

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
CENTRE UNIVERSITAIRE DE TISSEMSILT
INSTITUT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Visa du chef de département des
Sciences et de la Technologie
Signature:.....
Date :.....

Étude d'un bâtiment en béton armé (R+12 avec sous-sol) à usage multiple à contreventement mixte implanté dans une zone de moyenne sismicité

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de master académique en
Filière : Génie Civil.
Spécialité : Structures

Encadreur: BOUDERBA BACHIR
Signature:
Date:

Réalisé par : SANAA HOCINE
HAMMADI BELKACEM
Signature:
Date:

Membres du jury

DJEFFAL HOUCIN (Président)
BOUBEKER TOUFIK (Examineur)
BOUDERBA BACHIR (Encadreur)

Sommaire

RESUME

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

NOTIONS ET SYMBOLES

INTRODUCTION GENERALE1

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHÈSES DE CALCUL

I.1. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE.....3

I.1.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES (DIMENSIONS DES PLANS)..... 3

I.1.2. OSSATURE ET SYSTÈME CONSTRUCTIF ADOPTÉ.....3

I.1.3. CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES DU SOL 5

I.1.4. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX..... 5

I.2. HYPOTHÈSES DE CALCUL12

I.2.1. ÉTATS LIMITE ULTIME DE RÉSISTANCE..... 12

I.2.2. ÉTATS LIMITE DE SERVICE 13

I.3. CONCLUSION.....14

CHAPITRE II : PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS PRINCIPAUX

II.1. INTRODUCTION16

II.2. PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS16

II.2.1. PLANCHER À CORPS CREUX 16

II.2.2. DALLE PLEINE DU SOUS-SOL..... 17

II.3. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POUTRES18

II.3.1. POUTRES PRINCIPALES 19

II.3.2. POUTRES SECONDAIRES..... 19

II.4. DESCENTE DE CHARGES20

II.4.1. CHARGES PERMANENTES.....20

II.4.2. CHARGES D'EXPLOITATIONS	24
II.5. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.....	25
II.5.1. EXEMPLE DE CALCUL	26
II.6. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES VOILES	30
II.6.1. POUR SOUS-SOL	30
II.6.2. POUR RDC, 1ER, 2EME.....	30
II.6.3. POUR LE RESTE DES ÉTAGES	30
CHAPITRE III : CALCULE DES PLANCHERS	
III.1. INTRODUCTION :	32
III.2. DIMENSIONNEMENT DES POUTRELLES.....	32
III.3. MÉTHODE DE CALCUL DES POUTRELLES.....	33
III.3.1. MÉTHODE FORFAITAIRE	33
III.3.2. MÉTHODE DE CAQUOT MINORÉ.....	35
III.4. CALCUL DU FERRAILLAGE.....	37
III.4.1. PLANCHERS ÉTAGES COURANT.....	37
III.4.2. PLANCHERS TERRASSE	49
III.4.3. CALCUL LE FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION	63
III.4.4. ÉTUDE DE LA DALLE PLEINE (SOUS-SOL).....	64
CHAPITRE IV : CALCUL ET FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX	
IV.1. INTRODUCTION.....	73
IV.1. ACROTÈRE	73
IV.1.1. CALCUL DES LES SOLLICITATIONS	74
IV.1.2. VÉRIFICATION SI LA SECTION EST PARTIELLEMENT OU ENTIÈREMENT COMPRIMÉE .	75
IV.1.3. CALCUL DU FERRAILLAGE (E. L. U. R).....	75
IV.2. BALCON.....	78
IV.2.1. INTRODUCTION	78
IV.2.2. EXEMPLE DE CALCUL.....	79
IV.2.3. VÉRIFICATIONS.....	80

IV.3. ESCALIERS	82
IV.3.1. DÉFINITION	82
IV.3.2. TERMINOLOGIE	82
IV.3.3. DIMENSIONS DES ESCALIERS:.....	83
IV.3.4. ÉTUDE L'ESCALIER (TYPE 1).....	84
IV.3.5. ÉTUDE D'UN ESCALIER À DEUX VOLÉES (TYPE 2).....	99
IV.3.6. ÉTUDE DE LA POUTRE PALIÈRE POUR L'ESCALIER TYPE 1 ET 2	107
IV.3.7. ÉTUDE DE L'ESCALIER TYPE 3.....	111
IV.3.8. ÉTUDE DE LA POUTRE BRISÉE.....	125
IV.4. ASCENSEUR.....	127
IV.4.1. DÉFINITION	127
IV.4.2. CALCUL DU POIDS DES COMPOSANTS DE L'ASCENSEUR	129
IV.4.3. CALCUL DÈS LA CHARGE TOTAL Q_U	130
IV.4.4. VÉRIFICATION DE LA DALLE AU POINÇONNEMENT	132
IV.4.5. EVALUATION DES MOMENTS DUS AUX CHARGES CONCENTRÉES	133
IV.4.6. LES MOMENTS DUS AUX CHARGES CONCENTRÉES :	134
IV.4.7. MOMENTS DUS AUX CHARGES RÉPARTIES (POIDS PROPRE) :	134
IV.4.8. LES MOMENTS RETENUS SONT	134
IV.4.9. CALCUL DU FERRAILLAGE DE LA DALLE	135
IV.4.10. DISPOSITION DU FERRAILLAGE	140
IV.4.11. VOILE DE LA CAGE D'ASCENSEUR.....	141
IV.4.12. SCHÉMA DE FERRAILLAGE	142

CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE

V.1. INTRODUCTION	144
V.1.1. DÉFINITION D'UN SÉISME	144
V.1.2. CAUSES DU SÉISME	144
V.1.3. EFFETS DU SÉISME SUR LES STRUCTURES	144
V.1.4. L'ÉTUDE SISMIQUE.....	144
V.3. MÉTHODES DE CALCUL.....	145
V.3.1. ANALYSE STATIQUE ÉQUIVALENTE	145
V.3.2. ANALYSE MODALE SPECTRALE	145
V.3.3. CHOIX DE LA MÉTHODE.....	145

V.4. MODÉLISATION	145
V.4.1. MODÉLISATION DES STRUCTURES	145
V.4.2. PRÉSENTATION DU LOGICIEL ETABS	146
V.4.3. DÉMARCHES DE MODÉLISATION SUR ETABS À SUIVRE	147
V.5. ÉVALUATION DES EFFORTS SISMIQUES.....	148
V.6. CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE.....	149
V.6.1. LA MASSES DE LA STRUCTURE « W »	150
V.6.2. DÉFINITION DES MASSES	152
V.7. DISPOSITION DES VOILES	154
V.8. VÉRIFICATIONS	156
V.8.1. CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT	156
V.8.2. CALCUL DES COEFFICIENTS DE PARTICIPATION MODALE.....	156
V.8.3. VÉRIFICATION DE LA PÉRIODE.....	157
V.8.4. VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS	158
V.8.5. VÉRIFICATION DE L'EFFET P-DELTA	159
V.9. CONCLUSION	160
 CHAPITRE VI : ETUDE AU VENT	
VI.1. INTRODUCTION.....	162
VI.2. LES CARACTÉRISTIQUES DE LA CONSTRUCTION.....	162
VI.3. LA CATÉGORIE DE TERRAIN.....	162
VI.4. CALCUL DE L'ACTION DU VENT.....	163
VI.4.1. PRINCIPE DE CALCUL	163
VI.4.2. DÉTERMINATION DE COEFFICIENT DYNAMIQUE C_D	163
VI.4.3. DÉTERMINATION DE LA PRESSION DYNAMIQUE " Q_{DYN} "	163
VI.5. SELON LA DIRECTION V_1 DU VENT	164
VI.5.1. COEFFICIENT DE PRESSION INTÉRIEURES.....	164
VI.5.2. COEFFICIENT DE PRESSION EXTÉRIEURES.....	165
VI.5.3. DÉTERMINATION DE C_p	165
VI.5.4. LA FORCE DE FROTTEMENT F_{FR}	165

VI.5.5. DÉTERMINATION DE LA PRESSION DUE AU VENT	166
VI.5.6. LA FORCE RÉSU L TANTE R	166
VI.6. SELON LA DIRECTION V_2 DU VENT	168
VI.6.1. COEFFICIENT DE PRESSION INTÉRIEURES	168
VI.6.2. COEFFICIENT DE PRESSION EXTÉRIEURES	168
VI.6.3. DÉTERMINATION DE C_p	169
VI.6.4. LA FORCE DE FROTTEMENT F_{FR}	169
VI.6.5. DÉTERMINATION DE LA PRESSION DUE AU VENT	169
VI.6.6. LA FORCE RÉSU L TANTE R	170
VI.7. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ	171
VI.8. CONCLUSION.....	171
 CHAPITRE VII : ETUDE DES PORTIQUES	
VII.1. INTRODUCTION	173
VII.2. ÉTUDE DES CHARGES VERTICALES ET HORIZONTALES	173
VII.3. LES COMBINAISONS DE CALCUL.....	173
VII.3.1. POUTRES	173
VII.3.2. POTEAUX.....	173
VII.4. FERRAILLAGE DES POUTRES	174
VII.4.1. MÉTHODE DE CALCUL	174
VII.4.2. LES ARMATURES MINIMALES	174
VII.4.3. POUTRE PRINCIPALE (30x40)	174
VII.4.4. POUTRE SECONDAIRE (30x35).....	176
VII.4.5. CALCUL LES ARMATURES TRANSVERSALES.....	177
VII.4.6. ANCRAGE DES ARMATURES TENDUES.....	177
VII.4.7. CALCUL DES CROCHETS.....	178
VII.4.8. LA LONGUEUR DE RECOUVREMENT	178
VII.4.9. LES VÉRIFICATIONS	178
VII.5. FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	182
VII.5.1. MÉTHODE DE CALCUL	182
VII.5.2. FERRAILLAGE EXIGÉ PAR R.P.A 99(VERSION 2003)	182

VII.5.3. SOLLICITATIONS DE CALCUL	183
VII.5.4. EXEMPLE DE CALCUL	184
VII.6. LES VÉRIFICATIONS	190
VII.6.1. VÉRIFICATION À L'ÉTAT LIMITE ULTIME DE STABILITÉ DE FORME	190
VII.6.2. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT	191
 CHAPITRE VIII :ETUDE DES VOILES	
VIII.1. INTRODUCTION.....	193
VIII.2. LE SYSTÈME DE CONTREVENTEMENT.....	193
VIII.2.1. CONCEPTION	193
VIII.3. CALCUL DU SYSTÈME DE CONTREVENTEMENT.....	193
VIII.3.1. PRINCIPE DE CALCUL DU VOILES	194
VIII.3.2. LA MÉTHODE DE CALCUL DU VOILES	194
VIII.4. LES RECOMMANDATIONS DU RPA99	195
VIII.4.1. ARMATURES VERTICALES	195
VIII.4.2. ARMATURES HORIZONTALES.....	195
VIII.4.3. 5. ARMATURES TRANSVERSALES	195
VIII.4.4. ARMATURES DE COUTURE.....	195
VIII.5. CALCUL FERRAILLAGE DES VOILES.....	196
VIII.5.1. EXEMPLE DE CALCUL (VOILE DE RIVE)	196
VIII.5.2. VOILE INTERMÉDIAIRE	198
VIII.5.3. FERRAILLAGE DES LINTEAUX	200
 CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
IX.1. CALCUL DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE	205
IX.1.1. DÉFINITION.....	205
IX.1.2. DIMENSIONNEMENT.....	205
IX.1.3. CALCUL DES CHARGES.....	206
IX.1.4. FERRAILLAGE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE	206
IX.1.5. LES VÉRIFICATIONS	208
IX.2. CALCUL DES FONDATIONS	210

IX.2.1. INTRODUCTION	210
IX.2.2. CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS.....	211
IX.2.3. DÉFINITION DU RADIER.....	214
IX.2.4. CALCUL DU RADIER	214
IX.2.5. PRÉ DIMENSIONNEMENT DU RADIER	214
IX.2.6. VÉRIFICATIONS DE LA POUTRE DE LIBAGE	216
IX.2.7. ÉVALUATION DES CHARGES POUR LE CALCUL DU RADIER.....	216
IX.2.8. FERRAILLAGE DU RADIER	217
IX.2.9. FERRAILLAGE DES POUTRES DE LIBAGES	219
CONCLUSION GÉNÉRALE.....	220
 ANNEXE	
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	

Liste des tableaux :

Tableau I. 1: Les déformations limitent du pivot.	13
Tableau II 1: Charge et surcharge du plancher terrasse.....	21
Tableau II 2: Charge et surcharge des étages courants.....	21
Tableau II 3: Charge et surcharge du plancher sous-sol.....	22
Tableau II 4 : Charge et surcharge des murs extérieurs.....	23
Tableau II 5: Charge et surcharge des murs intérieurs	23
Tableau II 6: Dégression des charges d'exploitations.....	24
Tableau II 7: Tableau récapitulatif des sections des poteaux par types.....	29
Tableau III. 1: Rapport entre les travées successives.	38
Tableau III. 2 : Tableau récapitulatif des sollicitation des poutrelles (étage courants)	40
Tableau III. 3 : Vérification des compressions.....	46
Tableau III. 4 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (Terrasse).	52
Tableau III. 5 : Vérification des compressions.....	58
Tableau IV.1 : La descente des charges d'une dalle pleine.	79
Tableau IV.2: Ferrailage du balcon.	80
Tableau IV.3: Charges et surcharge du paillasse type 1(cas volée 1).	85
Tableau IV. 4 Charges et surcharge du palier type 1 (cas volée 1).	86
Tableau IV.5: Charges et surcharge du paillasse type 2(cas volée 3).	101
Tableau IV.6: Charges et surcharge du palier type2 (cas volée 3).	102
Tableau IV.7: Calcul effort tranchant de l'escalier type 2 (cas volée3).	103
Tableau IV.8: Vérification des différentes conditions (poutre palière).....	109
Tableau IV.9: Charges et surcharge du paillasse de l'escalier type 3 (cas volée 4 et 5).	113
Tableau IV.10 : Charges et surcharge du palier de l'escalier type 3 (cas volée 4 et 5).	114
Tableau IV.11: Vérification des différentes conditions.....	117
Tableau IV.12: Charges et surcharge du paillasse de l'escalier type 3 (cas volée 6).	120
Tableau IV.13: Charges et surcharge du palier de l'escalier type 3 (cas volée 6).	121
Tableau IV.14: Calcul de l'effort tranchant.....	122
Tableau IV. 15 : Vérification des différentes conditions.....	124
Tableau IV.16: Vérification des différentes conditions (poutre brisée).	126
Tableau IV.17: Poids mort de l'ascenseur.	130
Tableau IV.18: Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	134
Tableau IV.19: Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	138
Tableau V. 1: Détermination des poids des différents niveaux W(KN).....	151

Tableau V.2: Masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau.	153
Tableau V.3: Participation massique cumulée.....	157
Tableau V.4: Tableau des modes et des périodes.	157
Tableau V.5: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens.....	158
Tableau V.6: Vérification à l'effet P- Δ	160
Tableau VI. 1: Valeur de la pression dynamique de référence.....	162
Tableau VI. 2: Catégorie de terrain.	163
Tableau VI. 3: Tableau récapitulatif de la pression dynamique " q_{dyn} "	164
Tableau VI. 4: Valeurs des coefficients de pression extérieurs (direction V1).	165
Tableau VI. 5: Valeurs des coefficients de frottement(direction V1).	166
Tableau VI. 6 : Calcul des forces horizontales du vent(V1).....	167
Tableau VI. 7: Valeurs des coefficients de pression extérieurs (direction V2).	169
Tableau VI. 8: Valeurs des coefficients de frottement (direction V2).	169
Tableau VI. 9: Calcul des forces horizontales du vent (V2).....	170
Tableau VII. 1: Exemple de ferrailage des poutres en travée.....	175
Tableau VII.2 : Exemple de ferrailage des poutres sur appuis.	176
Tableau VII.3: Ferrailage des différents niveaux (poutres principale de rive et inter).	176
Tableau VII.4: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires de rive et inter).	176
Tableau VII.5: Les sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99(version 2003).	183
Tableau VII.6: Les sollicitations défavorables du 1 ^{er} genre.	183
Tableau VII.7: Les sollicitations défavorables du 2 ^{eme} genre.....	184
Tableau VII. 8:Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.	188
Tableau VII.9: Vérification au flambement des poteaux des différents étages.	190
Tableau IX. 1: Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.....	212
Tableau IX. 2: Section des semelles filantes dans le sens transversal.....	213
Tableau IX. 3: Les moments fléchissant suivant les deux sens.....	218
Tableau IX. 4 : Ferrailage de la poutre en travée suivant le sens longitudinale.	220
Tableau IX. 5: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.....	222

Chapitre I :
Présentation de
l'ouvrage et hypothèses
de calcul

I.1.Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment en béton armé à usage multiple (commerciale et d'habitation), composé d'un sous-sol, et Rez de chaussée plus de onze étages, ce projet est un ouvrage implanté à la commune de Theniet el had la wilaya de Tissemsilt, le sous-sol a été utilisé comme des dépôts de stockage, RDC pour vocation commerciale (magasins), les autres étages sont des logements d'habitation.

D'après les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 :

- La wilaya classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) ;
- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne de groupe d'usage (groupe 2), car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48m.

La wilaya est considéré comme un lieu à faible action de vent (zone I) selon les règlements NEIGE ET VENT 1999 (D.T.R C 2-4.7).

I.1.1.Caractéristiques géométriques (dimensions des plans)

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme rectangulaire régulière en plan, le bâtiment présent les dimensions suivantes :

I.1.1.1.Dimensions en élévation

- hauteur totale de : 43,04 m a partir de RDC ;
- hauteur du sous-sol est de : 3,96 m ;
- hauteur du rez de chaussée est de : 4,25 m ;
- hauteur de l'étage courant est de : 3,06 m.

I.1.1.2.Dimensions en plan

- Dimension totale (sens longitudinal) : $L = 26,00$ m ;
- Dimension totale (sens transversal) : $L = 18,00$ m.

I.1.2.Ossature et système constructif adopté

I.1.2.1.Ossature

La structure proposée est constituée par des portiques auto stables en béton armé et de voile de contreventement suivant les différents sens, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et sur tous des actions horizontales.

Le système de contreventement selon le RPA version 2003 est un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

I.1.2.2. Les Plancher

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et est capable de supporter des charges.

Notre structure comporte deux types de planchers :

- Plancher en corps creux (16+4) cm ;
- Plancher en dalle pleine (ép=15cm).

a)Planchers en creux corps

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique ;
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

b)Plancher en dalle pleine

La dalle en béton armé coulée en place sur un coffrage plat.

I.1.2.3.Terrasse

Il existe deux types de terrasse :

- Terrasse inaccessible ;
- Terrasse accessible.

I.1.2.4.Escaliers

Est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (*marches* et *paliers*), ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages.

Notre structure comporte trois types d'escaliers.

- Escalier droit à trois volées utilisé pour l'accès de sous-sol a RDC ;
- Escalier droit à deux volées avec un palier intermédiaire se trouve ou RDC ;
- Escalier droit à deux volées avec un palier intermédiaire utilisé pour l'accès de 1^{er} étage à autre étage.

I.1.2.5.Maçonnerie

Les murs de notre structure seront exécutés comme suit.

a)Murs extérieurs

Ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur, brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour les parois externes du mur Lamé d'air de 5 cm d'épaisseur Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour les parois internes du mur.

b)Murs intérieurs

Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements.

I.1.2.6.Balcon

Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.

I.1.2.7.Acrotère

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur 60cm.

I.1.2.8.Local d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait le mouvement de vas et Vien) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.1.3.Caractéristiques géotechniques du sol

Selon le rapport géotechnique du laboratoire (L.H.C.O-Chlef) le sol d'assise présente les caractéristiques géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol est : $\delta_{sol} = 1,40$ bars pour un ancrage $h = 2m$;
- Le poids spécifique du sol : $\gamma = 1,70$ t/m³ ;
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 20,66^\circ$;
- La cohésion $C = 0,26$ bars ;
- Le site est considéré comme meuble(S₃).

I.1.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes au règlement du béton armé aux états limites « BAEL 91 », ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.1.4.1.Le béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de tractions.

a)Les matériaux composant le béton**a.1)Ciment**

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

a.2) Granulats

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:

•Sables

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

•Graviers

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

b)Principaux caractéristiques et avantages de béton

Les principaux avantages du béton armé sont :

b.1)Économie

Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

b.2)Souplesse des formes

Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.

b.3)Résistance aux agents atmosphériques

Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

b.4)Résistance au feu

Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

b.5)Résistance mécanique

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j " jours d'âge.

•Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm² de section.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours.

On se réfère à la résistance f_{cj} . Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule.

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ F_{cj} = 1,1f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ F_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

La résistance à la compression à 28 jour (f_{c28}) est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16×32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm².

Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa.

• Résistance caractéristique à la traction

Cette résistance est défini par la relation

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa.} \end{cases} \quad \rightarrow f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,10 \text{ MPa}$$

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents ;
- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien) ;
- Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

b.6) Contrainte limite

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction ou bien ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites et sont classés en deux catégories :

• État limite ultime (ELU)

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

- État limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure ;
- État limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier ;
- État limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$\varepsilon_{bc1} = \begin{cases} 3,5 \% & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \min(4,5 ; 0,025f_{c28}) \% & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases} \quad \varepsilon_{bc1} = 2\%$$

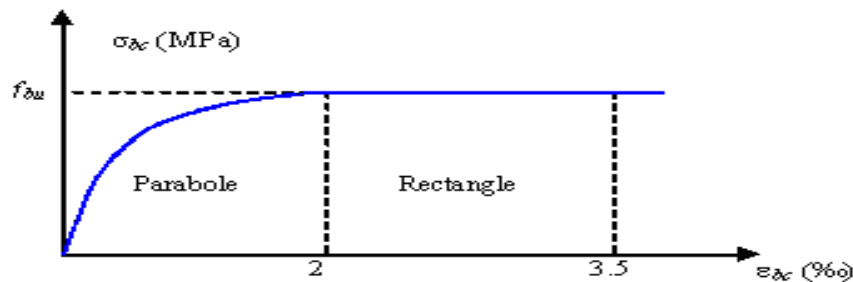


Figure I. 1: Diagramme parabole-rectangle des Contraintes-Déformations du béton.

Avec :

$$f_{bu} : \text{Contrainte ultime du béton en compression} \quad f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} ;$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- $\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h ;
- $\theta = 0.9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

•État limite de service (ELS)

C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service, ils sont donc liés aux conditions normales d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, excessives des éléments porteurs.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton ;
- L'ouverture des fissures ;
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{Avec: } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

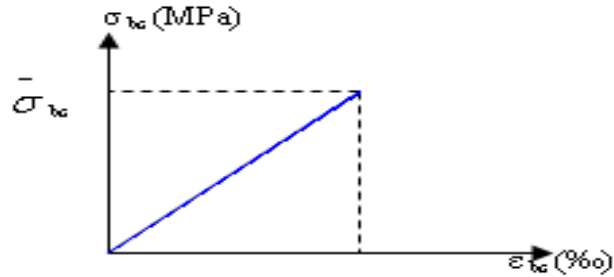


Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

b.7) Contrainte admissible de cisaillement

$$\tau_u = \min(0.2f_{cj} / \gamma_b, 5\text{Mpa}) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable ;}$$

$$\tau_u = \min(0.15f_{cj} / \gamma_b, 4\text{Mpa}) \quad \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u .

$$\tau_{\mu} = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \quad \text{avec } \begin{cases} b_0 : \text{largeur de la pièce.} \\ d : \text{hauteur utile.} \end{cases}$$

b.8) Modules de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal, il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

• Module de déformation instantanée

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa}).$$

• Module de déformation différé

Sous des contraintes de durée d'application supérieure à 24 heures on admet qu'à l'âge de jours, le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donnée par la formule :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{avec : } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

b.9) Coefficient de poisson

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

I.1.4.2. Aciers de construction

Les aciers utilisés en béton armé est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage à pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections des pièces comprimés. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées.

Ils distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou à barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 22 et FeE 24 pour les armatures transversales ;
- Les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 pour les armatures longitudinales ;
- Treillis soudés (TS) : TLE52 $\varnothing = 5$ mm pour les dalles.

a.1) Diagramme déformation- contrainte

$$\sigma_s = f(\varepsilon\text{‰})$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes:

$$\gamma_s = 1.15 \text{ cas général ;}$$

$$\gamma_s = 1.00 \text{ cas des combinaisons accidentelles.}$$

Pour notre étude, on utilise des aciers FeE400.

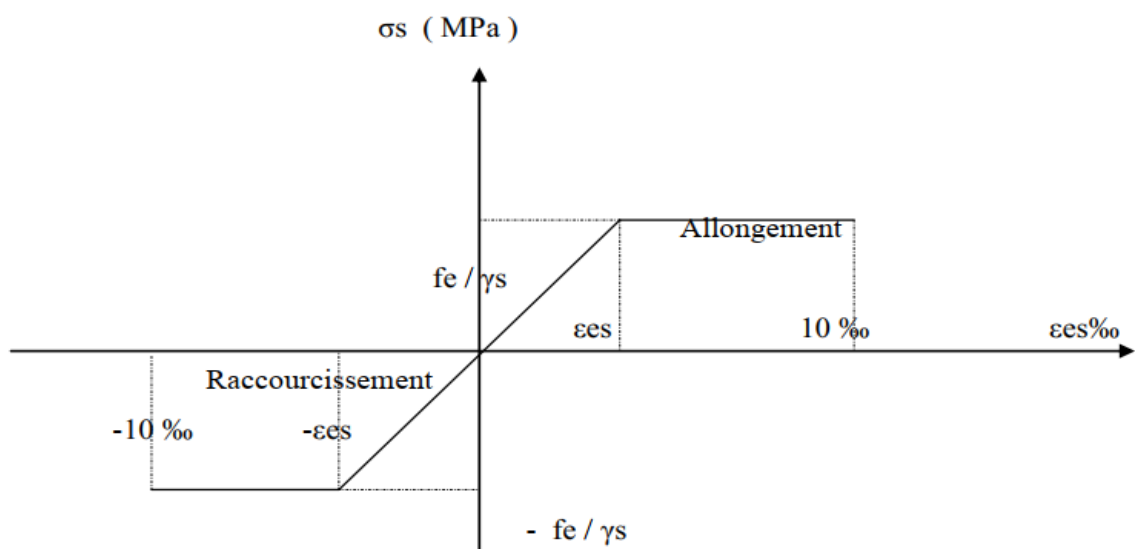


Figure I.3: Diagramme déformation contraintes-déformations.

a.2) Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ;

Il sera pris égale à : $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ [MPa].

a.3) Contrainte de calcul**•État limite ultime**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte–déformation de la Figure I.3.

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$.

Avec :

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ 1,0 & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

- Rond lisse ($f_e = 235$ MPa)

$$\begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

- haute adhérence ($f_e = 400$ MPa)

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

•État limite de service

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait par les contraintes limites de traction des armatures:

- Fissuration peu préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation ;
- Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ Mpa ;
- Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ Mpa.

Avec η : coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 & \dots \dots \dots \text{Pours ronds lisses ;} \\ \eta = 1,6 & \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset \geq 6\text{mm ;} \\ \eta = 1,3 & \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset < 6\text{mm.} \end{cases}$$

a.4) Allongement de rupture

ε_s = Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

I.2. Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- États limite ultime de résistance E. L. U. R ;
- États limite de service E.L.S.

I.2.1. États limite ultime de résistance

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I.2.1.1. Hypothèses de calcul à l'E.L.U.R

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement du béton est limité ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{bc} = 3,5 \text{‰} \rightarrow \text{Flexion composée.} \\ \varepsilon_{bc} = 2 \text{‰} \rightarrow \text{Compression simple.} \end{array} \right.$$

- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10 \text{‰}$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression ;
 - L'acier en traction et en compression.

I.2.1.2. Règles des trois pivots

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir:

- Par écrasement du béton comprimé ;
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue ;
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier ;
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Tableau I.1: Les déformations limitent du pivot.

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier $10^0/00$
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5^0/00$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton $2^0/00$

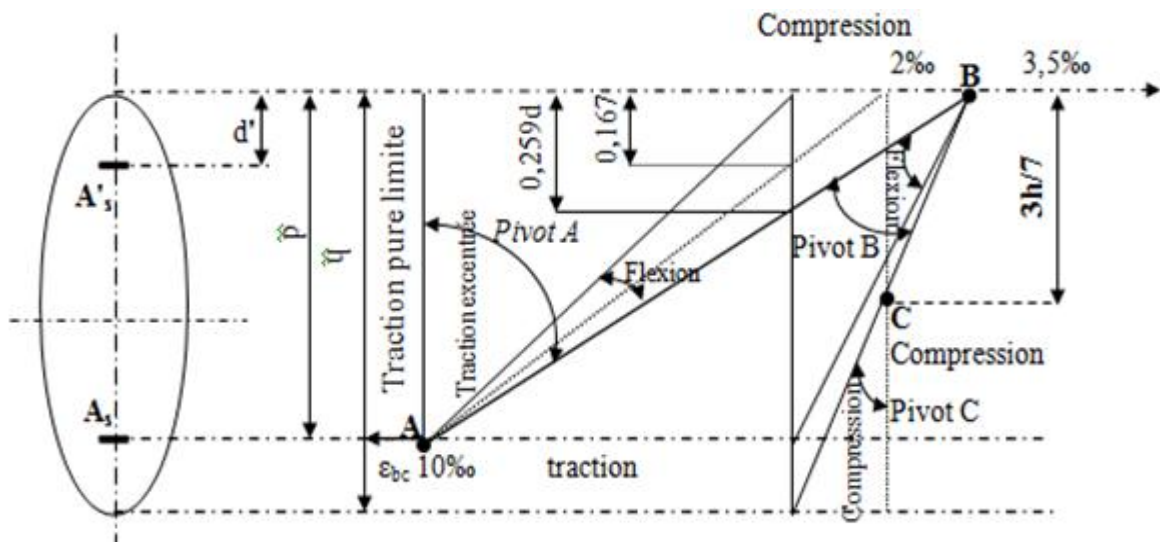


Figure I.4: Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.

I.2.2. États limite de service

À l'état limite de service, les calculs sont fait à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées), en cas de fissuration préjudiciable on très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

I.2.2.1. Hypothèses de calcul à E.L.S

- Les sections droites restent planes avant et après la déformation ;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- Le béton tendu est négligé ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{cases}$$

Par convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \rightarrow \text{Coefficient d'équivalence.}$$

I.2.2.2. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites

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

a) Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « E.L.U.R »

- Pour les situations durables :

$$P1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$

- Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$\begin{cases} P2 = G + Q \pm E. \\ P3 = G + Q \pm 1,2 E. \\ P4 = 0,8 G \pm E \end{cases}$$

b) Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance

$$P5 = G + Q.$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} G : \text{Charge permanente.} \\ Q : \text{Charge d'exploitation.} \\ E : \text{L'effort de séisme.} \end{cases}$$

I.3. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présentés notre projet, la description, le rapport géotechnique, ainsi que les différents matériaux choisis pour cette étude.

Chapitre II

pré-dimensionnement des éléments principaux

II.1.Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments principaux (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est un dimensionnement préliminaire régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques auto stable et les voiles.

Le pré-dimensionnement doit être satisfaites les conditions de premier genre (BAEL 91) et règles de (RPA 99 version 2003).

II.2.Pré-dimensionnement des planchers

Le plancher est la partie horizontale d'une construction constituant une séparation entre deux niveaux, destinés à reprendre les charges et les surcharges et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux, tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre projet, on utilise deux types de planchers:

- Plancher à corps creux en partie courante ;
- Plancher à dalle pleine.

II.2.1.Plancher à corps creux

Les constituants d'un plancher en corps creux sont :

- **Corps creux:** c'est un coffrage perdu permet d'augmenter les qualités d'isolation de plancher, il n'a aucune fonction de résistance.
 - **Poutrelles:** ces sont des éléments porteurs du plancher, reposent à leurs extrémités sur des poutres principales ou des voiles.
 - **Dalle de compression:** est une dalle en béton coulée en place sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé. La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure le report des charges en direction des poutrelles.
 - **Treillis soudé :** L'utilisation de treillis soudés constitue une solution élégante et économique pour l'armature de tous ces types de hourdis.
-

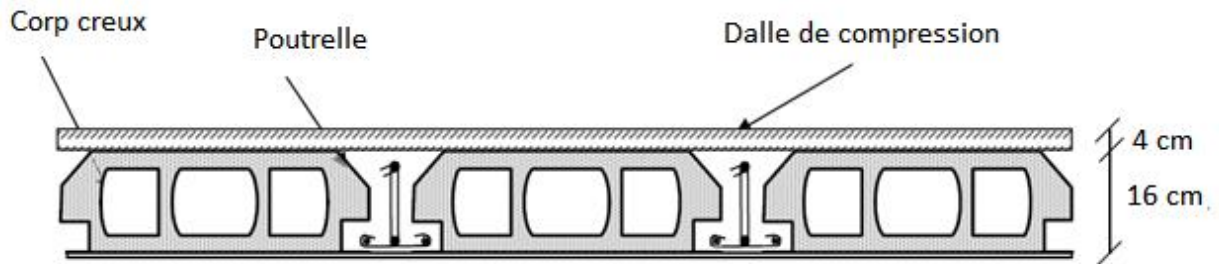


Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux.

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur h_t tel que $h_t = h_{cc} + h_{dc}$ avec h_{cc} et h_{dc} : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement. Pour déterminer h_t , on utilise la condition suivante.

II.2.1.1. Condition de rigidité

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

Avec : L c'est la portée maximale de la poutrelle entre nus.

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{440}{22,5}$$

$$h_t = 19,55 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale $h_t = 20 \text{ cm}$, soit un plancher $(16+4) \text{ cm}$.

II.2.2. Dalle pleine du sous-sol

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

II.2.2.1. Condition de sécurité contre l'incendie

- $e > 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu ;
- $e > 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu ;
- $e > 14 \text{ cm}$ pour trois heures de coupe-feu.

II.2.2.2. Condition d'isolation acoustique

Selon les règles, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à : 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à : 15 cm .

II.2.2.3. Condition de Résistance à la flexion

La hauteur de la dalle e est donnée par :

- Cas d'une dalle reposant sur deux appuis (porte suivant un sens) :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \\ \frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30} \end{cases}$$

- Cas d'une dalle reposant sur trois ou quatre appuis (porte suivant deux sens) :

$$\begin{cases} 0,4 < \alpha < 1 \\ \frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40} ; \text{ Avec : } L_x < L_y \end{cases}$$

Pour notre cas on a : $L_x = 430$ cm et $L_y = 440$ cm

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{430}{440} = 0,97 > 0,4$$

Pour : $0,4 < \alpha < 1$

$$e \geq \frac{L_x}{40} \rightarrow e \geq \frac{430}{40} = 10,75$$

On prend : $e = 12$ cm.

II.2.2.4. Condition de flèche

Selon le CBA93 (B.6.5.3), nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} f_{\max} < \frac{L_{\max}}{500} ; \text{ Si la portée } L \text{ est inférieure ou égale à } 5 \text{ m} ; f_{\max} < \frac{440}{500} = 0,88 \\ f_{\max} < 0,5 + \frac{L_{\max}}{1000} ; \text{ Si la portée } L \text{ est supérieure à } 5 \text{ m} \end{cases}$$

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur $b = 1$ m.

$$\begin{cases} G = 4,40 \times 1 \times 25 = 110 \text{ kN/m} \\ Q = 5,00 \text{ kN/m} \end{cases} \Rightarrow q_{\text{ser}} = G + Q = 115 \text{ KN/m}$$

I : le moment d'inertie; $I = \frac{b \times e^3}{12}$ (cm^4)

E : module de Young $E = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164,19$ MPa :

$$f_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I \times b} = \frac{5 \times 12 \times 115 \times 10^{-3} \times 440}{384 \times 32164,19 \times 100 \times e^3}$$

$$e > \sqrt[3]{\frac{12 \times 5 \times 141,5 \times 10^{-3} \times 440^4}{384 \times 100 \times 32164,19 \times 0,88}} = 8,43 \text{ cm}$$

Donc $e = 8,43$ cm.

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$e \geq \text{Max} (14\text{cm} ; 15\text{cm}; 12 ; 8,43\text{cm})$, alors on adopte l'épaisseur de la dalle pleine : $e = 15$ cm.

II.3. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulé sur place, leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91, et vérifiées selon le

règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA99), une vérification de la rigidité s'effectue à l'aide des formules données par la résistance des matériaux (RDM).

- Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \end{array} \right. \quad \text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre.} \\ b : \text{ largeur de la poutre.} \\ L : \text{ la plus grande portée libre entre nus d'appuis.} \\ d : \text{ hauteur utile.} \end{array} \right.$$

- Selon le **R.P.A 99(version 2003)**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4\text{cm} \\ b_{\max} \leq 1,5 \times h_t + b_1 \end{array} \right.$$

Nous avons deux types de poutres :

- Poutre principale : $L_{\max} = 4,40 \text{ m}$;
- Poutre secondaire : $L_{\max} = 4,30 \text{ m}$.

II.3.1.Poutres principales

Ce sont les poutres reçoivent les charges provenant des solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

II.3.1.1.Pré-dimensionnement des poutres principales

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 440 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ cm} \leq h_t \leq 44\text{cm} \\ 10,80\text{cm} \leq b \leq 14,40 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \Leftrightarrow \text{ on prend : } h_t = 40 \text{ cm} \\ \Leftrightarrow \text{ on prend : } b = 30 \text{ cm} \end{array}$$

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003:

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,33 < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ b_{\max} \leq (1,5 \times 40 + 30) = 90 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.3.2.Poutres secondaires

Les poutres secondaires qui assurent le chaînage. Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

II.3.2.1. Pré-dimensionnement des poutres secondaires

$$\begin{cases} L = 430\text{cm} \\ d = 0,9h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 28,66\text{ cm} \leq h_t \leq 43\text{ cm} & \Leftrightarrow \text{on prend: } h_t = 35\text{cm} \\ 9,45\text{cm} \leq b \leq 12,60\text{ cm} & \Leftrightarrow \text{on prend: } b = 30\text{cm} \end{cases}$$

D'après le **R.P.A 99(version 2003)** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 35\text{ cm} > 30\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,16 < 4\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ b_{\max} \leq (1,5 \times 35 + 30) = 82,50\text{ cm.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres secondaire principales $(b \times h) = (30 \times 35)\text{ cm}^2$.

II.4. Descente de charge

La descente de charges a pour but d'évaluer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les charges réglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q).

II.4.1. Charges permanentes

Les charges permanentes sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de la vie de l'ouvrage. Celles du plancher sont déterminées à partir de sa composition. Elles sont fonction des masses volumiques ainsi que des épaisseurs de chaque constituant. Les charges permanentes pour le plancher terrasse inaccessible, les planchers courant, mur extérieurs, mur intérieures et dallage de sous-sol sont déterminées comme suite.

II.4.1.1. Plancher terrasse inaccessible

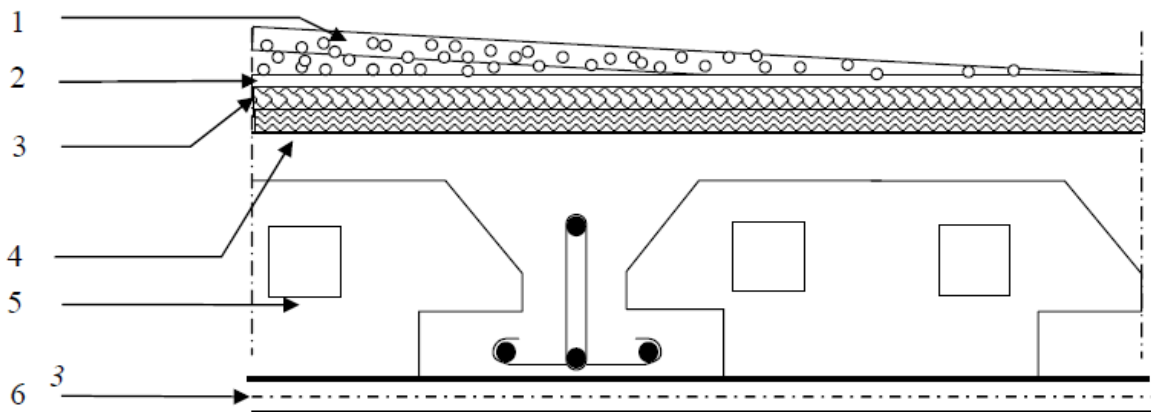
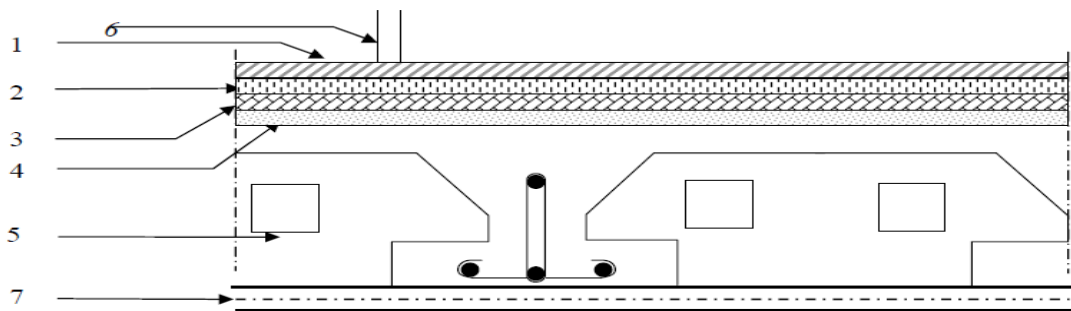


Figure II.2: Plancher terrasse.

Tableau II.1: Charge et surcharge du plancher terrasse.

N°	Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
1	Protection en gravillons	0,05	1
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Forme de pente en béton léger	0,1	2,2
4	Isolation thermique en liège	0,04	0,16
5	Plancher à corps creux	16+4	2,80
6	Enduit en plâtre	0,02	0,20
Totale	G		6,48
Totale	Q		1

II.4.1.1. Plancher étage courants**Figure II.3: Plancher étage courant, R.D.C.****Tableau II.2: Charge et surcharge des étages courants.**

N°	Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Sable fin pour mortier	0,02	0,34
5	Plancher à corps creux	16+4	2,80
6	Enduit en plâtre	0,02	0,20
7	Cloison en briques creuses	0,1	0,90
Totale	G		5,04
Totale	Q : Plancher RDC (usage commercial)		5
Totale	Q : Plancher 1 ^{er} étage au 12 ^{ème} étage		1,5

II.4.1.2. Plancher sous-sol (dalle pleine)

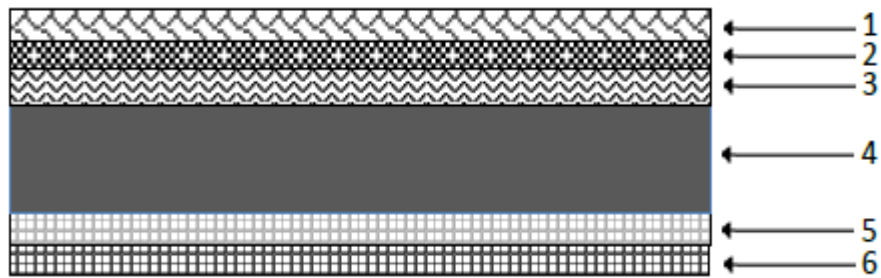


Figure II.4: Plancher sous-sol (dalle pleine).

Tableau II.3: Charge et surcharge du plancher sous-sol.

N°	Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Enduit en plâtre	0,02	0,20
4	Sable fin pour mortier	0,02	0,34
5	Plancher (dalle pleine)	0,15	3,75
6	Cloison en briques creuses	0,10	0,90
Totale	G		5,99
Totale	Q		3,5

II.4.1.3. Mur extérieur (double cloison)

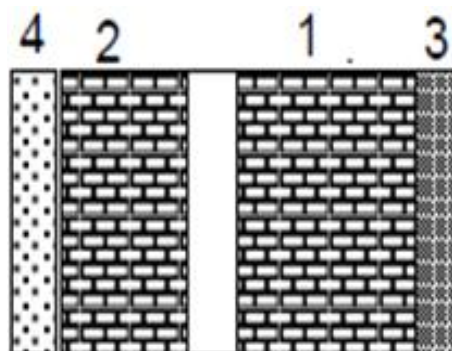


Figure II.5: Détail mur extérieur.

Tableau II.4 : Charge et surcharge des murs extérieurs.

N°	Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
1	Brique creuses à l'extérieur	0,15	1,35
2	Brique creuses à l'intérieur	0,10	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,015	0,27
4	Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,15
Totale	G (RDC, 1 ^{er} au 12 ^{eme} étage)		2,67

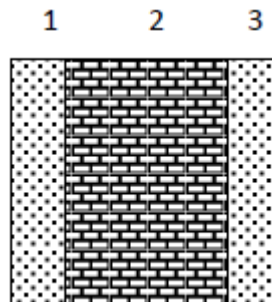
- **Remarque**

Le mur de la façade contient ouvertures (portes, fenêtres) donc il est nécessaire d'opter un coefficient de pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes et fenêtres (70%G)

$$G = 0,7 \times 2,67 = 1,869 \text{ Kn/m}^2.$$

II.4.1.1. Mur intérieur

**Figure II.6: Détail d'un mur intérieur.****Tableau II.5: Charge et surcharge des murs intérieurs.**

N°	Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
1	Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,15
2	Brique creuses	0,10	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,015	0,27
Totale	G (RDC, 1 ^{er} au 12 ^{eme} étage)		1,32

II.4.2.Charges d'exploitation

Les charges d'exploitation ou surcharges sont celles qui résultent de l'usage des locaux. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normal d'occupation.

II.4.2.1.Loi de dégression des charges d'exploitations

Puisque il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages, qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut.

Sous terrasse Q_0 ;
 Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$;
 Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$;
 Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$;
 Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$;
 Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$.

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ... , n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitation suivantes :

Tableau II.6: Dégression des charges d'exploitations.

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
12	Q_0	$\sum_0 = 1,00$	1
11	Q_1	$\sum_1 = Q_0 + Q_1$	2,5
10	Q_2	$\sum_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	3,85
09	Q_3	$\sum_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
08	Q_4	$\sum_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,1
07	Q_5	$\sum_5 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7
06	Q_6	$\sum_6 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75
05	Q_7	$\sum_7 = Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8,50
04	Q_8	$\sum_8 = Q_0 + 0,69 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8)$	9,25
03	Q_9	$\sum_9 = Q_0 + 0,67 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9)$	10
02	Q_{10}	$\sum_{10} = Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{10})$	10,75
01	Q_{11}	$\sum_{11} = Q_0 + 0,64 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{11})$	11,50
R.D.C	Q_{12}	$\sum_{12} = Q_0 + 0,63 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{12})$	12,34
S.SOL	Q_{13}	$\sum_{13} = Q_0 + 0,62 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{13})$	13

II.5. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Ils sont pré-dimensionnés en compression simple et leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage.

Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qui correspond à un poteau reprenant la surface du plancher la plus importante.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Dans notre structure on a 5 types de coffrages :

- Type 1** : sous-sol, R.D.C et 1er étage ;
- Type 2** : les étages : 2, 3 et 4 ;
- Type 3** : les étages : 5, 6 et 7 ;
- Type 4** : 8, 9, et 10 ;
- Type 5** : 11 et 12.

