times 32164,195 \times 1.676 \cdot 10^{-4} = 4.4 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f^{\text{lim}} = L / 500 = 4.025 / 500 = 8,05 \times 10^{-3}$$

$$f = 4.4 \times 10^{-3} < f^{\text{lim}} = 8,05 \times 10^{-3} \text{ (Condition vérifiée).}$$

Ferraillage de la dalle de compression

Les sections doivent être :

➤ Si $l \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_s \geq \frac{200}{f_e} (cm^2)$ (f_e en MPa)

➤ Si $50 < l \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_s \geq \frac{4l}{f_e}$

l : Longueur de entre l'axe des nervure (cm).

Dans notre cas : $f_e = 400 \text{ MPa}$; $l = 60 \text{ cm}$

$$50 < l \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_s \geq \frac{4l}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

Le diamètre des barres doit être : $\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{4}{10} = 0.4 \text{ cm}$ on prend un diamètre $\phi = 6 \text{ mm}$ pour

les deux sens.

$A_{s1} = 0.85 \text{ cm}^2$ (soit : 3 $\phi 6$) avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm} \leq 20$ vérifiée

$$A_{s1} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s1} = 5 \phi 6 / \text{ml}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures, elles doivent avoir une section de :

$$A_{s2} \geq \frac{A_{s1}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2 \text{ (soit : 3 } \phi 6 \text{) avec un espacement } S_t = 33 \text{ cm}$$

Donc on adopte un triller soudé d'un quadrillage à maille rectangulaire $T_s \left(\frac{6}{6}; \frac{200}{300} \right)$

ANNEXE 7:NOTE DE CALCUL POUTRES

2. Poutres principales (30x60)

❖ Données

- Portée L_0 : 24 m
- Largeur d'influence : 4,65 m
- $d = 0,9h = 54\text{cm}$
- Charges permanentes :

Plancher terrasse : $7,04 \text{ KN/m}^2 \times 4,65 = 32,74 \text{ KN/m}$

Poids propre de la poutre : $25 \text{ KN/m}^3 \times 0,3\text{m} \times 0,60\text{m} = 4,5 \text{ KN/m}$

$G = 37,24 \text{ KN/m}$

- Charge d'exploitation : 1 KN/m^2
- Charge ultime : $P_u = 1,35G + 1,5Q = 57,25 \text{ KN/ml}$
- Charge de service : $P_{\text{ser}} = G + Q = 41,89 \text{ KN/ml}$
- Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$
- Fissuration Peu Préjudiciable => Calcul se fera à l'ELU

Sollicitations

Moment maxi sur appui 1 (En chargeant les travées encadrant l'appui):

$M_{a1} = 0 \text{ KN.m}$

Moment max sur appui 2 (En chargeant les travées encadrant l'appui)

$L'_w = 6\text{m}$, ; $L'_e = 0,8 \times 6 \text{ m} = 4,8\text{m}$; $P_w = 57,25 \text{ KN/ml}$; $P_e = 57,25 \text{ KN/ml}$

$$M_{a2} = -\frac{P_w L_w'^3 + P_e L_e'^3}{8,5(L_w + L_e')} = -203,67 \text{ KN.m}$$

Moment maxi sur appui 3 (En chargeant les travées encadrant l'appui)

$L'_w = 0,8 \times 6 \text{ m} = 4,8\text{m}$, ; $L'_e = 0,8 \times 6 \text{ m} = 4,8\text{m}$; $P_w = 57,25 \text{ KN/ml}$; $P_e = 57,25 \text{ KN/ml}$

$$M_{a3} = -\frac{P_w L_w'^3 + P_e L_e'^3}{8,5(L_w + L_e')} = -155,18 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui 4: (En chargeant les travées encadrant l'appui)

$L'_w = 6\text{m}$, ; $L'_e = 0,8 \times 6 \text{ m} = 4,8\text{m}$; $P_w = 57,25 \text{ KN/ml}$; $P_e = 57,25 \text{ KN/ml}$

$$M_{a4} = -\frac{P_w L_w'^3 + P_e L_e'^3}{8,5(L_w + L_e')} = -203,67 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui 5: (En chargeant les travées encadrant l'appui)

$M_{a5} = 0 \text{ KN.m}$

Moment maxi en travée 1 (En chargeant la travée 1)

$M_{a1} = 0$; et $M_{a2} = -203,67 \text{KN.m}$ (selon la même formule ci-haute)

$$M_{t1} = \frac{Pl^2}{8} - \frac{(M_{a1} - M_{a2})}{2} + \left[\frac{(M_{a1} - M_{a2})^2}{2Pl^2} \right] = 165,85 \text{KN.m}$$

Moment maxi en travée 2 (En chargeant la travée 2)

$M_{a2} = -203,67 \text{KN.m}$, et $M_{a3} = -155,25 \text{KN.m}$ (Selon la même formule ci-haute)

$$M_{t2} = \frac{Pl^2}{8} - \frac{(M_{a2} - M_{a3})}{2} + \left[\frac{(M_{a2} - M_{a3})^2}{2Pl^2} \right] = 78,77 \text{KN.m}$$

Moment maxi en travée 3 (En chargeant la travée 3)

$M_{a3} = -155,18 \text{KN.m}$; $M_{a4} = -203,67$ (Selon la même formule ci-haute)

$$M_{t3} = \frac{Pl^2}{8} - \frac{(M_{a3} - M_{a4})}{2} + \left[\frac{(M_{a3} - M_{a4})^2}{2Pl^2} \right] = 78,77 \text{KN.m}$$

Moment maxi en travée 4 (En chargeant la travée 4)

$M_{a4} = -203,67 \text{KN.m}$; $M_{a5} = 0$ (Selon la même formule ci-haute)

$$M_{t3} = \frac{Pl^2}{8} - \frac{(M_{a3} - M_{a4})}{2} + \left[\frac{(M_{a3} - M_{a4})^2}{2Pl^2} \right] = 165,85 \text{KN.m}$$

Effort tranchant sur appui 1 (En chargeant la travée suivante)

$$V_{u1} = \frac{Pl}{2} + \frac{(M_{a1} - M_{a2})}{l} = \frac{57,25 \times 6}{2} + \frac{-203,67}{6} = 137,8 \text{KN}$$

Effort tranchant sur appui 2 (En chargeant les travées encadrant l'appui 2)

$$\text{A gauche de l'appui : } V_{u2} = -\frac{Pl}{2} + \frac{(M_{a1} - M_{a2})}{l} = \frac{57,25 \times 6}{2} + \frac{-203,67}{6} = -205,6 \text{KN}$$

$$\text{A droite de l'appui : } V_{u2} = \frac{Pl}{2} + \frac{(M_{a2} - M_{a3})}{l} = \frac{57,24 \times 6}{2} + \frac{203,67 - 155,18}{6} = 179,83 \text{KN}$$

Effort tranchant sur appui 3 (En chargeant les travées encadrant l'appui 3)

$$\text{A gauche de l'appui : } V_{u3} = -\frac{Pl}{2} + \frac{(M_{a2} - M_{a3})}{l} = \frac{57,25 \times 6}{2} + \frac{203,67 - 155,18}{6} = -163,67 \text{KN}$$

$$\text{A droite de l'appui : } V_{u3} = \frac{Pl}{2} + \frac{(M_{a3} - M_{a4})}{l} = \frac{57,25 \times 6}{2} + \frac{155,18 - 203,67}{6} = 163,67 \text{KN}$$

Effort tranchant sur appui 4 (En chargeant les travées encadrant l'appui 4)

$$\text{A gauche de l'appui : } V_{u4} = -\frac{Pl}{2} + \frac{(M_{a3} - M_{a4})}{l} = \frac{57,25 \times 6}{2} + \frac{155,2 - 203,67}{6} = -179,83 \text{KN}$$

$$\text{A droite de l'appui : } V_{a4} = \frac{Pl}{2} + \frac{(M_{a4} - M_{a5})}{l} = \frac{57,25 \times 6}{2} + \frac{203,67}{6} = 205,6 \text{ KN}$$

Effort tranchant sur appui 5 (En chargeant les travées encadrant l'appui 5)

$$\text{A gauche de l'appui : } V_{a5} = -\frac{Pl}{2} + \frac{(M_{a4} - M_{a5})}{l} = \frac{57,25 \times 6}{2} + \frac{203,67}{6} = -137,8 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des aciers longitudinaux (ELU)**

En travée 12 ($M_{t12} = 165,85 \text{ KN.m}$)

$$\mu_{lu} = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{0,16585}{0,3 \times 0,54^2 \times 14,20} = 0,133 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha_{lu} = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{lu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,133}) = 0,179$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,54 \times (1 - 0,4 \times 0,179) = 0,55 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{z \cdot f_{su}} = \frac{0,16585}{0,55 \times 348} = 8,623 \text{ cm}^2$$

Nous prenons **6HA14 (9,24cm²) deux lit**

❖ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5-1.2)**

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{bxd} = \frac{0,2056}{0,30 \times 0,54} = 1,27 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible, donc $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

On a donc $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ **Ancrage des barres (BAEL 91 Art A6-1.2.1)**

$$\tau_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

Longueur du scellement droit : $L_s = (\Phi \times f_e) / (4 \tau_s) = 35,27 \Phi$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL 91 Art A 5-1.3.21)**

$$\bar{V}_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9bd}{\gamma_s} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 0,30 \times 0,54}{1,5} = 972 \text{ KN} > V_u$$

\Rightarrow Condition vérifiée

❖ **Calcul des aciers transversaux**

$$\Phi_t = \Phi_l / 3 = 14 / 3 = 4,66 \text{ mm.}$$

Nous optons pour 6 mm et 4 brins (4HA6 : 1,13cm²)

❖ **Espacements**

$$St \leq \frac{0,9A_t}{\tau_u \gamma_s * b_o} x f_e = \frac{0,9 * 0,000113}{0,972 * 1,15 * 0,25} x 400 = 12,2cm$$

$$S_{tmax} = \min \{0,9d; 0,4m ; At \times f_e / (0,4 \times b)\} = \min \{0,9 \times 0,54m; 0,4m ; 0,000113 \times 400 / (0,4 \times 0,3)\} = \min \{0,41m; 0,4m ; 0,37m\} = 37cm$$

Conclusion:

On considère un espacement de 25cm

Suivant le même calcul ci-dessus, nous présentons le récapitulatif ci-dessous :

Actions	Appui1	Appui2	Appui3	Appui4	Appui5	Travée 12	Travée 23	Travée 34	Travée 45
Moments (KN.m)	0	203,67	155,18	203,67	0	165,85	78,77	78,77	165,85
Efforts tranch.(KN.)	137,8	205,6	163,67	205,6	137,8	/	/	/	/
Aciers long theo (cm ²)	6,78	12,06	9,23	12,06	6,78	9,23	6,78	6,78	9,23
Section norm. (cm ²)	6HA12	6HA16	6HA14	6HA16	6HA12	6H14	6HA12	6H12	6H14
Aciers transversaux	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6
Espacement (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25	25

3. Poutres secondaires (25x50)

❖ **Données**

- Portée L₀: 23,4 m
- Largeur d'influence : 2,65 m
- d = 0,9h = 45 cm
- Charge ultime : Pu = 44,74KN/ml
- Charge de service : Pser = 35,43 KN/ml

❖ **Sollicitations (Caquot):**

Suivant le même calcul ci-dessus

- $M_{travée1} : 129,62 \text{ KN.m}$ $M_{travée2} : 61,56 \text{ KN.m}$ $M_{travée3} : 61,56 \text{ KN.m}$
 $M_{travée4} : 129,62 \text{ KN.m}$
- $M_{appui1} : 0 \text{ KN.m}$ $M_{appui2} : -159,18 \text{ KN.m}$ $M_{appui3} : -121,88 \text{ KN.m}$ $M_{appui4} : -159,18 \text{ KN.m}$
 $M_{appui5} : 0 \text{ KN.m}$
- $V_{a1} = 140,65 \text{ KN}$ $V_{a2} = 154,44 \text{ KN}$ $V_{a3} = 160,76 \text{ KN}$ $V_{a4} = 154,44 \text{ KN}$
 $V_{a5} = 140,65 \text{ KN}$

❖ **Calcul des aciers**

❖ **Calcul des aciers longitudinaux (ELU)**

En travée 12 ($M_{t12} = 129,62 \text{ KN.m}$)

$$\mu_{lu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0,12962}{0,25 * 0,45^2 * 14,20} = 0,179 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha_{lu} = 1,25x(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{lu})}) = 1,25 * (1 - \sqrt{(1 - 2 * 0,179)}) = 0,248$$

$$z = d. (1 - 0,4\alpha) = 0,54 * (1 - 0,4 * 0,248) = 0,48\text{m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{z * f_{su}} = \frac{0,12962}{0,48 * 348} = 7,75\text{cm}^2$$

Nous prenons **8HA12 (9,045cm²) Sur deux lit**

❖ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5-1.2)**

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{bxd} = \frac{0,16076}{0,25x0,45} = 1,43\text{MPa}$$

La fissuration est peu nuisible, donc $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

On a donc $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ **Ancrage des barres (BAEL 91 Art A6-1.2.1)**

$$\tau_s = 0,6x\psi^2xft_{28} = 0,6x1,5^2x2,1 = 2,84\text{MPa}$$

Longueur du scellement droit : $L_s = (\Phi x f_e) / (4\tau_s) = 35,27\Phi$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL 91 Art A 5-1.3.21)**

$$\bar{V}_u = \frac{0,4xf_{c28}x0,9bd}{\gamma_s} = \frac{0,4x25x0,9x0,25x0,45}{1,5} = 675\text{KN} > V_u$$

\Rightarrow Condition vérifiée

❖ **Calcul des aciers transversaux**

$$\Phi_t = \Phi/3 = 12/3 = 4\text{mm.}$$

Nous optons pour 6 mm et 4 brins (4HA6 : 1,13cm²)

❖ **Espacements**

$$St \leq \frac{0,9A_t}{\tau_u \gamma_s * b_o} x f_e = \frac{0,9 * 0,000113}{0,972 * 1,15 * 0,25} x 400 = 12,2cm$$

$$S_{tmax} = \min \{0,9d; 0,4m ; A_t \times f_e / (0,4 \times b)\} = \min \{0,9 \times 0,54m; 0,4m ; 0,000113 \times 400 / (0,4 \times 0,3)\} = \min \{0,41m; 0,4m ; 0,37m\} = 37cm$$

Conclusion:

On considère un espacement de 25cm

Nous récapitulons les résultats des calculs des aciers pour les poutres secondaires

Actions	Appui 1	Appui 2	Appui 3	Appui 4	Appui 5	Travée 12	Travée 23	Travée 34	Travée 45
Moments (KN.m)	0,00	159,18	121,88	159,18	0,00	129, 62	61,56	61,56	129, 62
Efforts tranch.(KN.)	140,65	154,44	160,76	154,44	140,65	0,00	0,00	0,00	0,00
Aciers long theo (cm ²)	/	9,05	9,05		/	7,51	9,43	7,51	
Section norm. (cm ²)		6HA16	6HA14	6HA16		8HA12	4HA14	4HA14	8HA12
Aciers transversaux	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6
Espacement (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25	25

ANNEXE 8:NOTE DE PREDIMENSIONNEMENT POTEAUX

D'après le critère de résistance du BAEL 91, on a :

$$B_r \geq \frac{K\beta N_u}{\frac{f_{bu}}{0,9} + \frac{0,85f_{ed}}{100}} \quad \text{avec } (\theta = 1, K=1 ; f_{ed} = 348 \text{ MPa} ; f_{bu}=14,2\text{MPa} ; \text{ et})$$

$$B_r = (a-0,02)(b-0,02) = \text{Section réduite} = 0,1444\text{m}^2$$

$$\beta = \begin{cases} 1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,85x\left(\frac{\lambda^2}{1500}\right) & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