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br.f_{C28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression) .
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\lambda \phi (= \alpha)$).

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

- λ : Élancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{L_f}{i} \right)$.
- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.
- B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$).

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$)Situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$)Situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- A_s : Section d'acier comprimée.
- B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = (a - 2)(b - 2)$) [cm²].

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$.

II.5.1.Exemple de calcul

On prend comme exemple de calcul les poteaux de RDC, d'où : $h_0 = 4,25$ m.

Donc : $L_f = 0,7 h_0 = 0,7 \times 4,25 \Rightarrow L_f = 2,97$ m.

II.5.1.1.Poteau le plus sollicité

On fixe notre choix au poteau axes (E, 3) comme il est motionné au figure suivante d'où la surface hachure c'est elle supporte par le poteau pour toute étages.

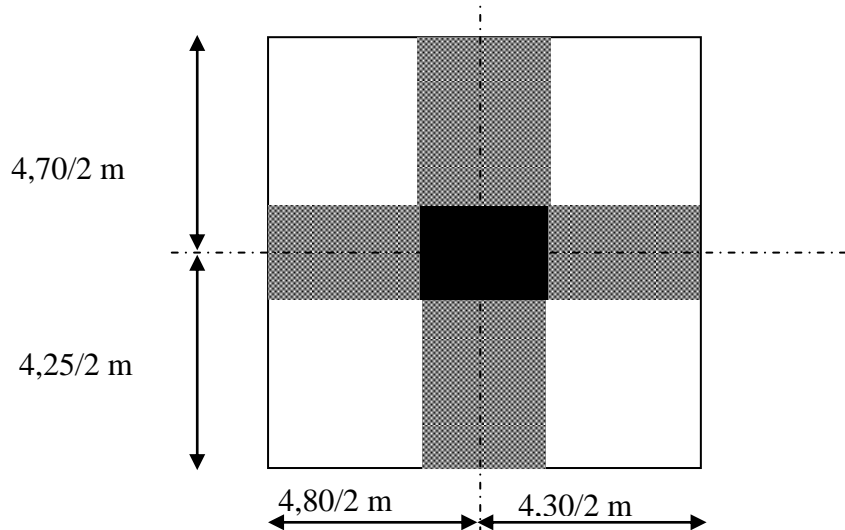


Figure II.7 : Le poteau le plus sollicité.

II.5.1.2.Surface reprise par poteau à chaque étage

Soit S La surface supportée par poteau axes (E, 3):

$$S = \left(\frac{4,80}{2} + \frac{4,30}{2} \right) \times \left(\frac{4,70}{2} + \frac{4,25}{2} \right)$$

$$S = 20,36 \text{ m}^2.$$

II.5.1.3. Effort normal ultime due à chaque niveau

a) Les efforts de compression due aux charges permanentes NG

a.1) Poids propre des plancher terrasse

- Poids propre du plancher terrasse : $G_{\text{terrasse}} \times S = (6,48) \times 20,36 = 131,93 \text{ KN}$.

a.2) Poids propre des planchers étages courants et de plancher RDC

Poids propre du Plancher étages courants:

$$G_{\text{RDC, E courants}} \times S = (5,04) \times 20,36 = 102,61 \text{ KN}.$$

a.3) Poids propre de plancher sou sol

$$G_{\text{SS}} = (5,99) \times 20,36 = 121,96 \text{ KN}.$$

a.4) Poids propre des poutres principales

$$G_{\text{p.principale}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$$G_{\text{p.principale}} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times \left(\frac{4,80}{2} + \frac{4,30}{2} \right) = 13,65 \text{ KN}.$$

a.5) Poids propre des poutres secondaires

$$G_{\text{p.secondeire}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$$G_{\text{p.secondeire}} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times \left(\frac{4,70}{2} + \frac{4,25}{2} \right) = 11,75 \text{ KN}.$$

a.6) Poids propre totale

$$G_{\text{total}} = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{RDC, E courants}} \times n + G_{\text{SS}} + (G_{\text{p.principale}} + G_{\text{p.secondeire}}) \times (n + 2).$$

Avec : n c'est le nombre de planchers d'étages courants; n=12.

$$G_{\text{total}} = 131,93 + 102,61 \times 12 + 121,96 + (13,65 + 11,75) \times (12 + 2)$$

$$\Rightarrow G_{\text{total}} = 1840,81 \text{ KN}.$$

b) Les efforts de compression due aux charges d'exploitation

$$Q_{\text{total}} = Q \times S = 12,34 \times 20,36 \Rightarrow Q_{\text{total}} = 251,24 \text{ KN}.$$

c) Majoration des efforts

On doit majorer les efforts de 10 %

$$N_G = 1,1 \times 1840,81 = 2024,90 \text{ KN}$$

$$N_Q = 1,1 \times 251,24 = 276,37 \text{ KN}$$

$$N_U = (1,35 \times 2024,90) + (1,5 \times 276,37) = 3148,17 \text{ KN} \Rightarrow N_U = 3148,17 \text{ KN}.$$

II.5.1.4. Détermination de (a)

$$B = b \cdot a$$

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{297,5}{(0,289 \times a)} \leq 50 \Rightarrow \left(a \geq \frac{277,2}{0,289 \times 50} = 19,18 \right)$$

on prend: $\alpha = 50 \text{ cm}$

$$\lambda = 0,7 \times \frac{L_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{297,5}{(0,289 \times 50)} = 20,55 < 50$$

$\lambda = 20,55 < 50$ *Condition vérifiée.*

II.5.1.5. Détermination de (b):

Selon les règles du B.A.E.L91, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (50 - 2)(b - 2) = 48 \times (b - 2) \text{ cm}$$

- Selon « RPA 99 version 2003 » $A_s = 0,8\% B_r$ *Zone IIa*

$$A_s = 0,8\% [48(b - 2)] = 0,384(b - 2) \text{ cm}^2$$

$$\lambda = 20,55 < 50$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} \right]$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(20,55/35)^2} \right]$$

$$\alpha = 0,79$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} ; F_e = 400 \text{ MPA} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

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

$$N_u \leq 0,79 \times \left[\frac{48 \times (b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,384 \times (b - 2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 41,66 \text{ cm}$$

Donc, on prend : $b = 50$.

II.5.1.6. Vérification selon “RPA99 version 2003”

Dimensions minimaux requis par le “RPA99 version 2003” :

D’après l’article 7 .4.1, pour une zone sismique II, on doit avoir au minimum :

$$\min(a; b) = \min(50; 50) = 50 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \textit{Condition vérifiée.}$$

$$\min(a; b) = \min(50; 50) > \frac{h_e}{20} = \frac{425}{20} = 21,25 \text{ cm} \dots\dots\dots \textit{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{50}{50} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \textit{Condition vérifiée.}$$

Avec : h_e : Hauteur d’étage.

Donc On adopte pour les poteaux de RDC une section carrée $(a \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$.

Tableau II.7: Tableau récapitulatif des sections des poteaux par types.

types	Niveau	Section (a x b) cm ²
5	12	(30 x 30)
	11	
4	10	(35 x 35)
	9	
	8	
3	7	(40 x 40)
	6	
	5	
2	4	(45 x 45)
	3	
	2	
1	1	(50 x 50)
	RDC	
	Sous-Sol	

II.6. Pré dimensionnement des voiles

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règles parasismiques algériennes (version 2003). D'où leur épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le « RPA99

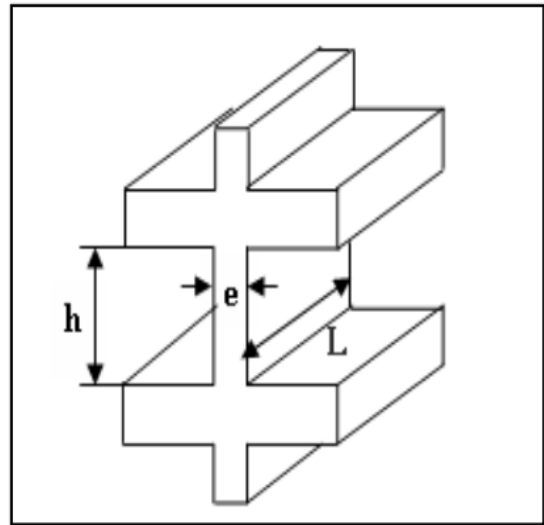


Figure II.8: Coupe de voile en élévation.

version 2003 » article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition: $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Avec : L : longueur de voile, e : épaisseur du voile. L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

II.6.1. Pour Sous-sol

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{425}{22} \rightarrow e \geq 19,32 \text{ cm}$$

II.6.2. Pour RDC, 1er, 2eme

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{396}{22} \rightarrow e \geq 18 \text{ cm}$$

II.6.3. Pour le reste des étages

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{306}{22} \rightarrow e \geq 13,91 \text{ cm}$$

Avec :

L : Longueur du voile ;

e : Épaisseur du voile ;

h_e : Hauteur d'étage.

Donc l'épaisseur des voiles des contreventements et des voiles périphériques: $e = 20 \text{ cm}$.

Chapitre III :

Calcul des planchers

III.1.Introduction :

Les planchers sont des éléments de la structure portante, destinée essentiellement à recevoir les actions variables d'exploitation afin de reporter sur les éléments porteurs verticaux qui les descendront aux fondations. Ils sont soit :

- En corps-creux constitué par des poutrelles sur lesquelles reposent les corps-creux, l'ensemble est recouvert par une dalle de compression en béton légèrement armé.
- A dalle plane en béton armé.

Les planchers assurent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance :**

Les planchers supportant leur poids propre et les surcharges d'exploitation.

- **Fonction d'isolation:**

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages, Comme notre projet a usage d'habitation et commerce, on adopte un plancher à corps creux qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur les quelles reposent les entrevous. Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

III.2.Dimensionnement des poutrelles

Notre projet étant une construction courante à une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{KN/m}^2$). La hauteur du plancher est 20cm soit (16+4) cm.

Avec : $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{corps creux ;} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de cmprression.} \end{cases}$

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65cm entre axes. Hauteur du plancher : $h_t=20$ cm Épaisseur de la nervure : $h_0=4$ cm Largeur de la dalle de compression: $b_0=12$ cm.

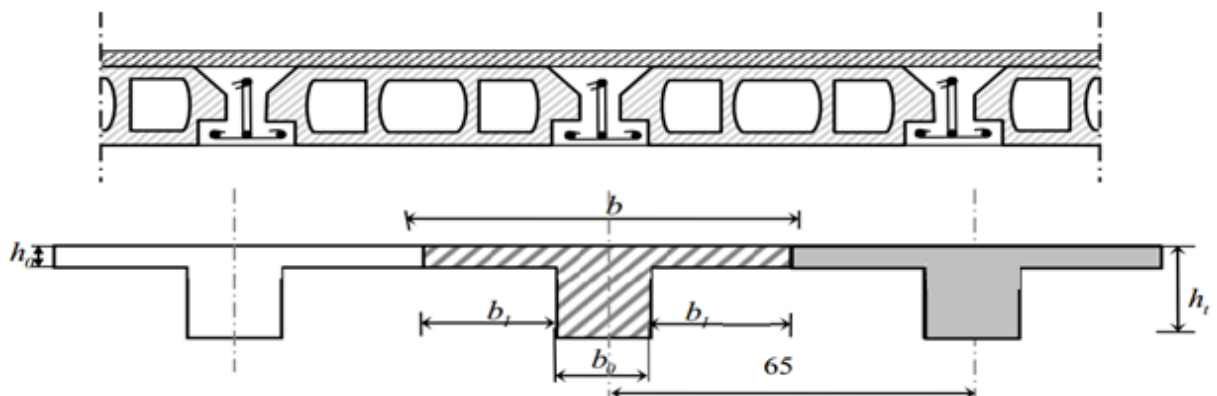


Figure III.1 : Dimensionnement des poutrelles.

Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes: $b=2b_1+b_0$ (1)

la portée maximale est : $L = 4,80$ m et $l_1=65$ cm

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{470}{10} = 47 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit : $b_1 = 26,5$ cm .

Pour avoir $b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow 2 \times 26,5 + 12 = 65$ cm.

III.3.Méthode de calcul des poutrelles**III.3.1.Méthode forfaitaire**

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 est proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courantes si les conditions ci après sont satisfaites.

III.3.1.1.Les conditions d'application de la méthode forfaitaire

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$;
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25 ;$$

- la fissuration est considérée comme non préjudiciable .

III.3.1.2.Principe de calcul

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments Fléchissant isostatiques " M_0 " De la travée indépendante.

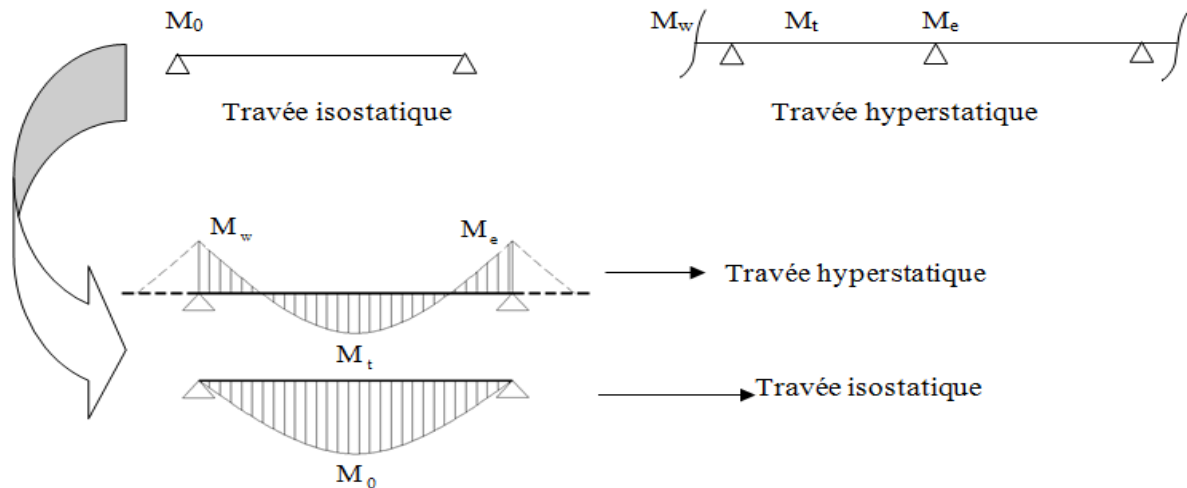


Figure III.2: Diagrammes du moment corrigé.

Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

$$M_t \geq \max [1,05M_0; (1+0,3\alpha)M_0] - (M_w + M_e)/2$$

$$M_t \geq (1+0,3\alpha)M_0/2 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq (1,2+0,3\alpha)M_0/2 \text{ dans une travée de rive.}$$

M_0 : Le moment maximal dans la travée indépendante ;

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée ;

M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée ;

M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée.

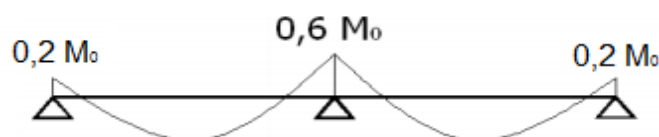
α : $Q/(G+Q)$ Le rapport de la charge d'exploitation à la somme des charges permanentes

Et d'exploitations.

III.3.1.3. Les valeurs des moments aux appuis

Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées :

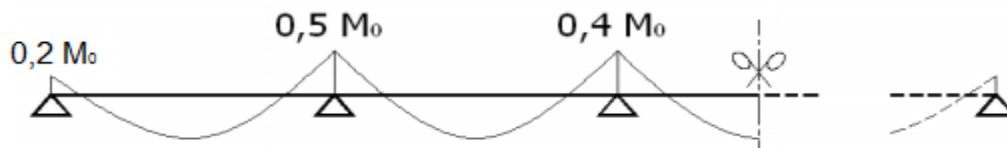
- Poutre contenue à deux travées ;



- Poutre contenue a trois travées ;



- Poutre contenue a plus de trois travées.



III.3.1.4.Effort tranchant

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

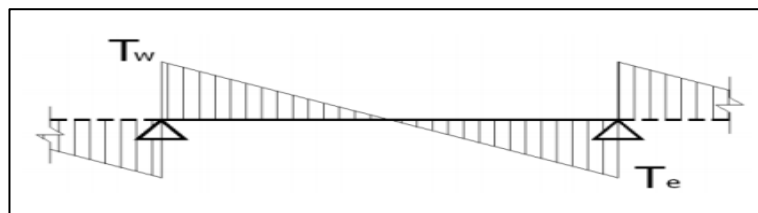


Figure III.3: Diagramme de l'effort tranchant.

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

III.3.2.Méthode de Caquot Minoré

La méthode de Caquot minorée est utilisée lorsque l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Cette méthode consiste à appliquer la méthode de caquot pour les planchers à charge d'exploitation élevée en multipliant la part des moments sur appui provenant des seules charges permanentes par un coefficient variant entre 1 et 2/3.

L'expérience montre que cette méthode de continuité théorique donne des moments trop forts sur appuis et trop faibles en travées. Les fissurations peu préjudiciables, sous l'application des sollicitations de calcul des microfissures apparaissent en premier lieu dans les zones les plus sollicitées (les appuis) .Ces zones vont devenir Moins sollicitées initialement (en travée) pour que la poutre reste en équilibre. Ainsi les moments repris sur appuis vont diminuer et faire augmenter les moments repris en travées. Cette constatation est appelée phénomène d'adapions entre sections.

Lorsque' on charge une poutre en béton armé, on crée une flèche. Si on laisse la poutre chargée sur une longue période (cas du bâtiment) la flèche va augmenter. Ce phénomène de déformation sous chargement constant est appelé fluage. Cette déformation supplémentaire, non prise en compte par la formule des trois moments, augmente les sollicitations en travée. Pour ces deux raisons (phénomène d'adaptions entre sections et fluage), la méthode des trois moments n'pas utilisée directement dans le calcul des poutres continues des bâtiments.

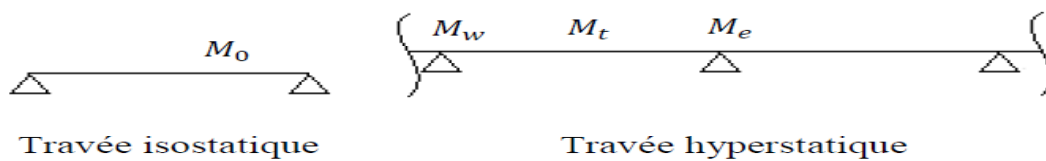
III.3.2.1. Les conditions d'application de la méthode Caquot Minoré

La méthode de Caquot minorée est utilisée lorsque l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

III.3.2.2. Principe de calcul de la méthode de Caquot Minoré

La méthode de Caquot consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue. La poutre continue est assimilée, pour le calcul des moments sur appuis, à une succession de poutres à deux travée de part et d'autre de l'appui étudié, la méthode de Caquot tient compte de cela en remplaçant les portées réelles par des portées fictives.

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques M_0 de la travée indépendante.



Avec :

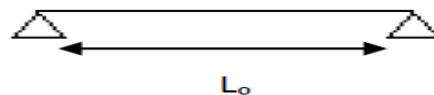
M_0 : Moment max de la travée indépendante ;

M_t : Moment max de la travée étudiée ;

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

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

- Cas d'une seule travée



- Cas de 2 travées



- Cas de plus de 3 travées



L_0 : Longueur réel (pour les travées de rive sans porte à faux) ;

L' : longueur fictifs (pour les travées intermédiaires) : $L' = L_0 \times 0,8$.

III.3.2.3.Évaluation des moments

$$\begin{cases} M_{app} = -\frac{q \times L_W^3 + q \times L_e^3}{8,5 \times (l_W + l_e)} \\ M_{trav} = \frac{q \times L^2}{8} - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_W - M_e)^2}{2q \times l^2} \end{cases}$$

M_W : Moment sur l'appui de gauche ;

M_e : Moment sur l'appui de droite.

III.3.2.4.Évaluation de l'effort tranchant

$$\begin{cases} T_W = \frac{M_W - M_e}{l} + \frac{q \times L}{2} \\ T_e = \frac{M_W - M_e}{l} - \frac{q \times L}{2} \end{cases}$$

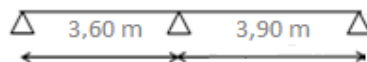
III.4.Calcul du ferrailage

III.4.1.Planchers étages courant

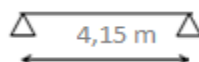
III.4.1.1. Etude des poutrelles Planchers étages courants

On a quatre (04) types des poutrelles par chaque niveau selon le nombre et des longueurs des travées

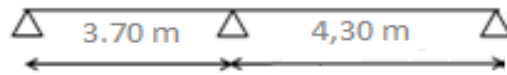
Type 01 : Travées A-B ;B-C



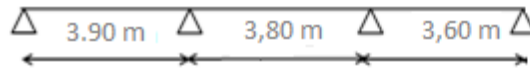
Type 02 : Travée 4-5



Type 03 : Travees 1-2 ; 2-3



Type 04 : Travées D-E ; E-F ; F-G



a) Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire

- la charge d’exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$;
 $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < (2G = 10,08 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2)$;
- $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq 10,08 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.
- Poutrelle à d’inertie constante ($I = \text{cte}$) Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable Condition vérifiée.
- Le rapport entre les travées successives : $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

Tableau III.1: Rapport entre les travées successives.

Travées	A-B	B-C	4-5	1-2	2-3	D-E	E-F	F-G
Portée	3,60	3,90	4,15	3,70	4,30	3,90	3,80	3,60
Rapport	0,92		1	0,86		1,02		1,05

$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$ Condition vérifiée.

Puisque toutes les conditions sont satisfaites pour les planchers étages donc la méthode forfaitaire est applicable.

b) Sollicitations

Le plancher d’étage courant comporte « 04 » types des poutrelles.

D’où : $G = 5,04 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

b.1)E.L.U :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = 5,01 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = Q/(G + Q) = 1,50/(5,04 + 1,50) = 0,23$$

$(1 + 0,3\alpha = 1,07 > 1,05$, donc : on doit tenir compte de 1,07

$$(1,2 + 0,3\alpha, 3\alpha = 0,63(\text{travée de rive})$$

$$(1 + 0,3\alpha, 3\alpha = 0,53(\text{travée intermédiaire})$$

$$q_u = 5,01 \text{ KN/ml}$$

b.2)E.L.S :

$$q_s = (G + Q) \times 0,65 \rightarrow q_s = 4,25 \text{ KN/ml}$$

➤ **Exemple de calcul type 01 :**• **Moments fléchissant (isostatiques)**

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8}$$

$$M_0^{AB} = \frac{5,01 \cdot 3,60^2}{8} = 8,11 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{5,01 \cdot 3,90^2}{8} = 9,53 \text{ KN.m}$$

• **Moments sur appuis**

$$\text{En appui(A)et(C)} : M_A = M_C = 0,2M_0$$

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 1,62 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2M_0^{BC} = 1,91 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui(B)} : M_B = 0,6\max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 5,71 \text{ KN.m}$$

• **Moments En travées**

Travée (AB) et(BC)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{(AB)} \geq 1,15 \cdot M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 5,66 \text{ KN.m} \\ M_T^{(AB)} \geq 0,63 \cdot M_0^{AB} = 5,10 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(AB)} = 5,66 \text{ KN.m}$$

• Efforts tranchants

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + q_u \frac{L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - q_u \frac{L}{2} \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} T_w : \text{effort tranchant a droit} \\ T_e : \text{effort tranchant a gauche} \end{cases}$$

$$\text{Travée (A-B)} \begin{cases} T_w = \frac{1,62 - 5,71}{3,60} + 5,01 \frac{3,60}{2} = 7,88 \text{ KN} \\ T_e = \frac{1,62 - 5,71}{3,60} - 5,01 \frac{3,60}{2} = -10,15 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (BC)} \begin{cases} T_w = \frac{5,71 - 1,91}{3,90} + 5,01 \frac{3,90}{2} = 10,74 \text{ KN} \\ T_e = \frac{5,71 - 1,91}{3,90} - 5,01 \frac{3,90}{2} = -8,79 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des sollicitation des poutrelles (étage courants) .

Type	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S					
			M(KN. m) et T(KN)						M(KN m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	AB	3,60	8,81	1,62	5,71	5,66	7,88	-10,15	6,88	1,38	5,28	4,58	6,65	-8,73
	BC	3,90	9,53	5,71	1,91	7,14	10,74	-8,79	8,08	5,28	1,61	5,84	9,22	-7,35
2	DE	4,15	10,78	2,15	2,15	10,24	10,39	-10,39	9,14	1,82	1,82	8,69	8,81	-8,81
3	FG	3,70	8,57	1,71	6,94	5,53	7,75	-10,68	7,27	1,45	5,89	4,69	6,66	-9,06
	GH	4,30	11,57	6,94	2,31	8,68	11,84	-9,69	9,82	5,89	1,96	7,36	10,05	-5,20
4	IJ	3,90	9,53	1,90	4,76	7,63	9,03	-10,50	8,08	1,61	4,04	6,46	7,67	-8,91
	JK	3,80	9,04	4,76	4,52	5,75	9,58	-9,45	7,67	4,04	3,83	4,88	8,13	-8,02
	KL	3,60	8,12	4,52	1,62	6,26	9,82	-8,21	6,88	3,83	1,37	5,31	8,33	-6,96

Le ferrailage des poutrelles se fait pour une section en **T** soumise à la flexion simple à l'E.L.U.R. En suit la vérification du béton et les sections d'armatures se fait à l'E.L.S.

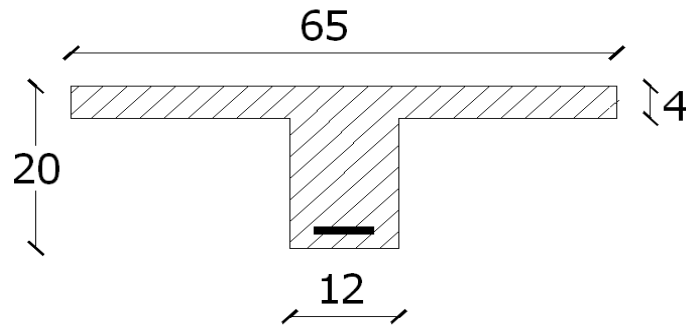


Figure III.4: La section du poutrelles calculé (en T).

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0\max} = 11,57 \text{ KN.m} \\ M_{t\max} = 10,24 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{riv})\max} = 2,31 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{inter})\max} = 6,94 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 11,84 \text{ KN} \end{array} \right.$$

III.4.1.2. Ferrailage en travée

a) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_{t\text{ ab}} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{t\text{ ab}} = 65 \times 4 \times 14,17(18 - 2) \cdot 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t\text{ max}} = 10,24 \text{ KN.m} < M_{t\text{ b}} = 58,95 \text{ KN.m} \quad M_t^u < M_0$$

Donc la zone comprimée se trouve dans la table de compression.

⇒ La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions :

$$(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2.$$

b) Vérification de l'existante des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{10,24 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,034 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,034 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot.A: } \xi_s = 10 \frac{0}{00}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0432$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,982$$

$$\sigma_S = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_S = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{10,24 \times 10^3}{0,982 \times 18 \times 348} = 1,66 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_S = 1,66 \text{ cm}^2.$$

a) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_{\min} \geq \max[1,3; 1,41]$$

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

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,41; 1,66) = 1,66 \text{ cm}^2.$$

Le choix:

$$A_S = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2.$$

III.4.1.3. Ferrailage Sur appuis

• **Appuis intermédiaire**

Etat- limite ultime de résistance :

$$M_a^u \text{ max(inter)} = 6,94 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{6,94 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,126 < 0,392 \rightarrow A'_S = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,169$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,932$$

$$\sigma_S = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{s(\text{inter})} = \frac{M_{a(\text{inter})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{6,94 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 348} = 1,18 \text{ cm}^2$$

- Appuis de rive :

$$M_a^u \text{ max(riv)} = 2,31 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a \text{ (riv)}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{2,31 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,041 < 0,392 \rightarrow A'_S = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,052 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,979$$

$$A_{S \text{ a(riv)}} = \frac{M_a \text{ (riv)}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{2,31 \times 10^3}{0,979 \times 18 \times 348} = 0,34 \text{ cm}^2$$

a) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{a adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 1,18) = 1,18 \text{ cm}^2.$$

Le choix:

$$A_S = 2T10 = 1,58 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min(\text{riv})} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,34) = 0,34 \text{ cm}^2.$$

Le choix:

$$A_S = 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2.$$

III.4.1.4. Vérifications

a) L'influence de l'effort tranchant

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{11,84 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0,55 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Section et écartement des armatures transversales A_t

b.1) Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lmin}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 5,51 \approx 8mm$$

On prend :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1\phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$$

b.2) Calcul des espacements

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(16,2; 40) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

b.3) La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\sigma_s \left(\tau_u - 0,3k.f_{tj} \right)}{0,9.f_e \cdot (\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$K = 1$ (fissuration non préjudiciable).

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e E = 235 \text{ MPA} \quad ; \delta_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow A_t \geq \frac{\sigma_s \left(\tau_u - 0,3k.f_{tj} \right)}{0,9.f_e} \cdot b_0 \cdot s_t$$

$$A_t \geq \frac{1,15(0,55 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,20$$

$$A_t = -1,04.10^{-05}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91).

c) Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max(0,25; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$A_t \geq \left(\frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_e} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,2}{235} = 4,09 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,41 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$$

d) Compression de la bille d'about

La contrainte de compression dans la biellette est:

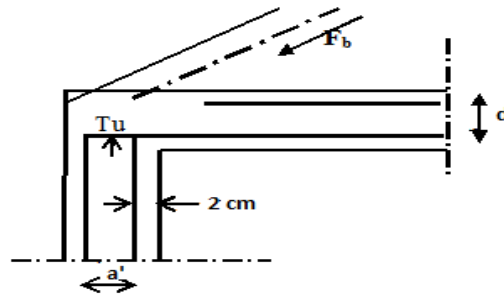


Figure III.5: Compression de la bille d'about.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec : } \begin{cases} F_b = T_u \times \sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$D'où : \bar{\sigma}_b = \frac{2.T_u}{a.b_0}$$

a = la longueur d'appui de la biellette $\leq 0,9 \times d$

On doit avoir : $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T_u}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \cdot \gamma_b}{0,8.b_0.f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 10,33 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 1,29 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9 \times d);$$

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm} = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

$$a = \min(36 \text{ cm}; 16,2 \text{ cm}) = 16,20 > 1,29 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification à L' E .L .S

e.1) Au niveau des travées :

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } F_c E 400 \end{array} \right. \Rightarrow Si : a \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA.}$$

e.2) Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S

Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées).

$$a \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III.3 : Vérification des compressions.

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	$a \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}$	α_T	Observation
Appui	6,94	5,89	0,445	0,0432	Condition vérifiée
Travée	10,24	8,69	0,44	0,169	Condition vérifiée

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Les armatures calculées à L'ELU seront maintenues.

f) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \bar{V}_u \text{ et } V_u \leq 0,267 \cdot \alpha_0 \cdot f_{c28} \Rightarrow \frac{0,75 \cdot V_u}{b_0 \cdot f_{c28}} \leq \alpha \leq d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

$$a = l_a - 2 \text{ cm tel que : } l_a = l_s - \text{Type de crochet}$$

l_a : Longueur d'ancrage.

l_s : Longueur de scellement droit (donnée a partir du BAEL91)

On choisit par exemple un crochet de 90^0

Donc : $l_a = l_s - 24,69\phi$ tel que : $l_s = 35\phi$ ($F_{c28} = 25\text{MPa}; F_e 400$)

$$l_a = 10,31\phi = 10,31 \times 1,00 = 10,31\text{cm}$$

$$\text{Alors : } a = l_a - 2 = 10,31 - 2 = 8,31\text{cm}$$

$$\bar{V}_u = 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267(8,31 \times 1,2) \times 10^2 \times 25 = 66,56\text{KN}$$

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 10,33 \leq 66,56 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

g) Vérification des armatures longitudinales

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$A_s = \frac{1,15 \times 10,33 \times 10^{-3}}{400} = 0,30\text{cm}^2$$

$$A_s = 2,36\text{cm}^2 \geq 0,30\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

h) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

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

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \cdot 0,23 \sum \mu} ; (\sum \mu : \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres})$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj} ; \text{ Pour les armatures à H.A } \rightarrow = 1,5\psi_s \text{ d'après le tableau :}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}; \bar{\tau}_s = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPA}$$

$$\sum \mu = 3 \cdot 2 \cdot \pi \cdot R = 3 \cdot 2 \cdot 3,14 \cdot 0,6 = 11,30 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{10,33 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,23 \cdot 0,1130} = 0,44 \text{ MPA}$$

$$\text{Donc } \tau_s = 0,44 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,84 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

a) Vérification de la flèche

D'après BAEL 91 modifiée 99 : $f \leq f_{adm}$

$$\text{Avec : } F_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \rightarrow L_{max} : \text{ la portée maximal}$$

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 4,30\text{m}$

$$F_{adm} = \frac{430}{500} = 0,86\text{m}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_{ut} \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 \rightarrow d' = 0,1h$$

$$I_0 = \frac{0,65 \times 0,20^3}{12} + 15.3,39 \left(\frac{0,20}{2} - 0,024\right)^2$$

$$I_0 = 4,69.10^{-1} m^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 d} = \frac{3,39.10^{-4}}{0,12.0,216} = 0,013$$

$$\lambda_i = \frac{0,05ft_{28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0,05.2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{0,12}{0,65}\right)0,013} = 3,16$$

$$U^* = 1 - \frac{1,75ft_{28}}{(4\rho b_0st) + ft_{28}} = 0,818$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1I_0}{(1 + \lambda_i U^*)} = \frac{1,1.4,69.10^{-1}}{(1 + 3,16.0,818)} = 0,14m^4$$

$$f = \frac{M_{st}.L^2}{10E_i.I_{Fi}} = \frac{10,24.10^{-3}.4,3^2}{10.32164,2.0,14} = 4,2.10^{-3} m$$

Avec : $E_i = 11000(fc_{28})^{1/3} = 32164,2MPa$

Donc : $f = 4,2.10^{-3} m \leq f_{adm} = 0,86 cm$ Condition vérifiée.

III.4.1.5.Schemas de ferrailage des poutrelles Etage courant

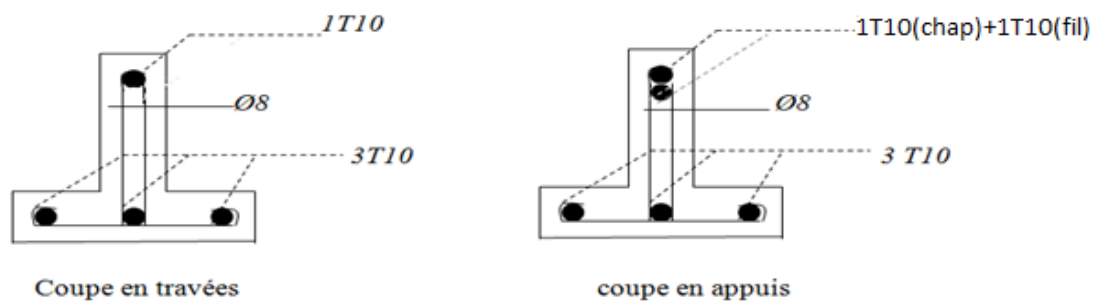


Figure III.6: Ferrailage des poutrelles de rive.

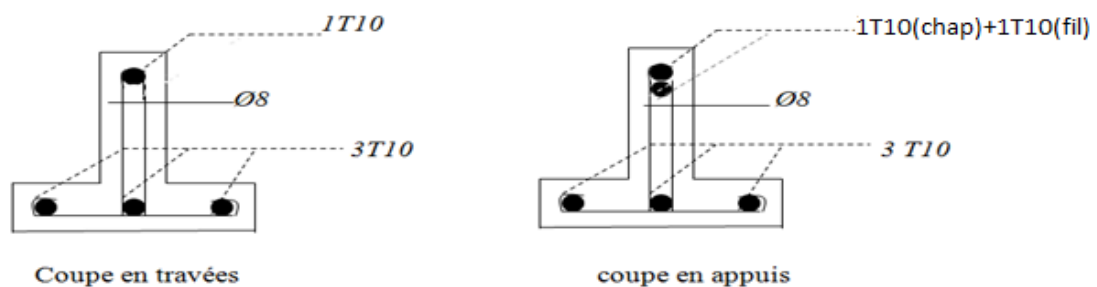


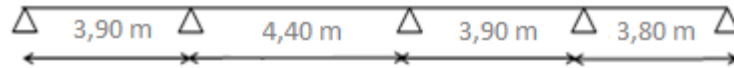
Figure III.7: Ferrailage des poutrelles intermédiaire.

III.4.2. Planchers terrasse

III.4.2.1. Étude des poutrelles Planchers étages terrasse

On a deux (02) types des poutrelles selon le nombre et des longueurs des travées

Type 01 : Travées B-C, C-D, D-E et E-F :



Type 02 : Travée 3-4 :



a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$
- $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq 10,08 \text{ KN/m}^2$ *Condition vérifiée.*
- Poutrelle à d'inertie constante ($I = C^{te}$)..... *Condition vérifiée.*
- Fissuration peu préjudiciable *Condition non vérifiée.*

Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d. la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode de Caquot Minoré.

Cette méthode est dérivée du théorème des trois moments, mais avec certains ajustements propre aux poutres en béton armé.

b) Sollicitations

$$G = 6,48 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} G = 6,48 \times 0,65 = 4,21 \text{ KN/ml} \\ Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$G' = 2G/3 = 2,80 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} Q_U = 1,35G' + 1,5Q = 4,75 \text{ KN/ml} \\ Q_{ser} = G' + Q = 3,45 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

➤ Exemple de calcul type 01

à l'ELU

• Moments fléchissant Sur appuis (isostatiques)

Sur appuis de rive

$$M_o = \frac{qL^2}{8} = \frac{4,75(3,90)^2}{8} = 9,03 \text{ KN.m} \Rightarrow M_A = 0,2 M_o = 0,2(9,03) = 1,81 \text{ KN.m.}$$

$$M_o = \frac{qL^2}{8} = \frac{4,75(3,80)^2}{8} = 8,57 \text{ KN.m} \Rightarrow M_E = 0,2 M_o = 0,2(8,57) = 1,71 \text{ KN.m.}$$

Sur appuis intermédiaires

On suppose : $M_A = M_E = 0$

$$M_B = \frac{4,75(3,52)^3 + 4,75(3,90)^3}{8,5(3,52 + 3,90)} = 7,75 \text{ KN.m}; M_C = \frac{4,75(3,12)^3 + 4,75(3,52)^3}{8,5(3,12 + 3,52)} = 6,23 \text{ KN.m.}$$

$$M_D = \frac{4,75(3,80)^3 + 4,75(3,12)^3}{8,5(3,80 + 3,12)} = 6,88 \text{ KN.m.}$$

• Moments fléchissant En travées

$$M_{AB} = \frac{4,75(3,90)^2}{8} - \frac{1,81 - 7,75}{2} + \frac{(1,81 - 7,75)^2}{4,75 \times 2(3,90)^2} = 12,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{4,75(3,52)^2}{8} - \frac{7,75 - 6,23}{2} + \frac{(7,75 - 6,23)^2}{4,75 \times 2(3,52)^2} = 6,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} = \frac{4,75(3,12)^2}{8} - \frac{6,23 - 6,88}{2} + \frac{(6,23 - 6,88)^2}{4,75 \times 2(3,12)^2} = 6,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE} = \frac{4,75(3,80)^2}{8} - \frac{6,88 - 1,71}{2} + \frac{(6,88 - 1,71)^2}{4,75 \times 2(3,80)^2} = 6,36 \text{ KN.m}$$

• Efforts tranchants

$$\text{Travée (AB)} \begin{cases} T_A = \frac{1,81 - 7,75}{3,90} + 4,75 \frac{3,90}{2} = 7,74 \text{ KN} \\ T_B = \frac{1,81 - 7,75}{3,90} - 4,75 \frac{3,90}{2} = -10,78 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (BC)} \begin{cases} T_B = \frac{7,75 - 6,23}{3,52} + 4,75 \frac{3,52}{2} = 8,79 \text{ KN} \\ T_C = \frac{7,75 - 6,23}{3,52} - 4,75 \frac{3,52}{2} = -7,93 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (CD)} \begin{cases} T_C = \frac{6,23 - 6,88}{3,12} + 4,75 \frac{3,12}{2} = 7,20 \text{ KN} \\ T_D = \frac{6,23 - 6,88}{3,12} - 4,75 \frac{3,12}{2} = -7,62 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (DE)} \begin{cases} T_D = \frac{6,88 - 1,71}{3,80} + 4,75 \frac{3,80}{2} = 10,39 \text{ KN} \\ T_E = \frac{6,88 - 1,71}{3,80} - 4,75 \frac{3,80}{2} = -7,66 \text{ KN} \end{cases}$$

à l'ELS

- **Moments fléchissant sur appuis (isostatiques)**

Sur appuis de rive :

$$M_O = \frac{qL^2}{8} = \frac{3,45(3,90)^2}{8} = 6,56 \text{ KN.m} \Rightarrow M_A = 0,2 M_O = 0,2(6,56) = 1,31 \text{ KN.m.}$$

$$M_O = \frac{qL^2}{8} = \frac{3,45(3,80)^2}{8} = 6,23 \text{ KN.m} \Rightarrow M_E = 0,2 M_O = 0,2(6,23) = 1,25 \text{ KN.m.}$$

Sur appuis intermédiaires :

On suppose : $M_A = M_E = 0$

$$M_B = \frac{3,45(3,52)^3 + 3,45(3,90)^3}{8,5(3,52 + 3,90)} = 5,63 \text{ KN.m.} \quad M_C = \frac{3,45(3,12)^3 + 3,45(3,52)^3}{8,5(3,12 + 3,52)} = 4,52 \text{ KN.m.}$$

$$M_D = \frac{3,45(3,80)^3 + 3,45(3,12)^3}{8,5(3,80 + 3,12)} = 5 \text{ KN.m.}$$

Moments fléchissant en travées

$$M_{AB} = \frac{3,45(3,90)^2}{8} - \frac{1,31 - 5,63}{2} + \frac{(1,31 - 5,63)^2}{3,45 \times 2(3,90)^2} = 8,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{3,45(3,52)^2}{8} - \frac{5,63 - 4,52}{2} + \frac{(5,63 - 4,52)^2}{3,45 \times 2(3,52)^2} = 4,80 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} = \frac{3,45(3,12)^2}{8} - \frac{4,52 - 5}{2} + \frac{(4,52 - 5)^2}{3,45 \times 2(3,12)^2} = 4,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE} = \frac{3,45(3,80)^2}{8} - \frac{5 - 1,25}{2} + \frac{(5 - 1,25)^2}{3,45 \times 2(3,80)^2} = 4,50 \text{ KN.m}$$

• Efforts tranchants

$$\text{Travée (A - B)} \begin{cases} T_A = \frac{1,31 - 5,63}{3,90} + 3,45 \frac{3,90}{2} = 5,62 \text{ KN} \\ T_B = \frac{1,31 - 5,63}{3,90} - 3,45 \frac{3,90}{2} = -7,84 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (B - C)} \begin{cases} T_B = \frac{5,63 - 4,52}{3,52} + 3,45 \frac{3,52}{2} = 6,39 \text{ KN} \\ T_C = \frac{5,63 - 4,52}{3,52} - 3,45 \frac{3,52}{2} = -5,76 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (C - D)} \begin{cases} T_C = \frac{4,52 - 5}{3,12} + 3,45 \frac{3,12}{2} = 5,23 \text{ KN} \\ T_D = \frac{4,52 - 5}{3,12} - 3,45 \frac{3,12}{2} = -5,54 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (D - E)} \begin{cases} T_D = \frac{5 - 1,25}{3,80} + 3,45 \frac{3,80}{2} = 7,54 \text{ KN} \\ T_E = \frac{5 - 1,25}{3,80} - 3,45 \frac{3,80}{2} = -5,57 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau III.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (Terasse).

Type	Travée	L(m)	L' (m)	E.L.U						E.L.S					
				M(KN. m) et T(KN)						M(KN m) et T(KN)					
				M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	AB	3.90	3.90	9,03	1,81	7,75	12,24	7,74	-10,78	6,56	1,31	5,63	8,90	5,62	-7,84
	BC	4.40	3.52	7,36	7,75	6,23	6,62	8,79	-7,93	5,34	5,63	4,52	4,80	6,39	-5,76
	CD	3.90	3.12	5,78	6,23	6,88	6,11	7,20	-7,62	4,20	4,52	5	4,44	5,23	-5,54
	DE	3.80	3.80	8,57	6,88	1,71	6,36	10,39	7,66	6,23	5	1,25	4,50	7,54	-557
2	FG	3.85	3.85	8,80	1,76	1,76	8,80	9,14	-9,14	6,39	1,28	1,28	6,39	6,64	-6,64

Le ferrailage des poutrelles se fait pour une section en **T** soumise à la flexion simple à l'E.L.U.R. En suit la vérification du béton et les sections d'armatures se fait à l'E.L.S.

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$\begin{cases} M_{0\max} = 9,03 \text{ KN.m} \\ M_{t\max} = 12,24 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{riv})\max} = 1,81 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{inter})\max} = 7,75 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 10,78 \text{ KN} \end{cases}$$

III.4.2.1. Ferrailage en travée

a) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_{t\ ab} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{t\ ab} = 65 \times 4 \times 14,17(18 - 2) \cdot 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t\ \max} = 10,24 \text{ KN.m} < M_{t\ b} = 58,95 \text{ KN.m} \quad M_t'' < M_0 \Rightarrow \text{La zone comprimée se trouve}$$

dans la table de compression.