➤ Rayon de giration (i) : $i = \frac{a\sqrt{3}}{6} = \frac{0,4\sqrt{3}}{6} = 0,1155\text{m} = 11,55\text{cm}$

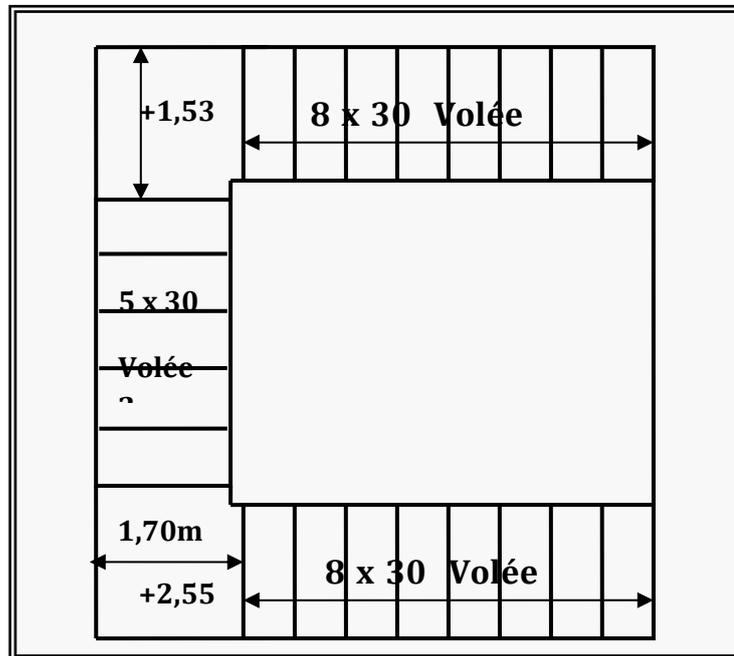
➤ Longueur de flambement $l_f = 0,7 L_o = 3,15\text{m}$ (Poteau à étages multiples encasté dans un massif de fondation et bien assemblé à des poutres et des planchers)

➤ L'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{3,15}{0,1155} = 27,28 < 50$ donc $\beta = 1,05$

Par suite, on a : $0,1444\text{m}^2 \geq \frac{1,05x2,397}{(15,78 + 2,958)} = 0,1339$ (relation vérifiée)

ANNEXE 9:ETUDE D'ESCALIER A PALLIASSE :

Pré dimensionnement escalier :



D'après la formule de blondel :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

Avec :

g : le giron

$$\text{Et } H = n * h$$

$$\text{Alors : } g + 2h = 64 \text{ cm}$$

$$L = (n - 1) g$$

n : nombre de contre marche.

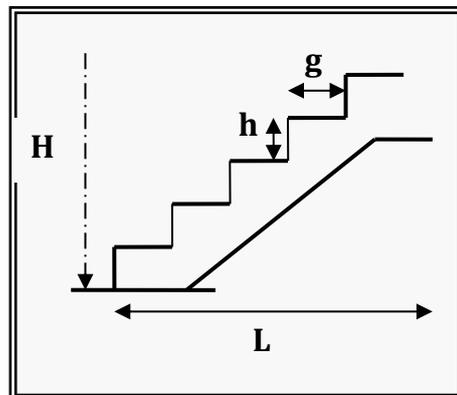
(n - 1) : nombre de marche .

H : la hauteur d'étage = 4,08m

$$\text{Donc } n = 24 \quad h = H / n = 408 / 24$$

$$\text{Cos } \alpha = \frac{g}{\sqrt{g^2+h^2}} = \frac{30}{\sqrt{30^2+17^2}} = \frac{30}{\sqrt{900+289}} = 0,87$$

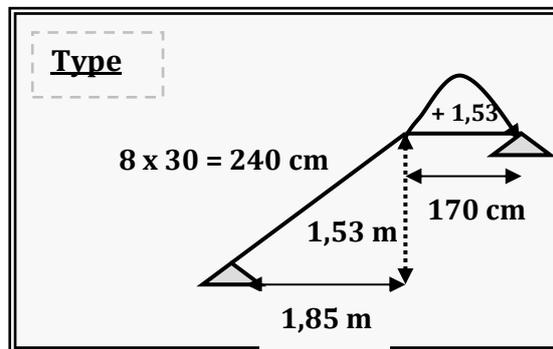
$$\text{Alors } \alpha = 29,54^\circ$$



1^{er} et 3^{em} volée :

$$L_1 = \sqrt{(2,40)^2 - (1,53)^2} = 1,85m$$

$$L_3 = \sqrt{(2,40)^2 - (1,53)^2} = 1,85m$$



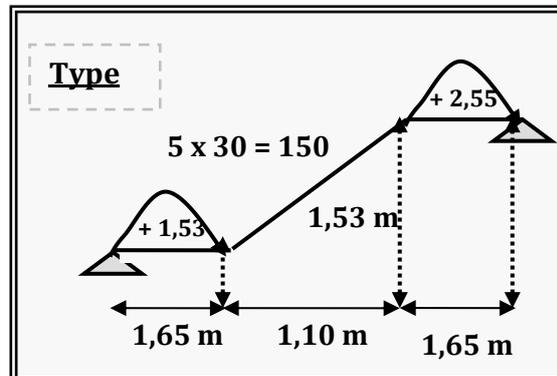
2^{em} volée :

$$L_2 = 110m$$

On a deux types d'escalier comme sont indique sur la figure :

Pour faire étude escalier en prendre le 2^{em} type.

Connue représenter sur le schéma statique.



Calcul épaisseur de volée :

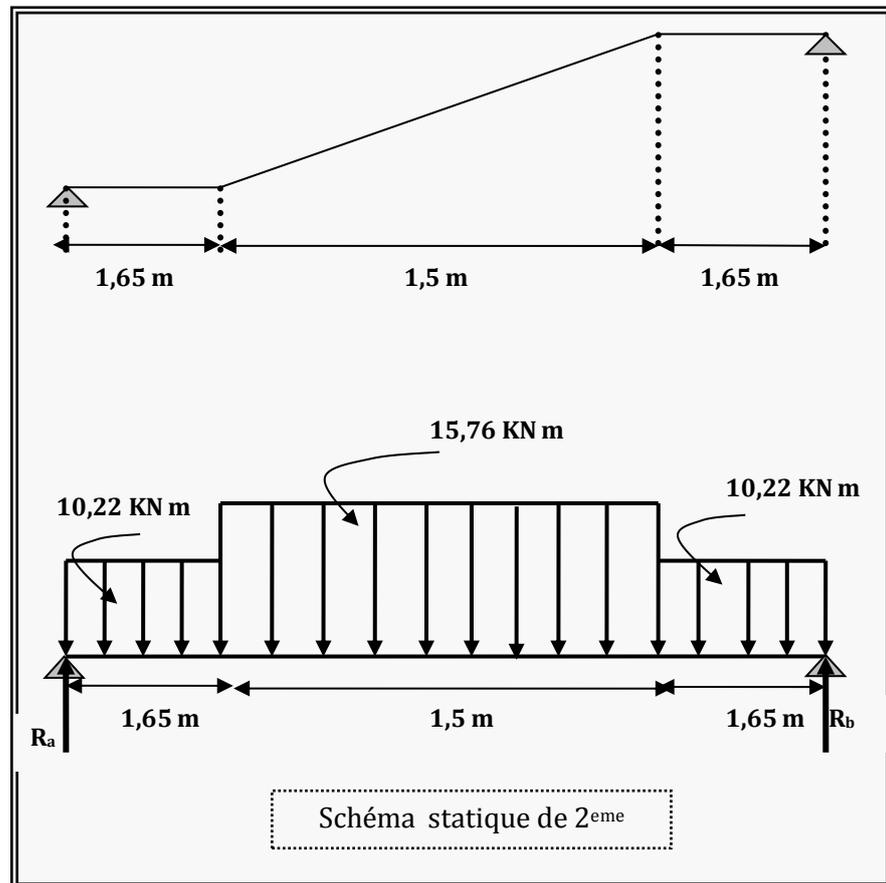
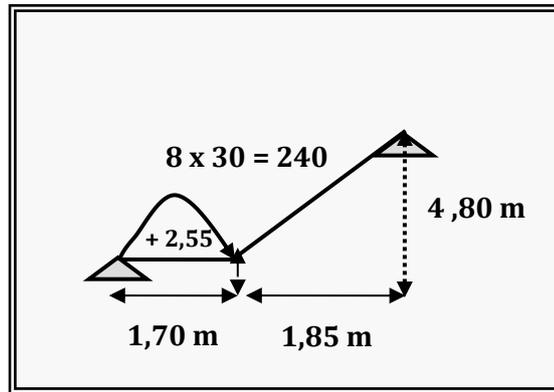
$$\cos \alpha = \frac{240}{Lh} \rightarrow Lh = \frac{240}{0,87} = 275,9cm \approx 276cm$$

Epaisseur de la volée on a le critère suivant :

$$\frac{Lh}{30} \leq ev \leq \frac{Lh}{20} = 9,2 \leq ev \leq 13,8cm$$

On adopter $e_v =$

15cm



On a: $g = 30\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_v = 8,90\text{KN/m}^2 \\ G_p = 4,49\text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_r = 1,35G_v + 1,5 Q_v = 8,9*1,35 + 1,5 + 2,5 = 15,76 \text{ KN/m}^2 \\ q_p = 1,35 G_p + 1,5 Q_p = 1,35*4,79 + 1,5*2,5 = 10,22 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

On calcul les réactions R_A et $R_B = \sum f_y = 0$

$$R_A + R_B = 71,55 \text{ KN/ml} \quad \dots \dots \dots \rightarrow (1)$$

$$\sum M/B=0 \quad \dots \dots \rightarrow R_A * 4,8 - 10,22 * 1,65 (0,825 + 3,15) - 15,76 * 2,50 * 2,40 - 10,22 * 1,65 * 0,825 = 0$$

$$R_A = \frac{10,22 * 1,65 * (0,825 + 3,15)}{4,8} + \frac{15,76 * 1,50 * 2,40}{4,8} + \frac{10,22 * 1,65 * 0,825}{4,8} = 28,683 \text{ KN}$$

Par la relation (1) on a $R_B = 71,5 - R_A = 42,87 \text{ KN}$

Calcul des moments fléchissant :

1^{er} cas : $0 < x < 1,65$

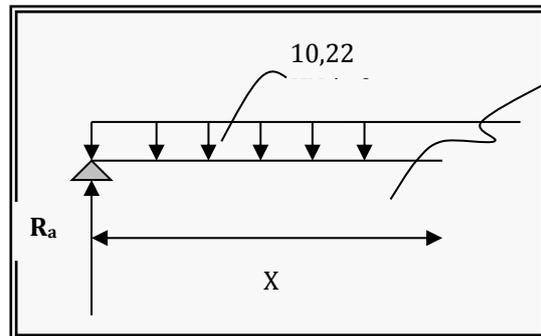
$$M(x) = -10,22 * x^2 / 2 + 28,683x$$

Pour $x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \text{ KNm}$

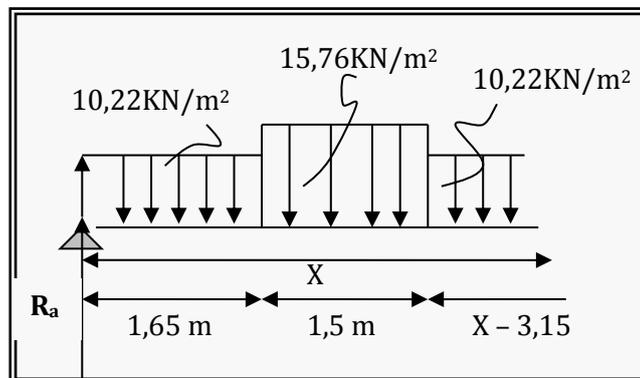
$$T(x) = \partial M(x) / \partial x$$

$$T(x) = -10,22x + 28,70$$

Pour $x = 0 \rightarrow T(x) = 28,70 \text{ KN}$



2^{em} cas : $3,15 < x < 4,80 \text{ m}$



$$M(x) = 28,7x - 10,22 \left(\frac{1,65}{2} + 1,5 + x - 3,15 \right) * 1,65 - 15,76 * 1,5 \left(\frac{1,5}{2} + x - 3,15 \right) - 10,22 * \left(x - \frac{3,15}{2} \right)^2$$

$$X = 4,80m \Rightarrow M(4,80) = 0$$

$$T(x) = \frac{\partial M(x)}{\partial x} = -10,22x + 20,37 = 0$$

$$X = 20,37/10,22 = 1,99m \approx 2m$$

$$X = 2m.$$

Dans : $M_{t \text{ Max}} = M(2) = -5,11 * 2^2 + 20,37(2) + 19,92$

$$M_{t \text{ Max}} = 40,22 \text{KNm}$$

En travée $M_t = 0,8 * M_{\text{max}} = 0,8 * 40,22 = 32,18 \text{KNm}$

En appuis $M_{\text{ap}} = 0,3 * M_{\text{max}} = 0,3 * 40,22 = 12,06 \text{KNm}$

Ferraillage :

c-1)-En travée :

$$M_t = 32,18 \text{KN.m avec } d = 0,9 * e_v ; f_{bu} = 0,85 * \frac{f_c}{\theta * \gamma_b} = 14,2 \text{Mpa}$$

$$U_{bu} = \frac{M_t}{b_o * d^2 * f_{bu}} = \frac{32,18 * 10^{-3}}{1 * (0,9 * 0,15) * (0,9 * 0,15) * 14,2} = 0,124 \text{Mpa}$$

$$U_{LU} = (3440\gamma + 49f_c - 3050) * 0,0001 = (3440 * 1,38 + 49 * 25 - 3050) = 0,292$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{q_u}{q_s} = \frac{8,9 * 1,35 + 1,5 * 25}{8,9 + 2,5} = 1,38$

$$U_{bu} = 0,124 < U_{LU} = 0,292 \Rightarrow A = 0$$

$$U_{bu} = 0,124 < 0,275 \Rightarrow \text{On utilise la formules simplifiées}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6 U_{bu}) = 0,135 (1 - 0,6 * 0,124) = 0,125m$$

Section d'armatures :

$$A_t = \frac{M_t}{Z_b * \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{32,18 * 0,001}{0,125 * 348} * 0,0001 = 7,4 . \text{cm}^2 / ml$$

On prend 7T12 = 7,92cm² avec un espacement de 15cm.

Condition non fragilités :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d = \frac{f_{t28}}{f \varphi}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \cdot \text{cm}^2$$

$A_t = 7,92 \text{cm}^2 > A_{\min}$ → on prend $A_t = 7,92 \text{cm}^2$ Ok

Armatures de répartition (n):

$$A_{\text{rep}} = \frac{A_t}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \cong 2 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on adopte 4T10=2,36cm²/ml avec un espacement de 20 cm.

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = R_B = 42,87 \text{Kn.}$$

$$\tau_v = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{42,87}{100 \cdot 0,135} = 1,317 \text{Mpa} \leq \tau_{\text{ul}} = \min\left(\frac{0,07 f_{t28}}{\gamma_b}\right) = 1,16 \text{Mpa}$$

Donc $\tau_v < \tau_{\text{ul}}$ Condition vérifier.

En appuis :

$$M_{\text{appui}} = 12,06 \text{Kn.m}$$

$$U_{\text{bu}} = \frac{M_a}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12,06 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,135^2 \cdot 14,2} = 0,046$$

$$U_{\text{lu}} = [3440\sigma + 49f_{c28} - 3050] \cdot 10^{-4} = 0,292$$

$U_{\text{bu}} < U_{\text{lu}}$ → pas d'armatures comprimées (A=0)

$U_{\text{bu}} < 0,275$ → formules simplifiées

$$Z_b = d (1 - 0,6 U_{\text{bu}}) = 0,135 (1 - 0,6 \cdot 0,046) = 0,132 \text{m}$$

Section d'armatures :

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b \cdot \frac{F_e}{\gamma_s}} = \frac{12,06 \cdot 10^{-3}}{0,132 \cdot 348} \cdot 0,0001 = 2,625 \text{cm}^2$$

On adopte une section de 5T10=3,925cm²/ml avec

un espacement de 20m.