\Rightarrow La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions :

$$(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2.$$

b) Vérification de l'existance des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{12,24 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,041 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,041 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot.A: } \xi_s = 10 \frac{0}{00}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0523$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,979$$

$$\sigma_S = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_S = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{12,24 \times 10^3}{0,979 \times 18 \times 348} = 1,99 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_S = 1,99 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_{\min} \geq \max[1,3; 1,41]$$

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

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,41; 1,99) = 1,99 \text{ cm}^2.$$

Le choix:

$$A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

III.4.2.2. Ferrailage sur appuis

- Appuis intermédiaire

Etat- limite ultime de résistance : $M_a^u \text{ max(inter)} = 7,75 \text{ KN.m}$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension : $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{7,75 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,141 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,191 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,923$$

$$A_{s_a} = \frac{M_{a(\text{inter})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,75 \times 10^3}{0,923 \times 18 \times 348} = 1,34 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 1,34 \text{ cm}^2$$

- Appuis de rive

$M_a^u \text{ max(riv)} = 1,81 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{riv})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{1,81 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,033 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,041 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,983$$

$$A_{s_{a(\text{riv})}} = \frac{M_{a(\text{riv})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,81 \times 10^3}{0,983 \times 18 \times 348} = 0,29 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 0,29 \text{ cm}^2$$

a) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right) \Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 1,18 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 1,18) = 1,18 \text{ cm}^2.$$

Le choix:

$$A_s = 2T10 = 1,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min(\text{riv})} = 0,29 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,29) = 0,29 \text{ cm}^2.$$

Le choix:

$$A_s = 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

III.4.2.3. Vérifications**a) L'influence de l'effort tranchant**

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{10,78 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0,50 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier .}$$

b) Section et écartement des armatures transversales A_t :**b.1) Diamètre des armatures transversales :(article A.7.2, 2 du BAEL91):**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 5,51 \approx 8 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$$

b.2) Calcul des espacements d'après le BAEL91 (A.5.1, 22)

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(16,2; 40) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

b.3)La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\sigma_s \left(\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj} \right)}{0,9 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

k=1 (fissuration non préjudiciable)

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e E = 235 \text{MPa} \quad ; \delta_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow A_t \geq \frac{\sigma_s \left(\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj} \right)}{0,9 \cdot f_e} \cdot b_0 \cdot s_t$$

$$A_t \geq \frac{1,15(0,50 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,20$$

$$A_t = -1,04 \cdot 10^{-05}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91mod99 DTU page 196).

c)Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max (0,25; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$A_t \geq \left(\frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_e} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,2}{235} = 4,09 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,41 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$$

d)Compression de la bille d'about

La contrainte de compression dans la bielle est:

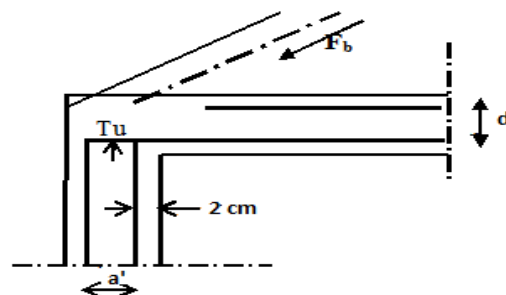


Figure III. 8 : Compression de la bille d'about.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec : } \begin{cases} F_b = T_u \times \sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$D'où : \bar{\sigma}_b = \frac{2.T}{a.b_0}$$

a = la longueur d'appui de la biellette $\leq 0,9 \times d$

On doit avoir : $\bar{\sigma}_b < f_{c28}/\gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \cdot \gamma_b}{0,8.b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 10,78 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 1,29 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9 \times d);$$

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm} = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

$$A = \min(36 \text{ cm}; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} > 1,29 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

e)Vérification à L' E .L .S

e.1)Au niveau des travées

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

$$\begin{cases} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } F_e E400 \end{cases} \Rightarrow Si : a \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

e.2)Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S

- Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées).

$$a \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III.5 : Vérification des compressions.

	$M_u(\text{KN.m})$	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$a \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}$	α_T	Observation
Appui	7,75	5,89	0,445	0,0432	Condition vérifiée
Travée	10,78	8,69	0,44	0,169	Condition vérifiée

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Les armatures calculées à L'ELU seront maintenues.

f) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \bar{V}_u$$

$$V_u \leq 0,267 \cdot \alpha \cdot 20 \cdot f_{c28}$$

$$\frac{0,75 \cdot V_u}{b_0 \cdot f_{c28}} \leq \alpha \leq d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

$$a = l_a - 2\text{cm} \text{ tel que : } l_a = l_s - \text{Type de crochet}$$

l_a : Longueur d'ancrage.

l_s : Longueur de scellement droit (donnée à partir du BAEL91)

On choisit par exemple un crochet de 90°

$$\text{Donc : } l_a = l_s - 24,69\phi \text{ tel que : } l_s = 35\phi \text{ (} F_{c28} = 25\text{MPa; } F_e \text{ E400)}$$

$$l_a = 10,31\phi = 10,31 \times 1,00 = 10,31\text{cm}$$

$$\text{Alors : } a = l_a - 2 = 10,31 - 2 = 8,31\text{cm}$$

$$\bar{V}_u = 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267(8,31 \times 1,2) \times 10^2 \times 25 = 66,56\text{KN}$$

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 10,33 \leq 66,56 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

g) Vérification des armatures longitudinales

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} \rightarrow A_s = \frac{1,15 \times 10,33 \times 10^{-3}}{400} = 0,30\text{cm}^2$$

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq 0,30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

g.1) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

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

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \cdot 0,23 \sum \mu}; \left(\sum \mu : \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres} \right)$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_t; \text{ ; Pour les armatures à H.A } \rightarrow = 1,5 \psi_s \text{ d'après le tableau :}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}; \bar{\tau}_s = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPA}$$

$$\sum \mu = 3 \cdot 2 \cdot \pi \cdot R = 3 \cdot 2 \cdot 3,14 \cdot 0,6 = 11,30 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{10,33 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,23 \cdot 0,1130} = 0,44 \text{ MPA}$$

Donc : $\tau_s = 0,44 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 2,84 \text{ MPA} \dots \dots \dots$ *Condition vérifiée.*

g.2) Vérification de la flèche

D'après BAEL 91 modifiée 99 : $f \leq f_{adm}$

$$\text{Avec : } F_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \rightarrow L_{max} : \text{ la portée maximal}$$

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 4,40 \text{ m}$

$$F_{adm} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_{ut} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \rightarrow d' = 0,1h$$

$$I_0 = \frac{0,65 \times 0,20^3}{12} + 15 \cdot 3,39 \left(\frac{0,20}{2} - 0,024 \right)^2$$

$$I_0 = 4,69 \cdot 10^{-1} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 d} = \frac{3,39 \cdot 10^{-4}}{0,12 \cdot 0,216} = 0,013$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{0,12}{0,65} \right) 0,013} = 3,16$$

$$U^* = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{(4 \rho b_0 d) + f_{t28}} = 0,818$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i U^*)} = \frac{1,1 \cdot 4,69 \cdot 10^{-1}}{(1 + 3,16 \cdot 0,818)} = 0,14 \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_{st} \cdot L^2}{10 E_i I_{Fi}} = \frac{10,24 \cdot 10^{-3} \cdot 4,3^2}{10 \cdot 32164,2 \cdot 0,14} = 4,2 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

Avec : $Ei = 11000(fc28)^{1/3} = 32164,2MPa$

Donc : $f = 4,2.10 - 3\text{ cm} \leq f_{adm} = 0,86\text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

h) Schémas ferrailage des poutrelles Plancher Terrasse

➤ **Poutrelles de rive**

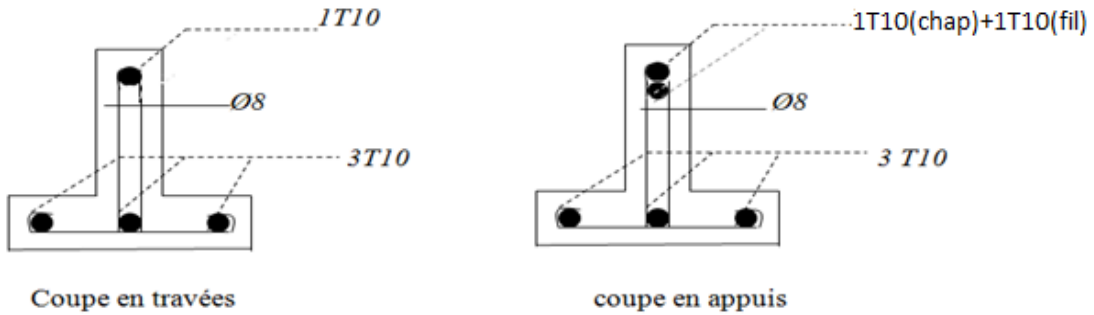


Figure III.9: Schémas ferrailage des poutrelles Plancher Terrasse (Poutrelles de rive).

➤ **Poutrelles intermédiaire**

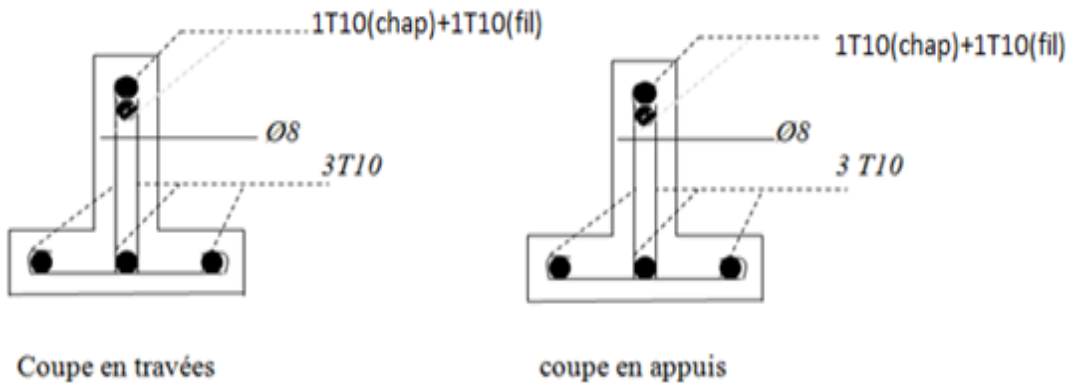


Figure III.10: Schémas ferrailage des poutrelles Plancher Terrasse (Poutrelles intermédiaire).

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{430} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow (0,046 \geq 0,0444) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10.M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{430} \geq \frac{8,69}{10 \times 9,82} \right) \Rightarrow (0,046 \leq 0,088) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{L}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,36}{12,18} = 0,011 \leq \frac{4,3}{400} = 0,011 \right) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Vu que la 2^{ème} condition ne pas vérifiée; on procédera donc au calcul de la flèche.

Donc on passe au calcul pratique de la flèche:

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i.L^2}{10E_i.If_i} ; F_v = \frac{M_v.L^2}{10E_v.If_v}$$

F_i : Flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v : Flèche due aux charges de longue durée d'application

$$\text{Avec: } E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$If_i = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} ; If_v = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section total rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G ;

If_i : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées ;

If_v : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.

A) Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{(65.4)(2+20-4) + [(20-4)12(20-4)/2] + 15.2,36.3}{(65.4) + (20-4)12 + 15.2,36}$$

$$y_G = 12,97 \text{ cm}$$

B) Détermination du moment d'inertie :

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t-y_G)^3}{3} + 15A_s(d-y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65(12,97)^3}{3} - \frac{(65-12)(12,97-4)^3}{3} + \frac{12(20-12,97)^3}{3} + 15.2,36(18-12,97)^2$$

$$I_g = 36807,61 \text{ cm}^4$$

C) Charges prises en comptes :

$$1\text{-charge avant mise de revêtement : } j = 2,80 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m}^2.$$

$$2\text{-charge après mise de revêtement : } G = 6,78 \times 0,65 = 4,41 \text{ KN/m}^2.$$

$$3\text{-charge total à l'E.L.S : } P = (G + Q); P = (6,78 + 1) \times 0,65 = 5,06 \text{ KN/m}^2.$$

D) Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85 \times J \times L^2/8 = \left[0,85 \times 1,82 \times (4,3)^2 \right] / 8 = 3,58 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85 \times G \times L^2/8 = \left[0,85 \times 4,41 \times (4,3)^2 \right] / 8 = 8,66 \text{ KN.m}$$

$$M_P = 0,85 \times P \times L^2/8 = \left[0,85 \times 5,06 \times (4,3)^2 \right] / 8 = 9,94 \text{ KN.m}$$

E) calcul des contraintes:

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{M_j}{A_s \cdot d(1 - 0,4\alpha_t)} = \frac{M_j}{A_s \cdot d(1 - 0,4[1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})])} = \frac{3,58 \cdot 10^3}{2,36 \times 17,82} = 85,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{8,66 \cdot 10^3}{2,36 \times 17,82} = 205,92 \text{ MPa} ; \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{9,94 \cdot 10^3}{2,36 \times 17,82} = 236,36 \text{ MPa}$$

F) Calcul des coefficients :

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \cdot 18} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0/b) \cdot f} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3(12)/65) \cdot 0,011} = 3,74$$

$$\lambda_V = (2/5) \cdot \lambda_i = 1,496$$

G) Calcul des coefficients (μ_i) :

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot F \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,011 \cdot 56,35) + 2,1} \right] = 0,2 ; \mu_G = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,011 \cdot 136,49) + 2,1} \right] = 0,55$$

$$\mu_P = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,011 \cdot 156,70) + 2,1} \right] = 0,59$$

H) Calcul des moments d'inertie après fissuration

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)} ; I_0 = I_G$$

$$\text{Avec : } I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$\text{avec : } d'' = h - (\Phi + c) = 20 - (0,10 + 2) = 17,9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65 \cdot 20^3}{12} + 15 \left[2,36 \left(\frac{20}{2} - 17,9 \right)^2 + 0 \right] = 45542,65 \text{ cm}^4$$

$$I_{FI} = \frac{1,1 \cdot 45542,65}{(1 + 3,74 \cdot 0,2)} = 28659,56 \text{ cm}^4 ; I_{FG} = \frac{1,1 \cdot 45542,65}{(1 + 3,74 \cdot 0,55)} = 16387,61 \text{ cm}^4 .$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \cdot 45542,65}{(1 + 3,74 \cdot 0,59)} = 15623,06 \text{ cm}^4 ; I_{FV} = \frac{1,1 \cdot 45542,65}{(1 + 0,2 \cdot 1,496)} = 38559,82 \text{ cm}^4 .$$

I) Calcul des valeurs de la flèche correspondantes

$$F_i = \frac{M_i \times L^2}{10 \times E_i \times I_{FI}}$$

$$F_{ij} = \frac{3,58 \times (4,3)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 28659,56} = 0,071 \text{ cm} ; F_{ig} = \frac{8,66 \times (4,3)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 16387,61} = 0,30 \text{ cm} .$$

$$F_{ip} = \frac{9,94 \times (4,3)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 15623,06} = 0,36 \text{ cm} ; F_{vg} = \frac{8,66 \times (4,3)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 38559,82} = 0,12 \text{ cm} .$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{\text{total}} = 0,071 - 0,30 + 0,36 - 0,12 = 0,011 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = 0,011 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = L/500 = 430/500 = 0,86 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = 0,86 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = 0,011 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 0,86 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.3. Calcul le ferrailage de la dalle de compression

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

20cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

33cm (3.par m) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

- section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

- section minimale des armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$Fe = 225 \text{ Mpa}$$

$$50\text{cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 225 = 1,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A_{\perp} = 5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{//} \geq 1,41/2 = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } A_{//} = 3 \phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On prend un quadrillage de section TS $\phi 6$ avec un espacement de 15 cm.

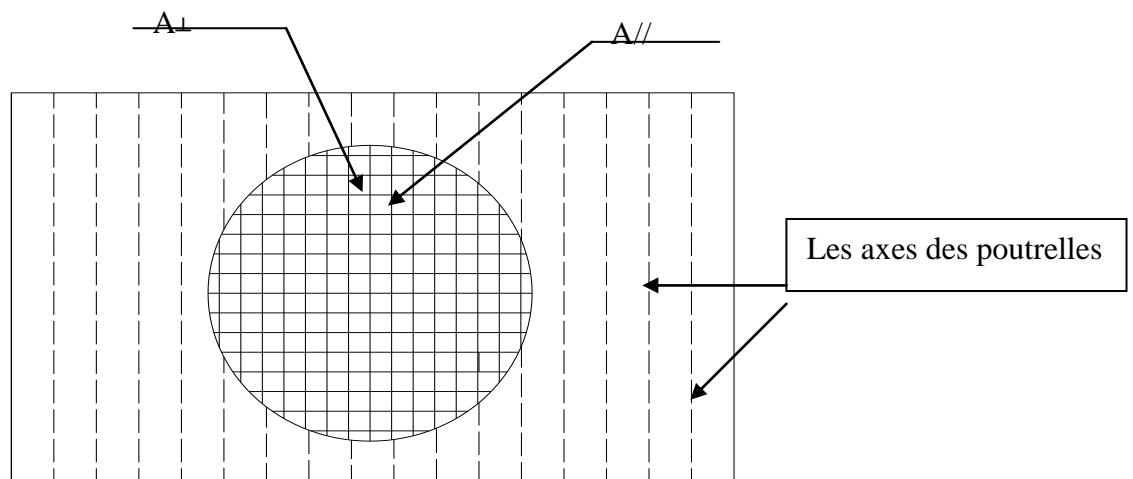


Figure III.11 : Schéma de Ferrailage de la dalle de compression.

III.4.4. Étude de la dalle pleine (sous-sol)

III.4.4.1. Épaisseur minimale requise h_0

$$\text{Avec :} \quad \alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{25} \quad \text{Si } \alpha < 0.4$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} \quad \text{Si } \alpha > 0.4$$

l_x : la petite portée du panneau de dalle.

l_y : la grande portée du panneau de dalle.

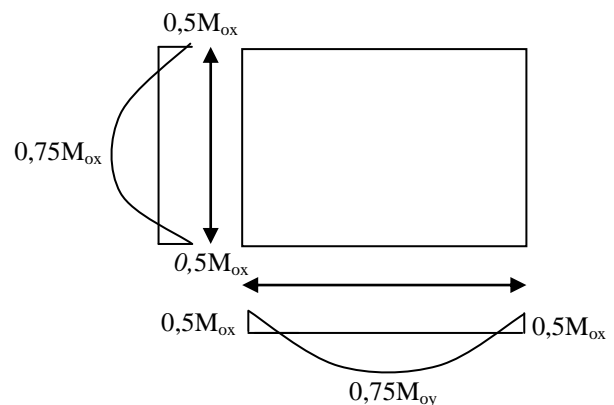


Figure III.12: Panneau de dalle le plus sollicité.

III.4.4.2. Panneau intermédiaire

$$\alpha = \frac{470}{480} = 0.97 \quad ; \quad l_x = 470 \text{ cm} \quad L_y = 480 \text{ cm}$$

a) Chargement

- Charge permanente :
 $G = 5.99 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation :
 $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- Charge ultime :
 $Q_u = (1.35G + 1.5Q) = 13.34 \text{ KN/m}$

b) Sollicitations

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{470}{480} = 0.97 > 0.4 \text{ la dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\alpha = 0.97$$

Avec pour les coefficients μ_x et μ_y :

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2.4\alpha^3)} ; \quad \mu_y = \alpha^3(1.9 - 0.9\alpha) \geq \frac{1}{4}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.039 \\ \mu_y = 0.937 \end{cases}$$

b.1) Moment isostatique

- Sens l_x :
 $M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.039 \times 13.34 \times (4.7)^2 = 11.49 \text{ KN.m}$
- Sens l_y :
 $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.937 \times 11.49 = 10.76 \text{ KN.m}$

b.2) Moments en travée et sur appuis

$$M_{tx} = 0.75 \cdot M_{ox} = 8.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \cdot M_{oy} = 8.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ inter}} = 0.5 \cdot M_{ox} = 5.75 \text{ KN.m}$$

c) Calcul de ferrailage

A P.E.L.U

Dalle sous-sol

Pour une bande de 1m de largeur ($b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9 h = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$).

c.1) Les armatures inférieures (en travée)• **Sens Lx :**

$$M_{tx} = 8,62 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{8,62 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,034 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,034 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,982$$

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

$$A_{sx} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,62 \times 10^3}{0,982 \times 13,5 \times 348} = 1,86 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• **Sens Ly :**

$$M_{ty} = 8,07 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{8,07 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,031 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,031 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,985$$

$$A_{sy} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,07 \times 10^3}{0,985 \times 13,5 \times 348} = 1,74 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

c.2) Les armatures supérieures (sur appui)• **Appui intermédiaire**

$$M_{a \text{ inter}} = 5,75 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{5,75 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,021 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,021 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,990$$

$$A_{a \text{ inter}} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,75 \times 10^3}{0,990 \times 13,5 \times 348} = 1,23 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

c.3) Pourcentage minimal des armatures• **Sens Ly :**

$$A_{y \text{ min}} (\text{cm}^2/\text{ml}) = 8 \cdot h_0 \quad (\text{feE400})$$

$$A_{y \text{ min}} = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Sens Lx :**

$$A_{x \text{ min}} (\text{cm}^2/\text{ml}) = A_{y \text{ min}} \cdot \frac{3 - \alpha}{2} \quad ; \quad \alpha = 0,97$$

$$A_{x \text{ min}} = 1,2 \cdot \frac{3 - 97}{2} = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **En travée :**

$$A_{tx} = \max (A_{x \min} , A_{sx}) = \max (1,21 ; 1,86) = 1,86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ty} = \max (A_{y \min} , A_{sy}) = \max (1,20 ; 1,74) = 1,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Sur appui :**

$$A_{a \text{ inter}} = \max (A_{y \min} , A_{a \text{ inter}}) = \max (1,20 ; 1,23) = 1,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

c.4) Choix des aciers

Diamètre :

$$\phi \leq (h_0 / 10)$$

$$D' \text{ où : } \phi \leq 150 / 10$$

$$\text{Et puis : } \phi \leq 15 \text{ mm}$$

c.5) Espacement des armatures (fissuration peu préjudiciable)

$$\text{sens Lx} \begin{cases} S_{tx} \leq \min (3. h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq \min (3.15 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} ; \text{ sens Ly} \begin{cases} S_{ty} \leq \min (4. h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq \min (4.15 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases}$$

c.6) Le choix des aciers

➤ **En travée :**

$$\text{Sens Lx} \begin{cases} A_{tx} = 1,86 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 6T12 \text{ P. m} = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Sens Ly} \begin{cases} A_{ty} = 1,74 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 6T12 \text{ P. m} = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ Sty = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Sur appui :**

• **Appui intermédiaire :**

$$\begin{cases} A_{a \text{ inter}} = 1,23 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{a \text{ inter}} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 6T12 \text{ P. m} = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ Sty = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

c.7) Nécessité de disposer des armatures transversales

- 1) on suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur ;
- 2) l'épaisseur de la dalle est de 15 cm ;
- 3) on vérifie l'effort tranchant :

$$\alpha > 0,4 \rightarrow \begin{cases} V_x = Qu \frac{1_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \left(\frac{13,34 \times 4,70}{2} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{0,97}{2}} \right) = 21,11 \text{ KN} \\ V_y = Qu \frac{1_x}{3} = \frac{13,34 \times 4,70}{3} = 20,90 \text{ KN} \leq 21,11 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V_{\max} = \max (V_x ; V_y) \rightarrow V_{\max} = 21,11 \text{ KN} .$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{21,11 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,16 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,16 \leq \bar{\tau} = 1,17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

De (1), (2) et (3) : Pas de risque de cisaillement.

d) Les vérifications à L'E.L.S

d.1) Chargement :

- Charge permanente :
G=5.99 KN/m²
- Charge d'exploitation :
Q=3.5 KN/m²
- Charge service :
Qser= (G+Q) = 9.49 KN/m

d.2) Sollicitations

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{470}{480} = 0,97 > 0,4 \text{ la dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\alpha = 0,97 : \begin{cases} \mu_x = 0,039 \\ \mu_y = 0,937 \end{cases}$$

➤ Moment isostatique

- Sens L_x : M_{ox} = μ_x . ql . 2 . x = 0,039 × 9,49 × (4,7)² = 8,18 KN . m.
- Sens L_y : M_{oy} = μ_y . M_{ox} = 0,937 × 8,18 = 7,66 KN . m.

➤ Moments en travée et sur appuis

$$M_{tx} = 0,75 . M_{ox} = 6,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 . M_{oy} = 5,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ inter}} = 0,5 . M_{ox} = 4,09 \text{ KN.m}$$

d.3) Vérification des contraintes dans le béton

- Suivant L_x :

En travée :

$$M_{t_x} = 6,13 \text{ KN.m} ; A_t = 6,79 \text{ cm}^2 / \text{mL} ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nAs'(y - d) - nAs(d - y) = 0$$

On a : $A_s' = 0$; et $n = 15$

D'où :

$$50y^2 + 15.6,79(y - 13,5) = 0$$

Donc : $y = 4,32$ cm

- **Calcul du moment d'inertie**

$$I = by^3/12 + 15A_s (d - y)^2$$

$$I = 100. (4,32)^3/12 + 15.6,79(13,5 - 4,32)^2 \Rightarrow I = 11270,52 \text{ cm}^4$$

- **La contrainte dans le béton σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = K.y = (M_{ser}/I).y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6,13.10^3}{11270,52} \times 4,32 = 2,35 \text{ Mpa}$$

- **La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = 2,35 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

Sur appuis :

$$M_a = 4,09 \text{ KN.m} \quad A_a = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad , A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = 4,32 \text{ cm}$$

Moment d'inertie (I):

$$I = 11270,52 \text{ cm}^4$$

- **La contrainte dans le béton σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = K.y = (M_{ser}/I).y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4,09.10^3}{11270,52} \times 4,32 = 1,57 \text{ Mpa}$$

- **La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,57 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Suivant L_y :**

En travée :

$$M_{t_y} = 5,75 \text{ KN.m} \quad ; A_t = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by/2 - nA_s(d - y) = 0 \Rightarrow y = 4,32 \text{ cm.}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{12} + 15 A_s (d - y)^2 \Rightarrow I = 11270,52 \text{ cm}^4$$

- **La contrainte dans le béton σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = 4,11.103/11270,52.4,32 = 1,58 \text{ Mpa}$$

- **La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = 1,58 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées conviennent.

d.4) Disposition du ferrailage :

- **Arrêt des barres**

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total :

$$Fe400 \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } L_s = 40\Phi = 40.1 = 40 \text{ cm.}$$

- **Arrêt des barres sur appuis**

$$L1 = \max(L_s ; 0,2 L_x) = \max(40 \text{ cm} ; 86 \text{ cm}).$$

$$L1 = 86 \text{ cm.}$$

$$L2 = \max(L_s ; L1/2) = \max(40 \text{ cm} ; 43 \text{ cm}) \Rightarrow L2 = 43 \text{ cm.}$$

- **Arrêt des barres en travée dans les deux sens**

Les aciers armant à la flexion la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis. à raison d'un sur deux. Dans le cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieurs au $L_x/10$ de la portée.

$$L_x/10 = 430/10 = 43 \text{ cm.}$$

e) Armatures finales

$$\text{Suivant } L_x : A_t = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 6T12/\text{mL} \text{ avec } S_t = 16 \text{ cm} ;$$

$$\text{Suivant } L_y : A_t = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 6T12/\text{mL} \text{ avec } S_t = 16 \text{ cm} ;$$

$$A_{a \text{ inter}} = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 6T12/\text{mL} \text{ avec } S_t = 16 \text{ cm.}$$

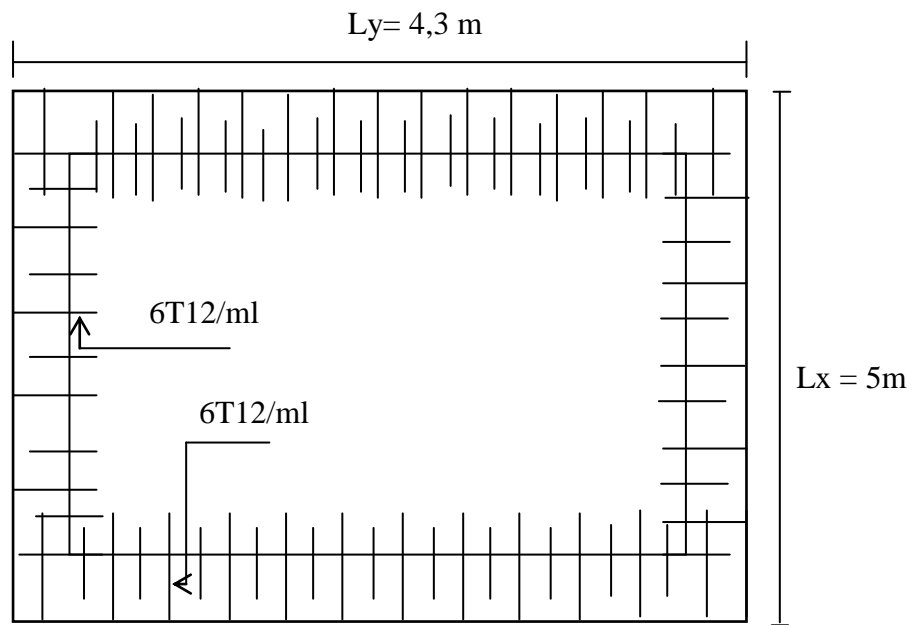


Figure III.13: Schéma Ferrailage Supérieur du panneau de la dalle pleine.

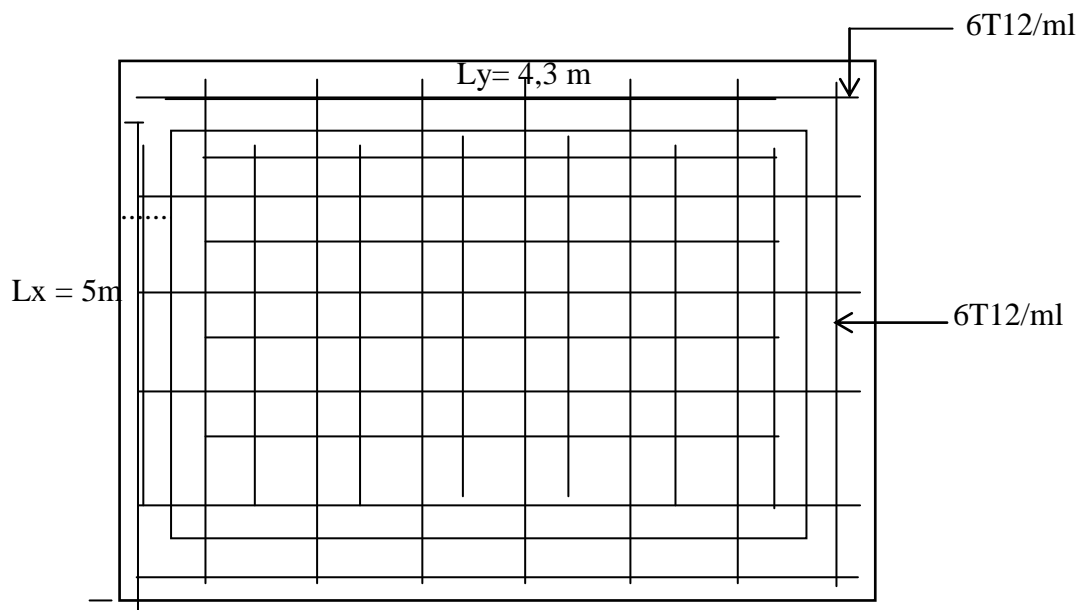


Figure III.14: Schéma Ferrailage inférieur du panneau de la dalle pleine.

Chapitre V :

Étude sismique

V.1.Introduction

V.1.1.Définition d'un séisme

Le séisme est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches, le résultat de la rupture des roches en surface s'appelle une faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeur se nomme le foyer.

Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (étudiée par des sismologues) et l'instrument d'étude principal est le sismographe.

V.1.2.Causes du séisme

- 1- Activités volcaniques (explosions, ascension des matières fondues).
- 2- Actions de l'eau souterraine.
- 3- Mouvements tectoniques (tension et rupture dans l'écorce causées par les mouvements des plaques).

V.1.3.Effets du séisme sur les structures

- La translation du sol entraîne des oscillations forcées dans les structures portées.
- Les composantes horizontales H (qui sont dangereuses) produisent des oscillations latérales de flexion dans les 2 directions.
- Dissymétrie de rigidité ou de masse dans la structure qui produit des oscillations de torsion d'axe vertical.
- Les composantes verticales V produisent des vibrations longitudinales qui affectent la résistance des poteaux aux charges latérales et leur ductilité.

V.1.4.L'étude sismique

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action sismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes

engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée.

V.2.Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle

qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V.3.Méthodes de calcul

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

V.3.1.Analyse statique équivalente

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

V.3.2.Analyse modale spectrale

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.3.3.Choix de la méthode

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable puisque notre bâtiments ne vérifient pas toutes les conditions de l'article (4.1.2), D'où la méthode choisit sera la méthode d'analyse modale spectrale.

V.4.Modélisation

La modélisation est la détermination d'un modèle, tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur de tous les éléments d'une structure, qui est par la suite une phase essentielle pour l'étude de la réponse au séisme.

Le choix du modèle représente une phase très importante de l'étude : plus il se rapproche de la réalité, plus l'étude ne sera précise. C'est également une phase délicate : un mauvais modèle peut s'écarter totalement de la réalité, ou encore l'incohérence des hypothèses peut apporter un degré de précision illusoire.

La modélisation doit rendre compte du comportement mécanique réel du bâtiment. Il ne s'agit pas toujours de recopier simplement le plan du bâtiment, il faut surtout prendre en compte le comportement des éléments d'ossature pour les utiliser de la meilleure manière.

V.4.1.Modélisation des structures

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul Représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un logiciel de calcul dynamique.

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel «**ETABS V9.7.2**» qui peut les calculer suivant différentes méthodes :(Réponse Spectrum Function, Time History Function, ...)

«Réponse Spectrum Function» a été choisi parce qu'elle est basée sur la méthode dynamique modale spectrale et qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes équivalente et la méthode dynamique modale spectrale

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maitre) ;
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan ;
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

V.4.2.Présentation du logiciel ETABS V9.7.2

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...Etc).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS V9.7.2 offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds.
- Les dalles ont été modélisées par des éléments « SHELL » (dalles pleines).

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ selon RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.

V.4.3. Démarches de modélisation sur ETABS V9.7.2 à suivre

- **Modélisation de la structure :**

Cette étape consiste à construire un modèle équivalente au projet réel, concernant la géométrie et les liaisons entre les éléments de modèle comme suite.

- **Edite Grid data:**

Nous permet de définir les grille à suivre prochainement.

- **Add New System:**

Pour ajoute un autre forme cartésien ou cylindrique.

- **Define materials:**

Permet de définir le matériau utilisé et ces différentes propriétés :

- CONC (béton)

- STEEL (acier)

- OTHER (autre)

- **Define/frame section :**

Pour saisir les dimensions des sections des éléments et matériel utilisé, ainsi pour définir la nature d'éléments (poteau ; poutre).

- **Define/static load case :**

Pour définir les types des charges statiques (G, Q) et leurs coefficients de majoration.

- **Assign /joint /restreint :**

Pour définir le degré de liberté de nœuds sélectionnées (translations et rotations).

- **Assign /joint / diaphragme :**

Pour l'affectation d'un diaphragme rigide.

- **Assign/frame line load /Distributed:**

Permet d'appliquer les charges réparties sur élément frame sélectionné.

- **Define /load combinaison :**

Permet de définir les différentes combinaisons d'actions.

- **Define response spectrum function :**

Pour introduire la fonction de la réponse spectrale de la structure d'après un fichier texte.

- **Define response spectrum Cases :**

Pour la nomination l'effort sismique, et la détermination de leur sens d'application, amortissement, angle d'excitation et la portion d'excentricité.

- **Définition du centre de masse:**

Lorsque la définition des diaphragmes des plancher ETABS permet une création automatiquement d'un nœud (c'est le centre des masses) ainsi il sera lié tous les nœuds situés à ce plan par ce dernier avec une excentricité qu'il est défini précédemment.

- **Analyse /set options :**

Pour spécifier le nombre des modes propres de vibration à tenir en compte dans le calcul.

- **Analyse/ Run :**

C'est la commande qui permet de lancer le calcul.

V.5.Évaluation des efforts sismiques

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre» qui permet de donner donnent les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

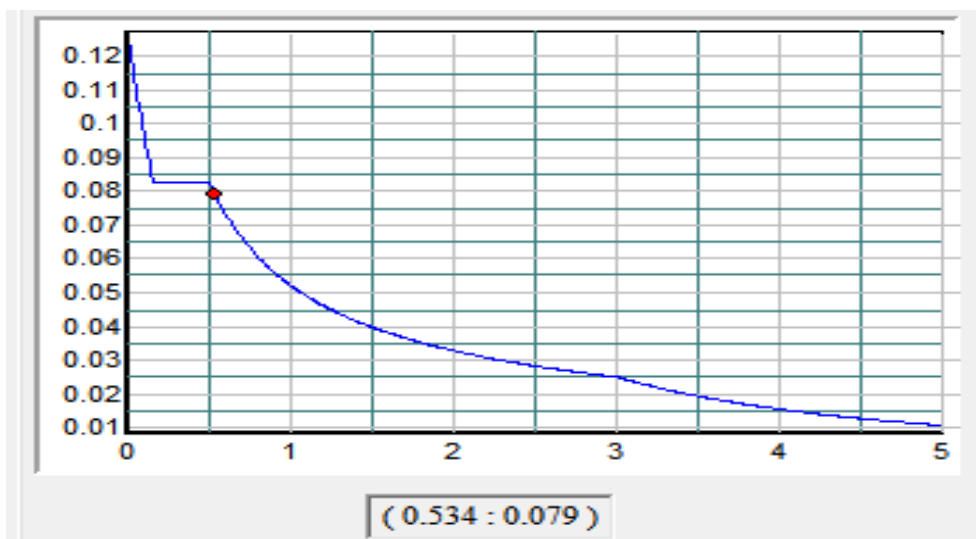


Figure V.1: Spectre de réponse.

Avec : $\frac{\delta_a}{g}$ Spectre de Réponse de calcul.

V.6. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

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

Avec :

➤ **Coefficient d'accélération de zone « A »**

$$\begin{cases} \text{Zone sismique IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{cases} \Rightarrow A = 0.15$$

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyenne « D »**

Est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

• **Pourcentage d'amortissement critique « ξ »**

Est en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = 10\% \begin{cases} \text{Portique en béton armé.} \\ \text{Remplissage dense.} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+10)} = 0,763 \geq 0,7$$

• **Le facteur de correction d'amortissement « η »**

Est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+10)} = 0,763 \geq 0,7$$

- **La valeur de la période fondamentale « T »**

De la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

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

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

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage ;

ξ : pourcentage d'amortissement critique ;

Q : Facteur de qualité ;

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site,

On à :

(T_1, T_2) : Période caractéristique associé la catégorie du sol :

-Sol meuble \Rightarrow site 3 donc $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,5$ sec.

On à : $T_2 \leq T \leq 3$ s $\rightarrow 0,5 \leq 0,840 \leq 3$

-T : La valeur de la période fondamentale T

$$h_N = 43,04 \text{ m}$$

$$C_t = 0,050$$

$$T = C_t h_N^{3/4} = 0,050 \times 43,04^{3/4} = 0,840$$

$$\Rightarrow D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,763 \times \left(\frac{0,5}{0,840} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,349$$

➤ **Coefficient de comportement de la structure « R »**

-Mixte portiques/voiles $\Rightarrow R = 5$.

➤ **Le facteur de qualité de la structure est fonction de « Q »**

$$Q = 1 + \sum P_i q_i = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,25.$$

V.6.1. La masses de la structure « W »

La valeur w à prendre en compte est égale à la somme des poids w_i calculés à chaque niveau de la structure. $W = \sum w_i$ avec $w_i = G_i + \beta P_i$

G_i : Poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

P_i : Charge d'exploitation.

• **Coefficient de pondération « β »**

Est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Pour notre projet (cas des bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés) $\Rightarrow \beta = 0,2$

Le tableau suivant résume le poids en (KN) aux différents niveaux :

Avec : $S = 18 \times 26 = 468 \text{ m}^2$

Tableau V.1: Détermination des poids des différents niveaux $W(\text{KN})$.

Éléments	Poids (KN)	R.D.C	1 ^{er} -5 ^{ème}	6 ^{ème} -11 ^{ème}	Terrasse
Acrotère	$G_a \times \sum l$	—	—	—	149,6
Plancher	$G \times S$	2358,71	2358,72	2358,72	1632,96
Poteaux	$n \times b \times h \times \gamma_b \times H_t$	565	542,19	428,4	240,97
Poutre principale	$b \times h \times \gamma_b \times \sum l$	390	390	390	210,15
Poutre secondaire	$b \times h \times \gamma_b \times \sum l$	330,75	330,75	330,75	195,60
Murs extérieurs	$0,8 \times G_m \times \left(\frac{H_t}{2}\right) \sum l$	807,84	581,64	581,64	423,01
Murs voiles	$e \times H_t \times \gamma_b \times \sum L + 0,8 \sum L$	671,29	485,39	485,39	321,66
Escaliers	$G_v \times S_v \times G_p \times S_p$	3,44	3,44	3,44	—
Charge permanente	$\sum G_i$	5127,03	4692,13	4578,34	3024,35
Charge d'exploitation	$P = Q \times S_t$	702	702	702	468
Poids total w_i	$G + \beta \times P$	5267,43	4832,53	4718,74	3117,95
Poids totale de la structure	$\sum W_i$	60860,47 KN			

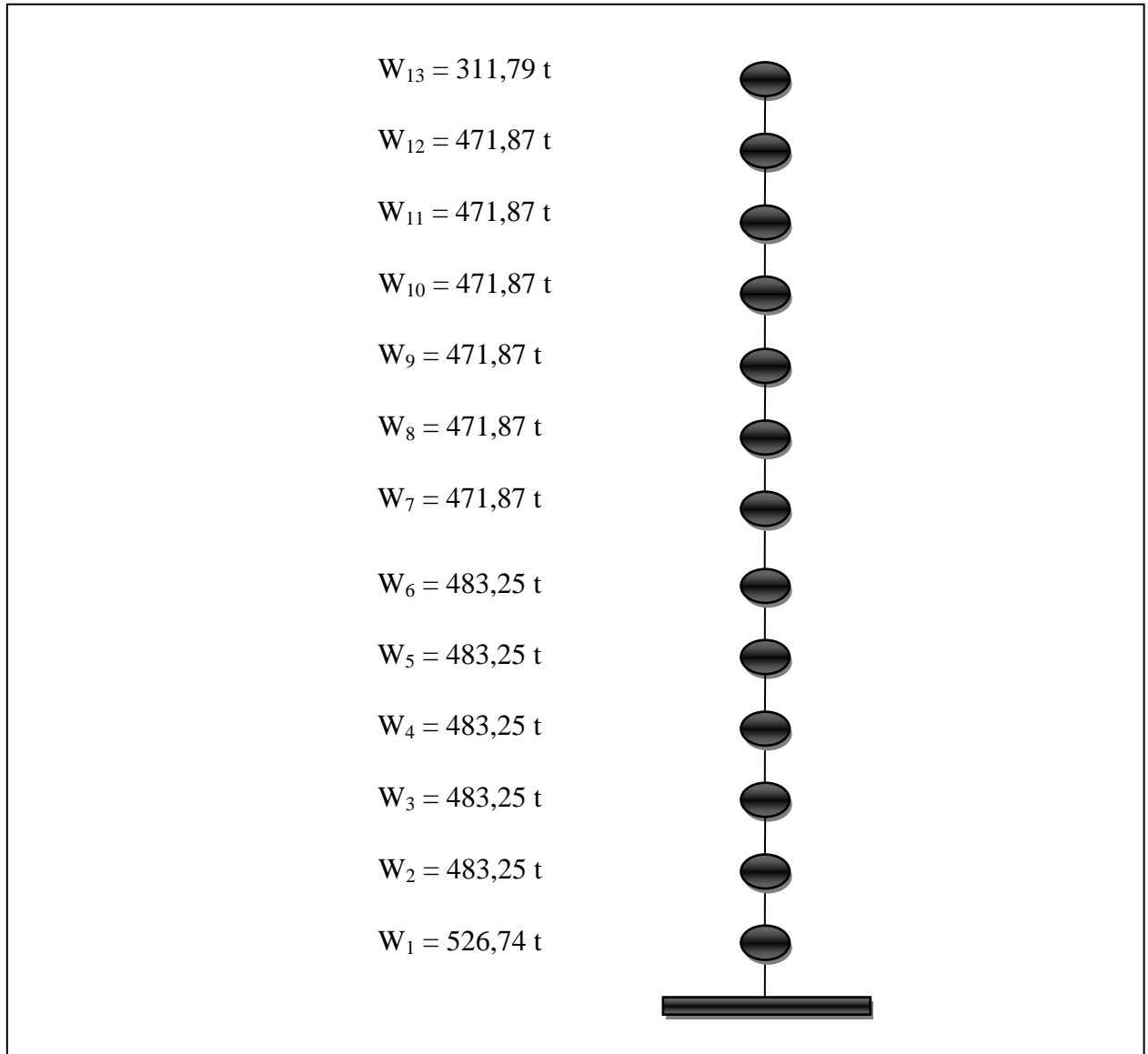


Figure V.2: Poids de chaque étage.

V.6.2.Définition des masses

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau (Voir tableau V-I ci-après).

$$D'où: I_M = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$$

I_M : inertie massique ($t.m^2$) ;

M : masse sismique qui égale au rapport W/g ;

W , le poids de chaque niveau i ;

g : l'accélération de pesanteur $9,81$;

S : surface du plancher ;

I_{xg} : inertie du plancher suivant l'axe X ;

I_{yg} : inertie du plancher suivant l'axe Y.

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{\max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{\max} \end{cases}$$

X_G et Y_G : coordonnées de l'excentricité fictive de 5% de la longueur max.

x_g et y_g : coordonnées du centre de gravité.

Tableau V.2: Masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau.

Niveau	Poids W(KN)	Superficie (m ²)	x_g (m)	y_g (m)	X_g (m)	Y_g (m)	I_{xg} (m ⁴)	I_{yg} (m ⁴)	masse sismique M(KN)	I_M (KN, m ²)
12 ^{ème}	3117,95	252	13	9	14,30	10,30	4116	6804	315,26	13661,39
11 ^{ème}	4718,74	468	13	9	14,30	10,30	12636	26364	477,12	39760,20
10 ^{ème}	4718,74	468	13	9	14,30	10,30	12636	26364	477,12	39760,20
9 ^{ème}	4718,74	468	13	9	14,30	10,30	12636	26364	477,12	39760,20
8 ^{ème}	4718,74	468	13	9	14,30	10,30	12636	26364	477,12	39760,20
7 ^{ème}	4718,74	468	13	9	14,30	10,30	12636	26364	477,12	39760,20
6 ^{ème}	4718,74	468	13	9	14,30	10,30	12636	26364	477,12	39760,20
5 ^{ème}	4832,53	468	13	9	14,30	10,30	12636	26364	488,63	40718,99
4 ^{ème}	4832,53	468	13	9	14,30	10,30	12636	26364	488,63	40718,99
3 ^{ème}	4832,53	468	13	9	14,30	10,30	12636	26364	488,63	40718,99
2 ^{ème}	4832,53	468	13	9	14,30	10,30	12636	26364	488,63	40718,99
1 ^{er}	4832,53	468	13	9	14,30	10,30	12636	26364	488,63	40718,99
R.D.C	5267,43	468	10,73	9	12,03	10,30	12636	26364	532,60	44383,47

V.7. Disposition des voiles

La forme architecturale et la présence de locaux commerciaux dans notre structure a compliqué le choix de disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti, soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques.

La meilleure position c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismique algériennes (RPA 99 V.2003) tel que période, déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant a la base.

Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée en figure V.3.