Condition non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 * bd = \frac{ft28}{fe} = 1,63.cm^2$$

On prend $A_a = 3,14cm^2$ ok

Armatures de répartition :

$$A_{\text{rep}} = \frac{A_{\text{app}}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785$$

Donc on adopte $2T10 = 1.57cm^2 /ml$, avec un espacement de 25 cm.

ANNEXE 10 : NOTE DE CALCUL DU MONTE CHARGE

1.1 Charges permanentes

Poids de la dalle=25x0,20=5kN/m²

Estimons les autres poids (poids de la cabine+poids des accessoires+poids des revêtements) à 1000kg/m², soit 10kN/m²

Evaluons les autres charges (câbles des poulies+contre-poids+treuil+moteur) à 2kN/m²

Donc charges permanentes **G=10+2+5=17kN/m²**.

1.2 Charges d'exploitation

Q=9,57kN/m²

1.3 Combinaison des charges

ELU : $Q_{li}=1,35G+1,50Q=1,35 \times 17+1,50 \times 9,57=37,30\text{kN/m}^2$

ELS : $Q_{ser}=G+Q=17+9,57=30,43\text{kN/m}^2$

1.4 Calcul des sollicitations

$\alpha=L_x/L_y=1,78/2,9=0,61>0,40$ alors la dalle porte sur 2 sens.

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha)} = 0,051 \text{ et } \mu_y = \alpha(1,9-0,9\alpha) = 0,824$$

D'où les moments pour les bandes de largeur d'unité :

$$M_{ox} = \mu_x Q_{li} l_x^2 = 6,03\text{kN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 4,96\text{kN.m}$$

- **Bande de largeur 1m parallèle à l_x**

En travée

$$M_{tx} = \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{ox} = 4,17\text{kN.m}$$

En appui

$$M_{ax} = 0,50 M_{ox} = 3,032\text{kN.m}$$

- **Bande de largeur 1m parallèle à l_y**

En travée

$$M_{ty} = \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{oy} = 3,44\text{kN.m}$$

Valeur minimale à respecter:

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4}$$

$$M_{ty} \geq \frac{4,96}{4} = 1,24\text{kN.m}$$

En appui

$$M_{ay} = 0,50 M_{oy} = 2,43\text{kN.m}$$

Valeur minimale à respecter:

$$M_{ay} = M_{ax} = 2,32\text{kN.m}$$

1.5 Calcul des sections d'acier

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050)10^{-4}$$

Avec $\gamma = Q_u / Q_{ser} = 28,7 / 20,83 = 1,22$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Donc, $\mu_{lu} = (3440 \times 1,22 + 49 \times 25 - 3050)10^{-4} = 0,278$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 0,2 = 0,18 \text{ m}$$

Sens l_y

- **Aciers en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,44 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18 \times 0,18) \times 14,20} = 0,00747 < \mu_{lu} \text{ alors } A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,179 \text{ m}$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{3,44 \times 10}{0,179 \times 348} = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Aciers en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,03 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18 \times 0,18) \times 14,20} = 0,0050 < \mu_{lu} \text{ alors } A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,180 \text{ m}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{tx}}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{3,03 \times 10}{0,180 \times 348} = 0,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Section minimale d'acier A_{ymin}**

$$A_{ymin} = 8h_0 = 8 \times 0,20 = 1,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des aciers**

$$A_{ty} = A_{ay} = 1,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t < \text{Min} \begin{cases} 3h_0 = 60 \text{ cm} \\ 37 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_t < 37 \text{ cm}$$

Choix: 4T10 $S_t = 30 \text{ cm}$

sens l_x

- **Aciers en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,17}{1 \times (0,18 \times 0,18) \times 14,20} = 0,0069 < \mu_{lu} \text{ alors } A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,179 \text{ m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{4,17 \times 10}{0,179 \times 348} = 0,68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Section minimale d'armature A_{xmin}**

$$A_{ymin} = \frac{3-\alpha}{2} A_{xmin} = 1,90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des aciers**

$$A_{tx} = A_{ax} = 1,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t < \text{Min} \begin{cases} 3h_0 = 60 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_t < 33 \text{ cm}$$

Choix: 4T10 $S_t = 30 \text{ cm}$

II. Vérification de la Dalle d'Ascenseur au Poinçonnement

Il y a un risque de poinçonnement de la dalle à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur « **moteur à 4 appuis** », chaque appui prend un quart ($\frac{1}{4}$) de la charge totale. **Donc $Q_{U_{appuis}} = Q_U / 4 = 37,30/4 = 9,32\text{KN}$.**

$Q_{U_{appuis}}$: La Charge concentrée développe un effort tranchant en chaque point de la dalle et d'après le **BAEL91**; on doit vérifier :

$$\tau_u = V_u / S < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma}$$

$$\alpha > 0,4 \text{ alors } \left\{ \begin{array}{l} V_{ux} = (Q_U l_x / 2) \left(\frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \right) = 6,36\text{kN} \\ V_{uy} = Q_U l_x / 2 = 8,38\text{kN} \end{array} \right.$$

$$\tau_{ux} = V_{ux} / S = 4,89 / 0,18 \times 1 = 0,027 < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma} = 1,15$$

$$\tau_{uy} = V_{uy} / S = 6,38 / 0,18 \times 1 = 0,035 < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma} = 1,15$$

Condition vérifiée.

ANNEXE 11 : NOTE DE CALCUL DU RADIER GENERAL

c) Epaisseur du radier (Nervure):

L'épaisseur (h_r) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ Formule empirique :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à : $h \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{6}{10} = 60\text{cm}$:

Avec L_{\max} = entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures

❖ Condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25\text{ cm}$)

❖ Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5} ; L_{\max} = 5,00\text{m} \Rightarrow 75\text{cm} \leq h_r \leq 120\text{cm}$$

❖ Condition de la longueur élastique :

$$L_e = [4EI / Kb]^{1/4} \geq 2 L_{\max} / \pi$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

L_{\max} : entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures

E_{vj} : Le module de Young. Contrainte normale appliquée est de longue durée (E_{vj} 10819MPa)

b : Largeur de la nervure du radier (largeur du poteau : 40cm)

I : Inertie de la section du radier. ($I = bhr^3/12$)

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ($K = 40\text{MPa}$) .

De la condition précédente, nous tirons h :

$$D'où : h_r \geq \sqrt[3]{\left[\frac{2}{\pi} L_{\max}\right]^4 \times \frac{K}{E_{vj}}} = \sqrt[3]{\left[\frac{2}{\pi} \times 6,00\right]^4 \times \frac{40}{10819}} = 82,40\text{cm}$$

Choix final : L'épaisseur minimale normalisée qui correspond aux quatre conditions citées ci haut est **$h_r = 85\text{cm}$** ; la largeur est celle du plus gros poteau : **$b = 40\text{cm}$**

Epaisseur de la dalle du radier

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante : $h \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{600}{20} = 30\text{cm}$

Avec L_{\max} = entre axes maximal des poteaux perpendiculairement aux nervures.

Choix : On retient une épaisseur de **hd = 60cm** pour la dalle du radier

Surface du radier :

$$\text{❖ A l'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{938,460}{0,23} = 4080,26\text{m}^2$$

On a surface du radier $S_{\text{radier}} <$ Surface du bâtiment (12942m^2), on prévoit un débord bâtiment

❖ Calcul du débordement :

Largeur minimale de débord $L_d \geq (h/2 ; 30\text{cm})$

$L_d \geq (60/2 ; 30\text{cm})$

Choix : $L_d = 60 \text{ cm} ; \Rightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}} = 12942 + 0,6 \times (151 + 151 + 129,45) = \underline{\underline{13200,87\text{m}^2}}$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

On vérifie la condition suivante : $\tau_u = V_u / b.d \leq 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

$$V_u : \text{L'effort tranchant ultime } V_u = q u L_{\text{max}} / 2 = \frac{N_u x b}{S_{\text{rad}}} x \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

Avec $N_u = N_{u1} + 1,35 \times \text{Poids radier} = 1325,89 \text{ MN} + 1,35 \times 198,01 \text{ MN} = 1593,2 \text{ MN}$

L : la longueur maximal d'une bande de 1m, $L = 6,75\text{m}$

$$V_u = \frac{1593,2 \times 1 \times 6}{13200,87 \times 2} = 0,362\text{MPa} < 1,25\text{MPa} ; \text{ Pas de risque de cisaillement.}$$

Vérification de l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique .On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier = $G_T + G_{\text{rad}} = 545,36 + 198,01 = 743,37 \text{ MN}$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10\text{KN/m}^3$).

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1 \text{ m}$).

S_r : Surface du radier ($S_r = 13200\text{m}^2$)

$\alpha \gamma h S_r = 1.5 \times 10 \times 1 \times 13200,87 = 198,01 \text{ MN} < W = 743,37 \text{ MN} \Rightarrow$ Aucun de risque de soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

Vérification au non poinçonnement :(Art A.5.24 BAEL 91)

Il s'agit de vérifier que : $N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h_c f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier [$\mu_c=(a +b+2h).2 = 6,2m$]

N_u : Charge de calcul à l'ELU sous les poteaux ($N_u = 2587,05 KN$)

h : Epaisseur totale du radier (75cm)

Donc $\frac{0,07 \times 6,2 \times 0,85 \times 25}{1,5} = 6148,33KN > N_u = 2587,05 KN$ donc pas de risque de

poinçonnement

d) Calcul des ferrailages du radier

Ferrailage de la dalle

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. Il est sollicité par la réaction du sol diminué du poids propre du radier. Ces panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le BAEL91. Les sollicitations de calcul sont donc les suivantes

ELU : $q_u = \frac{1,35G + 1,5Q}{S_{radier}} = \frac{1325,89}{13200} = 101,96 KN/ml$

ELS : $q_{ser} = \frac{G + Q}{S_{radier}} = \frac{938,46}{13200} = 71,1 KN/ml$

❖ **Sollicitations:**

Le dimensionnement de la dalle va se faire à l'ELU avec vérification à l'ELS sur le panneau le plus défavorisé (4x6) et ensuite généraliser les résultats sur l'ensemble du radier.

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{6} = 0,66 > 0,4$ donc le panneau porte suivant les deux sens

➤ Détermination des coefficients μ_x et μ_y à l'ELU ($v = 0$)

$\alpha = 0,70 \Rightarrow \mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)} = \frac{1}{8(1 + 2,4(0,7)^3)} = 0,069$; $\mu_y = \alpha^2[1 - 0,95(1 - \alpha)^2] = 0,436$

➤ Détermination des moments isostatiques

Sens l_x : $M_{0x} = \mu_x P_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 0,069 \times 101,96 \times 4 = 112,56KN.m$

Sens l_y : $M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 0,436 \times 112,56 = 49,07KN.m$

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on les considère partiellement encastés sur leurs appuis, et on affecte les moments sur appuis et en travée par :

$$M_a = 0,50M_o ; M_t = 0,75 M_o$$

Sections d'acier

En rappel, la dalle a les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur (hauteur) : 60cm ; soit donc $d=9h=54\text{cm}$;
- Largeur $b_o=1\text{m}$ (le calcul se fait sur 1m)

Sens xx'

En appui (M =56,28KN.m)

$$\mu_{lu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0,04822}{1*0,45^2*14,20} = 0,017$$

$$\alpha_{lu} = 1,25x(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{lu})}) = 1,25*(1 - \sqrt{(1 - 2*0,017)}) = 0,021$$

$$z = d. (1 - 0,4\alpha) = 0,45*(1 - 0,4*0,021) = 0,44\text{m}$$

$$A_{stx} = \frac{M_u}{z * f_{su}} = \frac{0,04822}{0,44 * 348} = 3,15\text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min} = \beta_0 \frac{3-\alpha}{2} xS \quad \text{Avec : } A_{min} : \text{Section minimale d'armatures. } S : \text{section totale du}$$

béton ($b_o \times h$). β_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$A_{x_{min}} = [0,0008x(3-0,70)x0,50/2]=4,60 \text{ cm}^2/\text{ml} ;$$

Choix : 5HA12 (5,65 cm²/ml)

En travée (M=72,32KN.m)

$$\mu_{lu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0,07232}{1*0,45^2*14,20} = 0,025$$

$$\alpha_{lu} = 1,25x(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{lu})}) = 1,25*(1 - \sqrt{(1 - 2*0,025)}) = 0,032$$

$$z = d. (1 - 0,4\alpha) = 0,45*(1 - 0,4*0,021) = 0,44\text{m}$$

$$A_{stx} = \frac{M_u}{z * f_{su}} = \frac{0,07232}{0,44 * 348} = 4,72\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 5HA12 (5,65 cm²/ml)

Sens yy'

En appui (M =21,02KN.m)

$$\mu_{lu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0,02102}{1*0,45^2*14,20} = 0,007$$

$$\alpha_{lu} = 1,25x(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{lu})}) = 1,25*(1 - \sqrt{(1 - 2*0,017)}) = 0,009$$

$$z = d. (1 - 0,4\alpha) = 0,45*(1 - 0,4*0,009) = 0,45\text{m}$$

$$A_{stx} = \frac{M_u}{z * f_{su}} = \frac{0,02102}{0,45 * 348} = 1,34 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_{ymin} = \beta_0 xS$; Avec : A_{min} : Section minimale d'armatures. S : section totale du béton (b_0xh).

β_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$A_{ymin} = 0,0008x0,50 = 4\text{cm}^2/\text{ml} > A_y, \text{ on retient donc } \underline{\underline{4HA12 (4,52\text{cm}^2/\text{ml})}}$$

En travée (M=31,53KN.m)

$$\mu_{lu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0,03153}{1 * 0,45^2 * 14,20} = 0,01$$

$$\alpha_{lu} = 1,25x(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{lu})}) = 1,25 * (1 - \sqrt{(1 - 2 * 0,01)}) = 0,012$$

$$z = d. (1 - 0,4\alpha) = 0,45 * (1 - 0,4 * 0,012) = 0,45\text{m}$$

$$A_{stx} = \frac{M_u}{z * f_{su}} = \frac{0,03153}{0,45 * 348} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ymin} = 0,0008x0,50 = 4\text{cm}^2/\text{ml} > A_y, \text{ on retient donc } \underline{\underline{4HA12 (4,52\text{cm}^2/\text{ml})}}$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

On vérifie à l'ELS les conditions suivantes :

$$\text{Acier : } \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left[\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right] = 201,63 \text{ MPa} ;$$

$$\text{Béton : } \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

$$M_{ser} = 69,85 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre $b x \cdot \frac{x}{2} + n A_{sc} (x - d') - n \cdot A_{st} (d - x) = 0$; Soit donc l'équation :

$$50x^2 + 84,75x - 3814 = 0 ; \text{ de } \underline{\underline{\text{solution } x = 7,93\text{cm}}} :$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n A_{sc} (x - d')^2 + n \cdot A_{st} (d - x)^2 = 100 \frac{7,93^3}{3} + 15x5,65(45 - 7,93)^2 = 133084,75 \text{ cm}^4$$

Les contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot x}{I} = \frac{0,06985x0,0793}{0,0013308475} = 4,16 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} : \text{Contrainte béton vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_{ser} (d - x)}{I} = \frac{15x0,06985(0,45 - 0,0793)}{0,0013308475} = 0,39 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 : \text{Contrainte acier}$$

vérifiée.

Conclusion : l'ELS est vérifié

Etude des nervures

Elles se présentent comme des poutres doublement encastrees.