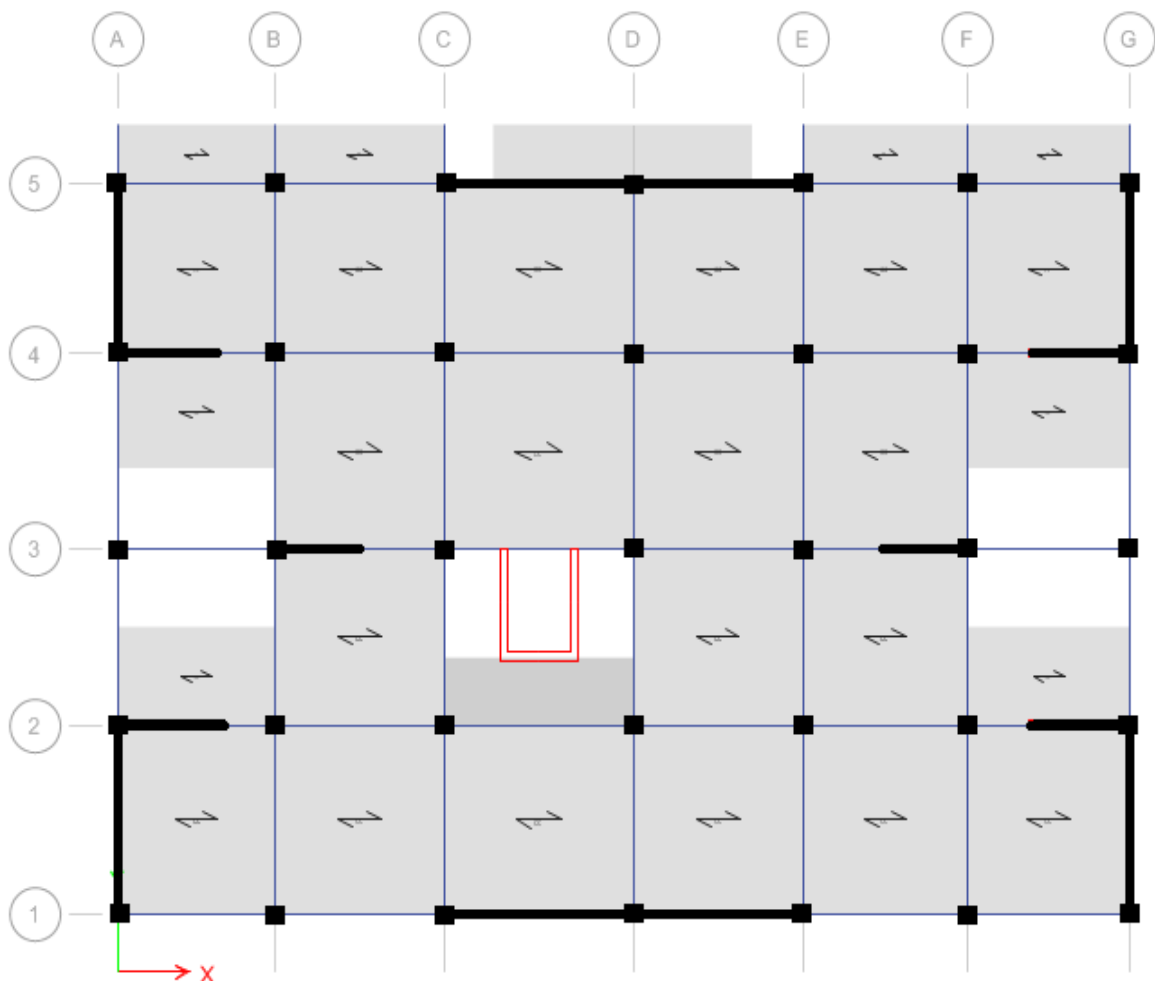


Figure V.3: Disposition des voiles.

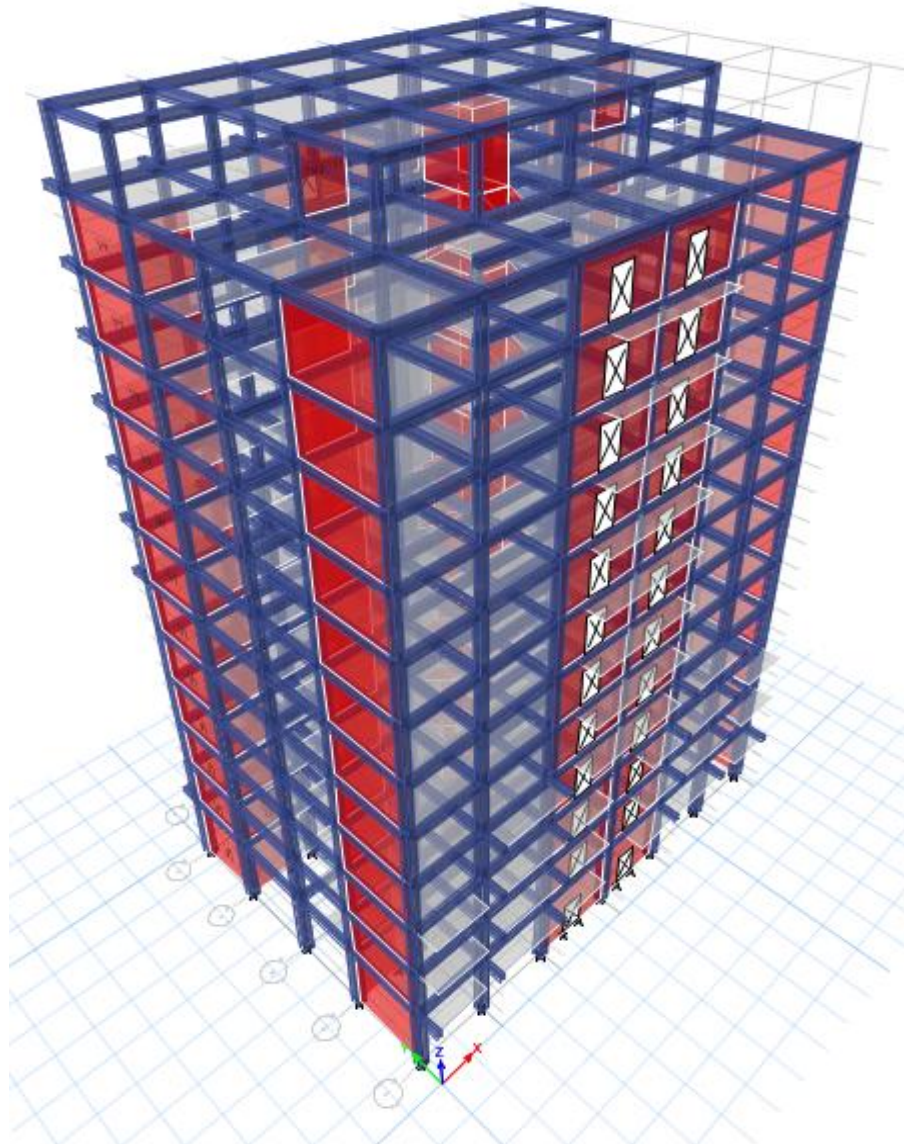


Figure V.4: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.2.

Les trois premiers modes de vibration sont comme suit :

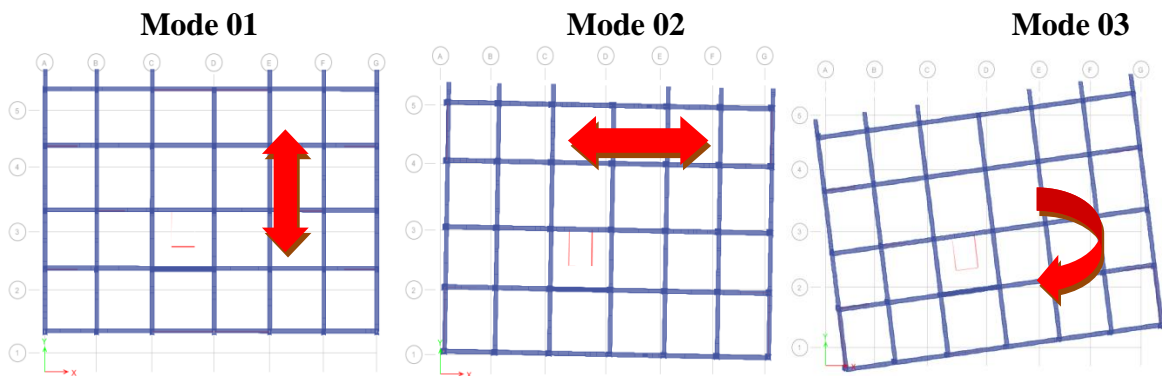


Figure V.5: Modes principaux de la vibration.

V.8.Vérifications

V.8.1.Calcul de l'effort tranchant

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

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Telle que :

$$\begin{cases} A = 0,15 \\ D = 1,349 \\ Q = 1,25 \\ W = 6086,04 \text{ t} \end{cases}$$

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V = \frac{0,15 \times 1,349 \times 1,25 \times 6086,047}{5} \Rightarrow V = 307,878 \text{ t}$$

V.8.1.1.Sens longitudinal

$$V_{dx} = 4749,28\text{KN} > 80\% V_{st} = 80\% \times 3078,78\text{KN} = 2463,02\text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.8.1.2.Sens transversal

$$V_{dx} = 3975,36\text{KN} > 80\% V_{st} = 80\% \times 3078,78\text{KN} = 2463,02\text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.8.2.Calcul des coefficients de participation modale

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

$$W = \sum W_K = 38488,35\text{KN}$$

Le logiciel ETAPS V9.7.2 peut déterminer directement les valeurs des Coefficient de participation modale, les valeurs données sont :

Tableau V.3: Participation massique cumulée.

Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	1.020788	0.0466	66.1833	0.0466	66.1833
2	0.749215	65.4090	0.0525	65.4556	66.2358
3	0.672031	4.9697	0.0000	70.4253	66.2358
4	0.235380	0.0003	19.2545	70.4255	85.4903
5	0.206676	16.7927	0.0358	87.2183	85.5261
6	0.174607	2.3435	0.1583	89.5618	85.6844
7	0.139930	0.2915	0.2551	89.8533	85.9395
8	0.105076	0.3271	6.0272	90.1804	91.9667
9	0.096766	4.4975	0.3676	94.6778	92.3343
10	0.074941	0.0286	0.0170	94.7064	92.3514
11	0.073595	0.0079	0.2687	94.7143	92.6201
12	0.069909	0.0974	1.9271	94.8118	94.5472

a- Sens longitudinal:

$$\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \Rightarrow 94,81\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b- Sens transversal:

$$\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \Rightarrow 94,54\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.8.3.Vérification de la période

On doit vérifier aussi que la période dynamique (T_{dyn}) ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale "T".

$$T_{dyn} = 1,02 \text{ sec} < 1,30 \times T_{st} = 1,30 \times 0,84 = 1,09 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau V.4: Tableau des modes et des périodes.

Mode	Période (S)
1	1,020
2	0,749
3	0,672
4	0,235
5	0,206
6	0,174
7	0,139
8	0,105
9	0,096
10	0,074
11	0,073

V.8.4.Vérification des déplacements

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq \bar{\delta}_K ; \text{ Avec : } \delta_K = R \times \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; R = 5.

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau V.5: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens.

Niveau	Sens longitudinal (m)		Sens transversal (m)		$\Delta x(m)$	$\Delta y(m)$
	δ_x	δ_{ex}	δ_y	δ_{ey}		
12	0,0243	0,1215	0,0388	0,19400	0,0135	0,0185
11	0,0216	0,108	0,0351	0,17550	0,0105	0,0185
10	0,0195	0,0975	0,0314	0,157	0,011	0,0185
9	0,0173	0,0865	0,0277	0,1385	0,009	0,0185
8	0,0155	0,0775	0,024	0,12	0,0105	0,0195
7	0,0134	0,067	0,0201	0,1005	0,0105	0,0170
6	0,0113	0,0565	0,0167	0,0835	0,0100	0,0190
5	0,0093	0,0465	0,0129	0,0645	0,0100	0,0140
4	0,0073	0,0365	0,0101	0,0505	0,0095	0,0150
3	0,0054	0,027	0,0071	0,0355	0,0080	0,0125
2	0,0038	0,019	0,0046	0,023	0,0075	0,0105
1	0,0023	0,0115	0,0025	0,0125	0,0065	0,0075
RDC	0,001	0,005	0,001	0,005	0,0050	0,0050

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage $1,0\% h_e = 0,0306$; donc la condition est vérifiée.

V.8.5.Vérification de l'effet P-Delta

Les effets du seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K » ;

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K" ;

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \times T \times V & \text{si } T > 0,7 \text{sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{sec} \end{cases}$$

Dans notre structure ($F_t = 0$) puisque : $T = 0,61 \text{Sec} \leq 0,7 \text{Sec}$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = (V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

$W_i ; W_j$: poids revenant au plancher i ; j

Δ_K : Déplacement relatif du niveau «K » par rapport au niveau « K-1 » ;

h_K : Hauteur de l'étage « K ».

$$\text{Si : } \begin{cases} \theta_K \leq 0,1 \Rightarrow \text{Effet P - } \Delta \text{ peut être négligé.} \\ 0,1 < \theta_K \leq 0,2 \text{ Amplifiant les effets de } \frac{1}{(1-\theta_K)}. \\ \theta_K > 0,2 \Rightarrow \text{Structure instable et doit être redimensionnée.} \end{cases}$$

Tableau V.6: Vérification à l'effet P- Δ .

niveau	hauteur	W_i	P_k	Sens x			Sens y		
				Δ_k	V_k	θ	Δ_k	V_k	θ
RDC	4,25	5267,43	5267,43	0,0135	4748,24	0,004	0,0185	3947,42	0,006
1	7,31	4832,53	10099,96	0,0105	4655,89	0,003	0,0185	3891,89	0,007
2	10,37	4832,53	14932,49	0,011	4491,9	0,004	0,0185	3745,43	0,007
3	13,43	4832,53	19765,02	0,009	4278,41	0,003	0,0185	3552,24	0,008
4	16,49	4832,53	24597,55	0,0105	4036,17	0,004	0,0195	3338,03	0,009
5	19,55	4832,53	29430,08	0,0105	3767,93	0,004	0,017	3108,96	0,008
6	22,61	4718,74	34262,61	0,01	3462,37	0,004	0,019	2858,71	0,010
7	25,67	4718,74	38981,35	0,01	3115,41	0,005	0,014	2588,72	0,008
8	28,73	4718,74	43700,09	0,0095	2725,07	0,005	0,015	2298,14	0,010
9	31,79	4718,74	48418,83	0,008	2278,85	0,005	0,0125	1968,11	0,010
10	34,85	4718,74	53137,57	0,0075	1751,02	0,007	0,0105	1561,55	0,010
11	37,91	4718,74	57856,31	0,0065	1121,68	0,009	0,0075	1045,23	0,011
Terrasse	40,97	3117,95	62575,05	0,005	472,94	0,016	0,005	481,19	0,016

- **Remarque:**

D'après les résultats obtenus ($\theta < 0,10$) dans les deux sens. Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés pour notre cas. Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique et sismique on peut dire que la structure peut résister aux chocs extérieurs tels que le séisme. Pour cela, nous allons continuer les calculs avec les efforts développés et qui sont déduits du logiciel de modélisation ETABS V 9.7.2.

V.9.Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Chapitre IV :

Calcul et ferrailage des éléments non structuraux

IV.1.Introduction

D'une manière générale on appelle éléments non structuraux tous éléments qui n'apportent pas à la résistance de l'ouvrage, soit qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, ces derniers peuvent modifier considérablement le comportement de la structure en modifiant la période d'oscillation et en induisant éventuellement une torsion d'ensemble additionnelle, leur destruction présente parfois un grand danger pour la sécurité des personnes (destruction des escaliers chute de balcons, chute de parement de façade, ...etc.) et donner lieu à des désordres importants s'ils ne sont pas conçus pour résister aux sollicitations sismiques, l'ensemble de ses éléments est énuméré comme suit : Escalier ; acrotère ; poutrelle ; balcons, mur, ... etc.

Le ferrailage de ces éléments s'effectue selon les règles **BAEL91** et les règles parasismique Algériennes en vigueur (**RPA99/version 2003**).

IV.1.Acrotère

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment « en bordure de toitures terrasses afin de protéger l'étanchéité et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales » il assure la sécurité en formant un écran pour prévenir toute chute quelle qu'elle soit. Il est réalisé en béton armé soumis à son poids propre(G) qui donne un effort normal N_G vertical et à une surcharge d'exploitation horizontale non pondérée due à une main courante ($N_Q = Q = 1 \text{ KN/m}$) ainsi qu'au séisme qui crée un moment de renversement, il est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère a un point faible à l'interface où se trouve l'encastrement dans le plancher terrasse et c'est pour cette raison le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries ce qui peut provoquer des fissures et des déformations importantes (fissuration préjudiciable) ; Dans ce cas le calcul s'effectue à L'ELU et L'ELS.

L'acrotère correspond à notre structure à une dimension de 60 cm d'ateur et 10 cm d'épaisseur.

IV.1.1. Calcul des les sollicitations

➤ Poids propre :

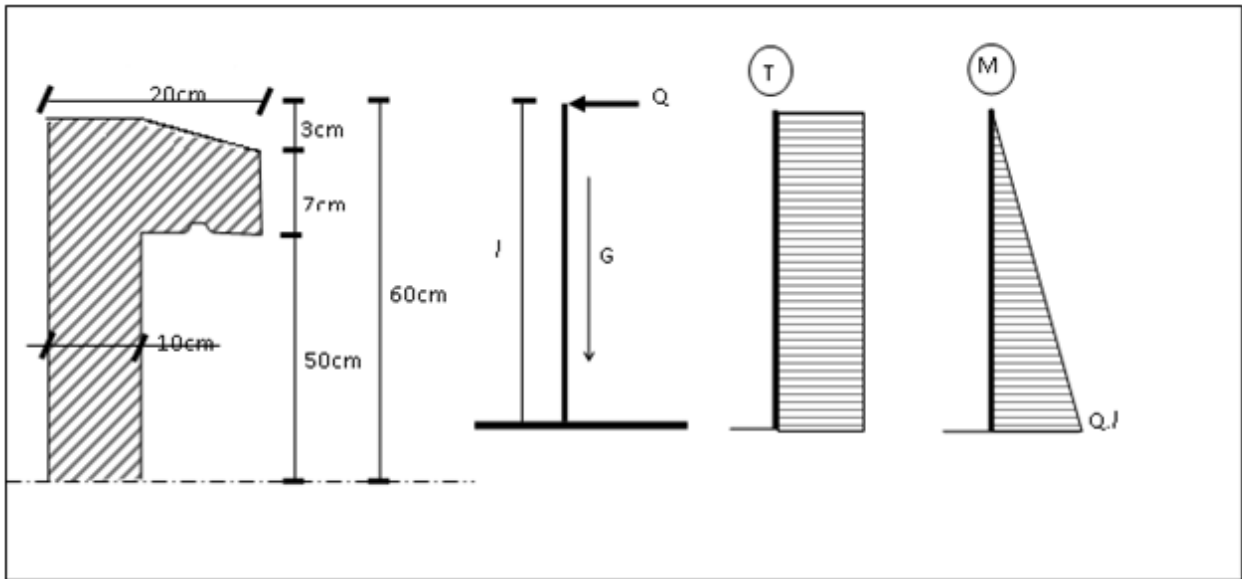


Figure IV. 1: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.

$$S = \left[\frac{0,03 \times 0,1}{2} + (0,1 \times 0,6) + (0,07 \times 0,1) \right] = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,71 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,71 \text{ KN/ml}$$

➤ Effort normal :

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q = 1 \text{ KN/m}$

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,71 = 2,31 \text{ KN/ml}$$

$$N_{\text{ser}} = N_G = 1,71 \text{ KN/ml}$$

➤ Moment de flexion :

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

➤ Effort tranchant :

$$V = N_Q = 1 \text{ KN}$$

$$V_u = 1,5 \times V = 1,5 \text{ KN}$$

$$V_{\text{ser}} = V = 1 \text{ KN}$$

- **Enrobage** : Vu que la fissuration préjudiciable, on prend : $C = C' = 2\text{cm}$
- **L'excentricité**: $e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,39\text{m}$ et $\frac{e_p}{2} = \frac{h}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 < 0,39\text{m}$

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

IV.1.2. Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 2,31 \times (0,39 + 0,05 - 0,02) = 0,97 \text{KN.m}$$

$$((d - c')N_u - M_u) \leq (0,337.h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$((d - c')N_u - M_u) = (0,09 - 0,02)2,31 - 0,97 = -0,81 \text{KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,80 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow 0,81 \text{KN.m} < 24,80 \text{KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $b.h = (100 \times 10)\text{cm}^2$.

IV.1.3. Calcul du ferrailage (E. L. U. R)

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,084$$

IV.1.3.1. Vérification de l'existence des armatures comprimés A'

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 \quad ; \quad 1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,0084 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,996$$

- **On calcul:**

$$\begin{cases} A_{fs} : \text{Section d'armatures en flexion simple;} \\ A_{fc} : \text{Section d'armatures en flexion composée.} \end{cases}$$

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,31 - \frac{2,31 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,25 \text{ cm}^2$$

IV.1.3.2. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire

➤ **Les armatures principales :**

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{(e - 0,45 d)}{(e - 0,185 d)} \times 0,23 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,71} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm} ; d = 0,9h_t = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = \max(A_{su} ; A_{sl} ; A_{min}) = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $4\phi 8 \text{ p.m} \Rightarrow A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} ; S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ On adopte : } A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\phi 8 \text{ p.m}$$

IV.1.3.3. Vérification des contraintes (E. L. S)

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,71 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,1}{2} \right) = 0,65 \text{ KN.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre:**

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 16,95 y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (1,59)^3}{3} + 15 \times 1,130 \times (9 - 1,59)^2$$

$$I = 1064,69 \text{ cm}^4$$

IV.1.3.4. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{650}{1064,68} \times 1,59 = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \square \text{Condition vérifiée.}$$

IV.1.3.5. Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Avec : η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{650}{1064,68} (9 - 1,59) = 67,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.1.3.6. Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \Leftrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.1.3.7. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme

D'après le R.P.A 99 (version 2003 Article 6-3), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4.C_p.A.W_p$$

Les coefficients A, C_p et W_p sont obtenus par le RPA99v2003 tableau (6-1)

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,10$

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 171 \text{ KN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5.Q.A \Rightarrow F_p = 4 \times 0,10 \times 1,71 \times 0,8 = 0,547 \text{ KN}$

$$F_p = 0,547 \text{ KN} < 1,5.Q = 1,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

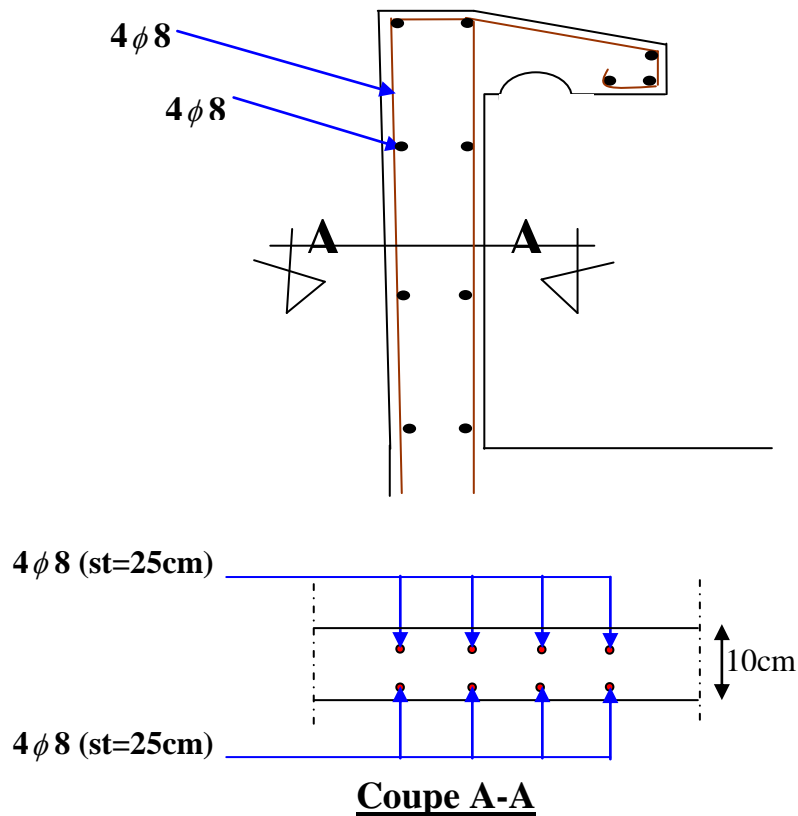


Figure IV. 2: Schéma du ferrailage d'acrotère

IV.2.Balcon

IV.2.1.Introduction

Le balcon est une dalle pleine encastree dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

- Résistance à la flexion
- Isolation acoustique $e \geq 12cm$
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11cm$ pour 2 heures de coup feu

Donc on adopte $e = 15cm$

Dans notre étude on a un seul type de balcons.

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

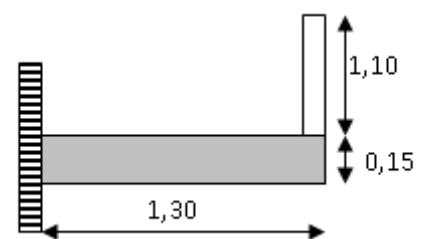


Figure IV. 3 : Schéma représente les types des balcons

IV.2.2.Exemple de calcul

IV.2.2.1.Descente de charge

Tableau IV. 1 : La descente des charges d'une dalle pleine

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³) Masse _(Surfacique) (KN / m ²)	Poids $\frac{KN}{m^2}$
1	Carrelage	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25,00	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	18,00	0,36
				G =5,27

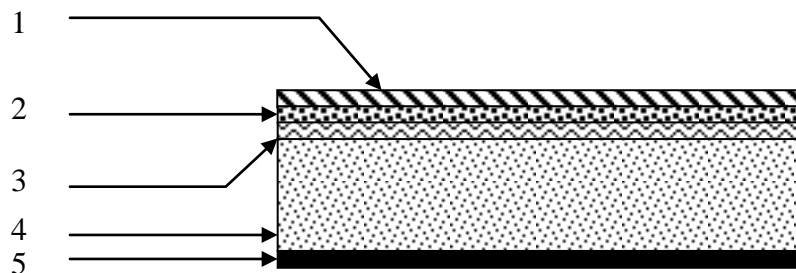


Figure IV. 4 : Schéma représente détail d'une dalle pleine.

Poids propre $G = 5,27 \text{ KN/m}^2$.

Surcharge $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,36 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q_{u/ml} = 12,36 \times 1 = 12,36 \text{ KN/ml}$$

IV.2.2.2.Calcul de la charge concentrée

1- Poids propre du mur :

$$P = \delta \times b \times h \times l = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1 \text{ m} = 1,43 \text{ KN.}$$

$$P_U = 1,35P = 1,93 \text{ KN.}$$

$$P_S = 1,43 \text{ KN.}$$

IV.2.2.3.Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max

$$M_{\max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -14,81 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = Q_u \cdot l + P_u = 19,23 \text{ KN}$$

$$d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$$

IV.2.2.4.Ferrailage du balcon

Tableau IV. 2: Ferrailage du balcon.

M (KN.m)	μ	β	A'	A _{cal}	A _{adop} (cm ² /ml)	A _r =A _s /4	A _{adop} (cm ² /ml)
14,81	0,057	0,970	0	3,25	4ø12 Pm A _s =4, St =33cm	1,13cm ²	4ø8 A _s =2,01 st=33 cm

IV.2.3.Vérifications

IV.2.3.1.Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23bd f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 3,25 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.3.2.Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{19,23 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,10 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$1) \tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2) Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

IV.2.3.3.Contrainte d'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{19,23 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 12,56 \times 10^2} = 1,26 \text{ Mpa}$$

n = 4 : nombre.d' armatures longitudinales tendues

$$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3,14 \text{ cm} : \text{périmètre d'armatures tendues}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,26 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.3.4.La vérification des contraintes à l'E.L.S

$$Q_{\text{ser}} = G + Q = 8,77 \text{ KN.ml}, P_{\text{ser}} = 1,43 \text{ KN} \text{ et } M_{\text{ser}} = -10,60 \text{ KN.m}$$

IV.2.3.5.Détermination de la position de l'axe neutre

$$by^2/2 - 15A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 67,80y - 915,30 = 0 \rightarrow y = 3,65 \text{ cm (position de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée).}$$

a) Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(3,65)^3}{3} + 15 \times 4,52(13,5 - 3,65)^2$$

$$I = 8199,02 \text{ cm}^4$$

b) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{10,60 \times 10^3}{9447,05} \times 3,65 = 4,72 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,72 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) \text{ Mpa} = 202 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{10,60 \times 10^3}{8199,02} (13,5 - 3,65) = 191,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 191,02 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.3.6. Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à :

$$F = F_1 + F_2 \text{ avec: } F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots \dots \dots \text{ flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots \dots \dots \text{ flèche due à la charge concentrée.}$$

a) Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 4,52 \times 13,5}{100 \times 15 + 4,52 \times 15} = 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,24 \text{ cm.}$$

b) Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100(7,76)^3}{3} + \frac{100 \times (7,24)^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 7,76)^2 = 30460,24 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{(1,40)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 30460,24} \left[\frac{8,77 \times 1,40}{8} + \frac{1,43}{3} \right] = 0,060 \text{ cm}$$

$$F = 0,060 \text{ cm}$$

$$F_{ad} = L/250 = 140/250 = 0,56 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,060 \text{ cm} < F_{adm} = 0,56 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

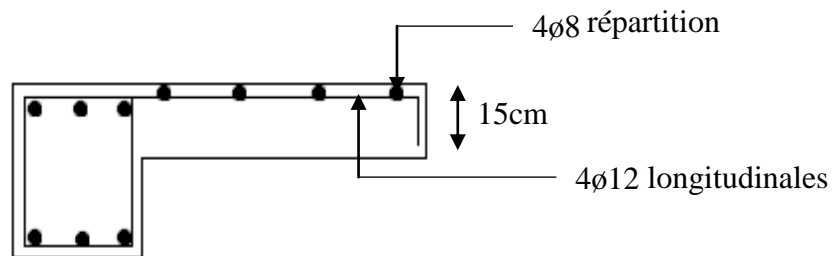


Figure IV. 5 : Schéma de ferrailage du balcon.

IV.3.Escaliers**IV.3.1.Définition**

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

Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter.

IV.3.2.Terminologie

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche "h".

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

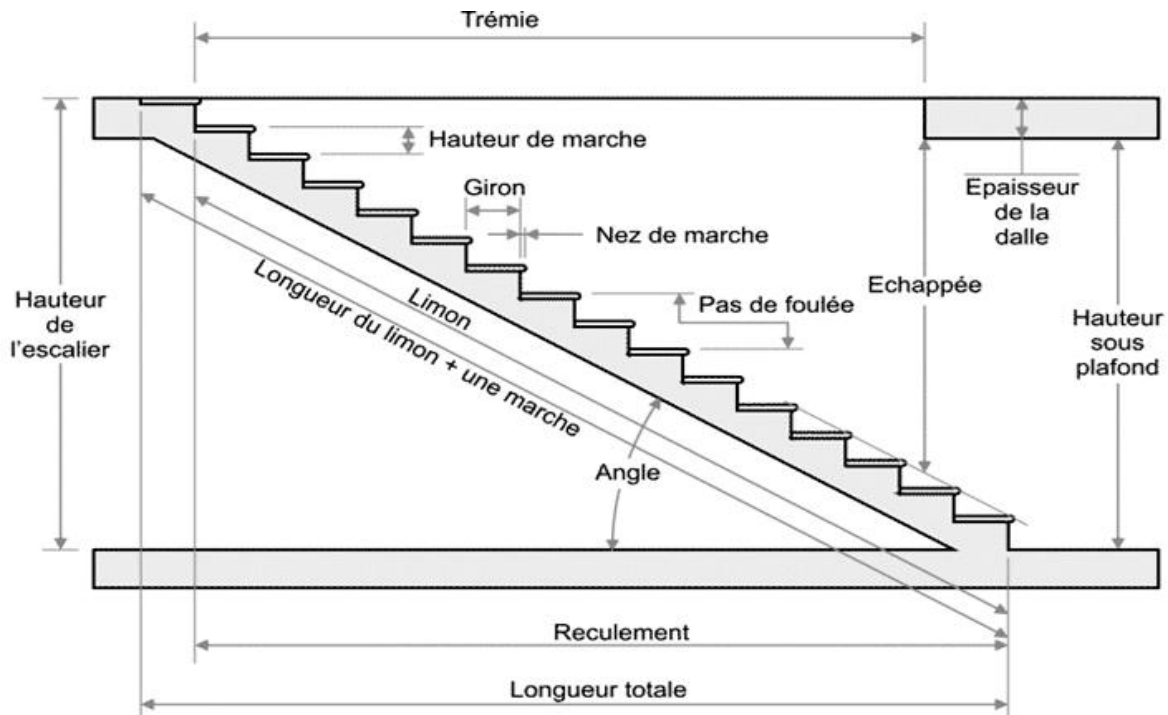


Figure IV. 6 : Schéma de l'escalier.

Notre bâtiment dispose trois types d'escalier :

Type 1 : escalier à 2 volées se trouve au RDC.

Type 2 : escalier à 2 volées se trouve au niveau du 1er étage jusqu'au dernier étage.

Type 3 : escalier à 3 volées se trouve au niveau du sous-sol jusqu'au RDC.

IV.3.3. Dimensions des escaliers:

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm}.....(1)$$

h : Hauteur de la marche (contre marche),

g : Largeur de la marche,

On prend : $2h + g = 64 \text{ cm}$ ($H = n.h = \frac{h_e}{2}$)

$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$ Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

$$(H = n.h = \frac{h_e}{2})$$

n : Nombre de contre marches

L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée : $L = (n - 1)g$

IV.3.4.Étude l'escalier (Type 1)

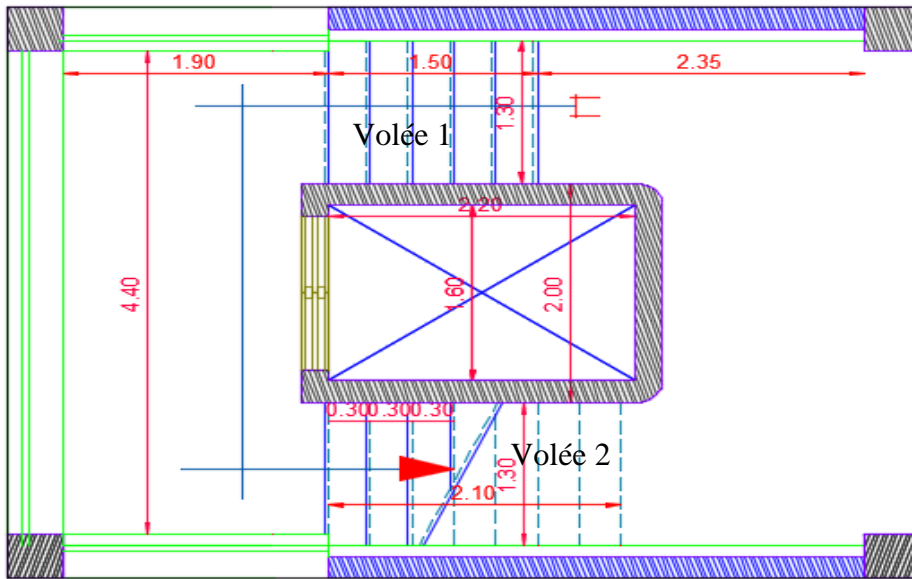


Figure IV. 7 : Vu en plan de l'escalier (Type 1).

IV.3.4.1. Type 1 (cas de volée 1)

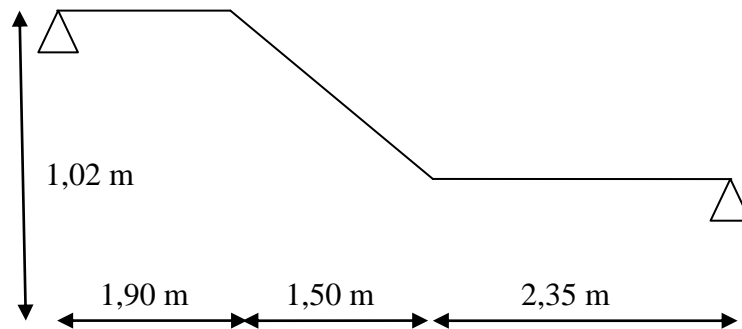


Figure IV. 8 : Schéma statique de l'escalier type 1 (cas de volée 1).

a)Dimensionnement

a.1)Marches et contre marches

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n - 1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n - 1} \right) + 2 \times \frac{H}{n}$$

Et puis : $mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$

Avec : $m = 66\text{cm}$, $H = 102\text{ cm}$ et $L = 150\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient : $66n^2 - 420n + 204 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 6$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 5$ (nombre de marche)

$$h = \frac{102}{6} = 17 \rightarrow h = 17 \text{ cm. et } g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 5 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

$$\text{L'angle d'inclinaison est : } \tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

a.2)Épaisseur de la volée (e_v)

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{150}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{150}{20 \times 0,87}$$

$$\rightarrow 5,74 \leq e_v \leq 8,62$$

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

a.3)Épaisseur du palier (e_p)

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{10}{0,87} = 11,49 \text{ cm}$$

$$e_p = 12 \text{ cm}$$

b)Descente de charges

c)Paillasse

Tableau IV. 3 : Charges et surcharge du paillasse type 1(cas volée 1) .

N	Désignation	e(m)	Poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,02	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $C_h \cdot h/g$	–	0,23
5	Mortier de ciment vertical $M_h \cdot h/g$	–	0,23
6	Poids propre de la paillasse : $e_v \times 25/\cos(\alpha)$	0,08	2,29
7	Poids propre des marches : $\gamma_b \cdot h/2$	0,085	1,87
8	Garde-corps	–	0,10
			G=5,88

$$\begin{cases} \text{Charge permanente : } G = 5,88 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q = 11,68 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = G + Q = 8,38 \text{ kN/m} \end{cases}$$

c.1)Palier

Tableau IV. 4 Charges et surcharge du palier type 1 (cas volée 1).

N	Désignation	e (m)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier	0,10	2,50
2	Carrelage	0,02	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,40
4	Lit de sable	0,02	0,36
5	Enduit de plâtre	0,015	0,15
			G=5,88

$$\begin{cases} \text{Charge permanente : } G = 3,81 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q = 8,89 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = G + Q = 6,31 \text{ kN/m} \end{cases}$$

d)Calcul des sollicitations

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{11,68 - 8,89}{8,89} = 0,31 > 10 \%$$

On garde le schéma statique réel.

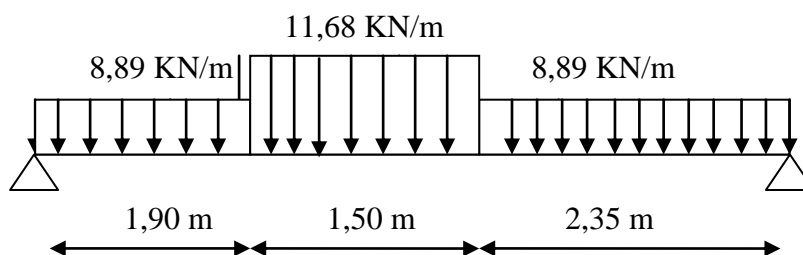


Figure IV. 9 : Schéma statique des charges de l'escalier type 1 (cas de volée 1).

d.1) Les réactions d'appuis

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 11,68 \times 1,50 + 8,89 \times (1,90 + 2,35) = 55,30$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_b \times 3,85 = 13,44 \times 2,40 \times 1,2 + 10,24 \times 1,45 \times 3,125$$

$$R_b = \frac{(8,89 \times 1,90 \times 0,95) + (11,68 \times 1,50 \times 2,65) + (8,89 \times 2,35 \times 4,57)}{5,75} = 27,59 \text{ KN}$$

$$R_a = 27,71 \text{ KN}$$

d.2) Moment fléchissant max

$$M(x) = 27,71 x - 8,89 \times 1,90(x - 0,95) - 11,68 \times 1,50 (x - 1,15) - 8,89 \left(\frac{(x - 3,4)^2}{2} \right)$$

Position du moment max :

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = \frac{d \left[27,71 x - 16,89(x - 0,95) - 17,52 (x - 2,65) - 8,89 \left(\frac{(x - 3,4)^2}{2} \right) \right]}{dx}$$

$$T(x) = 27,71 - 16,89 - 17,52 - 8,89x + 30,22$$

$$\text{Pur } T(0) \rightarrow x = 2,67 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_{\max} = M(2,67)$$

$$M(2,67) = 22,04 \times 2,67 - 16,89(2,6 - 0,95) - 17,52(2,67 - 2,65) - 8,89 \left(\frac{(2,67 - 3,4)^2}{2} \right)$$

$$M_{\max} = 27,15 \text{ KN.m}$$

d.3) Effort tranchant

$$0 \leq x \leq 1,90$$

$$T(x) = 27,71 - 8,89 \times x$$

$$T(0) = 27,71 \text{ Kn}$$

$$T(1,90) = 27,71 - 8,89 \times 1,90 = 10,81 \text{ KN}$$

$$1,90 \leq x \leq 3,40$$

$$T(x) = 27,71 - 8,89 \times 1,90 - 11,68 \times (x - 1,90)$$

$$T(1,90) = 10,81 \text{ KN}$$

$$T(3,45) = 27,71 - 8,89 \times 1,90 - 11,68 \times 1,50 = -6,71 \text{ KN}$$

$$3,40 \leq x \leq 5,75$$

$$T(x) = 27,71 - 8,89 \times 1,90 - 11,68 \times 1,50 - 8,89 (x - 3,40)$$

$$T(3,45) = -6,71 \text{ KN}$$

$$T(5,75) = 27,71 - 8,89 \times 1,90 - 11,68 \times 1,50 - 8,89 \times 2,35$$

$$T(5,75) = -27,59 \text{ Kn}$$

d.4) Diagrammes M et T

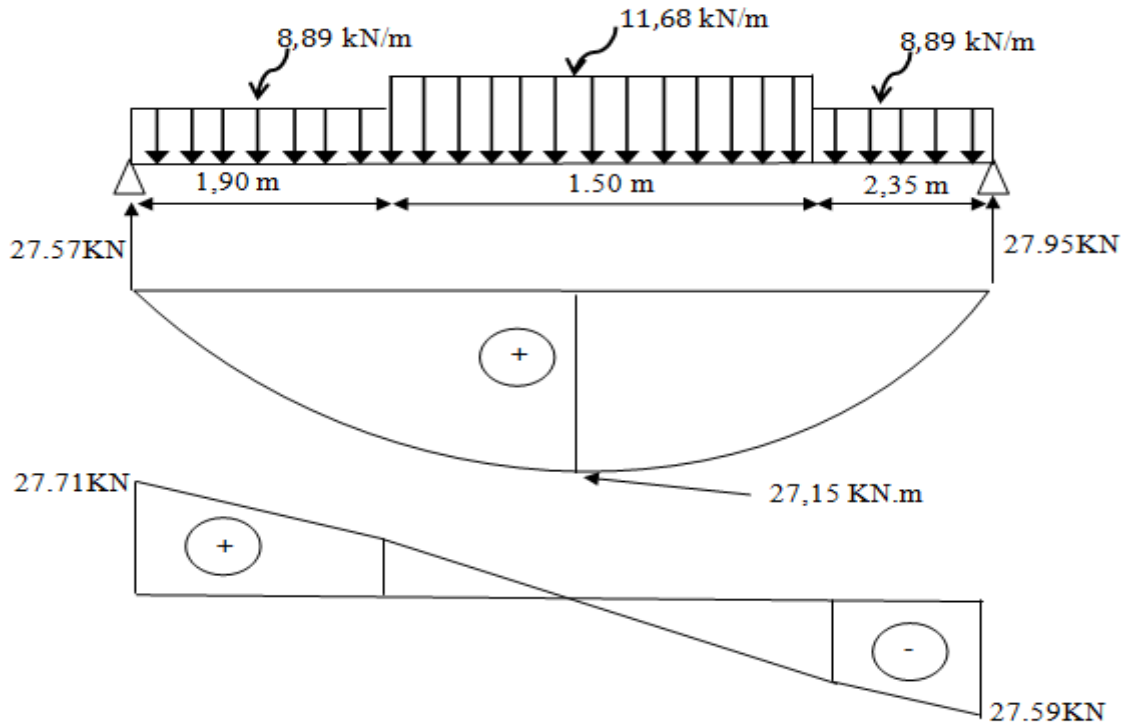


Figure IV. 1 : Diagrammes Moments et efforts tranchant (M,T) de l'escalier type 1 (cas volée 1).

d.5) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U

On a: $M_{\max} = 27,15 \text{ kN.m}$

$$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 23,08 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{\max} = 10,86 \text{ kN.m}$$

e) Ferrailage de l'escalier

e.1) En travée

Le moment ultime :

$$M_t = 23,08 \text{ kN.m} ; h = 10 \text{ cm} ; d = 0,9h = 9 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{23,08 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,201 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,878$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{23,08 \times 10^3}{0,878 \times 9 \times 348} = 8,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T16 avec : $A_{adm} = 10,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

e.2) Sur appuis

$M_a = 10,86 \text{ KN.m}$; $h = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 10,8 \text{ cm}$; $b = 1 \text{ m}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10,86 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,065 < \mu_1 \rightarrow A' = 0 \text{ et On a : } \beta = 0,967$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,86 \times 10^3}{0,967 \times 10,8 \times 348} = 2,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 avec : $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

f) Vérifications

f.1) Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7,7 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{min} = \frac{1,30 \text{ cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f.2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{27,71 \times 10}{100 \times 9} = 0,30 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f.3) Vérification au niveau des appuis

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left((27,71) + \frac{10,86 \times 10^2}{0,9 \times 9} \right) = 4,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

g) Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

$M_{t \max} = 29,91 \text{ kN, m}$; déterminé par méthode des coupures (RDM)

$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 25,42 \text{ kN, m}$

$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \max} = 11,96 \text{ kN, m}$

g.1) En travée

$A_s = 9,29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 139,45y - 1255,15 = 0 \rightarrow y = 3,80 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,80^3}{3} + (15 \times 9,29)(9 - 3,80)^2 = 6506,10 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{25,42 \times 10^3}{6506,10} \times 3,80 = 14,84 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 14,84 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

g.2) Sur appuis

$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67,8y - 1037,34 = 0 \rightarrow y = 3,92 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,92^3}{3} + (15 \times 4,52)(15,3 - 3,92)^2 = 10788,27 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{10,89 \times 10^3}{10788,27} \times 3,92 = 3,95 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3,95 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

h)Vérification de la flèche

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{17}{575} = 0,029 < 0,0333 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0083 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Une des deux conditions n'est pas vérifiée donc on doit calculer la flèche :

h.1)Calcul de la flèche :

$$f_{ji} = 0,18 \text{ cm}, f_{gi} = 0,17 \text{ cm}, f_{qi} = 0,27 \text{ cm}, f_{gv} = 0,39 \text{ cm},$$

$$\Delta F = F_v - F_j + F_p - F_g$$

$$\Delta F = (0,88 - 0,34) + (0,55 - 0,22) = 0,31 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{575}{500} = 1,15 \quad \Delta F < F_{adm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

i)Schéma de ferrailage

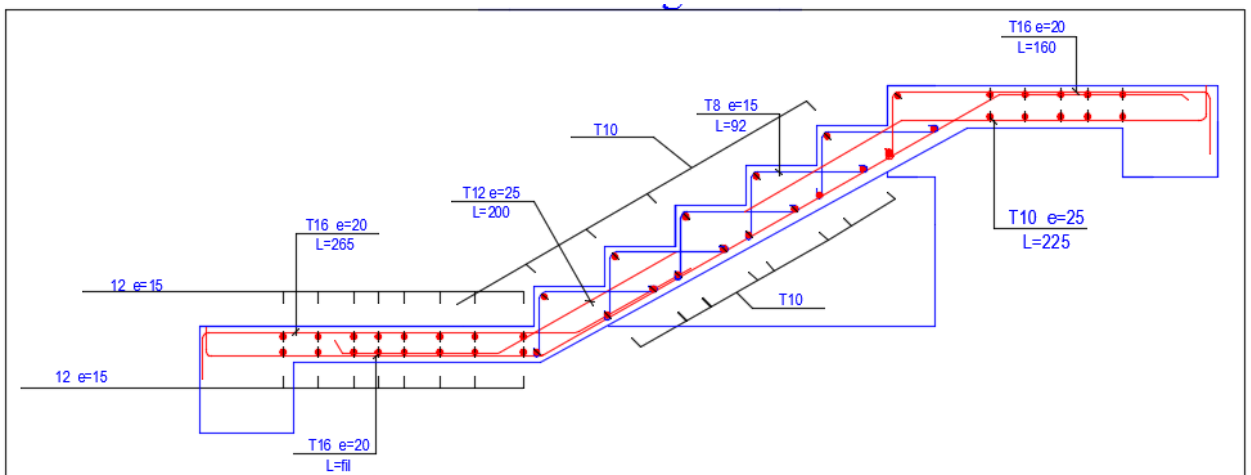


Figure IV. 10 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 1(cas volée1).

IV.3.4.2.Type 1 (cas de volée 2)

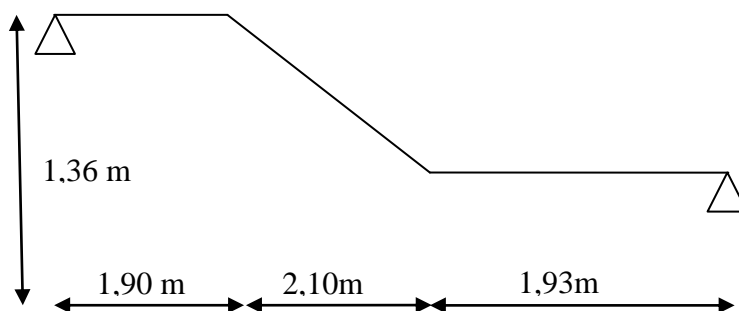


Figure IV. 11 : Schéma statique de l'escalier type 1 (cas de volée 2).

a) Dimensionnement**a.1) Marches et contre marches**

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n-1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} \right) + 2 \times \frac{H}{n}$$

$$\text{Et puis : } mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Avec : $m = 66 \text{ cm}$, $H = 136 \text{ cm}$ et $L = 210 \text{ cm}$

$$\text{Donc l'équation (2) devient : } 66n^2 - 548n + 272 = 0$$

La solution de l'équation est : $n = 8$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 7$ (nombre de marche)

$$h = \frac{136}{8} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm. et } g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 5 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

a.2) Épaisseur de la volée (e_v)

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \Rightarrow \frac{210}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{210}{20 \times 0,87}$$

$$\Rightarrow 6,09 \leq e_v \leq 9,13 \Rightarrow e_v = 10 \text{ cm}$$

a.3) Épaisseur du palier (e_p)

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{10}{0,87} = 11,49 \text{ cm} \Rightarrow e_p = 12 \text{ cm}$$

b) Descente de charges**b.1) Paillasse**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G = 5,88 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q = 11,68 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = G + Q = 8,38 \text{ kN/m} \end{cases}$$

b.2)Palier

$$\begin{cases} \text{Charge permanente : } G = 5,88 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q = 8,89 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = G + Q = 6,31 \text{ kN/m} \end{cases}$$

c)Calcul des sollicitations

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{11,68 - 8,89}{8,89} = 0,31 > 10 \%$$

On garde le schéma statique réel.

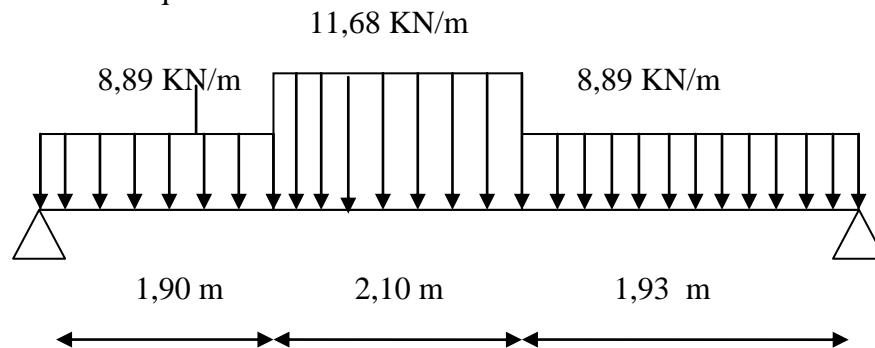


Figure IV. 12 : Schéma statique des charges de l'escalier type 1 (cas de volée 2).

c.1)Les réactions d'appuis :

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 11,68 \times 2,10 + 8,89 \times (1,90 + 1,93) = 55,30$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_b \times 3,85 = 13,44 \times 2,40 \times 1,2 + 10,24 \times 1,45 \times 3,125$$

$$R_b = \frac{(8,89 \times 1,90 \times 0,95) + (11,68 \times 1,50 \times 2,65) + (8,89 \times 2,35 \times 4,57)}{5,75} = 29,26 \text{ KN}$$

$$R_a = 29,31 \text{ KN}$$

c.2) Moment fléchissant max

$$M(x) = 27,71 x - 8,89 \times 1,90(x - 0,95) - 11,68 \times 2,10 (x - 1,15) - 8,89 \left(\frac{(x - 3,4)^2}{2} \right)$$

Position du moment max :

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = \frac{d \left[27,71 x - 16,89(x - 0,95) - 24,52 (x - 2,65) - 8,89 \left(\frac{(x - 3,4)^2}{2} \right) \right]}{dx}$$

$$T(x) = 27,71 - 16,89 - 17,52 - 8,89x + 30,22$$

$$\text{Pur } T(0) \rightarrow x = 2,94 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_{\max} = M(2,94)$$

$$M_{\max} = 28,13 \text{ KN.m}$$

c.3) Effort tranchant

$$0 \leq x \leq 1,90$$

$$T(x) = 27,71 - 8,89 \times x$$

$$T(0) = 29,31 \text{ Kn}$$

$$T(1,90) = 27,71 - 8,89 \times 1,90 = 12,25 \text{ KN}$$

$$1,90 \leq x \leq 3,40$$

$$T(x) = 27,71 - 8,89 \times 1,90 - 11,68 \times (x - 1,90)$$

$$T(1,90) = 12,25 \text{ KN}$$

$$T(3,45) = 27,71 - 8,89 \times 1,90 - 11,68 \times 1,50 = -8,71 \text{ KN}$$

$$3,40 \leq x \leq 5,75$$

$$T(x) = 27,71 - 8,89 \times 1,90 - 11,68 \times 1,50 - 8,89 (x - 3,40)$$

$$T(3,45) = -8,71 \text{ KN}$$

$$T(5,75) = 27,71 - 8,89 \times 1,90 - 11,68 \times 1,50 - 8,89 \times 2,35$$

$$T(5,75) = -29,26 \text{ Kn}$$

c.4) Diagrammes M et T

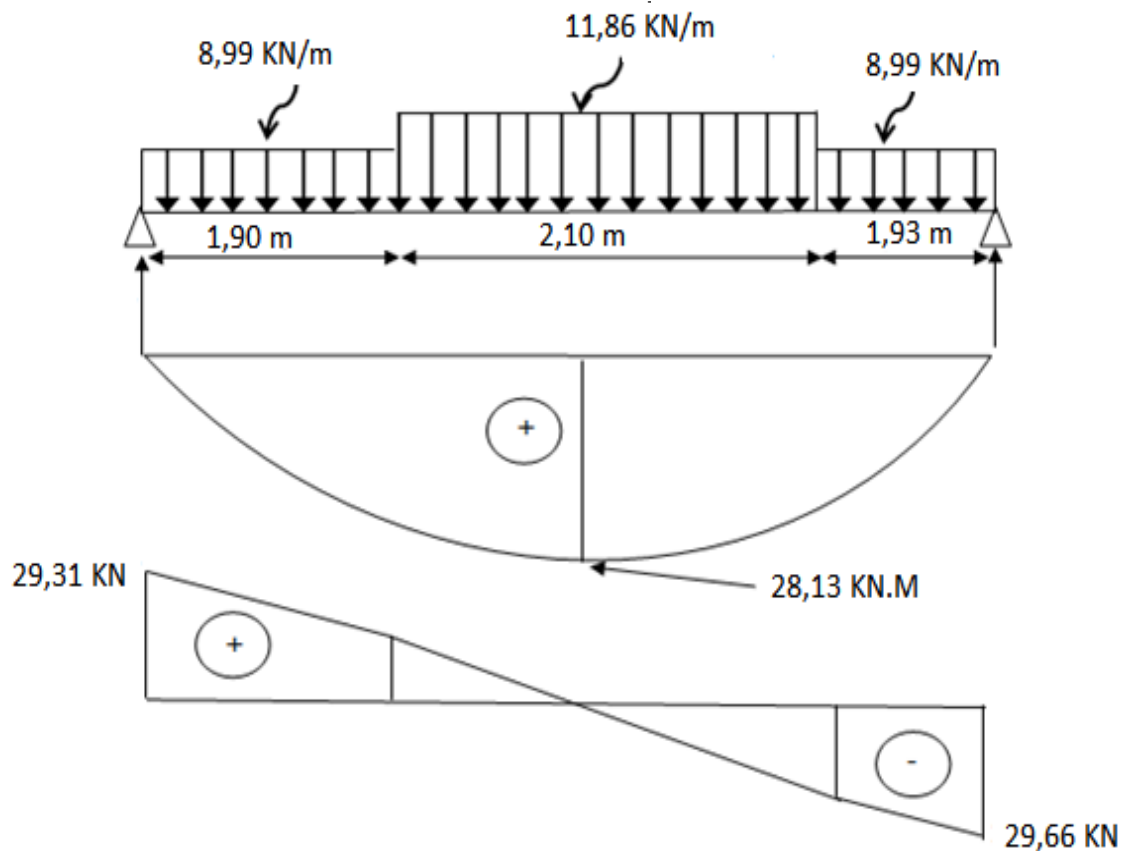


Figure IV. 13 : Diagrammes Moments et efforts tranchant (M,T) de l'escalier type 1 (cas volée 2).

c.5) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U

On a : $M_{\max} = 28,13 \text{ kN.m}$

$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 23,91 \text{ kN.m}$

$M_a = 0,40 \times M_{\max} = 11,25 \text{ kN.m}$

d) Ferrailage de l'escalier

d.1) En travée

Le moment ultime :

$M_t = 23,08 \text{ kN.m}$; $h = 10 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 9 \text{ cm}$; $b = 1 \text{ m}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{23,91 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,201 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,878$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{23,91 \times 10^3}{0,878 \times 9 \times 348} = 8,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **5T16** avec : $A_{adm} = 10,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

d.2) Sur appuis

$$M_a = 11,25 \text{ KN.m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 10,8 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11,25 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,065 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,967$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,86 \times 10^3}{0,967 \times 10,8 \times 348} = 3,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 avec : $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

e) Vérifications

e.1) Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7,7 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{min} = \frac{1,30 \text{ cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

e.2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{29,31 \times 10}{100 \times 9} = 0,32 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

e.3) Vérification au niveau des appuis

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left((27,71) + \frac{11,25 \times 10^2}{0,9 \times 9} \right) = 4,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 4,67 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f) Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

$$M_{t \max} = 30,08 \text{ kN.m ; déterminé par méthode des coupures (RDM)}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 25,56 \text{ kN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \max} = 12,03 \text{ kN.m}$$

f.1) En travée

$$A_s = 9,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 139,45y - 1255,15 = 0 \rightarrow y = 3,80 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,80^3}{3} + (15 \times 9,29)(9 - 3,80)^2 = 6506,10 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{25,42 \times 10^3}{6506,10} \times 3,80 = 14,84 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 14,84 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67,8y - 1037,34 = 0 \rightarrow y = 3,92 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,92^3}{3} + (15 \times 4,52)(15,3 - 3,92)^2 = 10788,27 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10,89 \times 10^3}{10788,27} \times 3,92 = 3,95 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3,95 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{17}{575} = 0,029 < 0,0333 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0083 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Une des deux conditions n'est pas vérifiée donc on doit calculer la flèche :

f.2) Calcul de la flèche :

$$f_{ji} = 0,18 \text{ cm}, f_{gi} = 0,17 \text{ cm}, f_{qi} = 0,27 \text{ cm}, f_{gv} = 0,39 \text{ cm},$$

$$\Delta F = F_v - F_j + F_p - F_g$$

$$\Delta F = (0,88 - 0,34) + (0,55 - 0,22) = 0,31 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{575}{500} = 1,15 \quad \Delta F < F_{adm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

g) Schéma de ferrailage

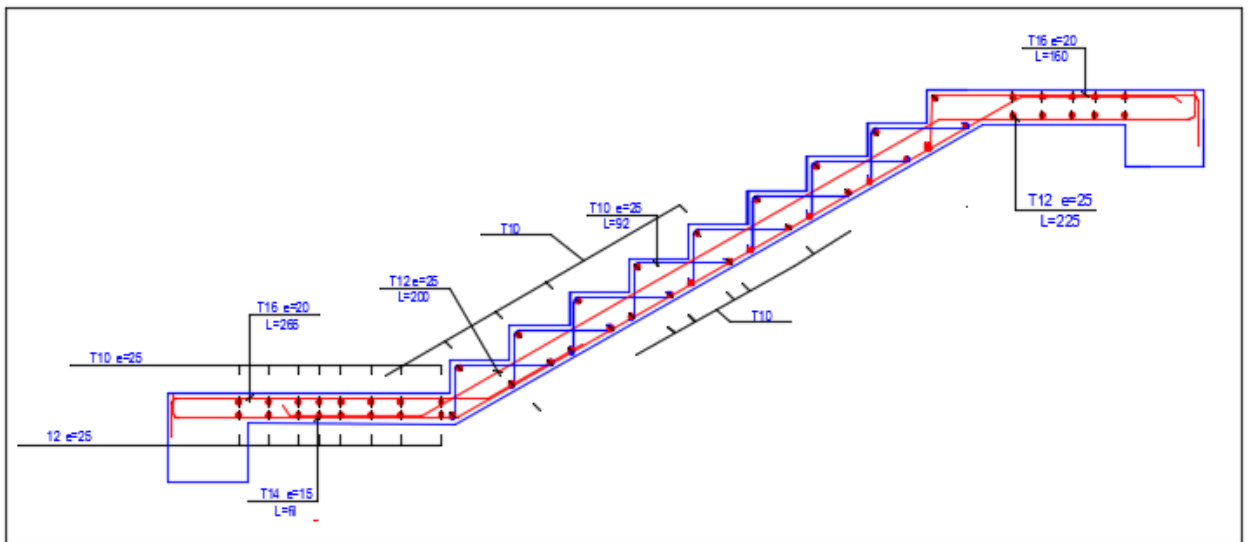


Figure IV. 14 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 1 (cas volée 2).

IV.3.5.Étude d'un escalier à deux volées (Type 2)

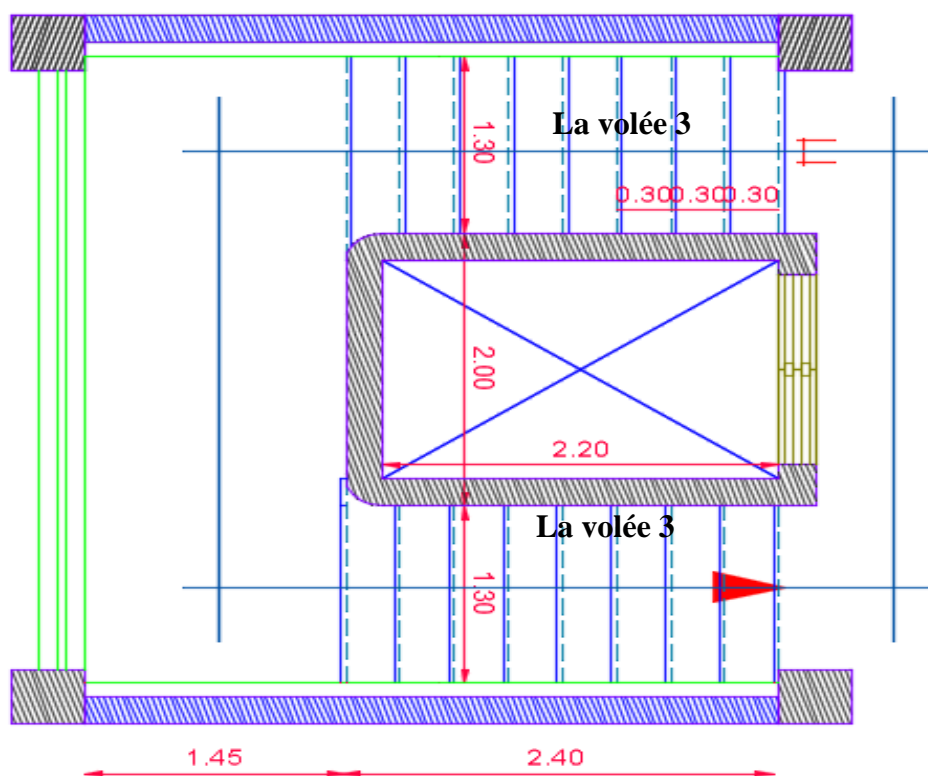


Figure IV. 15 : Vu en plan de l'escalier type 2.

IV.3.5.1.Type 2 (cas volée 3)

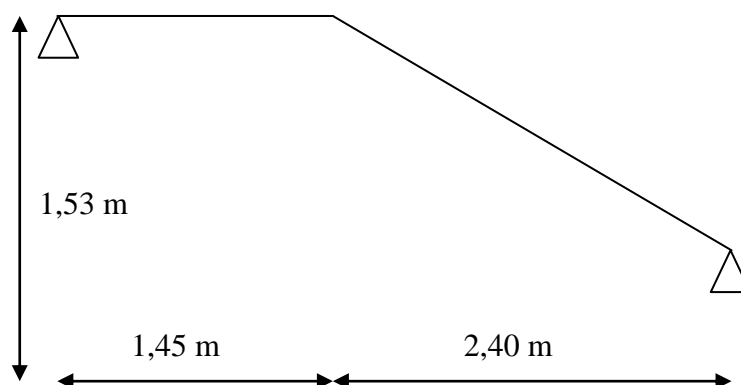


Figure IV. 16 : Schéma statique de l'escalier type 2 (cas volée 3).

a) Dimensionnement**a.1) Marches et contre marches**

On a : $He = 3,06 \text{ m}$ et $H = He/2 = 1,53 \text{ m}$

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n-1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} \right) + 2 \times \frac{H}{n}$$

Et puis : $mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$

Avec : $m = 66 \text{ cm}$, $H = 153 \text{ cm}$ et $L = 240 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient : $66n^2 - 612n + 306 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 9$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 8$ (nombre de marche)

$$h = \frac{153}{9} = 17 \rightarrow h = 17 \text{ cm. et } g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

L'inégalité vérifiée, on a : 9 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est : $\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$

a.2) Épaisseur de la volée (e_v)

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87}$$

$$\rightarrow 9,19 \leq e_v \leq 13,79$$

$$e_v = 12 \text{ cm}$$

a.3) Épaisseur du palier (e_p)

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm}$$

$$e_p = 14 \text{ cm}$$

b) Descente de charges

b.1) Paillasse

Tableau IV. 5 : Charges et surcharge du paillasse type 2 (cas volée 3).

S=5,88	Désignation	e(m)	Poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,02	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $C_h \cdot h/g$	–	0,23
5	Mortier de ciment vertical $M_h \cdot h/g$	–	0,23
6	Poids propre de la paillasse : $e_v \times 25/\cos(\alpha)$	0,12	3,44
7	Poids propre des marches : $\gamma_b \cdot h/2$	0,085	1,87
8	Garde-corps	–	0,10
			G=7,03

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G = 7,03 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,44 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = G + Q = 9,53 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

b.2)Palier

Tableau IV. 6 : Charges et surcharge du palier type2 (cas volée 3).

N	Désignation	e (m)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier	0,14	3,50
2	Carrelage	0,02	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,40
4	Lit de sable	0,02	0,36
5	Enduit de plâtre	0,015	0,15
			G=4,81

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G = 4,81 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,24 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = G + Q = 7,31 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

c)Calcul des sollicitations

c.1)Les réactions d'appuis

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 13,44 \times 2,40 + 10,24 \times 1,45 = 47,10$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_b \times 3,85 = 13,44 \times 2,40 \times 1,2 + 10,24 \times 1,45 \times 3,125$$

$$R_a = \frac{(13,44 \times 2,40 \times 1,2) + (10,24 \times 1,45 \times 3,125)}{3,85} = 22,11 \text{ KN}$$

$$R_b = 24,99 \text{ KN}$$

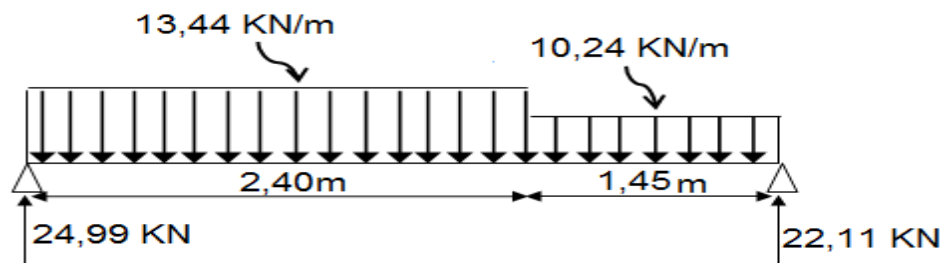


Figure IV. 17.Schéma statique des charges de l'escalier type 2 (cas de volée 3).

c.2) Moment fléchissant max

$$M(x) = 24,99 \times x - 10,24 \times 1,45 \times \left(x - \frac{1,45}{2}\right) - 13,44 \times \left(\frac{(x - 1,45)^2}{2}\right)$$

Position du moment max :

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = \frac{d \left[24,99 \times x - 10,24 \times 1,45 \times \left(x - \frac{1,45}{2}\right) - 13,44 \times \left(\frac{x^2 - 2,9x + 1,45^2}{2}\right) \right]}{dx}$$

$$T(x) = 29,99 - 14,85 - 13,44x + 19,49$$

$$\text{Pur } T(0) \rightarrow x = 2,58 \text{ m}$$

Donc : $M_{\max} = M(2,58)$

$$M(2,58) = 24,99 \times 2,58 - 10,24 \times 1,45 \times \left(2,58 - \frac{1,45}{2}\right) - 13,44 \times \left(\frac{(2,58 - 1,45)^2}{2}\right)$$

$$M_{\max} = 28,35 \text{ kN.m}$$

c.3) Effort tranchant de l'escalier type 2 (cas volée3)

Tableau IV. 7: Calcul effort tranchant de l'escalier type 2 (cas volée3).

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)
$0 \leq x \leq 2,4$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $T(0) = 29,99 \text{ KN}$ $T(2,4) = -7,26 \text{ KN}$
$2,4 \leq x \leq 3,85$		$T(x) = R_A - 2,4q_1 - q_2 \cdot (x - 3)$ $T(2,4) = -7,26 \text{ KN}$ $T(4) = -22,11 \text{ KN}$

c.4) Diagrammes M et T

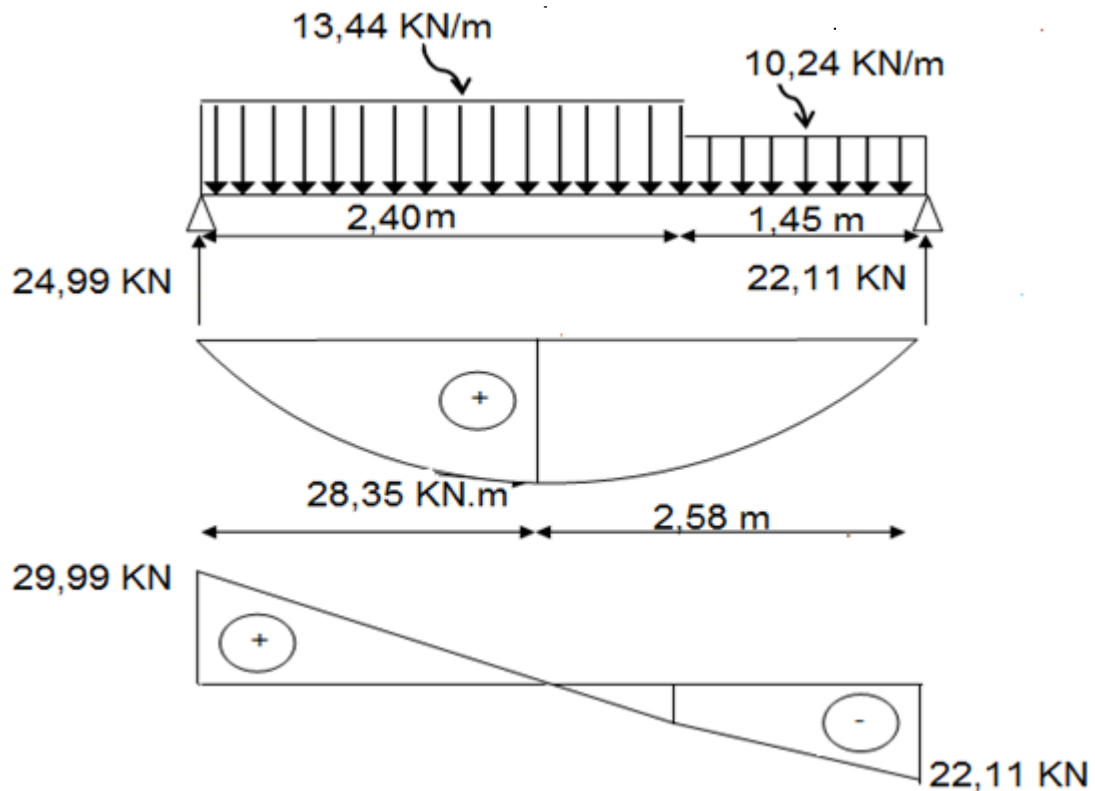


Figure IV. 2 : Diagrammes Moments et efforts tranchant (M,T) de l'escalier type 2 (cas volée 3).

c.5) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U

On a : $M_{\max} = 28,35 \text{ kN.m}$

$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 24,09 \text{ kN.m}$

$M_a = 0,40 \times M_{\max} = 11,34 \text{ kN.m}$

d) Ferrailage de l'escalier

d.1) En travée

Le moment ultime :

$M_t = 24,09 \text{ kN.m}$; $h = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 10,8 \text{ cm}$; $b = 1 \text{ m}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{24,09 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,146 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,921$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{24,09 \times 10^3}{0,921 \times 10,8 \times 348} = 6,96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T16 avec : $A_{adm} = 8,04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

d.2) Sur appuis

$M_a = 11,34 \text{ kN.m}$; $h = 14 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 12,6 \text{ cm}$; $b = 1 \text{ m}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11,34 \times 10^3}{100 \times 12,6^2 \times 14,17} = 0,051 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,974$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,34 \times 10^3}{0,974 \times 12,6 \times 348} = 2,66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 avec : $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

e) Vérifications

e.1) Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$A_s = 7,7 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; Condition vérifiée.

e.2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{29,99 \times 10}{100 \times 12,6} = 0,27 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

e.3) Vérification au niveau des appuis

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left((29,99) + \frac{11,34 \times 10^2}{0,9 \times 12,6} \right) = 3,76 \text{ cm}^2$$

$A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,76 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

f) Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

$M_{t \max} = 16,51 \text{ kN.m}$; déterminé par méthode des coupures (RDM)

$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 14,03 \text{ kN.m}$

$$M_{a_{ser}} = 0,4 \times M_{t_{max}} = 6,60 \text{ kN, m}$$

f.1)En travée

$$A_s = 3,90 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 58,65y - 633,42 = 0 \rightarrow y = 3,02 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,02^3}{3} + (15 \times 3,90)(10,80 - 3,02)^2 = 4459,03 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{14,03 \times 10^3}{4459,03} \times 3,02 = 9,50 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 9,50 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

f.2)Sur appuis

$$A_s = 1,87 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 28,05y - 302,94 = 0 \rightarrow y = 2,19 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,19^3}{3} + (15 \times 1,87)(12,6 - 2,19)^2 = 3389,84 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,60 \times 10^3}{3389,84} \times 2,19 = 4,26 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4,26 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

g)Vérification de la flèche

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{17}{385} = 0,044 > 0,0333 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b} \cdot d \geq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,00503 > 0,005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

h)Schéma de ferrailage

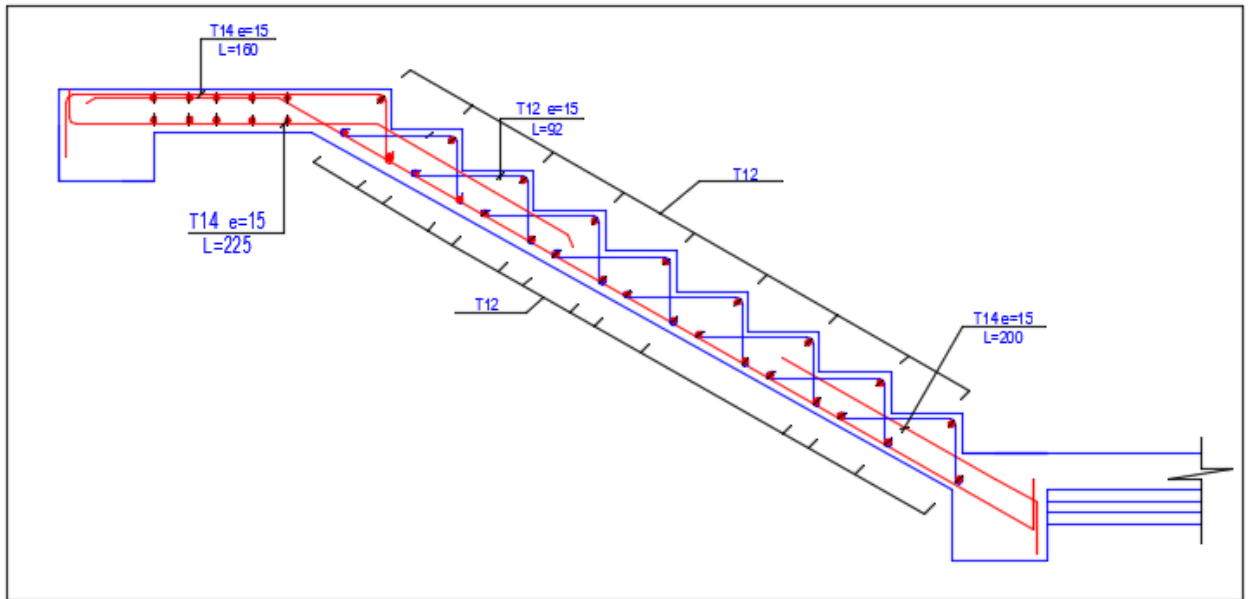


Figure IV. 18.Schéma de ferrailage d'un escalier type 2 (cas volée 3).

IV.3.6.Étude de la poutre palière pour l'escalier type 1 et 2

IV.3.6.1.Dimensionnement

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \Rightarrow 32 \text{ cm} \leq h \leq 48 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$ donc $d = 0,9h = 36 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 10,08 \text{ cm} \leq b \leq 14,40 \text{ cm}$$

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

Les vérifications des conditions du R.P.A, 99/2003 :

$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$\frac{h}{b} = 1,33 < 4$Condition vérifiée.

IV.3.6.2.Charges supportées par la poutre

Poids propre de la poutre : $G_p = 0,40 \times 0,30 \times 25 = 3 \text{ KN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre (enduit y compris) (25 cm):

$$G_m = 3,06 \times 2,00 = 6,12 \text{ kN/m}$$

$$\text{Réaction du palier : } R_b(\text{Elu}) = 24,99 \text{ kN/ml}$$

$$Q_u = (1,35 \times (3 + 6,12)) + 24,99 = 37,30 \text{ kN/m}$$

$$Q_{\text{ser}} = 3 + 6,12 + 20,59 = 29,71 \text{ kN/m}$$

IV.3.6.3. Calcul des sollicitations à l'E.L.U

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{37,30 \times 4,8^2}{8} = 107,42 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 90,30 \text{ kN.m}, M_a = 0,40M_0 = 42,97 \text{ kN.m}$$

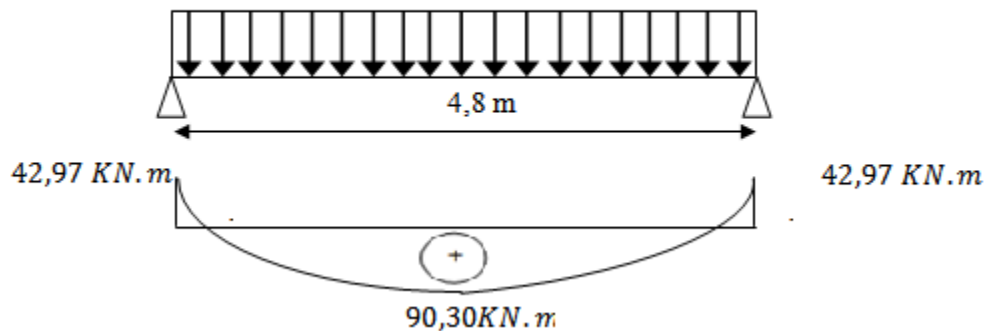


Figure IV. 19. Diagramme du moment pour la poutre palière.

IV.3.6.4. Calcul du ferrailage à l'E.L.U

On a : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 36 \text{ cm}$

a.1) En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 90,30 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{90,30 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,163 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,911$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{90,30 \times 10^3}{0,911 \times 36 \times 348} = 7,91 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T14+3T12 avec : $A_{adm} = 8,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

a.2) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 42,97 \text{ kN}, m$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{42,97 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,078 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,955$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{42,97 \times 10^3}{0,955 \times 36 \times 348} = 3,59 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-On prend comme choix 3T14 avec : $A_{adm} = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

IV.3.6.5. Vérifications de la poutre palière

Tableau IV. 8 : Vérification des différentes conditions (poutre palière).

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$	$A = 8,01 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
Condition de non fragilité (appui)	$A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$	$A = 4,62 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 6,51 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (appui)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 4,53 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d}$ $\overline{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$	$\tau_u = 0,7 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u$ Condition vérifiée

IV.3.6.6. Ferrailage des armatures transversales**a) Détermination du diamètre des armatures transversal**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 11,42 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

b) L'espace

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 32,4 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R,P,A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10\Phi_1 \} = \min \{ 15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_1 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

c) La longueur de scellement droit l_s

$$l_s = \frac{\Phi_1 f_e}{4\tau_e} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5\Phi_1 = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right) = 31,5 - (3 + 0,7 + 7,7) = 20,1 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 20,1}{1,87} = 6,62 \text{ cm}$$

IV.3.6.7. Calcul de la flèche

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{480} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,083 > 0,06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{0 \text{ ser}}} \Rightarrow \frac{40}{480} > \frac{90,30}{10 \times 107,42} \Rightarrow 0,084 > 0,082 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{8,01}{30 \times 36} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0074 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

IV.3.6.8. Schéma de ferrailage de la poutre palière

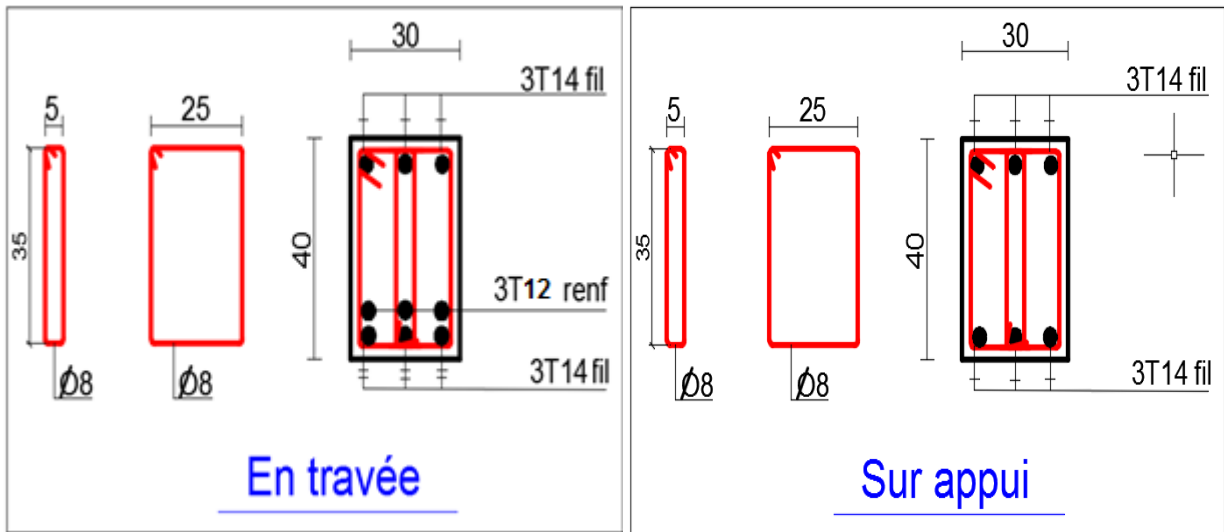


Figure IV. 20 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

IV.3.7. Étude de l'escalier type 3

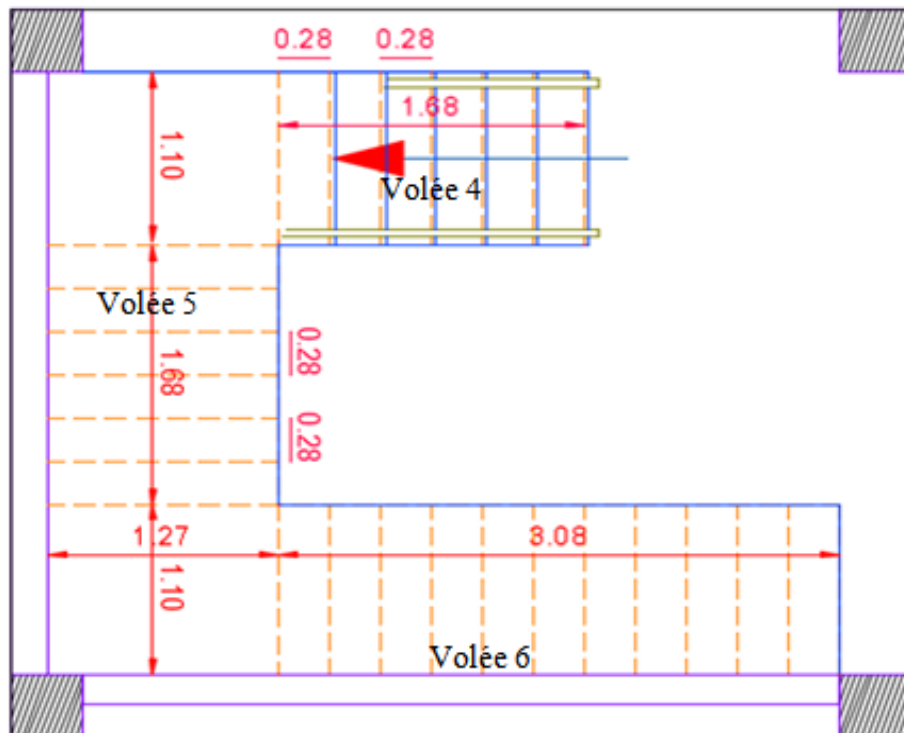


Figure IV. 21. Vu en plan de l'escalier un type 3.

IV.3.7.1.Type 3 (cas volée 4 et 5)

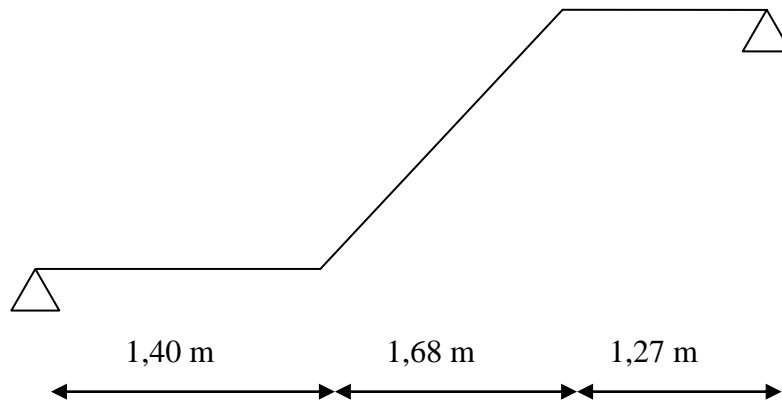


Figure IV. 22.Schéma statique de l'escalier type3 (cas volée 4 et 5).

a)Dimensionnement

a.1)Marches et contre marches

On a : $H = 99$ cm

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n-1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} \right) + 2 \times \frac{H}{n}$$

Et puis : $mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$

Avec : $m = 66$ cm , $H = 99$ cm et $L = 168$ cm

Donc l'équation (2) devient : $66n^2 - 432n + 198 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 6$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 5$ (nombre de marche)

$$h = \frac{99}{7} = 14,14 \rightarrow h = 17 \text{ cm. et } g = \frac{L}{n-1} = 28 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 28 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 62 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

L'inégalité vérifiée, on a : 6 marches avec $g = 30$ cm et $h = 17$ cm.

L'angle d'inclinaison est : $\tan \alpha = \frac{17}{28} = 0,64 \Rightarrow \alpha = 32,73^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,84$

a.2)Épaisseur de la volée (e_v)

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{168}{30 \times 0,84} \leq e_v \leq \frac{168}{20 \times 0,84}$$

$$\rightarrow 6,66 \leq e_v \leq 10$$

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

a.3) Épaisseur du palier (e_p)

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{10}{0,85} = 11,90 \text{ cm}$$

$$e_p = 12 \text{ cm}$$

b) Descente de charges

b.1) Paillasse

Tableau IV. 9 : Charges et surcharge du paillasse de l'escalier type 3 (cas volée 4 et 5).

ΣN	Désignation	e(m)	Poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,02	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $C_h \cdot h/g$	–	0,23
5	Mortier de ciment vertical $M_h \cdot h/g$	–	0,23
6	Poids propre de la paillasse : $e_v \times 25/\cos(\alpha)$	0,10	2,97
7	Poids propre des marches : $\gamma_b \cdot h/2$	0,085	1,87
8	Garde-corps	–	0,10
			G= 6,56

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G = 6,56 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,60 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = G + Q = 9,06 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

b.2)Palier :

Tableau IV. 10 : Charges et surcharge du palier de l'escalier type 3 (cas volée 4 et 5).

N	Désignation	e (m)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier	0,12	3
2	Carrelage	0,02	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,40
4	Lit de sable	0,02	0,36
5	Enduit de plâtre	0,015	0,15
			G= 4,31

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G = 4,31 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,56 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = G + Q = 6,81 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

c)Calcul des sollicitations

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{9,61 - 9,56}{9,56} = 0,31 > 10 \%$$

On garde le schéma statique réel

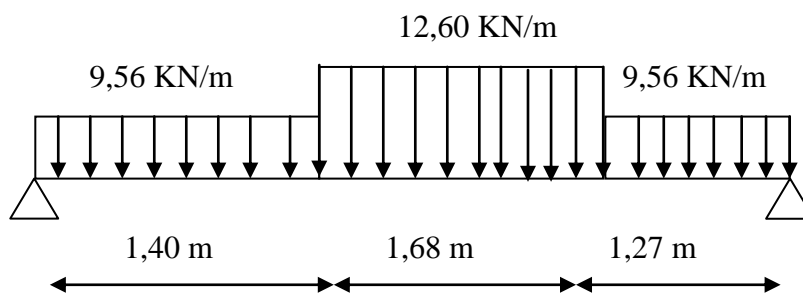


Figure IV. 23.Schéma statique de l'escalier type 3 (cas de volée 4 et 5).

Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 46,69$$

$$\sum M/b = 0$$

$$R_a = \frac{(9,56 \times 1,40 \times 0,7) + (12,60 \times 1,68 \times 2,24) + (9,56 \times 1,27 \times 3,71)}{4,35} = 23,41 \text{ KN}$$

$$R_b = 23,28$$

c.1) Moment fléchissant max

$$M(x) = 23,41 x - 9,56 \times 1,40(x - 0,7) - 12,60 \times 1,68 (x - 2,24) - 9,56 \left(\frac{(x - 3,72)^2}{2} \right)$$

Position du moment max :

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = \frac{d \left[23,41 x - 13,38(x - 0,7) - 21,17(x - 2,24) - 9,56 \left(\frac{(x - 3,72)^2}{2} \right) \right]}{dx}$$

$$T(x) = 23,41 - 13,38 - 21,17 - 9,56x + 35,56$$

$$\text{Pour } T(0) \rightarrow x = 2,24 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_{max} = M(2,24)$$

$$M(2,24) = 27,15$$

$$M_{max} = 27,15 \text{ KN.m}$$

c.2) Effort tranchant

$$0 \leq x \leq 1,90$$

$$T(x) = 23,41 - 9,56 \times x$$

$$T(0) = 23,41 \text{ KN}$$

$$T(1,90) = 23,41 - 9,56 \times 1,90$$

$$T(1,90) = 7,81 \text{ KN}$$

$$1,90 \leq x \leq 3,40$$

$$T(x) = 23,41 - 9,56 \times 1,40 - 12,60 \times (x - 1,40)$$

$$T(1,90) = 7,81 \text{ KN}$$

$$T(3,45) = 27,71 - 8,89 \times 1,90 - 11,68 \times 1,50 = -6,71 \text{ KN}$$

$$3,40 \leq x \leq 5,75$$

$$T(x) = 23,41 - 9,56 \times 1,40 - 12,60 \times 1,68 - 9,56 (x - 3,08)$$

$$T(3,45) = -6,71 \text{ KN}$$

$$T(5,75) = 27,71 - 8,89 \times 1,90 - 11,68 \times 1,50 - 8,89 \times 2,35$$

$$T(5,75) = -23,28 \text{ Kn}$$

c.3) Diagrammes M et T

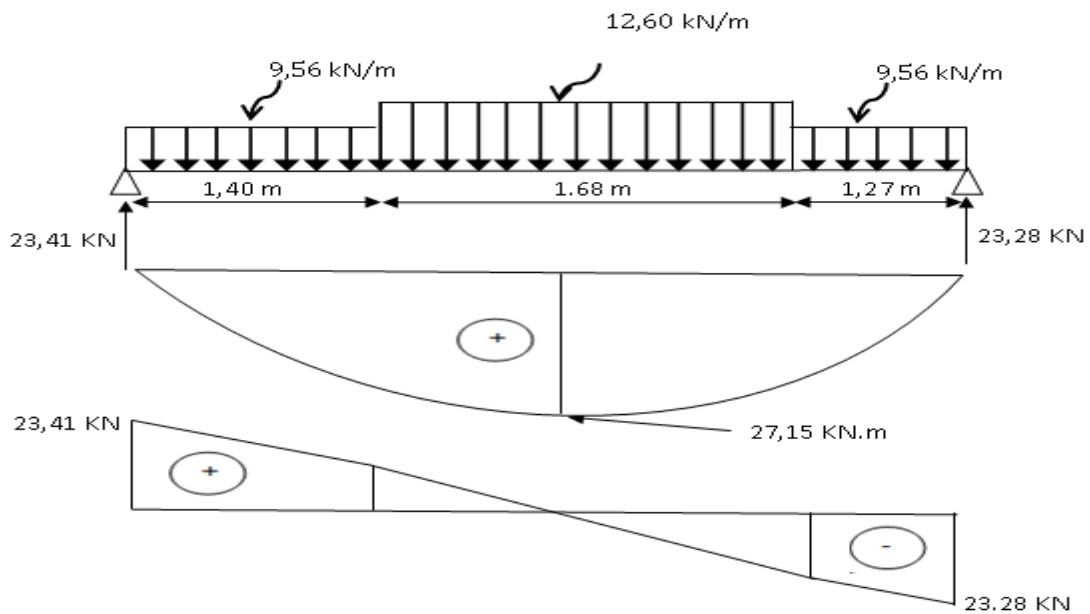


Figure IV. 24 : Diagrammes Moments et efforts tranchant (M,T) de l'escalier type 3(cas volée 4 et 5).

Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U

On a : $M_{\max} = 27,15 \text{ kN.m}$

$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 23,08 \text{ kN.m}$

$M_a = 0,40 \times M_{\max} = 10,86 \text{ kN.m}$

d) Ferrailage de l'escalier

d.1) En travée

Le moment ultime :

$M_t = 23,08 \text{ kN.m}$; $h = 10 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 9 \text{ cm}$; $b = 1 \text{ m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{23,08 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,201 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,878$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{23,08 \times 10^3}{0,878 \times 9 \times 348} = 8,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T16 avec : $A_{\text{adm}} = 10,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{\text{adm}}}{4} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

d.2) Sur appuis

$M_a = 10,86 \text{ KN.m}$; $h = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 10,8 \text{ cm}$; $b = 1 \text{ m}$

Le moment réduit μ :

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10,86 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,065 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,967$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,86 \times 10^3}{0,967 \times 10,8 \times 348} = 2,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 avec : $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

e) Vérifications des différentes conditions

Tableau IV. 11 : Vérification des différentes conditions

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	$A_{min} = 1,08 \text{ cm}^2$	$A = 8,39 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{Fe} (Tu + \frac{Ma}{0,9d})$ $A \geq 4,4 \text{ cm}^2$	$A = 4,52 \text{ cm}^2$ $A = 4,52 > 4,4 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = 0,26 \text{ Mpa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$	$\bar{\tau}_u > \tau_u$ Condition vérifiée
Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$	$\sigma_b = 8,65 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$	$\sigma_b = 3,26 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée

f)Schéma de ferrailage

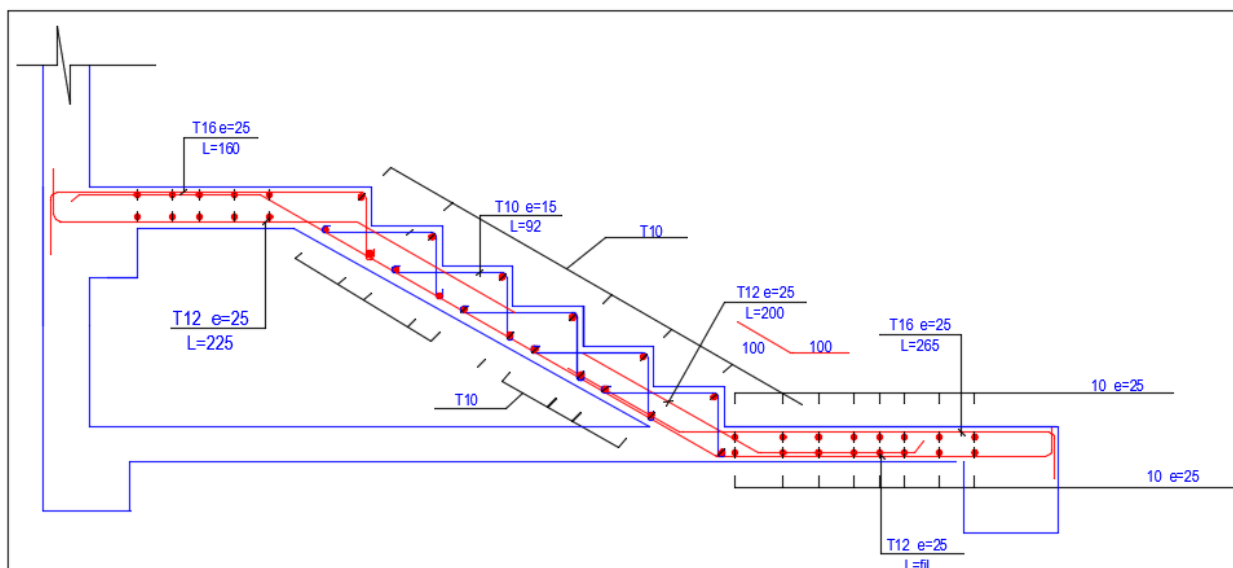


Figure IV. 25:Schéma de ferrailage d'un escalier type 3 (cas volée 4 et 5).

IV.3.7.2.Type 3 (cas volée 6)

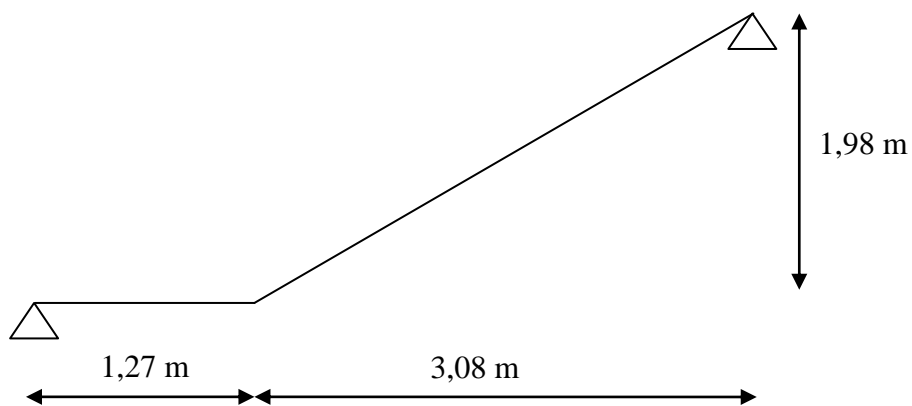


Figure IV. 26:Schéma statique de l'escalier type 3(cas volée 6).

a) Dimensionnement**a.1) Marches et contre marches**

On a : $H_e = 3,96$ m et $H = H_e/2 = 1,98$ m

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n-1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} \right) + 2 \times \frac{H}{n}$$

$$\text{Et puis : } mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Avec : $m = 66$ cm , $H = 1,98$ cm et $L = 308$ cm

$$\text{Donc l'équation (2) devient : } 66n^2 - 770n + 396 = 0$$

La solution de l'équation est : $n = 12$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 11$ (nombre de marche)

$$h = \frac{198}{12} = 16,5 \rightarrow h = 17 \text{ cm. et } g = \frac{L}{n-1} = 28 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 28 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 62 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 6 marches avec $g = 28$ cm et $h = 17$ cm.

$$\text{L'angle d'inclinaison est : } \tan \alpha = \frac{17}{28} = 0,64 \Rightarrow \alpha = 32,73^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

a.2) Épaisseur de la volée (e_v)

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{308}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{308}{20 \times 0,87}$$

$$\rightarrow 11,80 \leq e_v \leq 17,70$$

$$e_v = 12 \text{ cm}$$

a.3) Épaisseur du palier (e_p)

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm}$$

$$e_p = 14 \text{ cm}$$

b) Descente de charges

b.1) Paillasse

Tableau IV.12 : Charges et surcharge du paillasse de l'escalier type 3 (cas volée 6).

N	Désignation	e(m)	Poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,02	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $C_h \cdot h/g$	–	0,23
5	Mortier de ciment vertical $M_h \cdot h/g$	–	0,23
6	Poids propre de la paillasse : $e_v \times 25/\cos(\alpha)$	0,12	3,44
7	Poids propre des marches : $\gamma_b \cdot h/2$	0,085	1,87
8	Garde-corps	–	0,10
			G= 7,18

$$\begin{cases} \text{Charge permanente : } G = 7,18 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,44 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = G + Q = 9,68 \text{ kN/m} \end{cases}$$

b.2)Palier

Tableau IV.13 : Charges et surcharge du palier de l'escalier type 3 (cas volée 6).

N	Désignation	e (m)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier	0,14	3,50
2	Carrelage	0,02	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,40
4	Lit de sable	0,02	0,36
5	Enduit de plâtre	0,015	0,15
			G=4,81

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G = 4,81 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,24 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = G + Q = 7,31 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

c)Calcul des sollicitations

On garde le schéma statique réel.

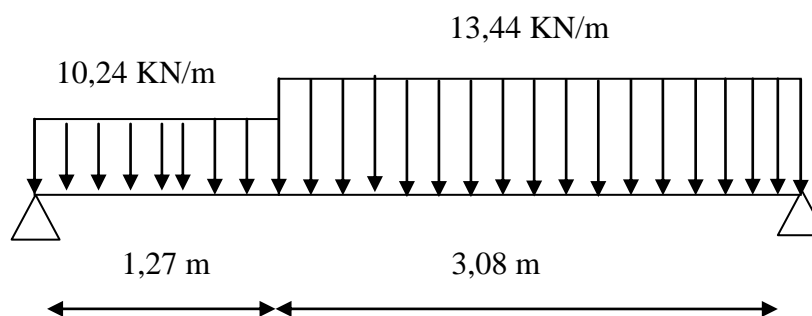


Figure IV. 27: Schéma statique des charges de l'escalier type 3(cas de volée6).

$$\frac{q_{\text{paillasse}} - q_{\text{palier}}}{q_{\text{palier}}} = \frac{13,44 - 10,24}{10,31} = 0,31 > 10 \%$$

c.1) Les réactions d'appuis

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 13,44 \times 3,08 + 10,24 \times 1,27 = 54,4$$

$$\sum M/b = 0 \Rightarrow R_a \times 4,35 = 13,44 \times 3,08 \times 1,54 + 10,24 \times 1,27 \times 3,71$$

$$R_a = \frac{(13,44 \times 3,08 \times 1,54) + (10,24 \times 1,27 \times 3,71)}{4,35} = 25,75 \text{ KN}$$

$$R_b = 28,65 \text{ KN}$$

c.2) Moment fléchissant max

$$M(x) = 25,75 x - 10,24 \times 1,27 \times \left(x - \frac{1,27}{2}\right) - 13,44 \times \left(\frac{(x - 1,27)^2}{2}\right)$$

Position du moment max :

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = \frac{d \left[25,75 x - 10,24 \times 1,27 \times \left(x - \frac{1,27}{2}\right) - 13,44 \times \left(\frac{(x - 1,27)^2}{2}\right) \right]}{dx}$$

$$T(x) = 25,75 - 13 - 13,44x + 17,07$$

Pour $T(0) \rightarrow x = 2,22 \text{ m}$

Donc : $M_{\text{max}} = M(2,22)$

$$M(2,58) = 25,75 \times 2,22 - 10,24 \times 1,27 \times \left(2,22 - \frac{1,27}{2}\right) - 13,44 \times \left(\frac{(2,22 - 1,27)^2}{2}\right)$$

$$M_{\text{max}} = 30,48 \text{ KN.m}$$

c.3) Effort tranchant

Tableau IV. 14 : Calcul de l'effort tranchant.

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)
$0 \leq x \leq 3,08$		$T(x) = R_b - q_2 \cdot x$ $T(0) = 28,65 \text{ KN}$ $T(3,08) = -12,74 \text{ KN}$
$3,08 \leq x \leq 4,35$		$T(x) = R_b - 3,08q_2 - q_1 \cdot (x - 3,08)$ $T(2,4) = -12,74 \text{ KN}$ $T(4) = -25,75 \text{ KN}$

c.4) Diagrammes M et T

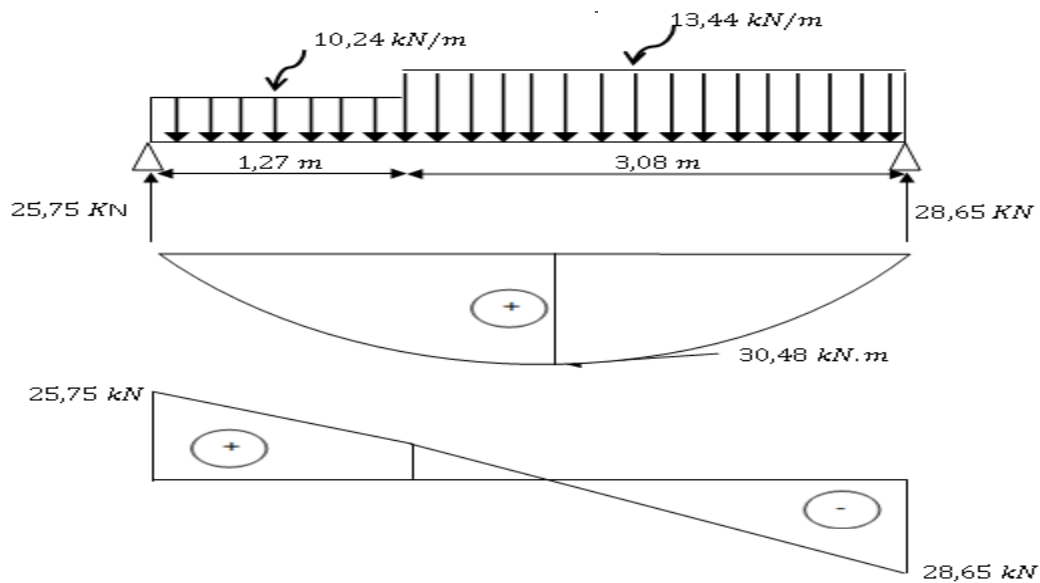


Figure IV. 28 : Diagrammes Moments et efforts tranchant (M,T) de l'escalier type 3(cas volée 6).

c.5) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U

On a : $M_{max} = 30,48 \text{ KN.m}$

$M_t = 0,85 \times M_{max} = 25,91 \text{ KN.m}$

$M_a = 0,40 \times M_{max} = 12,19 \text{ KN.m}$

d) Ferrailage de l'escalier

d.1) En travée

Le moment ultime :

$M_t = 25,91 \text{ kN.m}$; $h = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 10,8 \text{ cm}$; $b = 1 \text{ m}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{25,91 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,157 < \mu_1 \rightarrow A' = 0 \text{ On a : } \beta = 0,915$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{25,91 \times 10^3}{0,915 \times 10,8 \times 348} = 7,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T16 avec : $A_{adm} = 8,04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

d.2) Sur appuis

$M_a = 12,19 \text{ kN.m}$; $h = 14 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 12,6 \text{ cm}$; $b = 1 \text{ m}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12,19 \times 10^3}{100 \times 12,6^2 \times 14,17} = 0,054 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,972$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12,19 \times 10^3}{0,972 \times 12,6 \times 348} = 2,86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 avec : $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

e) Vérifications

Tableau IV. 15 : Vérification des différentes conditions

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	$A_{min} = 1,08 \text{ cm}^2$	$A = 7,53 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{Fe} (Tu + \frac{Ma}{0,9d})$ $A \geq 4,4 \text{ cm}^2$	$A = 4,52 \text{ cm}^2$ $A = 4,52 > 4,4 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = 0,32 \text{ Mpa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$	$\bar{\tau}_u > \tau_u$ Condition vérifiée
Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$	$\sigma_b = 7,86 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$	$\sigma_b = 4,15 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée

f)Schéma de ferrailage

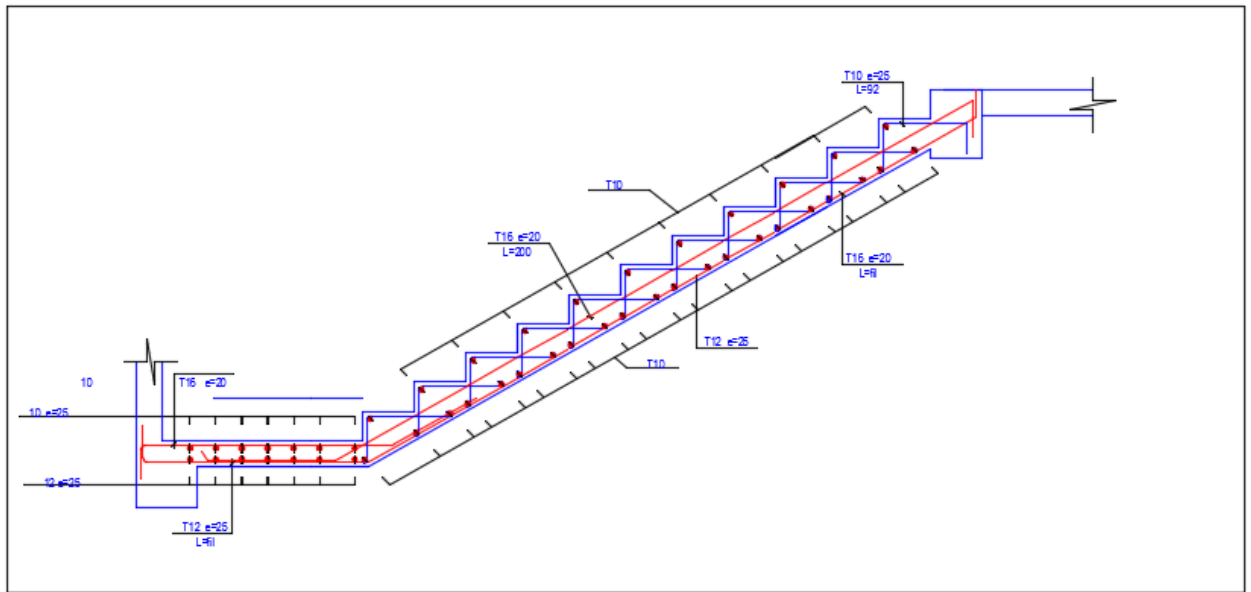


Figure IV. 29 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 3(cas volée 6).

IV.3.8.Étude de la poutre brisée

IV.3.8.1.Dimensionnement

Selon le B.A.E.L 91, le critère de rigidité est

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{388}{15} \leq h \leq \frac{388}{10} \Rightarrow 25,86 \text{ cm} \leq h \leq 38,8 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$ donc $d = 0,9h = 36 \text{ cm}$

$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm} \rightarrow$ On prend : $b = 30 \text{ cm}$

IV.3.8.2.Les vérifications des conditions du R.P.A, 99/2003

$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$\frac{h}{b} = 0,86 < 4$ Condition vérifiée.

IV.3.8.3.Charges appliqué sur la poutre brisée

La réaction des volées 1 et 2 : $R_v = 25,75 \text{ KN/m}$

Le poids des marches : $R_m = 14,71 \text{ KN/m}$

Poids propre de la poutre $P_p = 0,30 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ KN/m} \rightarrow P_p \times 1,35 = 4,05 \text{ KN/m}$

Poids du mur (revêtement y compris) :

$P_{mur} = 3,06 \times 2,365 = 7,023 \text{ KN/m} \rightarrow P_{mur} \times 1,35 = 9,5 \text{ KN/m}$

$Q_u = 54,01 \text{ KN/m}$

IV.3.8.4.Calcul des sollicitations à l'E.L.U

$$M_0 = 101,64 \text{ kN}, m$$

$$M_t = 0,85M_0 = 86,39 \text{ kN}, m$$

$$M_a = 0,40M_0 = 40,65 \text{ kN}, m$$

IV.3.8.5.Calcul du ferrailage à l'E.L.U**a)En travée**

On prend comme choix 6T12 avec : $A_{adm} = 6.79 \text{ cm}^2 / ml$

b)Sur appuis

On prend comme choix 3T14 avec : $A_{adm} = 4.62 \text{ cm}^2 / ml$

IV.3.8.6.Les vérifications

Tableau IV. 16 : Vérification des différentes conditions (poutre brisée)

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2$	$A = 6.79 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
Condition de non fragilité (appui)	$A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2$	$A = 4,62 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
Vérification contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 13.31 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Vérification contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} (appui)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$3.35 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = 0,9 \text{ Mpa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$	$\bar{\tau}_u > \tau_u$ Condition vérifiée

IV.3.8.7. Ferrailage des armatures transversales**a) Détermination du diamètre des armatures transversal**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 10 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

b) L'espace

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 28,35 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10\Phi_l \} = \min \{ 15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

c) 6. c- L'ancrage des armatures tendues

$$\tau_s = 0,6\psi^2 f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\Phi_l f_e}{4\tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5\Phi_l = 7,7 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} L_2 &= d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right) \\ &= 31,5 - (3 + 0,7 + 7,7) = 20,1 \text{ cm} \\ L_1 &= \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} \\ &= \frac{49,38 - 16,86 - 20,1}{1,87} = 6,62 \text{ cm} \end{aligned}$$

IV.3.8.8.5.7- Calcul de la flèche

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,092 > 0,06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{0 \text{ ser}}} \Rightarrow 0,092 > 0,0963 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,79}{30 \times 36} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,00628 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.4. Ascenseur**IV.4.1. Définition**

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité. Les tout premiers modèles s'appelaient monte-charge, Ce dernier existe encore aujourd'hui sous une forme améliorée, Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, selon le appelée cage

d'ascenseur de surface $S = 1,4 \times 1,4 = 1,96 \text{ m}^2$ pouvant charger 9 personnes et de faible vitesse $V=1\text{m/s}$, La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 675 kg (DTU75,1), on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine, la machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine, Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires.

L'ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment, Il se trouve dans les constructions dépassants les 5 étages, où l'usage des escaliers devient fatigant, elle est installée dans la cage d'ascenseur, ou il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine.

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes,

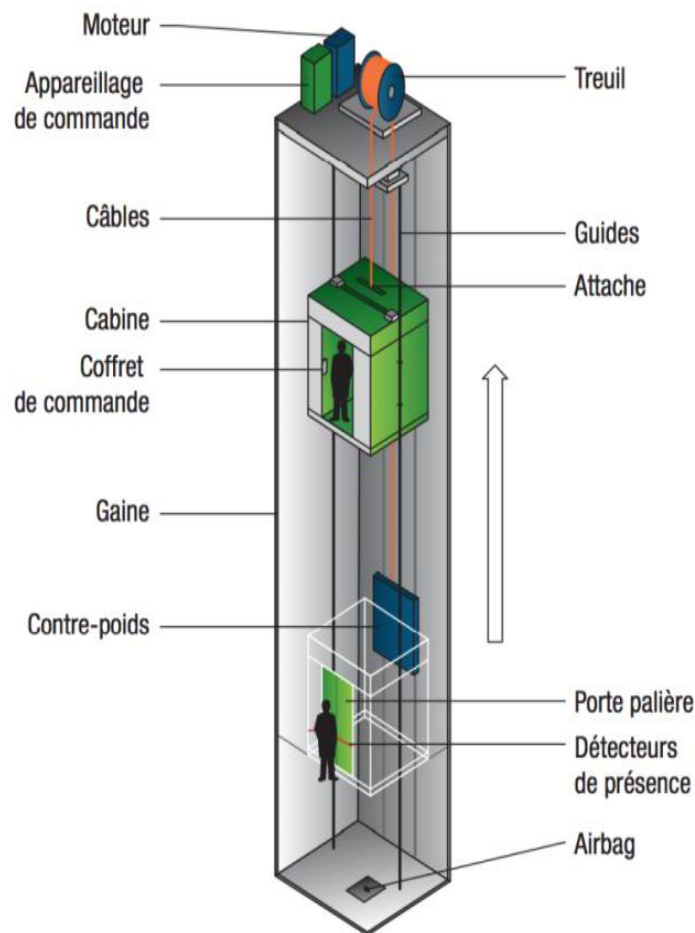


Figure IV. 30:Schéma d'un ascenseur.

IV.4.2. Calcul du poids des composants de l'ascenseur

L'ascenseur mécanique est constitué de :

- Treuil de levage et sa poulie.
- Cabine ou bien une benne.
- Un contre poids.

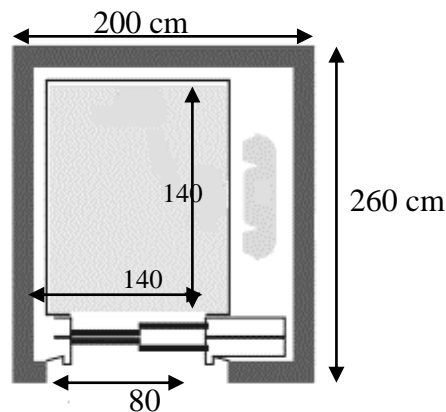
La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit :

P_m : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles ;

Q : La charge en cabine ;

P_p : Le poids de contre poids tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$,

IV.4.2.1. Les dimensions :



Largeur de la cabine : 1,40 m

Longueur de la cabine : 1,40 m

Hauteur : 2,20 m

La largeur de passage libre : 0,8 m

La hauteur de passage libre : 2,00 m

La hauteur de la course : 41,14 m

La surface latérale : $S = ((2 \times 1,4) + 1,4) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$,

IV.4.2.2. Épaisseur de la dalle

$$h_0 = \frac{L_x}{30} = \frac{220}{30} = 7,33 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le **RPA** ; donc on prend une épaisseur de 15 cm,

Tableau IV. 17 : Poids mort de l'ascenseur

Objet	La surface	Poids
la cabine	$(2 \times 1,4 + 1,40) \times 2, 20 = 9,68$	$M1 = 11,5 \times 9,24 \times 1, 40 = 148,8 \text{ kg}$
plancher	$2,20 \times 1,60 = 3,50 \text{ m}^2$	$M2 = 110 \times 3,5 = 387,20 \text{ kg}$
toit	-	$M3 = 20 \times 4 = 80 \text{ kg}$
arcade	-	$M4 = 60 + (80 \times 1, 40) = 172 \text{ kg}$
parachute	-	$M5 = 40 \text{ kg}$
accessoires	-	$M6 = 80 \text{ kg}$
poulies de moulage	-	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
la porte de cabine	$2,2 \times 0,80 = 1,76 \text{ m}^2$	$M8 = 80 + (1,76 \times 25) = 124 \text{ kg}$

- Poids mort total :

$$P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1092 \text{ kg}$$

- Contre poids :

$$P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1092 + \frac{675}{2} = 1429,50 \text{ kg}$$

IV.4.3. Calcul dès la charge total q_u

IV.4.3.1. Calcul de la charge de rupture

Selon (DTU75, 1), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport D/d (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons,

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 550 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$

$$\text{On a : } C_r = C_s \times M$$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$.

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

$$\text{Et : } M = Q + P_m + M_g$$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ donc : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1092) = 2120,04 \text{ kg}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être dévisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0,85.

$$C_r = \frac{21837,6}{0,85} = 24945,88 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec :

m : Type de moulage (2 brins, 3 brins, ...).

n : Nombres des câbles.

Pour un câble de d=12,22 m et m=2 on a : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{24945,88}{8152 \times 2} = 1,53$$

On prend : n = 2 câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

IV.4.3.2.Calcul des poids des câbles

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

m : La masse linéaire du câble, $m = 0,515 \text{ kg / m}$;

n : Nombre des câbles, $n = 2$;

L : Longueur du câble, $L = 37,75 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 37,75 = 38,88 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1092 + 38,88 = 1805,88 \text{ kg}$$

a.1)Vérification de C_r

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{27716,8}{1854,05} = 14,95 > 12 ; \text{Condition vérifiée}$$

IV.4.3.3.Calcul de la charge permanente total G :

On a : $P_{treuil} = 1200 \text{ kg}$

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1092 + 1429,50 + 1200 + 38,88 = 3559,38 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 5817,66 \text{ kg}$$

IV.4.4. Vérification de la dalle au poinçonnement

La dalle de l'ascenseur risque de se poinçonner sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 côtés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = 5817,66 \text{ kg}$,

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{5817,66}{4} = 1454,42 \text{ kg/m}$$

Selon le B,A,E,L 91/99 (A,5,2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

h_0 : Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 15 \text{ cm}$;

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen,

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$,

$$\mu_c = 2(U + V)$$

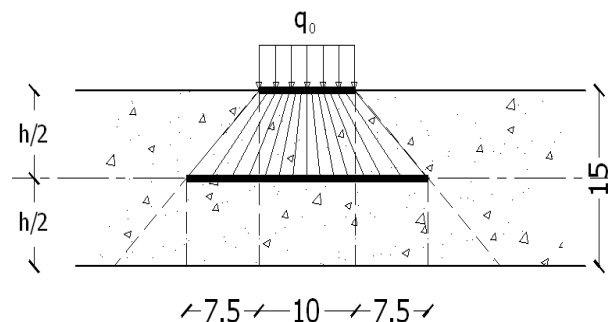


Figure IV. 31: Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur.

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\rightarrow 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1556,33 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement

IV.4.5. Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

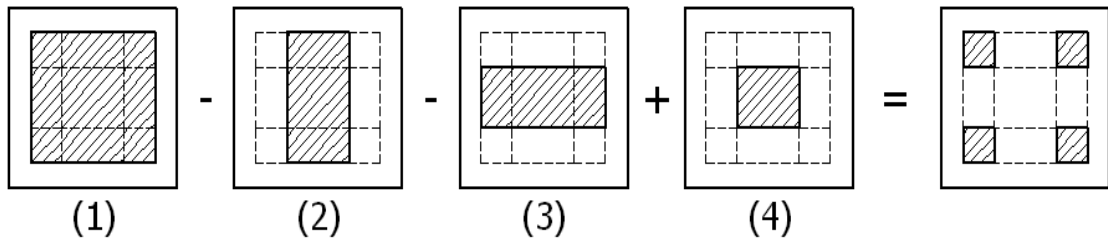


Figure IV. 32: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.

a) Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 150 \text{ cm} \\ V = 195 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 100 \text{ cm} \\ V = 195 \text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 150 \text{ cm} \\ V = 145 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 100 \text{ cm} \\ V = 145 \text{ cm} \end{cases}$$

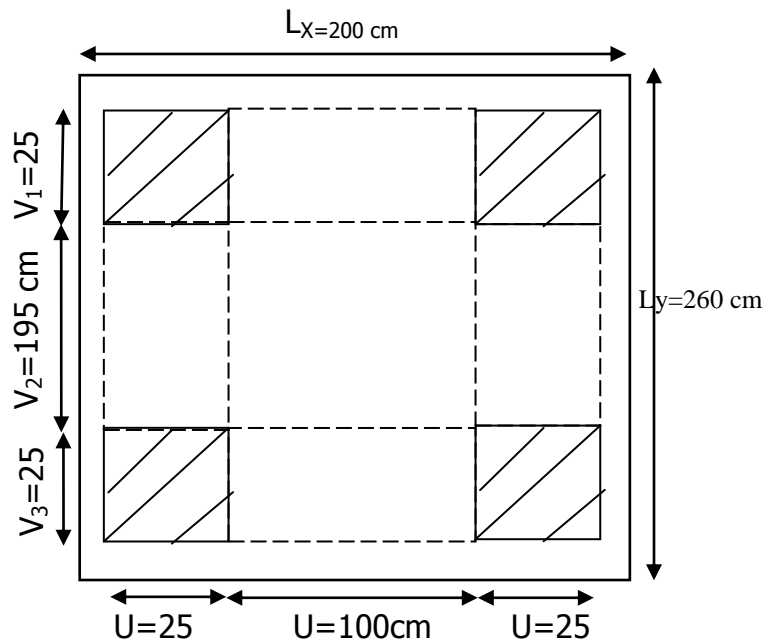


Figure IV. 33: Dessin montrant la concentration des charges.

b) Calcul des moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

 ν : le coefficient de Poisson,

$$A \text{ P.E.L.U } (\nu = 0): M_x = M_1 \times P \text{ et } M_y = M_2 \times P \text{ et } P = P' \times S$$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25 × 25) cm² est :

$$P' = \frac{q_0}{u \times v} = \frac{1556,33}{0,25^2} = 24901,28 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 2,00 \text{ m}$ et $L_y = 2,60 \text{ m}$,

Tableau IV. 18 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	S (m ²)	P'	P=P'.S	M _x	M _y
						(Kg/m ²)	(Kg)	(Kg.m)	(Kg.m)
1	0,75	0,75	0,076	0,035	2,92	24901,3	72711,79	5526,10	2544,91
2	0,50	0,75	0,090	0,039	1,95	24901,3	48557,54	4370,18	1893,74
3	0,75	0,55	0,093	0,054	2,18	24901,3	54284,83	5048,49	2931,38
4	0,50	0,55	0,11	0,071	1,45	24901,3	36106,89	3971,76	2563,59

IV.4.6. Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 79,19 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 283,38 \text{ kg.m}$$

IV.4.7. Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

IV.4.7.1. Chargement

$$L_x = 2,00 \text{ m et } L_y = 2,60 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}^2,$$

IV.4.7.2. Sollicitations

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,00}{2,60} = 0,76$$

$$\text{Donc la dalle travaille suivant les deux sens : } \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,76 \rightarrow \mu_x = 0,0608 \text{ et } \mu_y = 0,5274$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 159,60 \text{ kg.m et } M_{y2} = 84,17 \text{ kg.m}$$

IV.4.7.3. Les moments appliqués à la dalle

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 71,19 + 159,60 = 238,79 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 251,01 + 84,17 = 367,55 \text{ kg.m}$$

IV.4.8. Les moments retenus sont

IV.4.8.1. En travée

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 179,10 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 275,66 \text{ kg.m}$$

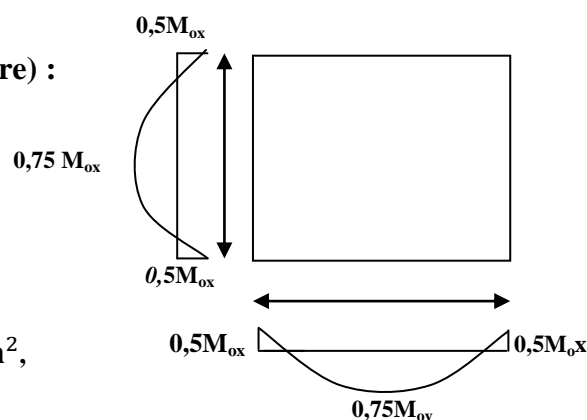


Figure IV. 34: Moments de la dalle.

IV.4.8.2.Sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 119,39 \text{ kg} \cdot m$$

IV.4.9.Calcul du ferrailage de la dalle

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur.

$$\text{On a : } b = 100 \text{ cm ; } h = 15 \text{ cm ; } d = 13,5 \text{ cm ; } f_e = 400 \text{ MPa ; } \sigma_s = 348 \text{ ; } \mu_1 = 0,392$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa ; } f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa ; } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \dots\dots \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

IV.4.9.1.En travée**a)Sens L_x**

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 179,10 \text{ kg} \cdot m = 1791 \text{ N} \cdot m$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1791}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,005 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,997$$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1791}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 0,38 \text{ cm}^2 / ml$$

b)Sens L_y

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 275,66 \text{ kg} / m = 2756,6 \text{ N} \cdot m$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2756,6}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,009 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,995$$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2756,6}{0,995 \times 13,5 \times 348} = 0,58 \text{ cm}^2 / ml$$

IV.4.9.2.Sur appuis

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 119,39 \text{ kg} / m = 1193,9 \text{ N} \cdot m$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1193,9}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,004 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,997$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1193,9}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 0,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

IV.4.9.3. Section minimale des armatures

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,9$, on peut appliquer la formule suivante :

a) Sens L_y

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,55 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

b) Sens L_x

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,95}{2} \right) = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0,38 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

IV.4.9.4. Choix des aciers

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

a) En travée

a.1) Sens L_x

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

a.2) Sens L_y

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Sur appuis (chapeaux)

$$\begin{cases} A_a = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

IV.4.9.5. Armatures transversal

La mise des armatures transversales dépend de la condition suivante :

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

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur,

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_y ; \text{ Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u ; \text{ Sens } L_y$$

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties,

V_v et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées,

On calcule V_x et V_y :

$$\alpha > 0,4 \Leftrightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases} ; V_x > V_y$$

$$V_x = 6225,32 \times \frac{2,00}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,95}{2}} = 4220,55 \text{ N} = 4,22 \text{ kN}$$

$$V_y = 6225,32 \times \frac{2,00}{3} = 4150,21 \text{ N} = 4,15 \text{ kN}$$

$$V_y < V_x$$

On calcul V_v et V_u :

$$V_v = \frac{q_0}{2u + v} = \frac{15563,3}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 20751,1 \text{ N} = 20,75 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_0}{3u} = \frac{15563,3}{3 \times 0,25} = 15563,3 \text{ N} = 20,75 \text{ kN}$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc :

$$V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 4,22 + 20,75 = 24,97 \text{ kN} ; \text{ Sens } L_x$$

$$V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 4,15 + 20,75 = 24,90 \text{ kN} ; \text{ Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 24,97 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{tot}}}{b \times d} = \frac{24,97 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,185 \text{ MPa}$$

15 cm ≤ h₀ = 15 cm ≤ 30 cm ; On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,625 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,185 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,625 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On en déduit que les armatures transversal ne sont pas nécessaires,

IV.4.9.6.Vérification à l'E.L.S

a)Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{ser} \end{cases} \text{ avec : } v = 0,2 \text{ (E, L, S)}$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{a ser}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{a ser} = (G + Q) \frac{1}{4} = (3861,35 + 675) \frac{1}{4} = 1134,1 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a ser}}{u \times v} = \frac{1134,1}{0,25^2} = 18145,4 \text{ kg / m}^2$$

$$P'_{ser} = 18145,4 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : L_x = 2,00 m et L_y = 2,060 m.

Tableau IV. 19: Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	S (m ²)	P'	P=P'.S	M _x	M _y
						(Kg/m ²)	(Kg)	(Kg.m)	(Kg.m)
1	0,75	0,75	0,066	0,052	2,92	18145,4	52984,57	4026,83	1854,46
2	0,49	0,75	0,086	0,065	1,95	18145,4	35383,53	3184,52	1379,96
3	0,75	0,50	0,077	0,059	2,18	18145,4	39556,97	3678,80	2136,08
4	0,49	0,50	0,100	0,080	1,45	18145,4	26310,83	2894,19	1868,07

b)Les moments dus aux charges concentrées

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 57,70 \text{ kg. m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 206,49 \text{ kg. m}$$

c)Moments dus aux charges réparties (poids propre)

Chargement

L_x = 2,00 m et L_y = 2,60 m et h₀ = 15 cm

- Poids propre : G = 0,15 × 2500 = 375 kg / m

- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}$

Charge ultime : $q_{\text{ser}} = G + Q = 475 \text{ kg / m}$

IV.4.9.7. Moments dus aux charges réparties (E.L.S)

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,00}{2,60} = 0,76$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$

$\alpha = 0,95 \Rightarrow \mu_x = 0,0608$ et $\mu_y = 0,5274$; Tirée de l'abaques

Donc : $M_{0xr} = 44,13 \text{ kg . m}$ et $M_{0yr} = 23,27 \text{ kg . m}$

IV.4.9.8.6.5- Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 57,70 + 44,13 = 101,83 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 206,49 + 23,27 = 229,76 \text{ kg / m}$$

a)5.1-Les moments retenus

En travée

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 76,37 \text{ kg . m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 172,32 \text{ kg . m}$$

Sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 50,91 \text{ kg . m}$$

IV.4.9.9. Vérification des contraintes dans le béton

Suivant L_x

En travée

$$M_{tx} = 763,70 \text{ N , m} ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{763,70}{6087,14} \times 3,12 = 0,125 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,125 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis :

$$M_a = 509,10 \text{ N , m ; } A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml ; } A' = 0$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{509,10}{6087,14} \times 3,12 = 0,26 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,26 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant L_y **En travée**

$$M_{ty} = 1723,20 \text{ N / m ; } A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml ; } A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1723,20}{6087,14} \times 3,12 = 0,883 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,883 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.4.10.Disposition du ferrailage**IV.4.10.1.Arrêt des barres**

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct,

On a : $f_e 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

IV.4.10.2.Cas des charges uniformes

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci,

IV.4.10.3.Arrêt des barres sur appuis

$$L_1 = \max\left(L_s ; \frac{1}{4}\left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right)L_x\right) = \max(32 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(32 \text{ cm} ; 16,5 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

IV.4.10.4.Arrêt des barres en travée dans les deux sens

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ cm}$$

IV.4.10.5.Armatures finales**a)Suivant L_x**

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4\text{T}10 \text{ p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4\text{T}10 \text{ p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

b)Suivant L_y

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4\text{T}10 \text{ p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4\text{T}10 \text{ p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

IV.4.11.4.8-Voile de la cage d'ascenseur

D'après le RPA 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $e_p \geq 15 \text{ cm}$,

On adopte une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$,

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrailé par :

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrailé en deux nappes avec 5T10 / ml soit : $A_{\text{adop}} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

IV.4.12. Schéma de ferrailage

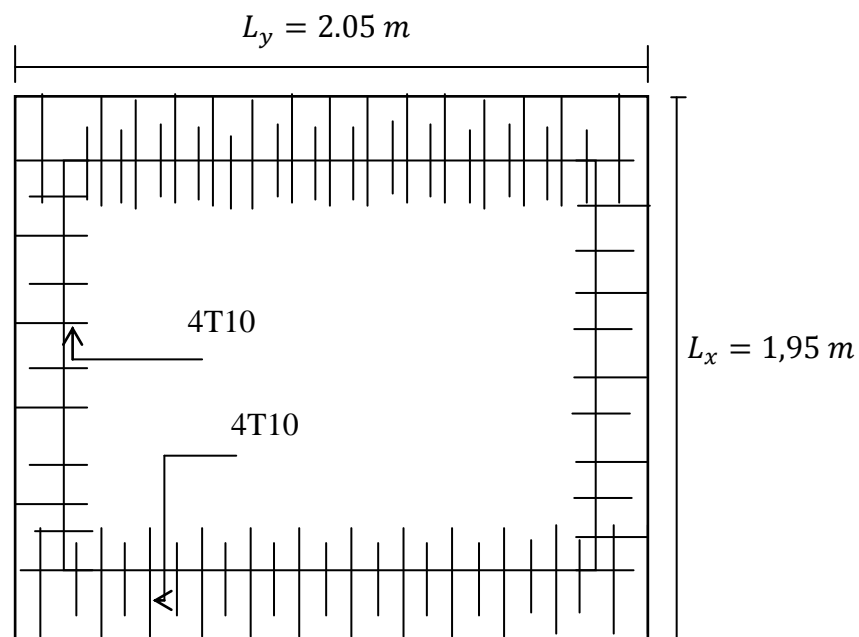


Figure IV. 35 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.

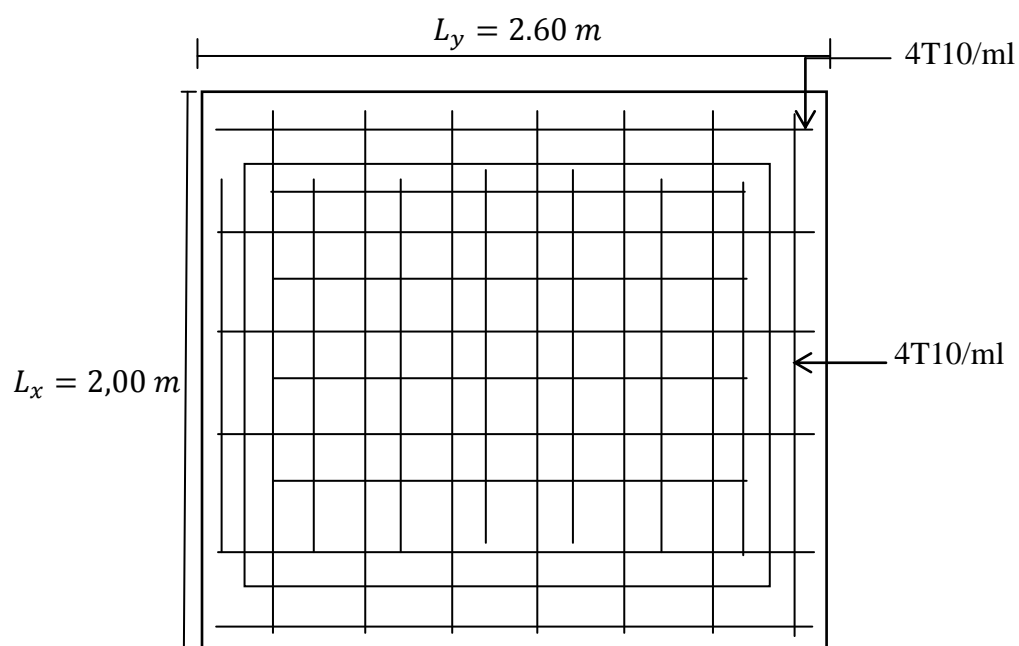


Figure IV. 36 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur

Chapitre VI :

Étude au vent

VI.1.Introduction

L'étude de comportement d'un ouvrage en béton armé sous l'effet du vent est inutile dans le cas des bâtiments de faible hauteur grâce à leur poids lourd, mais le problème de la stabilité de ces ouvrages vis-à-vis l'effet latéral du vent sera posé dans le cas des bâtiments élevés. Cette étude doit être réponde aux articles de DTR C2-47 (Règlement Neige et vent-«R.N.V.99») d'où l'ouvrage sera assimilé comme un consol vertical encastré à sa base soumise à une charge latérale répartie au long de hauteur.

VI.2.Les caractéristiques de la construction

- Située à zone I de vent (cf. tableau 2.3«R.N.V.99»).
- Le site: site plat $C_t(z)=1$ (coefficient de rugosité) (cf. chapitre 2, § 4.3«R.N.V.99»).
- La pression dynamique de référence $q_{réf}(N/m^2)$ pour les constructions permanentes elle est donnée par le tableau suivant en fonction de la zone de vent :

Tableau VI. 1: Valeur de la pression dynamique de référence.

Zone	$V_{réf}$ (m/s)	$q_{réf}$ (N/m ²)
I	25	375
II	28	470
III	31	575

La vitesse de référence du vent, $V_{réf}$ est la vitesse moyenne sur dix minutes mesurée dans les conditions conventionnelles avec une probabilité de dépassement égale à 0,02(ce qui correspond à une période de retour de 50 ans).

$Q_{réf}$ est calculée par: $q_{réf} = 0,5 \times \rho \times V_{réf}^2$, ou ρ (en kg/m³) est la masse volumique de l'air égale à 1,20 kg/m³.

VI.3.La catégorie de terrain

La catégorie de notre terrain est la catégorie (IV), elle est donnée dans le tableau suivant, ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

- K_T : Facteur de terrain ;
- Z_0 : (en m); paramètre de rugosité ;
- Z_{min} : (en m); hauteur minimale ;
- ε : Coefficient utilisé pour le calcul de coefficient C_d .

Tableau VI. 2: Catégorie de terrain.

Catégorie de terrain	K_T	$Z_0(m)$	$Z_{min}(m)$	ϵ
(IV): zone urbaine dont aux moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieur à 15m.	0,24	1	16	0,46

VI.4.Calcul de l'action du vent

VI.4.1.Principe de calcul

➤ Les actions du vent sont proportionnelles à la projection de la surface considérée dans un plan perpendiculaire à la direction du vent, appelée maître-couple.