❖ Données de l'étude :

La hauteur des nervures: $h = 75 \text{ cm}$

La largeur des nervures: $b = 40 \text{ cm}$

La hauteur utile : $d = 70 \text{ cm}$

Enrobage : $c = 5 \text{ cm}$

❖ Sollicitations

Charge ultime revenant à la nervure : $q_u = [N_u/S_{rad}] = (32,209/520) = 61,94 \text{ KN/m}^2$

Charge de service revenant à la nervure : $q_{ser} = [N_{ser}/S_{rad}] = 44,87 \text{ KN/m}^2$

- Sens xx'

$$M_{\max} (\text{appui}) = -184,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} \text{ Travée} = 147,5 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant max} = 202,9 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = -133,7 \text{ KN.m}$$

-Sens yy'

$$M_{\max} (\text{appui}) = -123,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} \text{ Travée} = 73,71 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant max} = 152,2 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = -89,67 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des sections d'acier à l'ELU

Le calcul des ferrailages se déroule selon le plan suivant :

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_{lu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} ;$$

$$\text{Calcul du coefficient de la fibre neutre: } \alpha_{lu} = 1,25x(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{lu})}) ;$$

$$\text{Calcul du bras de levier du couple interne : } z = d \cdot (1 - 0,4\alpha);$$

$$\text{Calcul de la section d'acier théorique : } A_{st} = [M_u/z \cdot f_{su}] ;$$

Choix des sections d'acier normalisés

$$\text{Vérification de l'effort tranchant : } \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bxd} < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_c 28; 5 \text{ MPa}) ;$$

Ancrage des barres (BAEL 91 Art A6-1.2.1) :

$$\text{Longueur du scellement droit : } L_s = (\Phi x f_e) / (4t_s) ; \text{ avec } \tau_s = 0,6 \psi^2 f_{t28};$$

Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL 91 Art A 5-1.3.21)

$$\overline{V_u} = \frac{0,4x f_{c28} x 0,9bd}{\gamma_s} > V_u$$

Calcul des aciers transversaux

$$\Phi_t = \Phi_1/3 = 12/3$$

Calcul des espacements

$$St \leq \frac{0,9A_t}{\tau_u \gamma_s * b_o} x f_e$$

$$S_{tmax} = \min \{0,9d; 0,4m ; A_t x f_e / (0,4 x b)\}$$

Vérification à l'ELS

La position de l'axe neutre : x tel que $b \frac{x^2}{2} + n..Asc(x - d') - n.Ast(d - x) = 0 :$

$$\text{Moment d'inertie : } I = bx^3/12 + nA_{st} (d-x)^2$$

Vérification de la contrainte dans le beton : $\sigma_{bc} = M_{ser} * x / I < \sigma_{bc} \text{ (barre) } = 15\text{MPa}$

Vérification de la contrainte dans l'acier : $\sigma_{st} = n.M_{ser}(d-x) / I < f_e = 400\text{MPa}$

Récapitulatif (ELU)

Données	xx'		yy'	
	Appui	Travée	Appui	Travée
Moments (KN.m)	184,5	147,5	123,7	73,71
Eff Tranch max Vu (KN)	202,9	0	89,67	0
Acier Théorique (cm²)	7,85	6,23	5,20	3,07
As mini	3,39	3,39	3,39	3,39
Choix	6HA14 (9,24)	6HA12 (6,78)	6HA12 (6,78)	6HA10 (4,71)
Aciers transversaux	4HA10 (3,14)	5HA8 (2,51)	5HA8 (2,51)	4HA6 (1,13)
Espacements (cm)	30	30	30	30
Vérif effort tranchant	$V_u = 202,9 < \overline{V_u} = 2104 \text{ (cv)}$		$V_u = 89,67 < \overline{V_u} = 2104 \text{ (cv)}$	
Contrainte cisaillement	0,72	0,72	0,32	0,32
Contrainte limite	3,25	3,25	3,25	3,25
Conclusion	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Récapitulatif ELS

La position de l'axe neutre : x tel que

$$b \frac{x^2}{2} + n \cdot A_{sc}(x - d') - n \cdot A_{st}(d - x) = 0 \Rightarrow 20x^2 - 15 \cdot 9,24(70 - x) = 0 \Rightarrow 20x^2 + 138,6x - 9702 = 0$$

Soit x= 18,83cm

Moment d'inertie :

$$I = bx^3/12 + nA_{st}(d-x)^2 = 40 \cdot 18,83^3/12 + 15 \cdot 9,24(70-18,83)^2 = 385161,04 \text{cm}^4$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot x/I = 0,1337 \cdot 0,1883/0,0038516104 = 6,54 < \sigma_{bc} \text{ (barre)} = 15 \text{MPa (vérifié)}$$

Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = n \cdot M_{ser}(d-x)/I = 15 \cdot 0,1337(0,70-0,1883)/(0,0038516104) = 169,04 < f_e = 400 \text{MPa}$$

Conclusion: l'ELS est vérifiée

ANNEXE12 GROS ŒUVRES ET AMENAGEMENTS

Réf.	Désignation des ouvrages	U	Quantité s	PRIX UNITÉ	PRIX TOTAL
O	GENERALITES (TERRASSEMENTS GÉNÉRAUX)				
	TRAVAUX PRELIMINAIRES				
O-1	Nettoyage général	m2	13694,5	400	5 477 780
O-2	démolition des ouvrages existants	ff	1	2 000 000	2 000 000
O-3	déplacement des réseaux en hauteur existants	ff	1	15 000 000	15 000 000
O-4	déplacement des réseaux enterrés existants	ff	1	15 000 000	15 000 000
	VOIRIE ET RÉSEAUX DIVERS				
	VOIRIE ET PARCS DE STATIONNEMENT				
O-5	parking et circulation: pavés et bordures, y compris ttes sujétions	m2	4802,6	17 500	84 045 500
O-6	Assainissement EP	ff	0	8 500 000	0
O-7	Espaces verts	ff	0	5 000 000	0
	TOTAL GENERALITES (TERRASSEMENTS GÉNÉRAUX)				121 523 280
II	BÂTIMENT PRINCIPAL GROS ŒUVRE				
II-1	SOUS-SOL				
II-1-1	Implantation	ff	1	3 500 000	3 500 000
	TERRASSEMENTS ET MVMTS DE TERRE				
II-1-2	Fouilles en pleine masse	m3	61625	3 000	184 875 075
II-1-3	remblai mis en dépôt	m3	2363,67	2 500	5 909 175
II-1-4	remblai d'apport compacté	m3	5946,01	8 000	47 568 096
II-1-5	Nivellement et décapage	m2	13694,5	1 500	20 541 675
	FONDATIONS				
II-1-	Bacs à fleur	ml	0	25 000	0

6					
II-1-7	Béton de propreté	m3	2054,17	150 000	308 125 125
II-1-8	Béton armé pour radier	m3	2465	250 000	616 250 250
II-1-9	Béton armé pour longrines	m3	0	250 000	0
II-1-10	Béton armé pour escaliers	m3	135,85	250 000	33 962 500
II-1-11	Béton armé pour poteaux de soubassement	m3	543,375	250 000	135 843 750
II-1-12	Béton armé pour poutres (0,50x0,80)	m3	1262,59	250 000	315 648 000
II-1-13	Béton armé pour planché (niveau ±0,00 ,ép25 cm)	m3	4955,01	250 000	1 238 751 563
II-1-14	Béton armé pour voile	m3	689,599	250 000	172 399 650
II-1-15	Etanchéité	m2	0	3 500	0
II-1-16	Maçonnerie en agglos de 15x20x40	m2	546,705	7 000	3 826 935
II-1-17	Enduit intérieur sur murs	m2	3889,08	3 250	12 639 510
	TOTAL SOUS SOL				3 083 374 859
II-2	REZ-DE-CHAUSSEE				
II-2-1	Maçonnerie en agglos creux ép. 20	m2	1458,65	8 500	12 398 534
II-2-2	Maçonnerie en agglos creux ép. 15	m2	1458,65	7 000	10 210 557
II-2-3	Maçonnerie en agglos creux ép. 10	m2	8696,96	6 000	52 181 766
	Ouvrages en béton armé				
II-2-3	Béton armé pour poteaux	m3	543,375	250 000	135 843 750
II-2-4	Béton armé pour poutres	m3	1262,59	250 000	315 648 000
II-2-5	Béton armé pour escaliers	m3	135,85	250 000	33 962 500
II-2-6	Béton armé pour planché (niv +4,50 , ép. 25 cm)	m3	4955,01	250 000	1 238 751 563
II-2-8	Béton armé pour chaînage linteaux	m3	111,955	250 000	27 988 763
II-2-9	Béton armé pour dalle d'étale	m3	314,28	250 000	78 570 000
II-2-10	Béton armé pour marches et rampe piéton	m3	16,605	250 000	4 151 250
II-2-	Béton armé pour rampe	m3		250 000	0

13	automobile				
II-2-14	Béton armé pour voile rampe auto	m3		250 000	0
	Enduits				
II-2-11	Enduits Intérieur	m2	17673,5	3 250	57 438 956
II-2-12	Enduits Extérieurs	m2	1773,9	3 250	5 765 175
	TOTAL REZ DE CHAUSSÉE				1 972 910 813
II-3	1er ÉTAGE				
II-3-1	Maçonnerie en agglos creux ép. 20	m2	1064,42	8 500	9 047 579
II-3-2	Maçonnerie en agglos creux ép. 15	m2	6125,63	7 000	42 879 375
II-3-3	Maçonnerie en agglos creux ép. 10	m2	1516,32	6 000	9 097 920
	Ouvrage en béton Armé				
II-3-3	Béton armé pour poteaux	m3	422,625	250 000	105 656 250
II-3-4	Béton armé chaînages linteaux	m3	142,591	250 000	35 647 763
II-3-5	Béton armé pour voile	m3	0	250 000	0
II-3-6	Béton armé pour poutres	m3	1160,85	250 000	290 212 200
II-3-7	Béton armé pour escalier	m3	135,85	250 000	33 962 500
II-3-8	Béton armé pour planché (niv +8,25 ép. 25 cm)	m3	4955,01	250 000	1 238 751 563
	Enduits				
II-3-10	Enduits Intérieur	m2	21192,3	3 250	68 874 829
II-3-11	Enduits Extérieur	m2	1379,81	3 500	4 829 318
	TOTAL 1er ÉTAGE				1 838 959 295
II-4	2 ème ÉTAGE				
II-4-1	Maçonnerie en agglos creux ép. 20	m2	1064,42	8 500	9 047 579
II-4-2	Maçonnerie en agglos creux ép. 15	m2	6125,63	7 000	42 879 375
II-4-2	Maçonnerie en agglos creux ép. 10	m2	1516,32	6 000	9 097 920
	Ouvrage en béton Armé				
II-4-	Béton armé pour poteaux	m3	422,625	250 000	105 656 250

3					
	Béton armé chaînages linteaux	m3	142,591	250 000	35 647 763
II-4-4	Béton armé pour voile	m3	0	250 000	0
II-4-5	Béton armé pour poutres	m3	1160,85	250 000	290 212 200
II-4-6	Béton armé pour escalier	m3	135,85	250 000	33 962 500
II-4-7	Béton armé pour planché (niv +12,00 ép. 25 cm)	m3	4955,01	250 000	1 238 751 563
	Enduits				
II-4-8	Enduits Intérieur	m2	21192,3	3 250	68 874 829
II-4-9	Enduits Extérieur	m2	1379,81	3 500	4 829 318
	TOTAL 2 ème ÉTAGE				1 838 959 295
II-5	3 ème ÉTAGE				
II-5-1	Maçonnerie en agglos creux ép. 20	m2	1064,42	8 500	9 047 579
II-5-2	Maçonnerie en agglos creux ép. 15	m2	6125,63	7 000	42 879 375
	Maçonnerie en agglos creux ép. 10	m2	1516,32	6 000	9 097 920
II-5-3	Ouvrage en béton Armé				
II-5-4	Béton armé pour poteaux	m3	422,625	250 000	105 656 250
II-5-5	Béton armé chaînages linteaux	m3	142,591	250 000	35 647 763
II-5-6	Béton armé pour voile	m3	0	250 000	0
II-5-7	Béton armé pour poutres	m3	1160,85	250 000	290 212 200
	Béton armé pour escalier	m3	16,57	250 000	4 142 500
II-5-8	Béton armé pour planché (niv +12,00 ép. 25 cm)	m3	4955,01	250 000	1 238 751 563
II-5-9	Enduits				
II-5-10	Enduits Intérieur	m2	21192,3	3 250	68 874 829
II-5-11	Enduits Extérieur	m2	1379,81	3 500	4 829 318
	TOTAL 3 ème ÉTAGE				1 809 139 295
II-6	4 ème ÉTAGE				
II-6-1	Etanchéité	m2	13213,7	7 000	92 495 550

VII	FRAIS GENERAUX				
VII.1	Frais d'installation et de repli de chantier	ens	1	35 000 000	35 000 000
VII.2	Frais des plans d'exécution et des essais sur matériaux	ens	1	25 000 000	25 000 000
VII.3	Compte prorata	ens	1	12 000 000	12 000 000
VII.4	Assurances diverses	ens	1	15 000 000	15 000 000
TOTAL FRAIS GENERAUX					87 000 000

TOTAL GENERAL HORS TAXES	10 751 866 836
---------------------------------	-----------------------

TVA 19%	2 042 854 699
----------------	----------------------

MONTANT ENREGISTREMENT (5%)	537 593 342
------------------------------------	--------------------

AGENCE DE REGULARISATION DU CODE DES MARCHES PUBLICS (A.R.M.P) (1%)	107 518 668
--	--------------------

TOTAL GENERAL TOUTES TAXES COMPRISES TTC	13 439 833 544
---	-----------------------

DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DES TRAVAUX

B : Menuiserie métalliques

N°	DESIGNATIONS	Unité	Qté	prix unit	prix total
1	F/P de porte métallique 190x220	U	1377	209 000	287 793 000
2	F/P de porte métallique 240x220	U	279	264 000	73 656 000
3	F/P de porte métallique 140x220	U	102	154 000	15 708 000
4	F/P de porte métallique 80x220	U	116	88 000	10 208 000
5	F/P de porte métallique	U	180	77 000	13 860 000

Etude technique d'un bâtiment r+3 à usage de marche

	70x220				
6	F/P de porte métallique 160x220	U	207	176 000	36 432 000
7	F/P de porte métallique 400x220	U	5	440 000	2 200 000
8	F/P de porte métallique 280x220	U	7	308 000	2 156 000
9	F/P de fenêtre métallique 240x40	U	279	48 000	13 392 000
10	F/P de fenêtre métallique 110x120	U	62	66 000	4 092 000
11	F/P de fenêtre métallique 120x120	U	53	72 000	3 816 000
12	F/P de fenêtre métallique 180x40	U	692	36 000	24 912 000
13	F/P de fenêtre métallique 160x40	U	207	32 000	6 624 000
14	F/P de fenêtre métallique 240x40	U	279	48 000	13 392 000
15	F/P de fenêtre métallique 200x40	U	48	40 000	1 920 000
	TOTAL MENUISERIE				510 161 000
16	Frais d'installation et de repli de chantier	ens	1	850 000	850 000
16	Frais des plans d'exécution et des essais sur matériaux	ens	1	450 000	450 000
16	Compte prorata	ens	1	1 500 000	1 500 000
16	Assurances diverses	ens	1	1 500 000	1 500 000
16	TOTAL FRAIS GENERAUX				4 300 000

TOTAL HORS TAXES	514 461 000
-------------------------	--------------------

MONTANT TVA(19%)	97 747 590
-------------------------	-------------------

MONTANT AREGISTREMENT (5%)	25 723 050
---------------------------------------	-------------------

AGENCE DE REGULARISATION DU CODE DES MARCHES PUBLICS (A.R.M.P) (1%)	5 144 610
--	------------------

MONTANT TOTAL GENERAL EN TOUTES TAXES	643 076 250
--	--------------------