➤ Pour la détermination de l'action du vent, on distingue la catégorie de la construction: Catégorie I (regroupe l'ensemble des bâtiments à usage d'habitation, administratif, Scolaire, industriel ...).

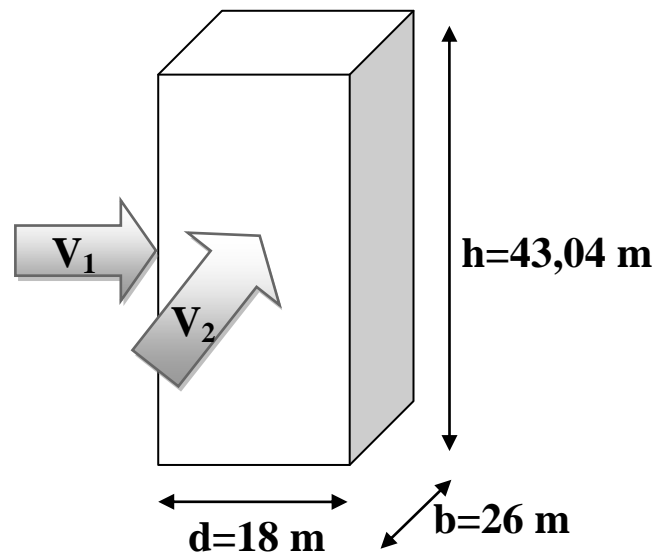
➤ Pour une direction du vent donnée, on doit effectuer les opérations suivantes: Vérification à la stabilité d'ensemble de la construction: Pour déterminer la force qui tend à renverser la construction on doit effectuer les opérations suivantes:

VI.4.2.Détermination de coefficient dynamique C_d

Le coefficient dynamique doit être déterminé à l'aide de l'abaque donnée dans le (R.N.V 99), fig.3.1

On a : pour les dimensions suivantes:

- la hauteur total 43,04 m
- la longueur $b=26$ m
- la largeur $d=18$ m
 - Suivant la direction du vent V_1 on a:
 $C_{d1}=0,94 < 1,2$
 - Suivant la direction du vent V_2 on a:
 $C_{d2}=0,96 < 1,2$



VI.4.3.Détermination de la pression dynamique " q_{dyn} "

$Q_{dyn} = q_{ref} \times C_e(z_j)$ pour une structure permanente

$Q_{ref} = 375 \text{ N/M}^2$; (tableau 2,3) RNV 99.

- C_e : coefficient d'exposition au vent ;
- Q_{ref} : pression dynamique de référence pour les constructions permanente ;

$$C_{e(z)} = C_{t(z)}^2 \times C_{r(z)}^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_{r(z)} \times C_{t(z)}} \right]$$

- C_r : coefficient de rugosité ;
- C_t : coefficient de topographie $C_t=1$;
- K_T : facteur de terrain $K_T= 0,24$;
- (z) : (en m) hauteur considérée.

On détermine le coefficient d'exposition C_e à chaque hauteur considérée

D'abord on calcule le coefficient de rugosité $C_{r(z)}$:

$$C_{r(z)}=K_T \cdot \text{Ln} (Z/Z_0) \dots \dots \dots \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_{r(z)}=K_T \cdot \text{Ln} (Z_{\min}/Z_0) \dots \dots \dots \text{pour } Z < Z_{\min}$$

$$(Z_{\min}=16 \text{ m}, Z_0=1\text{m})$$

Tableau VI. 3: Tableau récapitulatif de la pression dynamique "q_{dyn}"

Niveaux	Z _j (m)	Z ₀ (m)	C _t	C _r	C _e	q _{réf}	Q _{dyn} (N/m ²)
RDC	2,125	16	1,00	0,665	1,56	375	585,26
1	5,78	16	1,00	0,665	1,56	375	585,26
2	8,84	16	1,00	0,665	1,56	375	585,26
3	11,9	16	1,00	0,665	1,56	375	585,26
4	14,96	16	1,00	0,665	1,56	375	585,26
5	18,02	16	1,00	0,694	1,65	375	617,78
6	21,08	16	1,00	0,732	1,76	375	661,62
7	24,14	16	1,00	0,764	1,87	375	700,36
8	27,2	16	1,00	0,793	1,96	375	735,13
9	30,26	16	1,00	0,818	2,04	375	766,71
10	33,32	16	1,00	0,841	2,12	375	795,66
11	36,38	16	1,00	0,863	2,19	375	822,42
12	43,04	16	1,00	0,882	2,26	375	874,55

VI.5.Selon la direction V₁ du vent

VI.5.1.Coefficient de pression intérieures

Dans le cas des bâtiments avec cloison intérieur les valeurs de pression intérieures sont :

$$C_{pi} = 0,8 \text{ et } C_{pi} = -0,5$$

VI.5.2. Coefficient de pression extérieures

Parois verticales :

$$C_{pe} = C_{pe.10} ; \text{Surface } S \geq 10 \text{ m}^2$$

$$e = \min(b ; 2h) = 26 \text{ m}$$

$d \leq e$; donc on adopte le 2ème cas.

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1 (chapitre 5 § 1.1.2, RNV 99) et suivant le tableau 5.1 (chapitre 5 § 1.1.2, RNV 99), ça permet d'obtenir les zones de pression et de valeurs des coefficients correspondants à ces zones. Ils sont montrés dans la figure suivante :

Donc :

$$A' = e / 5 = 5,2 \text{ m et } B' = d - A' = 12,8 \text{ m}$$

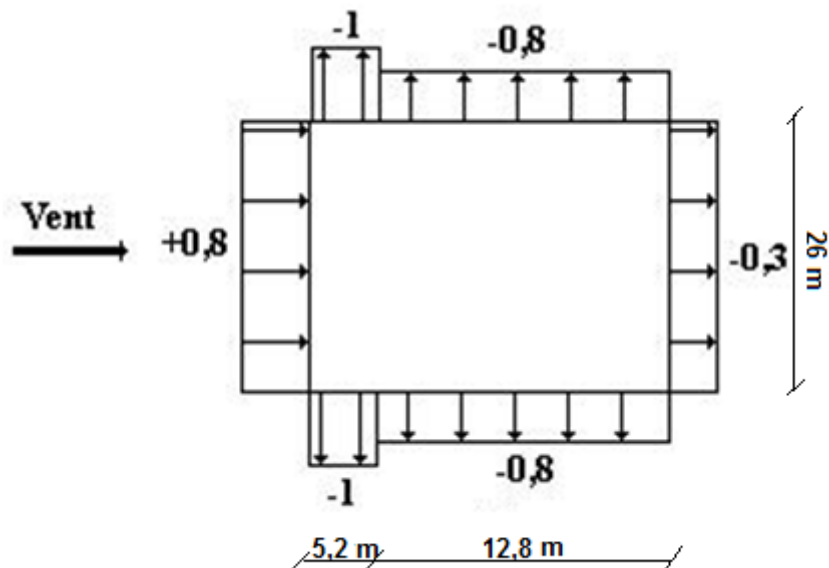


Figure VI. 1: Les valeurs des coefficients de pression extérieure C_{pe} (selon la direction V_1).

VI.5.3. Détermination de C_p

C_p est obtenu à l'aide de la formule suivante : $C_p = C_{pe} - C_{pi}$; $C_{pi} = -0.5$

Tableau VI. 4: Valeurs des coefficients de pression extérieurs (direction V_1).

	A'	B'	D	E
C_p	-0.5	-0,3	1,3	0,2

VI.5.4. La force de frottement F_{fr}

F_{fr} est donnée par

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

où :

- j : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent ;
- Z_j : (en m) est la hauteur du centre de l'élément j ;
- q_{dyn} : (en N/m^2) est la pression dynamique du vent ;
- $S_{\text{fr},j}$: (en m^2) est l'aire de l'élément de surface j ;
- $C_{\text{fr},j}$: est le coefficient de frottement pour l'élément de surface j .

Tableau VI. 5: Valeurs des coefficients de frottement (direction VI).

État de surface	Coefficient de frottement
Lisse (acier, béton lisse, ondulations parallèles au vent, paroi enduite, etc.)	0,01
Rugueux (béton rugueux, paroi non enduite, etc.)	0,02
Très rugueux (ondulations perpendiculaires au vent, nervures, plissements, etc.)	0,04

On prendra dans notre cas un bardage en niveau des parois verticales dans les ondulations perpendiculaire à la direction du vent donc $C_{\text{fr}}=0,04$.

VI.5.5.Détermination de la pression due au vent

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface « j » est donnée par la formule : $q_j = C_d \times W(z_j)$.

C_d : Coefficient dynamique de la construction ;

W : Pression nette exercée sur l'élément de surface « j » calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface « j » ;

$$W(z_j) = q_{\text{dyn}}(z_j) \times (C_{\text{pe}} - C_{\text{pi}}) \text{ d'où}$$

$$q_j = C_d \times q_{\text{dyn}}(z_j) \times C_p$$

VI.5.6.La force résultante R

Est donnée par la formule suivante

$$F_w = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{\text{fr},j}$$

où :

- q_j : (en N/m^2) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j (voir formules 2.1 et 2.5 selon la catégorie de la construction, cf § 1.1.3, RNV 99);
- S_j : (en m^2) est l'aire de l'élément de surface j ; dans le cas des treillis, S_j concerne l'aire des pleins ;
- $F_{\text{fr},j}$: (en N) désigne les forces de frottement éventuelles (cf. § 1.4, RNV 99).

Tableau VI. 6 : Calcul des forces horizontales du vent(VI).

Niveau	Face	Q_{dyn} (N/m ²)	C_p	Q_j (N/m ²)	L (m)	H (m)	S(m ²)	C_{fr}	S_{fr}	F_{fr}	F_{wi}
RDC	A'	585,26	-0,5	-275,07	5,2	4,25	22,1	0,04	76,50	1,79	83,29
	B'	585,26	-0,3	-165,04	12,8	4,25	54,4	0,04	76,50	1,79	
	D	585,26	1,3	715,19	26	4,25	110,5	0,04	76,50	1,79	
	E	585,26	0,2	110,03	26	4,25	110,5	0,04	76,50	1,79	
1, 2, 3 et 4 ^{eme}	A'	585,26	-0,5	-275,07	5,2	3,06	15,912	0,04	55,08	1,29	59,97
	B'	585,26	-0,3	-165,04	12,8	3,06	39,168	0,04	55,08	1,29	
	D	585,26	1,3	715,19	26	3,06	79,56	0,04	55,08	1,29	
	E	585,26	0,2	110,03	26	3,06	79,56	0,04	55,08	1,29	
5 ^{eme}	A'	617,78	-0,5	-290,36	5,2	3,06	15,912	0,04	55,08	1,36	63,30
	B'	617,78	-0,3	-174,21	12,8	3,06	39,168	0,04	55,08	1,36	
	D	617,78	1,3	754,93	26	3,06	79,56	0,04	55,08	1,36	
	E	617,78	0,2	116,14	26	3,06	79,56	0,04	55,08	1,36	
6 ^{eme}	A'	661,62	-0,5	-310,96	5,2	3,06	15,912	0,04	55,08	1,46	67,80
	B'	661,62	-0,3	-186,58	12,8	3,06	39,168	0,04	55,08	1,46	
	D	661,62	1,3	808,50	26	3,06	79,56	0,04	55,08	1,46	
	E	661,62	0,2	124,38	26	3,06	79,56	0,04	55,08	1,46	
7 ^{eme}	A'	700,36	-0,5	-329,17	5,2	3,06	15,912	0,04	55,08	1,54	71,76
	B'	700,36	-0,3	-197,50	12,8	3,06	39,168	0,04	55,08	1,54	
	D	700,36	1,3	855,84	26	3,06	79,56	0,04	55,08	1,54	
	E	700,36	0,2	131,67	26	3,06	79,56	0,04	55,08	1,54	
8 ^{eme}	A'	735,13	-0,5	-345,51	5,2	3,06	15,912	0,04	55,08	1,62	75,33
	B'	735,13	-0,3	-207,31	12,8	3,06	39,168	0,04	55,08	1,62	
	D	735,13	1,3	898,33	26	3,06	79,56	0,04	55,08	1,62	
	E	735,13	0,2	138,20	26	3,06	79,56	0,04	55,08	1,62	
9 ^{eme}	A'	766,71	-0,5	-360,35	5,2	3,06	15,912	0,04	55,08	1,69	78,56
	B'	766,71	-0,3	-216,21	12,8	3,06	39,168	0,04	55,08	1,69	
	D	766,71	1,3	936,92	26	3,06	79,56	0,04	55,08	1,69	
	E	766,71	0,2	144,14	26	3,06	79,56	0,04	55,08	1,69	
10 ^{eme}	A'	795,66	-0,5	-373,96	5,2	3,06	15,912	0,04	55,08	1,75	81,53
	B'	795,66	-0,3	-224,38	12,8	3,06	39,168	0,04	55,08	1,75	
	D	795,66	1,3	972,30	26	3,06	79,56	0,04	55,08	1,75	
	E	795,66	0,2	149,58	26	3,06	79,56	0,04	55,08	1,75	
11 ^{eme}	A'	822,42	-0,5	-386,54	5,2	3,06	15,912	0,04	55,08	1,81	84,27

	B'	822,42	-0,3	-231,92	12,8	3,06	39,168	0,04	55,08	1,81	
	D	822,42	1,3	1005,00	26	3,06	79,56	0,04	55,08	1,81	
	E	822,42	0,2	154,61	26	3,06	79,56	0,04	55,08	1,81	
12 ^{eme}	A'	874,55	-0,5	-411,04	5,2	3,06	15,912	0,04	55,08	1,93	89,61
	B'	874,55	-0,3	-246,62	12,8	3,06	39,168	0,04	55,08	1,93	
	D	874,55	1,3	1068,70	26	3,06	79,56	0,04	55,08	1,93	
	E	874,55	0,2	164,42	26	3,06	79,56	0,04	55,08	1,93	

$$\sum F_{wi} = 953,34 \text{ t}$$

La force horizontale globale suivant la direction V_1 du vent est: $F_w=953,43 \text{ t}$.

VI.6.Selon la direction V_2 du vent

VI.6.1.Coefficient de Pression intérieures

Dans le cas des bâtiments avec cloison intérieur les valeurs de pression intérieures sont :

$$C_{pi} = 0,8 \text{ et } C_{pi} = -0,5$$

VI.6.2.Coefficient de Pression extérieures

Parois verticales :

$$C_{pe} = C_{pe.10} ; \text{Surface } S \geq 10 \text{ m}^2$$

$$e = \min(b ; 2h) = 26 \text{ m}$$

$d \leq e$; donc on adopte le 2^{ème} cas

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1 (chapitre 5 § 1.1.2, RNV 99) et suivant le tableau 5.1 (chapitre 5 § 1.1.2, RNV99), ça permet d'obtenir les zones de pression et de valeurs des coefficients correspondants à ces zones. Ils sont montrés dans la figure suivante :

Donc :

$$A' = e / 5 = 5,2 \text{ m et } B' = d - A' = 20,80 \text{ m}$$

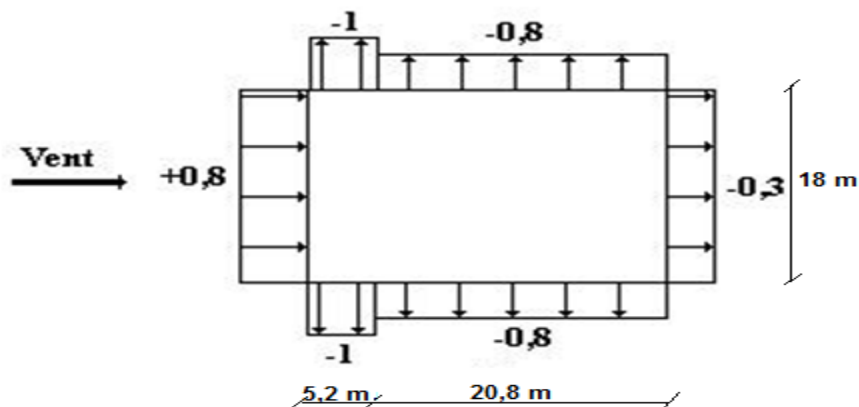


Figure VI. 2: Les valeurs des coefficients de pression extérieure C_{pe} (selon la direction V_2).

VI.6.3. Détermination de C_p

C_p est obtenu à l'aide de la formule suivante : $C_p = C_{pe} - C_{pi}$; $C_{pi} = -0,5$

Tableau VI. 7: Valeurs des coefficients de pression extérieurs (direction V2).

	A'	B'	D	E
C_p	-0,5	-0,3	1,3	0,2

VI.6.4. La force de frottement F_{fr}

F_{fr} est donnée par

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

où :

- j : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent ;
- Z_j : (en m) est la hauteur du centre de l'élément j ;
- q_{dyn} : (en N/m²) est la pression dynamique du vent ;
- $S_{fr,j}$: (en m²) est l'aire de l'élément de surface j ;
- $C_{fr,j}$: est le coefficient de frottement pour l'élément de surface j

Tableau VI. 8: Valeurs des coefficients de frottement (direction V2).

État de surface	Coefficient de frottement
Lisse (acier, béton lisse, ondulations parallèles au vent, paroi enduite, etc.)	0,01
Rugueux (béton rugueux, paroi non enduite, etc.)	0,02
Très rugueux (ondulations perpendiculaires au vent, nervures, plissements, etc.)	0,04

On prendra dans notre cas un bardage en niveau des parois verticales dans les ondulations perpendiculaire à la direction du vent donc $C_{fr}=0,04$.

VI.6.5. Détermination de la pression due au vent

La pression due au vent q_i qui s'exerce sur un élément de surface « j » est donnée par la formule : $q_j = C_d \times W(z_j)$.

C_d : Coefficient dynamique de la construction ;

W : Pression nette exercée sur l'élément de surface « j » calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface « j ».

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \text{ d'où}$$

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(z_j) \times C_p$$

VI.6.6. La force résultante R

Est donnée par la formule suivante

$$F_w = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{frj}$$

où : • q_j : (en N/m^2) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j (voir

formules 2.1 et 2.5 selon la catégorie de la construction, cf. § 1.1.3«R.N.V.99»).

- S_j : (en m^2) est l'aire de l'élément de surface j ; dans le cas des treillis, S_j concerne l'aire des pleins.
- F_{frj} : (en N) désigne les forces de frottement éventuelles (cf. § 1.4«R.N.V.99»).

Tableau VI. 9: Calcul des forces horizontales du vent (V2).

Niveau	Face	$Q_{dyn} (N/m^2)$	C_p	$Q_j (N/m^2)$	L (m)	H (m)	$S(m^2)$	C_{fr}	Sfr	F_{fr}	F_{wi}
RDC	A'	585,26	-0,5	-280,92	5,2	4,25	22,1	0,04	76,50	1,79	50,53
	B'	585,26	-0,3	-168,55	20,8	4,25	88,4	0,04	76,50	1,79	
	D	585,26	1,3	730,40	18	4,25	76,5	0,04	76,50	1,79	
	E	585,26	0,2	112,37	18	4,25	76,5	0,04	76,50	1,79	
1, 2, 3 et 4 ^{eme}	A'	585,26	-0,5	-280,92	5,2	3,06	15,912	0,04	55,08	1,29	36,38
	B'	585,26	-0,3	-168,55	20,8	3,06	63,648	0,04	55,08	1,29	
	D	585,26	1,3	730,40	18	3,06	55,08	0,04	55,08	1,29	
	E	585,26	0,2	112,37	18	3,06	55,08	0,04	55,08	1,29	
5 ^{eme}	A'	617,78	-0,5	-296,53	5,2	3,06	15,912	0,04	55,08	1,36	38,40
	B'	617,78	-0,3	-177,92	20,8	3,06	63,648	0,04	55,08	1,36	
	D	617,78	1,3	770,99	18	3,06	55,08	0,04	55,08	1,36	
	E	617,78	0,2	118,61	18	3,06	55,08	0,04	55,08	1,36	
6 ^{eme}	A'	661,62	-0,5	-317,58	5,2	3,06	15,912	0,04	55,08	1,46	41,13
	B'	661,62	-0,3	-190,55	20,8	3,06	63,648	0,04	55,08	1,46	
	D	661,62	1,3	825,70	18	3,06	55,08	0,04	55,08	1,46	
	E	661,62	0,2	127,03	18	3,06	55,08	0,04	55,08	1,46	
7 ^{eme}	A'	700,36	-0,5	-336,17	5,2	3,06	15,912	0,04	55,08	1,54	43,53
	B'	700,36	-0,3	-201,70	20,8	3,06	63,648	0,04	55,08	1,54	
	D	700,36	1,3	874,05	18	3,06	55,08	0,04	55,08	1,54	
	E	700,36	0,2	134,47	18	3,06	55,08	0,04	55,08	1,54	
8 ^{eme}	A'	735,13	-0,5	-352,86	5,2	3,06	15,912	0,04	55,08	1,62	45,70
	B'	735,13	-0,3	-211,72	20,8	3,06	63,648	0,04	55,08	1,62	
	D	735,13	1,3	917,44	18	3,06	55,08	0,04	55,08	1,62	
	E	735,13	0,2	141,14	18	3,06	55,08	0,04	55,08	1,62	
9 ^{eme}	A'	766,71	-0,5	-368,02	5,2	3,06	15,912	0,04	55,08	1,69	47,66

	B'	766,71	-0,3	-220,81	20,8	3,06	63,648	0,04	55,08	1,69	
	D	766,71	1,3	956,85	18	3,06	55,08	0,04	55,08	1,69	
	E	766,71	0,2	147,21	18	3,06	55,08	0,04	55,08	1,69	
10 ^{ème}	A'	795,66	-0,5	-381,92	5,2	3,06	15,912	0,04	55,08	1,75	49,46
	B'	795,66	-0,3	-229,15	20,8	3,06	63,648	0,04	55,08	1,75	
	D	795,66	1,3	992,98	18	3,06	55,08	0,04	55,08	1,75	
	E	795,66	0,2	152,77	18	3,06	55,08	0,04	55,08	1,75	
11 ^{ème}	A'	822,42	-0,5	-394,76	5,2	3,06	15,912	0,04	55,08	1,81	51,12
	B'	822,42	-0,3	-236,86	20,8	3,06	63,648	0,04	55,08	1,81	
	D	822,42	1,3	1026,38	18	3,06	55,08	0,04	55,08	1,81	
	E	822,42	0,2	157,90	18	3,06	55,08	0,04	55,08	1,81	
12 ^{ème}	A'	874,55	-0,5	-419,78	5,2	3,06	15,912	0,04	55,08	1,93	54,36
	B'	874,55	-0,3	-251,87	20,8	3,06	63,648	0,04	55,08	1,93	
	D	874,55	1,3	1091,44	18	3,06	55,08	0,04	55,08	1,93	
	E	874,55	0,2	167,91	18	3,06	55,08	0,04	55,08	1,93	
										$\sum F_{wi} = 567,40 t$	

La force horizontale globale suivant la direction V_2 du vent est: $F_w=567,40 t$.

VI.7.Vérification de la stabilité

La force résultante 'R' dans chaque direction est négligeable devant le poids de bâtiment donc il n'y a pas de risque de soulèvement ou de renversement.

VI.8.Conclusion

Aucun risque de soulèvement du bâtiment, car le poids du bâtiment étant plus grand que celui de la portance extrême. Par comparaison entre les forces horizontales dues au séisme et celle dues au vent, on remarque que le cas le plus défavorable à prendre en considération dans les calculs est le cas de l'action sismique, car elle est la plus importante.

Chapitre VII :

Étude des portiques

VII.1.Introduction

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS V 9.7.2), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

VII.2.Étude charges verticales et horizontales

L'étude charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres, voiles) dans les différents nœuds et travées.

Pour Déterminer les sollicitations on a utilisé le programme **ETABS v9.7.2** ce qui nous a permet de Calculer les portiques.

VII.3.Les combinaisons de calcul

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)].

VII.3.1.Poutres

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

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

- Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

VII.3.2.Poteaux

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

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

- Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm 1,2 E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

Avec : G : Charge permanente ;

Q : Charge d'exploitation ;

E : Effort sismique.

VII.4.Ferraillage des poutres

VII.4.1.Méthode de calcul

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre

- Sollicitation du 1^{er} genre $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1} .
- Sollicitation du 2^{eme} genre $\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E. \\ S_{p2} = G + Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2} .

- Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1} ;
- Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400$ MPa.

$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48$ MPa.

Pour les autres cas : $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348$ MPa.

$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17$ MPa

VII.4.2.Les armatures minimales

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% bht$.
- Section d'armature maximale : $A_{max1} = 4\%bht$. (Zone courante) ;
 $A_{max2} = 6\%bht$. (Zone de recouvrement).

VII.4.3.Poutre principale (30x40) cm²

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on à :

$$A_{min} = 0,5\%b.ht = \frac{0,5 \times 30 \times 40}{100} = 6 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section).}$$

$$A_{max1} = 4\%b.ht = (4 \times 30 \times 40)/100 = 48 \text{ cm}^2.$$

$$A_{max2} = 6\% b.ht = (6 \times 30 \times 40)/100 = 72 \text{ cm}^2.$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

VII.4.3.1.Exemple de calcul**a)Poutre de rive (RDC, 1^{ère})**

En travée

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 17,16 \text{ KN. m.}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 45,22 \text{ KN. m.}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 0,38 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (S_{p2})$$

- Données :
- Largeur de la poutre $b=30\text{cm}$;
 - Hauteur de la section $h_t = 40 \text{ cm}$;
 - Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 36 \text{ cm}$;
 - Contrainte des aciers utilisés $f_e=400 \text{ MPa}$;
 - Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25 \text{ MPa}$;
 - Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{MPa}$;
 - Fissuration peu préjudiciable.

Tableau VII. 1: Exemple de ferrailage des poutres en travée.

Moment ultime M_u	M_u	45,22 KN.m	$\mu=0,061 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,061	
État limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,968$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	3,72 cm²	

Sur appuis

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 24,96 \text{ KN. m.}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 61,37 \text{ KN. m.}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 0,40 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (S_{p2})$$

- Données :
- Largeur de la poutre $b=30\text{cm}$;
 - Hauteur de la section $h_t = 40 \text{ cm}$;
 - Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 36 \text{ cm}$;
 - Contrainte des aciers utilisés $f_e=400 \text{ MPa}$;
 - Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25 \text{ MPa}$;
 - Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{MPa}$;
 - Fissuration peu préjudiciable.

Tableau VII.2 : Exemple de ferrailage des poutres sur appuis.

Moment ultime M_u	M_u	61,37 KN.m	$\mu=0,083 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit	$\mu = M_u / (b x d^2 x f_{bc})$	0,083	
État limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient β	$\beta = 0,956$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s x \beta x d)$	5,12 cm²	

VII.4.3.2. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux**Tableau VII.3: Ferrailage des différents niveaux (poutres principale de rive et intermédiaires).**

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M_{sp1}	M_{sp2}				
RDC au 11 ^{ème}	Appuis	37,21	90,60	90,60	6,00	7,47	3T14+3T14=9,24
	Travée	30,60	76,12	76,12		6,18	3T14+3T12=8,01
Terrasse	Appuis	26,50	50,02	70,02	6,00	6,01	3T14+2T12=6,88
	Travée	30,42	40,73	40,73		3,19	3T14+2T12=6,88

VII.4.4. Poutre secondaire (30x35) cm²**VII.4.4.1. Armatures minimales**

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on à :

$$A_{\min} = 0,5\% b h t = \frac{0,5 \times 30 \times 35}{100} = 5,25 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\% b h t = 4 \times 30 \times 35 / 100 = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max 2} = 6\% b h t = 6 \times 30 \times 40 / 100 = 63 \text{ cm}^2$$

VII.4.4.2. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux

Tableau VII.4: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires de rive et intermédiaires).

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC au 11 ^{ème}	Appuis	56,62	82,02	82,02	5,25	7,85	3T14+3T12=8,01
	Travée	30,55	62,13	62,13		5,85	3T14+2T12=6,88
Terrasse	Appuis	45,96	69,16	69,16	5,25	6,58	3T14+2T12=6,88
	Travée	26,53	32,79	32,79		2,97	3T14+2T12=6,88

VII.4.5. Calcul les armatures transversales

VII.4.5.1. Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l) ;$$

$$\Phi_t \leq \min (11,42 ; 30 ; 16) ;$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm.}$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm.}$

VII.4.5.2. Calcul de L'espace

Selon le **RPA 99 version 2003**

$$\begin{cases} St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min (36 ; 40 \text{ cm}) \end{cases} \leq 30 \text{ cm.}$$

- Zone nodale:

$$\begin{cases} St \leq \min (12\Phi_l ; h/4) \\ St \leq \min (19,20 ; 10 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow St = 10 \text{ cm.}$$

- Zone courante:

$$St \leq h/2 = 15 \text{ cm}$$

VII.4.6. Ancrage des armatures tendues

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec: Φ : diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,38 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7$ cm.

VII.4.7. Calcul des crochets

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 36\text{cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 21,6\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 3,75 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,4\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 25,6\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 3,70 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,6\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 21,4\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 3,65 \text{ cm}$$

VII.4.8. La longueur de recouvrement

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64\text{cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56\text{cm}$$

$$\Phi = 1,2\text{cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

VII.4.9. Les vérifications

VII.4.9.1. Vérifications des contraintes (ELS)

a) Poutre principale (30x40) cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30\text{cm}^2.$$

Adopté $> A_{min}$ *Condition vérifiée.*

En travée

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 119,98 \text{ KN.m}$

$$M_u = 165,26 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,1835 \text{ et } \gamma = \frac{165,26}{119,98} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} \alpha \leq 0,643 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée $M_{a \max} = 83,07 \text{ KN.m}$

$M_u = 114,58 \text{ KN.m}$

$$\alpha = 0,2594 \quad \text{et } \gamma = \frac{114,58}{83,07} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} \alpha \leq 0,435 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Poutres secondaire (30x35) cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23b \times d \times f_{t28}/f_e = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1/400 = 1,14 \text{ cm}^2.$$

$$A_{dopté} > A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

En travée

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée $M_{t \max} = 93,88 \text{ KN.m}$

$M_u = 129,41 \text{ KN.m}$

$$\alpha = 0,1660$$

$$\gamma = \frac{129,41}{93,88} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} \alpha \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée $M_{a \max} = 71,06 \text{ KN.m}$

$M_u = 98,05 \text{ KN.m}$

$$\alpha = 0,2818$$

$$\gamma = \frac{98,05}{71,06} = 1,37$$

$$\alpha \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} \alpha \leq 0,435 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.9.2. Vérification de l'effort tranchant

a) Vérification de l'effort tranchant : (poutre principale)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 217,91 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{217,91 \cdot 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 2,01 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 2,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

Pas de risque du cisaillement.

b) Vérification de l'effort tranchant : (poutre secondaire)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 188,60 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{188,60 \cdot 10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = 1,99 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \min 0,2 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right); 5 \text{ MPa} \right\}$$

$\tau_u = 1,99 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

Pas de risque du cisaillement.

VII.4.9.3. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée BAEL91 (Art B.6.5).

$$\begin{cases} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} > \frac{Mt}{10M_o} \\ \frac{h}{L} > \frac{As}{b \times d} \leq \frac{4,2}{fe} \end{cases}$$

a) Poutres principales

$$M_{tmax} = 16,53 \text{ t.m}; M_0 = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{((2,95 + 1,5) \times (4,80))^2}{8} = 11,37 \text{ t.m}$$

(à l'ELS)

$A_s = 8,01 \text{ cm}^2$

$h/L > 1/16 \dots\dots\dots 0,083 > 0,0625 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$h/L > Mt/10M_0 \dots\dots\dots 0,14 > 0,06 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$A_s/bd < 4,2/f_e \dots\dots\dots 0,009 < 0,0105 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

b) Poutres secondaires

$$M_{tmax} = 12,94 \text{ t.m} ; M_0 = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{((2,95 + 1,5) \times (4,70))^2}{8} = 12,28 \text{ t.m}$$

(à l'ELS)

$h/L > 1/16 \dots\dots\dots 0,074 > 0,0625 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$h/L > Mt/10M_0 \dots\dots\dots 0,105 > 0,06 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots 0,010 < 0,0105 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

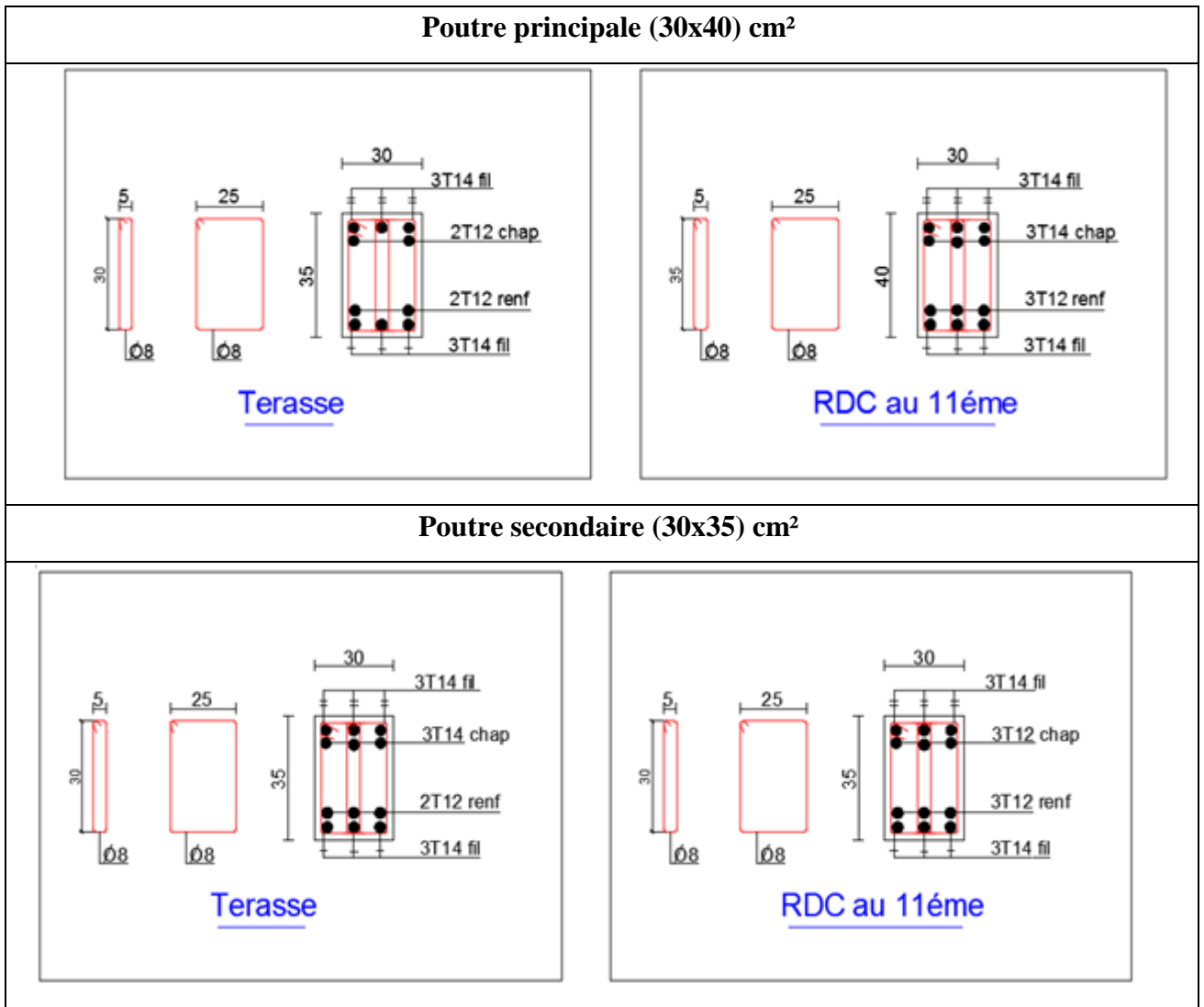


Figure VII.1: Ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.

VII.5.Ferraillage des poteaux

VII.5.1.Méthode de calcul

En général, Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferraillage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 Combinaisons suivante :

- 1^{er} Genre : $1,35G+1,5Q$

$$\begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_2 \\ M_{\max} ; N_{\text{coresp}} \rightarrow A_3 \end{cases}$$
- 2^{ème} Genre : $G+Q \pm 1,2E ; 0,8G \pm E.$

$$\begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_4 \\ N_{\min} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_5 \\ M_{\max} ; N_{\text{coresp}} \rightarrow A_6 \end{cases}$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

- Pour situation accidentelle :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa.} \end{cases}$$
- Pour les autres cas :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,1 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b = 1, \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

VII.5.2.Ferraillage exigé par R.P.A 99(version 2003)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa)
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone IIa)
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

- On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

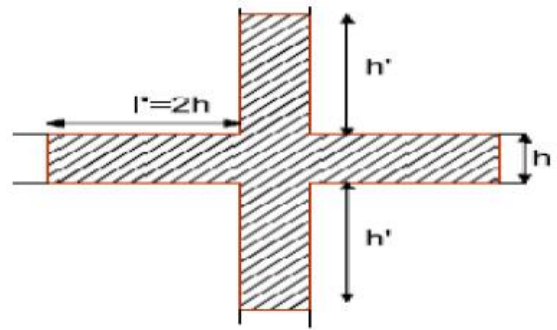


Figure VII.2 : Zone nodale.

Tableau VII.5: Les sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99(version 2003).

Famille des poteaux	$A_{\min}=0,8 \% b.ht$	$A_{\max1}=4\% b.ht$	$A_{\max2}=6\% b.ht$
(50x50) cm ²	20.0 cm ²	100 cm ²	150 cm ²
(45x45) cm ²	16.20 cm ²	81 cm ²	121,50 cm ²
(40x40) cm ²	12.80 cm ²	64 cm ²	96 cm ²
(35x35) cm ²	9.80 cm ²	49 cm ²	73,50 cm ²
(30x30) cm ²	7.20 cm ²	36 cm ²	54 cm ²

VII.5.3.Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS 9.7.2, les résultats sont résumés dans les tableaux VII.8 et VII.9

Tableau VII.6: Les sollicitations défavorables du 1^{er} genre.

Combs		Famille				
		(50x50)	(45x45)	(40x40)	(35x35)	(30x30)
(a)	N_{\max} (KN)	2643,07	2167,10	1131,49	940,60	394,61
	M_{corr} (KN.m)	3,79	9,45	13,81	10,82	12,98
(b)	N_{\min} (KN)	688,92	343,79	171,39	46,48	18,14
	M_{corr} (KN.m)	3,84	7,06	9,21	8,20	6,71
(c)	M_{\max} (KN.m)	25,65	50,77	65,36	66,75	44,60
	N_{corr} (KN.m)	1202,54	772,44	471,59	264,98	212,98

Tableau VII.7: Les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre.

Famille Combs.		(50x50)	(45x45)	(40x40)	(35x35)	(30x30)
		(a)	N_{\max} (KN)	1849,20	1563,57	1525,15
	M_{corr} (KN.m)	22,76	18,28	10,81	28,01	25,48
(b)	N_{\min} (KN)	48,29	123,80	10,45	103,16	13,49
	M_{corr} (KN.m)	19,92	21,05	7,57	14,67	32,11
(c)	M_{\max} (KN.m)	89,62	104,08	96,39	88,49	56,10
	N_{corr} (KN.m)	1492,17	216,01	580,88	159,95	129,76

VII.5.4.Exemple de calcul

Poteau de rive (S-sol, RDC et 1^{er} étage) de Section (50x50) cm².

VII.5.4.1.Calcul les armatures longitudinale

Données :

- Largeur du poteau $b = 50$ cm ;
- hauteur de la section $ht = 50$ cm ;
- Enrobage $c = 2,5$ cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus $d = ht - c = 47.5$ cm ;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ Mpa ;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa ;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ Mpa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

a)Combinaison du 1^{ère} genre

1^{er} cas :

$$N_{\max} = 2643,07 \text{ KN} ; \quad M_{\text{corresp}} = 3,79 \text{ KN.m}$$

➤ Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3,79}{2643,07} = 0,00143 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 2643,07 \times \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0,00143 \right) = 532,39 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{Nu}{b} \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{cases}$$

$Nu = 2643,07 \text{ KN} < 2869,43 \text{ KN.m}$ *Condition vérifiée.*

$Mu = 532,39 \text{ KN.m} < 1138,70 \text{ KN.m}$ *Condition vérifiée.*

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A'_1 = 0$).

2^{ème} cas :

$$\Rightarrow N_{\min} = 688,92 \text{ KN} ; M_{\text{corresp}} = 3,84 \text{ KN.m}$$

➤ Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3,84}{688,92} = 0,00557 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 688,92 \times \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0,00557 \right) = 141,62 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{Nu}{b} \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{cases}$$

$Nu = 688,92 \text{ KN} < 2869,43 \text{ KN.m}$ *Condition vérifiée.*

$Mu = 141,62 \text{ KN.m} < 306,57 \text{ KN.m}$ *Condition vérifiée.*

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A'_2 = 0$).

3^{ème} cas :

$$\Rightarrow M_{\max} = 25,65 \text{ KN} ; N_{\text{corresp}} = 1202,54 \text{ KN}$$

➤ Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{25,65}{1202,54} = 0,021 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1202,54 \times \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0,021 \right) = 265,76 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{Nu}{b} \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{cases}$$

$Nu = 1202,54 \text{ KN} < 2869,43 \text{ KN.m}$ *Condition vérifiée.*

$Mu = 265,76 \text{ KN.m} < 530,65 \text{ KN.m}$ *Condition vérifiée.*

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=A'_3=0$).

b) Combinaisons du 2eme genre

1^{er} cas :

$$\Rightarrow N_{\max} = 1849,20 \text{ KN} ; \quad M_{\text{corresp}} = 22,76 \text{ KN.m}$$

➤ Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{22,76}{1849,20} = 0,0123 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1849,20 \times \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0,0123 \right) = 485,04 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 1849,20 \text{ KN} < 2869,43 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 485,04 \text{ KN.m} < 807,33 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_4=A'_4=0$).

2^{ème} cas :

$$\Rightarrow N_{\min} = 48,29 \text{ KN} ; \quad M_{\text{corresp}} = 19,92 \text{ KN.m}$$

➤ Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{19,92}{48,29} = 0,412 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 48,29 \times \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0,412 \right) = 29,55 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 48,29 \text{ KN} < 2869,43 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 29,55 \text{ KN.m} > 21,71 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferrailage est obligatoire. On doit d'abord procéder par vérifier si la section est entièrement ou partiellement comprimée :

$$(d - c). N_u - M_u \leq \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c}{d}\right) b \cdot d^2 \cdot f_{cb}$$

$$(0.475 - 0.025) \times (48,29 - 19,92) = 12,76$$

$$\left(0.337 - 0.81 \times \frac{0.025}{0.475}\right) \times 0.50 \times 0.475^2 \times 18.48 \times 10^2 = 61.36$$

$$\Rightarrow 12,76 \leq 61.36$$

La section est partiellement comprimée.

➤ Calcul du ferrailage

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19,92 \times 10^3}{50 \times 47.5^2 \times 18.48} = 0.0096 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,996$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19,92 \times 10^3}{0.996 \times 45 \times 400} = 1.11 \text{ cm}^2.$$

3^{ème} cas:

$$\Rightarrow M_{\max} = 89,62 \text{ KN} ; \quad N_{\text{corresp}} = 1492,17 \text{ KN}$$

➤ Détermination le centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{89,62}{1492,17} = 0,060 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1492,17 \times \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0,060 \right) = 387,96 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514 Nu/b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases}$$

$$Nu = 1492,17 \text{ KN} < 2869,43 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$Mu = 387,96 \text{ KN.m} < 659,09 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_6 = A'_6 = 0$).

➤ Section adoptée :

$$A_{\min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\min}) = \max(0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 1,11 ; 20)$$

$$A_{\text{adopté}} = 20 \text{ cm}^2$$

Tableau VII. 8: Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.

Famille	Combs.	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)	N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)		
(50x50)	(a)	264,31	0,38	0	184,92	2,28	0	20.00	6T20+2T16 As=22,87
	(b)	68,89	1,39	0	4,82	1,99	1,11		
	(c)	120,25	2,57	0	149,21	8,96	0		
(45x45)	(a)	216,71	0,95	0	156,36	2,28	0	16, 02	8T16 As = 16,08
	(b)	34,38	0,71	0,27	12,38	12,38	0,78		
	(c)	120,25	2,57	0	21 ,60	10,40	0		
(40x40)	(a)	113,15	1,38	0	152,52	1,08	0	12.80	6T16+2T14 As = 15,14
	(b)	117,14	0,92	0,27	1,05	1,76	0,11		
	(c)	47,16	6,53	0	58,09	9,64	0		
(35x35)	(a)	94,06	1,02	0	49,24	26,63	0	9,80	8T14 As = 12,32
	(b)	4,64	0,82	0,27	10,32	2,41	0		
	(c)	26,49	6,68	0	56,82	13,65	0		
(30x30)	(a)	39,46	1,29	0	53,95	2,80	0	7.20	8T12 As= 9,05
	(b)	1,81	0,67	0,10	5,92	1,47	0		
	(c)	26,49	4,46	2.46	15,99	8,85	2,62		

VII.5.4.2. Calcul des armatures transversales

a) Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 20/3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul ;
- h_l : hauteur totale de la section brute ;
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;
- ρ_a : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.
- S_t : Espacement des armatures transversales.

b) Calcul de l'espacement

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$\text{-En zone nodale : } S_t \leq \min(10 \varnothing_L; 15\text{cm}) = 15\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{-En zone courante : } S_t \leq 15 \varnothing_L = 18 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

c) Calcul de l'élançement géométrique λ_g

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0.7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \times \frac{L_0}{b} = \frac{0,7 \times 4,25}{0,50} = 5.95 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 5.95 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2.5 \text{ (D'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} = \frac{15 \times 2.5 \times 96,79}{50 \times 235} = 0,31 \text{ cm}^2$$

d) Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / S_t \cdot b$: En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0.3 \% \rightarrow \lambda_g = 5.95 > 5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \times 10 \times 50 = 1.50 \text{ cm}^2. \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 8\phi_8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml} . \\ S_t = 13 \text{ cm.} \end{cases}$$

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u; 0,4 \text{MPa}) = 0,4 \text{MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_c ; \text{Ronds lisses} \Rightarrow f_c = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 50 / 235 = 1,27 \text{ cm}^2 < 4,02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f) Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des

$$\text{barres qui y concourent.} \begin{cases} h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm} \right) = \text{Max} \left(\frac{400}{6}; 50; 50; 60 \right) = 66.7 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \times 50 = 80\text{cm} \end{cases}$$

VII.6. Les vérifications

VII.6.1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

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

Avec :

α : Coefficient fonction de l'élancement λ ;

B_r : Section réduite du béton ;

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1+0,2 \times (\lambda/35)^2} & \dots \dots \dots \text{si } \lambda < 50 \\ \frac{0,6 \times (\lambda/35)^2}{1} & \dots \dots \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple de calcul (RDC)

Longueur de flambement : $L_f = 0,7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2,97$.

Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{A}} \Rightarrow i = 0,21$ m.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2,97}{0,21} \Rightarrow \lambda = 14,14 \Rightarrow \alpha = 0,82.$$

La section réduite : $b_r = 2304 \text{ cm}^2$

Donc :

$$N_u = 0,82 \times \left(\frac{0,2304 \times 25}{0.9 \times 1,5} + 20 \cdot 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) \cdot 10^3 = 4069,10 \text{ KN}$$

On a $N_{\max} = 2643,30 \text{ KN} < N_u = 4069,10 \text{ KN} \dots \dots \dots$ *Condition vérifiée.*

Il n'y a pas de risque de flambement.

Le même calcul s'applique pour tous les autres poteaux, et les résultats sont représentés dans le tableau VII.11.

Tableau VII.9: Vérification au flambement des poteaux des différents étages.

Étage	i	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_u^{\max} (KN)	N_u (KN)	Observation
s-sol RDC 1 ^{er}	0.14	14.14	0.82	20	2304	2643.3	4069.10	<i>Condition vérifiée</i>
2 ^{ème} → 4 ^{ème}	0.13	16.48	0.82	16.2	1849	2167,10	3269.79	<i>Condition vérifiée</i>
5 ^{ème} → 7 ^{ème}	0.13	16.48	0.82	12.8	1444	1131,50	2557.82	<i>Condition vérifiée</i>
8 ^{ème} → 10 ^{ème}	0.12	17.85	0.81	9.8	1024	940,60	1812.10	<i>Condition vérifiée</i>
11 ^{ème} → Terrasse	0.11	19.47	0.81	7.2	784	394,60	1378.85	<i>Condition vérifiée</i>

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n'y a pas de risque de flambement.

VII.6.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

« Le poteau le plus sollicité (50x50) cm² »

$T_{max} = 96,79 \text{ KN}$

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = \frac{96,79}{(50 \times 45)} = 0,043 \text{ Mpa}$$

Contrainte tangente admissible : $\tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5\text{Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$.

$\tau_u = 0,043 < \tau_u = 3,25 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement.

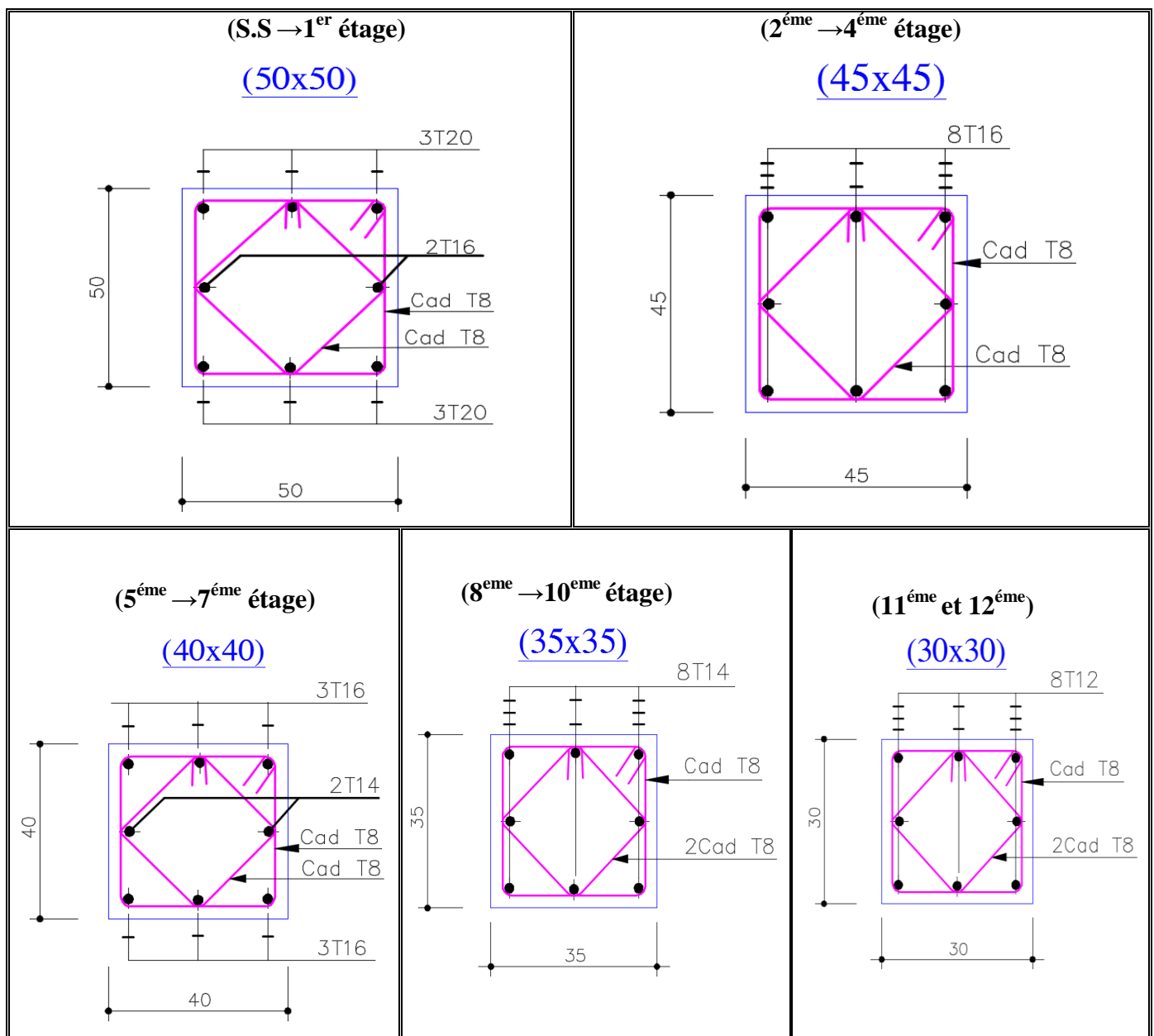


Figure VII.3: Dessin de ferrailages des sections des poteaux.

Chapitre VIII :

Étude des voiles

VIII.1.Introduction

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plans est négligeable. Dans leurs plans, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...)

VIII.2.Le système de contreventement

Les voiles sollicités à la fois par des efforts normaux dus aux charges verticales et par des efforts de flexion et de cisaillement dans leur plan dus aux actions horizontales.

Ces murs fonctionnent comme des consoles encastrées dans les fondations ou au niveau du rez-de-chaussée ; ces consoles pouvant, en fonction de leur élancement, être analysées soit comme des poutres, soit comme des parois porteuses.

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile-portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes.de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'a ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement .Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

VIII.2.1.Conception

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

VIII.3.Calcul du système de contreventement

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VIII.3.1.Principe de calcul du voiles

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable

Selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$ (vérification du béton) ;
- $0,8G + E$ (calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

VIII.3.2.La méthode de calcul du voiles

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \frac{\sigma}{1,15} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec:

N : effort normal appliqué ;

M : moment fléchissant appliqué ;

A : section du voile ;

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

➤ **1^{er} cas :**

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

➤ **2^{eme} cas :**

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = Ft / f_e ; \text{ on compare } A_v \text{ par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).}$$

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

➤ **3^{ème} cas:**

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VIII.4. Les recommandations du RPA99

VIII.4.1. Armatures verticales

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

VIII.4.2. Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

VIII.4.3.5. Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VIII.4.4. Armatures de couture

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{v}{f_e} \quad \text{Avec : } v = 1.4 v_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

VIII.5.Calcul ferrailage des voiles**VIII.5.1.Exemple de calcul (Voile de rive)**

$$A = (0,50 \times 0,50) \times 2 + 0,2 \times 2,2 = 1,22 \text{ m}^2;$$

$$I = 2,89 \text{ m}^4;$$

$$V = 2,30 \text{ m};$$

$$N = 939,35 \text{ t};$$

$$M = 375,47 \text{ t.m};$$

$$T = 10,74 \text{ t}.$$

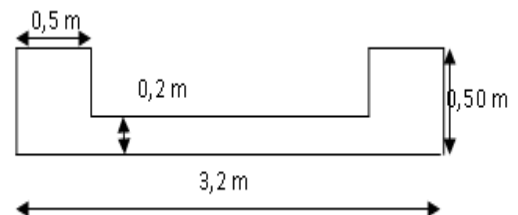
VIII.5.1.1.Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{939,35 \times 10^{-2}}{1,22} + \frac{375,47 \times 2,30 \times 10^{-2}}{2,89} = 10,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{939,35 \times 10^{-2}}{1,22} - \frac{375,47 \times 2,30 \times 10^{-2}}{2,89} = 4,71 \text{ MPa}$$



On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le **R.P.A 99 (version 2003)**.

VIII.5.1.2.Calcul des armatures verticales

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)** on a :

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L = (0,0015 \times 20 \times 100) = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Le diamètre :**

$$\left\{ \begin{array}{l} D \leq \frac{1 \times a}{10} \\ D \leq \frac{1 \times 200}{10} \Rightarrow \text{On adopte: } D = 12 \text{ mm.} \\ D \leq 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **L'espacement:**

- Selon le **BAEL 91**, on a :

$$S_t \leq \min \{ 2 \times a ; 33 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 2 \times 20 ; 33 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

- Selon le RPA 99(version 2003) ; on a :

$$S_t \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 1,5 \times 20 ; 30 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Donc : } S_t \leq \min \left\{ S_{t_{\text{BEAL}}} ; S_{t_{\text{RPA99}}} \right\}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm.}$$

On adopte un espacement de 20cm

Le choix de la section des armatures verticales est 5T12 ($A_{\text{adoptir}} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

VIII.5.1.3.Calcul des armatures horizontales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit 5T12 ($A_{\text{adoptir}} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 20 cm.

VIII.5.1.4.Calcul des armatures transversales

D'après le **D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91**, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ au moins; on prend donc **4 ϕ 8 par m^2** .

VIII.5.1.5.Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b

$$\text{On calcul la contrainte de cisaillement } \tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$$

Avec : $\bar{T} = 1,4 T_{\text{cal}}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40% ;

a : Épaisseur du voile ;

L : Longueur du voile.

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0,2.f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{1,4 \times 10,74 \times 10^3}{200 \times 3200} = 0,023 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,023 \text{ MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

« Donc pas de risque de cisaillement ».

VIII.5.2.Voile intermédiaire

$$A = 0,64 \text{ m}^2 ; I = 0,65 \text{ m}^4 ;$$

$$V = 0,99 \text{ m} ; N = 331,89 \text{ t} ;$$

$$M = 113,47 \text{ t.m} ; T = 19,03 \text{ t.}$$

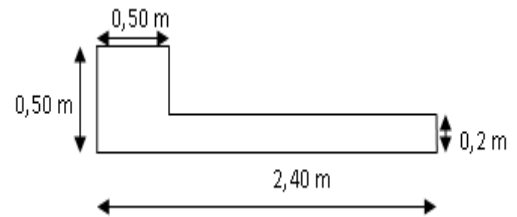
VIII.5.2.1.Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{331,89 \times 10^{-2}}{0,64} + \frac{113,47 \times 0,99 \times 10^{-2}}{0,65} = 6,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{331,89 \times 10^{-2}}{0,64} - \frac{113,47 \times 1,90 \times 10^{-2}}{0,65} = 3,45 \text{ MPa}$$



$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{331,89 \times 10^{-2}}{0,64} + \frac{113,47 \times 0,99 \times 10^{-2}}{0,65} = 6,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{331,89 \times 10^{-2}}{0,64} - \frac{113,47 \times 1,90 \times 10^{-2}}{0,65} = 3,45 \text{ MPa}$$

On a la $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le **R.P.A 99 (version 2003)**.

VIII.5.2.2.Calcul des armatures verticales

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)** on a :

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L = (0,0015 \times 20 \times 100) = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Le diamètre

$$\left\{ \begin{array}{l} D \leq \frac{1 \times a}{10} \\ D \leq \frac{1 \times 200}{10} \\ D \leq 20 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{On adopte: } D = 12 \text{ mm.}$$

➤ L'espacement

- Selon le **BAEL 91**, on à :

$$S_t \leq \min \{ 2 \times a ; 33 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 2 \times 20 ; 33 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

- Selon le RPA 99(version 2003) ; on a :

$$S_t \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 1,5 \times 20 ; 30 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Donc : } S_t \leq \min \left\{ S_{t_{\text{BEAL}}} ; S_{t_{\text{RPA99}}} \right\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm.}$$

On adopte un espacement de 20cm .

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12**($A_{\text{adopté}} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$) .

VIII.5.2.3.Calcul des armatures horizontales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5T12**($A_{\text{adopté}} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 20cm .

VIII.5.2.4.Calcul des armatures transversales

D'après le **D.T.R-B.C-2,42** et le **BAEL 91**, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ au moins; on prend donc **4φ 8 par m²**.

VIII.5.2.5.Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\overline{T}}{a.L}$

Avec : $\overline{T} = 1,4 T_{\text{cal}}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40% ;

a : Épaisseur du voile ;

L : Longueur du voile.

Cette contrainte est limitée par: $\overline{\tau} = 0.2.f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\overline{T}}{a.l} = \frac{1.4 \times 19,03 \times 10^3}{200 \times 2400} = 0,055 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0,055 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \dots \dots \dots$ *Condition vérifiée.*

« Donc pas de risque de cisaillement ».

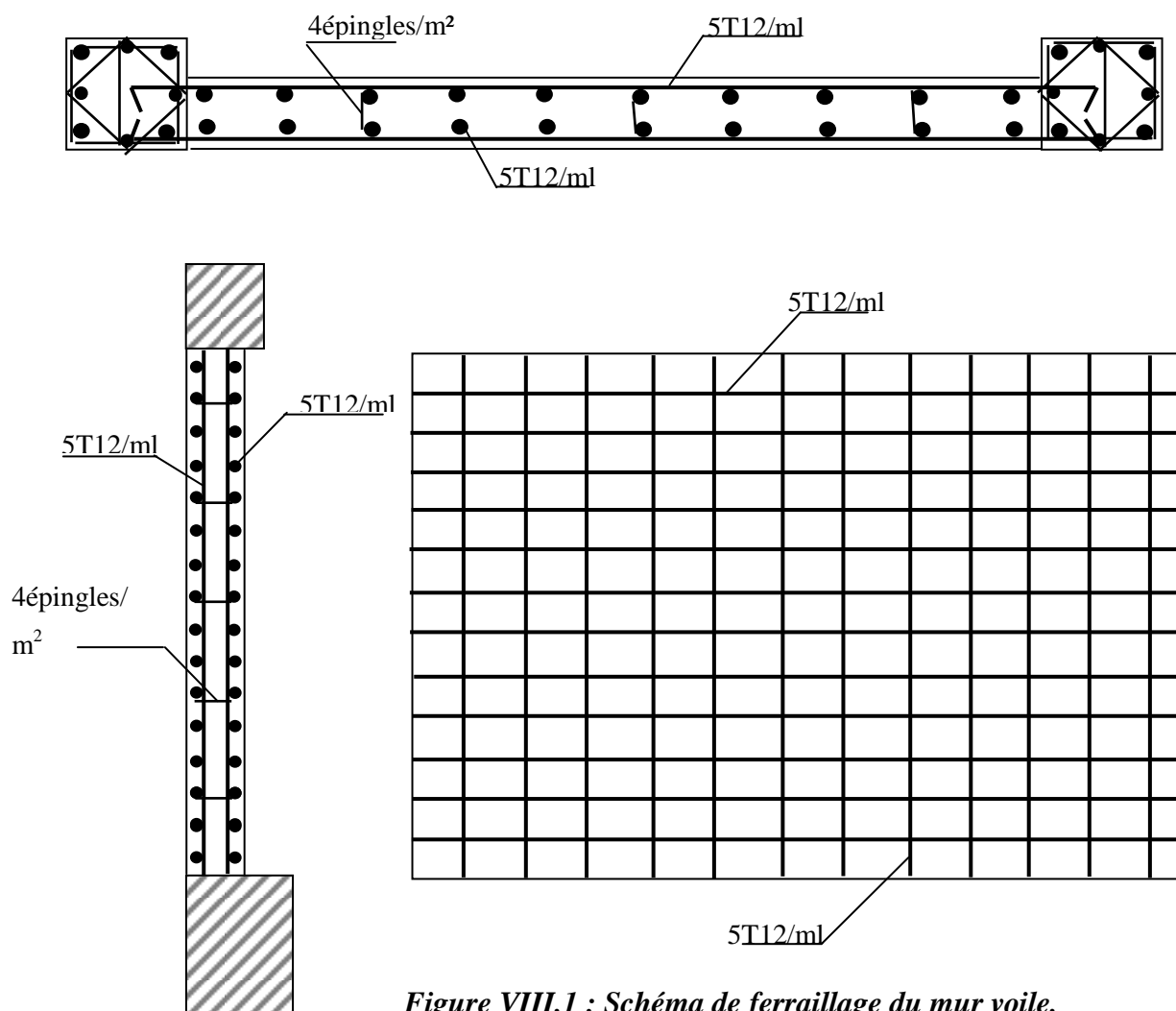


Figure VIII.1 : Schéma de ferrailage du mur voile.

VIII.5.3.Ferrailage des linteaux

VIII.5.3.1.Introduction

L'importance du voile de contreventement dans un système structural c'est de reprendre la majorités des efforts horizontaux grâce à leur géométrie (inertie), donc la présence des ouvertures au niveau des voiles menace la rigidité d'élément, a cet effet la zone au-dessus du voile doit être renforcée par ce qu'on appelle (linteau) Les linteaux sont des poutres courtes encastrées aux extrémités et reliant les deux trumeaux de voile au niveau des ouvertures .

VIII.5.3.2.Sollicitation des linteaux

Les linteaux seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture, et reprendre les moments fléchissant, les efforts tranchants dus aux charges permanentes et au charge d'exploitation ainsi l'action du séisme.

$$M= 90,01 \text{ t.m ;}$$

$$T=9,39 \text{ t.}$$

VIII.5.3.3. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

$$\tau < \bar{\tau} = 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 \times d}$$

Avec :

\bar{T} : 1,4 T calcul ;

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile ;

d : hauteur utile : 0,9h ;

h : hauteur totale de la section brute.

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 \times d} = \frac{1,4 \times 9,39 \times 10^{-2}}{0,20 \times 0,9 \times 1,06} = 0,69 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,2 f_{c28} = 5 > \tau_b = 0,69 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.5.3.4. Calcul ferrailages des linteaux

On a $\bar{\tau} = 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} > \tau_b = 0,69 \text{ MPa}$

D'après les règles parasismiques algériennes Dans ce cas, le linteau est calculé en flexion simple, (avec les efforts M, V).

On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion (A_l).
- des aciers transversaux (A_t).
- des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c)
- des aciers diagonaux (A_D).

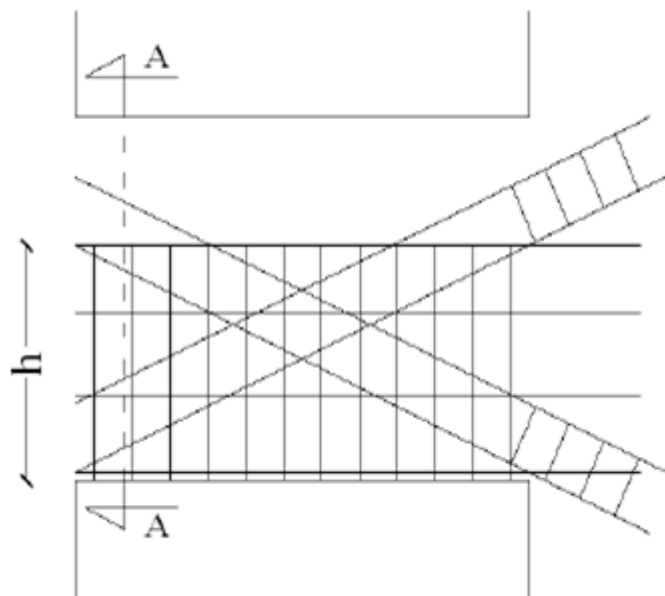


Figure VIII.2: Schéma explicatif du linteau.

a) Armatures longitudinales

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l = \frac{M}{Z \times f_e}$$

Avec :

$$Z = h - 2d' ;$$

h : la hauteur totale du linteau,

d' : la distance d'enrobage

M: moment dû à l'effort tranchant (V)

$$Z = 106 - 2 \times 2,5 = 101 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{9,01}{101 \times 400} = 2,23 \text{ cm}^2$$

On adopte pour des armatures longitudinales en 2T12 (S=2,26 cm²).

b) Armatures transversales

$$\lambda_g = \frac{L}{h} = \frac{120}{106} = 0,18 < 1 \text{ donc on à l'interau court.}$$

On doit avoir :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\bar{T}}$$

Où **S** : espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : section d'un cours d'armatures transversales.

$$Z = h - 2d' = 106 - 2 \times 2,5 = 101 \text{ cm.}$$

$$A_t = \frac{0,25 \times 400 \cdot 10^{-2} \times 1,01}{1,4 \times 9,39} = 0,07 \text{ cm}^2$$

On adopte pour des armatures transversales en 1T8/face (S=0,50 cm²) avec un espacement de 10 cm.

c) Armatures de peau

Les armatures longitudinales de peau A_c, en deux nappes doivent être au total d'un minimum égal à : 0,2%.

$$A_c \geq 0,0020 \cdot b \cdot h = 0,0020 \times 20 \times 106 = 4,24 \text{ cm}^2.$$

On peut adopter comme armatures de peau deux nappes en 3T12 (S=3,39 cm²)

d) Armatures diagonales

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{L} = \frac{1,06 - 2 \times (0,03)}{1,20} = 0,88 \Rightarrow \alpha = 39,80^\circ$$

Avec V = V calcul (sans majoration).

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha} = \frac{9,39 \cdot 10^2}{2 \times 400 \times 0,64} = 1,83 \text{ cm}^2.$$

On adopte pour des armatures diagonales en 6T12 (S=6,79 cm²).

Section minimale

On a pour : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

La section minimale:

$$A_D \geq 0,0015 \cdot b \cdot h = 3,18 \text{ cm}^2$$

Donc

On adopte pour des armatures diagonales en 6T14 ($S=9,24 \text{ cm}^2$)

Ferrailage minimum réglementaires

a- armatures longitudinales :

$$(A_L, A_L') \geq 0,0015 \times b \times h = 2,18 \text{ cm}^2$$

Donc :

On adopte pour des armatures longitudinales 2T12 ($S=2,26 \text{ cm}^2$).

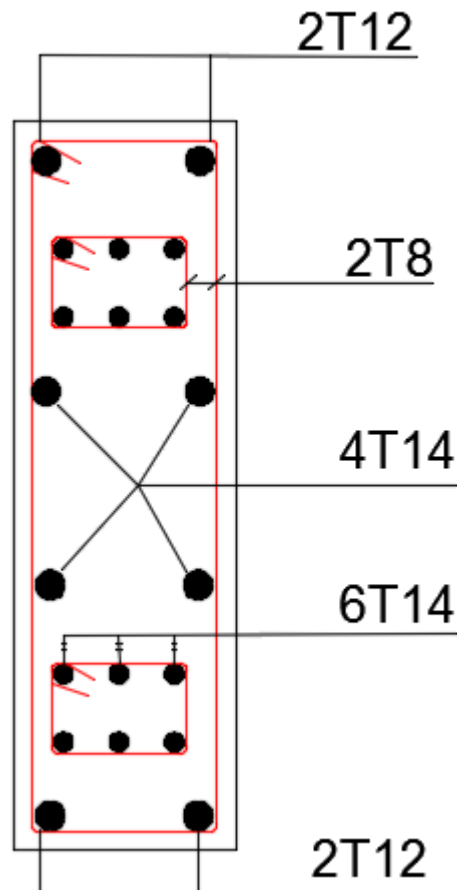


Figure VIII.3: Schéma du ferrailage de linteau.

Chapitre IX :

Étude de

l'infrastructure

IX.1. Calcul du voile périphérique

IX.1.1. Définition

Le voile périphérique est un organe enterré clôture le périphérique souterrain d'un ouvrage. Mais on doit séparer entre voile périphérique dans le cas d'un dallage sur terreplein et le cas d'un étage sous-sol.

Le 1^{er} cas le voile est stable sous l'action de poussée de terre extérieure et butée de remblais compacte sous dallage.

Le 2^{ème} cas c'est le cas d'un mur de soutènement parce que la poussée de terre est exercée d'une seule cotée, c'est le cas de notre projet. On peut le considérer le voile périphérique comme un panneau de dalle encastré aux poteaux de sous-sol soumis à une pression trapézoïdale.

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

- Q : surcharge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$;
- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$;
- φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 20,66^\circ$.

$$K_a : \text{Coefficient de poussée des terres } K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda) \quad \text{avec } (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$K_a' = K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{20,66^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(27,5^\circ) = 0,478$$

$$K_a' = K_a = 0,478$$

IX.1.2. Dimensionnement

D'après le R.P.A 99 (version 2003) ; l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15 cm.

On adopte : $e_p = 20 \text{ cm}$.

IX.1.3. Calcul des charges

IX.1.3.1. Poussée des terres

$$P_1 = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot h^2 \quad \text{avec : } \begin{cases} P_1 : \text{poussée des terres.} \\ \gamma : \text{poids spécifique des terres} \\ h : \text{hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \times 0,478 \times 1,7 \times 3,96 = 1,61 \text{ t/ml}$$

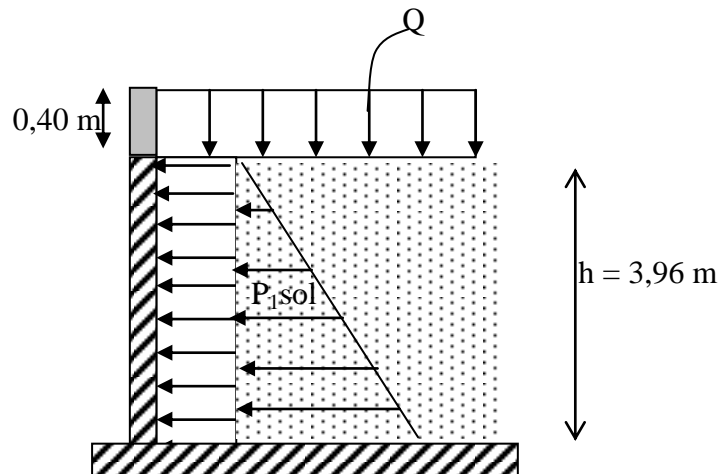


Figure IX. 1: Schéma de la distribution des charges sur de voile périphérique.

IX.1.3.2. Poussée supplémentaire due à la surcharge

$$P_2 = K'_a \cdot q \cdot h = 0,478 \times 0,15 \times 3,96 = 0,284 \text{ t/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K'_a \cdot q$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

IX.1.3.3. La charge pondérée

$$Q = 1,35P_1 + 1,5 P_2 = 1,35 \times 1,61 + 1,5 \times 0,284 = 3,39 \text{ t/ml.}$$

$$Q = 3,39 \text{ t/ml.}$$

IX.1.4. Ferrailage du voile périphérique

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 3,96 - 0,45 = 3,51 \text{ m ; } L_y = 4,80 - 0,45 = 4,35 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,51}{4,35} = 0,80 > 0,4$$

⇒ La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$M_{ox} = \mu_x q L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \alpha = 0,70 \\ v = 0 \text{ (E.L.U)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 2,34 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = 1,39 \text{ t.m}$$

IX.1.4.1. Les valeurs des moments en travée sont

$$M_{tx} = 0,75 M_{ox} = 1,76 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{oy} = 1,05 \text{ t.m}$$

- **Vérification :**

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Leftrightarrow 1,05 \text{ t.m} > 0,43 \text{ t.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IX.1.4.2. Calcul du Ferrailage

- **Sens (x)**

$$M_{tx} = 1,76 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1,76 \times 10^4}{100 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,038 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,981$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,76 \cdot 10^4}{0,981 \times 18 \times 348} = 2,86 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Sens (y)**

$$M_{ty} = 0,41 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1,05 \cdot 10^4}{100 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,022 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A'$$

$$\beta = 0,989$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,05 \cdot 10^4}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

IX.1.4.3. Condition de non fragilité

- **Sens (y)**

D'après R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{y \min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,1 \times 0,001 \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Et d'après B.A.E.L.91 on a :

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_o = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{Donc: } A_{\text{adoptée}} = \max \left\{ A_{\text{calculée}}, A_{\text{min R.P.A2003}}, A_{\text{min B.A.E.L91}} \right\}.$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max \{ 1,69 ; 2,00 ; 1,6 \}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend : 5T10/ml soit une section de 3,93 cm²/ml et un espacement de 20cm.

- **Sens (x)**

D'après R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{x \text{ min}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

D'après B.A.E.L.91, on a :

$$A_{x \text{ min}} = A_{y \text{ min}} \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) = 1,6 \left(\frac{3-0,70}{2} \right) = 1,84 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{donc : } A_{\text{adoptée}} = \max \{ 1,53 ; 2,00 ; 1,84 \}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend : 5T10/ml soit une section de 3,93 cm²/ml et un espacement de 20 cm.

IX.1.5. Les vérifications

IX.1.5.1. Vérification de l'effort tranchant

$$V_{\text{max}} = q \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 3,39 \times \frac{3,51}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,80}{2}} = 4,25 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_o d} = \frac{4,25 \times 10^4}{100 \times 18 \times 10^2} = 0,23 \text{ MPa}.$$

$$1 - \tau_{u \text{ limi}} = 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,07 \cdot 25 / 1,5 = 1,17 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{u \text{ limt}} = 1,17 > \tau_u = 0,23 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée .}$$

Donc la dalle est bétonnée sans reprise.

Vérification des contraintes à L'E.L.S

$$\begin{cases} \alpha = 0,80 \\ v = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0628 \\ \mu_y = 0,7111 \end{cases}$$

$$q_{\text{ser}} = P_1 + P_2 = 1,89 \text{ t/ml}.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x = 0,42 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,29 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,31 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,22 \text{ t.m} \end{cases}$$

- **Sens (x)**

$$M_{\text{ser}} = 0,31 \text{ t.m}$$

$$A = 4,11 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + n \cdot A (d - y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 + 61,65y - 1109,70 = 0 \Rightarrow y = 4,13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + n \cdot A (d - y)^2 = 12084,27 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{0,31 \cdot 10^4}{12084,27} \times 4,13 = 1,06 \text{ Mpa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 1,06 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (266,67 ; 201,63).$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,31 \times 10^4}{12084,27} \times (18 - 4,13) = 53,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 53,37 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc Les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

- **Sens (y)**

$$M_{ser} = 0,22 \text{ t.m}$$

$$A = 2,88 \text{ cm}^2.$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + n \cdot A (d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 43,20y - 777,60 = 0 \Rightarrow y = 3,54 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + n \cdot A (d - y)^2 = 10511,49 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{0,22 \cdot 10^4}{10511,49} \times 3,54 = 0,74 \text{ Mpa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 0,74 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \dots \text{(fissuration préjudiciable).}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,22 \cdot 10^4}{10511,49} \times (18 - 3,54) = 45,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 45,39 < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures à l'E.L.U.R conviennent. Le voile sera ferrailé en deux nappes avec 5T12 = 5,65cm²/ml avec un espacement S_t=20cm.

IX.2.Calcul des fondations

IX.2.1.Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol. D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 1,40 bar à un ancrage de 2,00 m.

- Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
 - Dimensionnement à l'E.L.S $N_{ser} = G + Q$;
 - Ferrailage à l'E.L.U $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$.

- Le choix du type des fondations dépend de :
 - Type d'ouvrage à construire ;
 - La nature et l'homogénéité du bon sol ;
 - La capacité portante du terrain de fondation ;
 - La raison économique ;
 - La facilité de réalisation.

IX.2.2.Choix du type de fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol ;
- Les charges transmises au sol ;
- La distance entre axes des poteaux ;
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant: les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de 1,4 bar à une profondeur de 2 m.

IX.2.2.1.Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est: $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

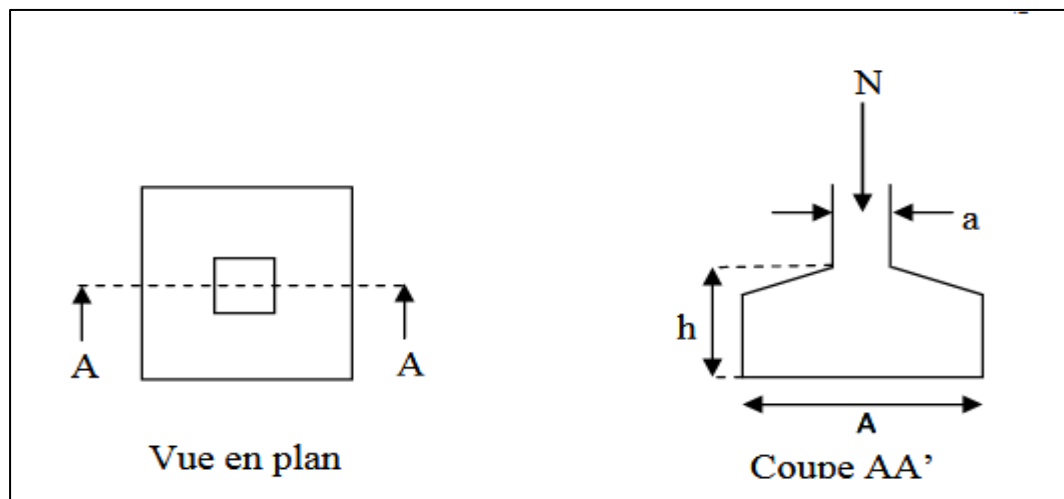


Figure IX. 2: Schéma d'une semelle isolée.

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N: l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par l'ETABS 9.7.2 ;

S: surface d'appui de la semelle ;

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($B \times B$), donc $S = B^2$.

$$N_s = 1131,91 \text{ KN}, \quad \overline{\sigma_{sol}} = 140 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{1131,91}{140}} \quad \text{AN : } B \geq 2,85$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

IX.2.2.2. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux.

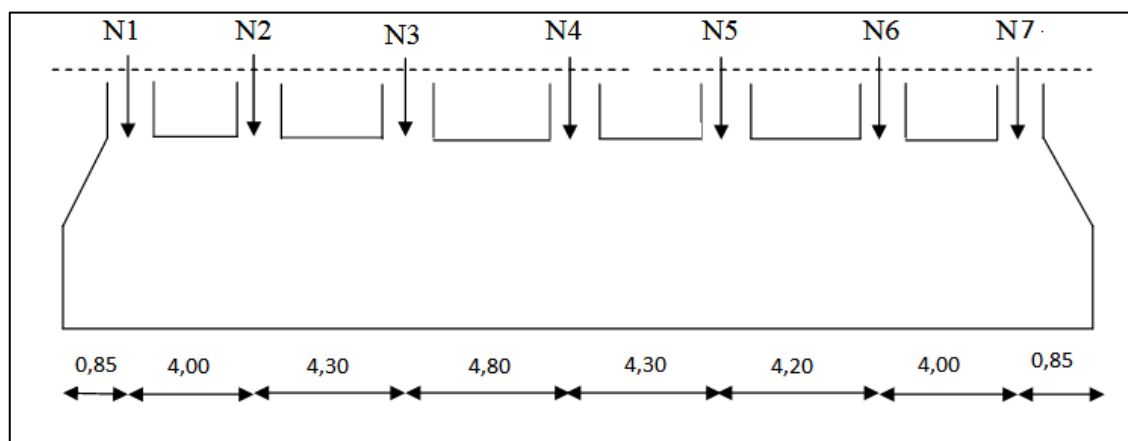


Figure IX.3: Schéma d'une Semelle filante.

- Selon (X)

Tableau IX. 1: Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.

Files	N (kN)	L (m)	B (m)	B choisie(m)	S (m ²)
1	5792,52	27,4	1,51	2	54,8
2	8435,25	27,4	2,20	2	54,8
3	6768,54	27,4	1,76	2	54,8
4	8727,32	27,4	2,28	3	82,2
5	6715,33	27,4	1,75	2	54,8

- Selon (Y)

Tableau IX. 2: Section des semelles filantes dans le sens transversal.

Files	N (kN)	L (m)	B (m)	B choisie(m)	S (m ²)
1	5378,09	19,2	2,00	2	38,4
2	5147,25	19,2	1,91	2	38,4
3	6676,46	19,2	2,48	3	57,6
4	6697,60	19,2	2,49	3	57,6
5	6860,83	19,2	2,55	3	57,6
6	5398,2	19,2	2,01	3	57,6
7	2839,34	19,2	1,06	2	38,4

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ;

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50\% .$$

La surface du bâtiment est : $S_{batiment} = 468 \text{ m}^2$.

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{647}{468} = 1,38 = 102,2 \% > 50\% .$$

La surface totale de la semelle dépasse de 50% la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

IX.2.2.3. Vérification des radier général

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

IX.2.3. Définition du radier

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

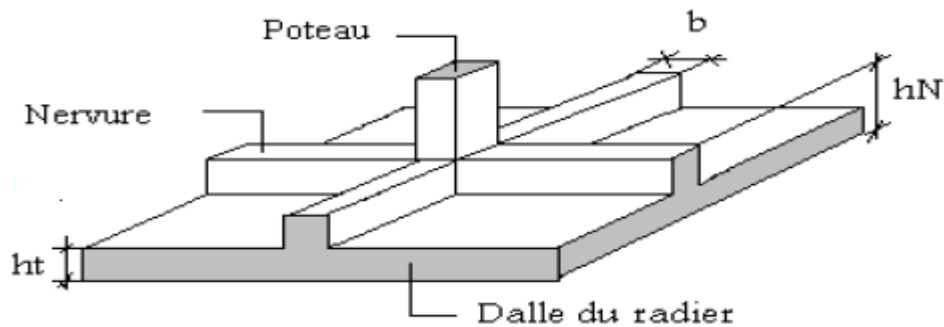


Figure IX.4: Radier général.

IX.2.4. Calcul du radier

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité. (Réaction de sol \cong poids total de la structure).

IX.2.4.1. Poids supporté par le radier :

G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^8 G_i$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^8 Q_i$$

Combinaison d'actions

$$\text{E. L. U : } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 9191,32 \text{ t.}$$

$$\text{E. L. S : } N_{ser} = G_T + Q_T = 6702,65 \text{ t.}$$

IX.2.5. Pré dimensionnement du radier

IX.2.5.1. Surface du radier

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma_{sol} = 1.4 \text{ bar} = 14 \text{ t/m}^2$.

$$N = N_{ser} = 6702,65 \text{ t.}$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{6702,65}{14} = 478,76 \text{ m}^2.$$

On prend un débord de 60 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{radier} = 506,60 \text{ m}^2$.

IX.2.5.2. Calcul de l'épaisseur du radier

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

- **1^{ère} condition**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,06 \times f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 \times f_{c28} \times b}$$

Avec ; V_u : l'effort tranchant ultime d'une bande de 1 mètre linéaire $V_u = Q_u \cdot L / 2$.

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 4,30 \text{ m}$.

$$V_u = \frac{(Q_u \times L)}{2} = \frac{1\text{m} \times (N_u / S) \times L}{2} = \frac{1\text{m} \times (9191,32 / 506,60) \times 4,30}{2} = 39,01 \text{ t}$$

$$d \geq \frac{39,01 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,26 \text{ m} \dots \dots \dots (01)$$

- **2^{ème} condition**

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad ; \quad L = 430 \text{ cm}$$

$$17,20 \leq d \leq 21,50 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 20 + 5 = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) , on a : $d \geq 26 \text{ cm}$

Donc : $h \geq (d + c) \Rightarrow h \geq (26 + 5) \Rightarrow h \geq 31 \text{ cm}$

Soit : $h = 40$ et $d = (0,9 \times 40) = 36 \text{ cm}$

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à $h_t = 40 \text{ cm}$.

IX.2.5.3. Détermination de la hauteur de la poutre de libage

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 47,78 \leq h \leq 71,66 \text{ cm}.$$

On prend : $b = 40 \text{ cm}$; $h = 70 \text{ cm}$; $d = 63 \text{ cm}$.

IX.2.6. Vérifications de la poutre de libage

IX.2.6.1. Des contraintes

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5 [0,4 \times 506,60 + 0,70 \times 0,40 \times 256] = 685,80 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S} : N_{\text{ser}} = 685,80 + 6702,65 = 7388,45 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{7388,45}{506,60} = 14,58 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow 14,58 \text{ t/m}^2 \leq 15 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IX.2.6.2. La longueur élastique

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,40 \times (0,70)^3 / 12 = 0,011 \text{ m}^4$.

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$.

b : Largeur de la poutre $b = 0,40 \text{ m}$.

K : Coefficient de la raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,011}{500 \times 0,40}} = 5,16 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 4,30 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 8,11 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

L_{max} : La longueur maximale entre nues des poteaux.

IX.2.7. Évaluation des charges pour le calcul du radier

$$Q = \sigma_{\text{max}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_r} = \frac{7388,45}{506,60} = 14,58 \text{ t/m}$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 1,00 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 13,58 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Donc la charge en « m^2 » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 13,58 \text{ t/m}^2$$

IX.2.8.Ferraillage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

IX.2.8.1.Méthode de calcul

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie (La méthode de BAEL). Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1 ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée : $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de petite portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

μ_x et μ_y : Sont des coefficients fonction de α et ν (' ν ' prend 0 à l'ELU, 0,2 à l'ELS) (cours béton armé BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

IX.2.8.2.Calcul du ferraillage

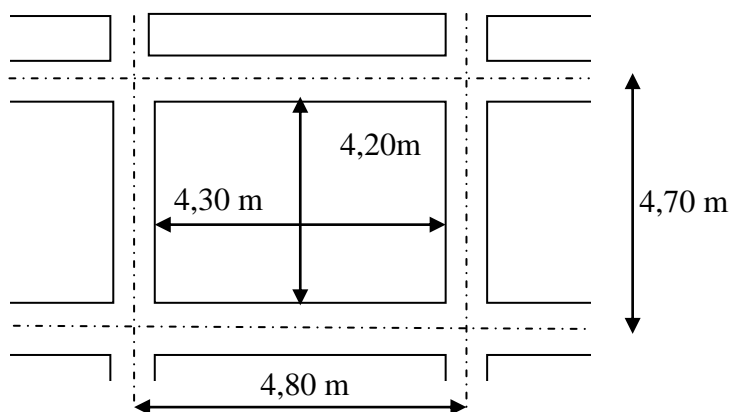


Figure IX.5: Schéma du panneau le plus défavorable.

a) Détermination des efforts

Tableau IX. 3: les moments fléchissant suivant les deux sens.

L _x (m)	L _y (m)	α	Sens(x)				Sens(y)			
			μ _x	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	M _a (t.m)	μ _y	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	M _a (t.m)
4,20	4,30	0,98	0,0384	9,19	6,89	4,60	0,9545	8,78	6,59	4,39

b) Calcul des armatures

b.1) Suivant L_x

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,89 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,037 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,037 \Rightarrow \beta = 0,981 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,89 \times 10^4}{0,981 \times 36 \times 348} = 5,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 5T12 = 5,65 cm², avec un espacement de 20 cm.

➤ Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,60 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,025 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,025 \Rightarrow \beta = 0,987 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,60 \times 10^4}{0,987 \times 36 \times 348} = 3,72 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 4T12 = 4,52 cm², avec un espacement de 25 cm.

b.2) Suivant L_y

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,59 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,036 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,036 \Rightarrow \beta = 0,982 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,59 \times 10^4}{0,982 \times 36 \times 348} = 5,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 5T12 = 5,65 cm², avec un espacement de 20 cm.

➤ **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,39 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,024 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,011 \Rightarrow \beta = 0,988 \quad (\text{tirée à partir d'un tableau})$$

$$A_s = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,39 \times 10^4}{0,988 \times 36 \times 348} = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 4T12 = 4,52cm², avec un espacement de 25 cm.

c) Vérification de l'espacement

Dans le sens le plus sollicité :

$$S_t \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (210 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

$S_t \leq 33 \text{ cm}$ *Condition vérifiée.*

IX.2.9. Ferrailage des poutres de libages

Le rapport $\alpha = L_x/L_y$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

IX.2.9.1. Sens longitudinale

a) Calcul des chargements (q_M)

q_M : C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

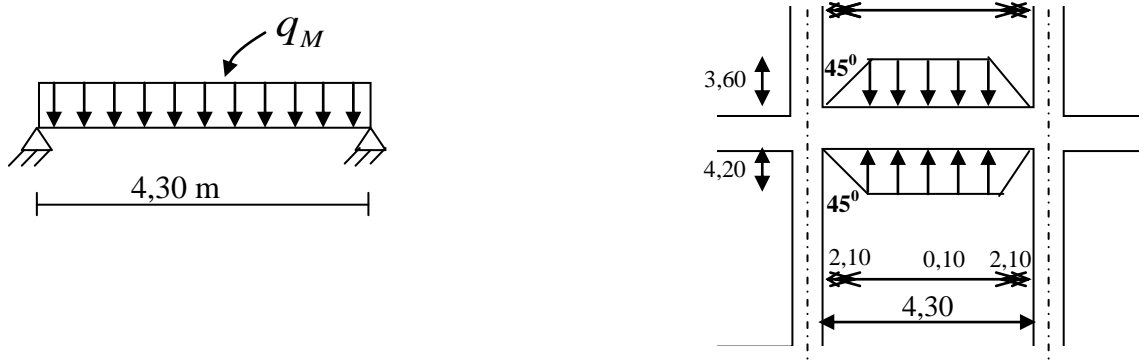


Figure IX.6: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

$$\text{Avec : } \begin{cases} L_{x1} = 4,20m \\ L_{y1} = 4,30m \\ L_{x2} = 3,60m \\ q_M = 30,28t/m \end{cases}$$

q_M : Est tirée du chargement de la poutre, c'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3 \cdot L_{y1}^2} \right) \cdot L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{3 \cdot L_{y1}^2} \right) \cdot L_{x2} \right]$$

$$q_M = \frac{13,58}{2} \left[\left(1 - \frac{4,20^2}{3 \times 4,30^2} \right) \times 4,20 + \left(1 - \frac{3,60^2}{3 \times 4,30^2} \right) \times 3,60 \right]$$

$$q_M = 38,18 t/m$$

$M_t = 41,33t.m$; est tiré à partir du logiciel de RDM6.

b) Calcul du ferrailage

➤ En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{41,33 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,225 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,225 \Rightarrow \beta = 0,870$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{41,33 \times 10^4}{0,870 \times 36 \times 348} = 37,71 \text{ cm}^2 / ml$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{ier}} \text{ lit : 4T25} \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : 4T20} \Rightarrow A = 44,77 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit : 4T20} \end{cases}$$

➤ Sur appuis

$$M_0 = \frac{q_M \times L_{y1}^2}{8} = \frac{38,18 \times 4,30^2}{8} = 88,24 t.m$$

Tableau IX.4: Ferrailage de la poutre en travée suivant le sens longitudinale.

	Intermédiaire	Rive
$M_a (t.m)$	$0,5 \times M_0 = 44,12$	$0,2 \times M_0 = 17,65$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,190 \rightarrow 0,894$	$0,076 \rightarrow 0,960$
$A_{cal} (m^2 / ml)$	22,15	8,25
$A_{adoptir} (cm^2)$	$4T16(fil) + [4T16 + 4T14](chap) = 22,24$	$4T14(fil) + 4T14(chap) = 12,32$

IX.2.9.2.Sens transversale

a) Calcul des chargements (q')

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\left\{ q' = \frac{2}{3} \times q \times L_{xl} = \frac{2}{3} \times 13,58 \times 2,10 = 19,012 t / m \right.$$

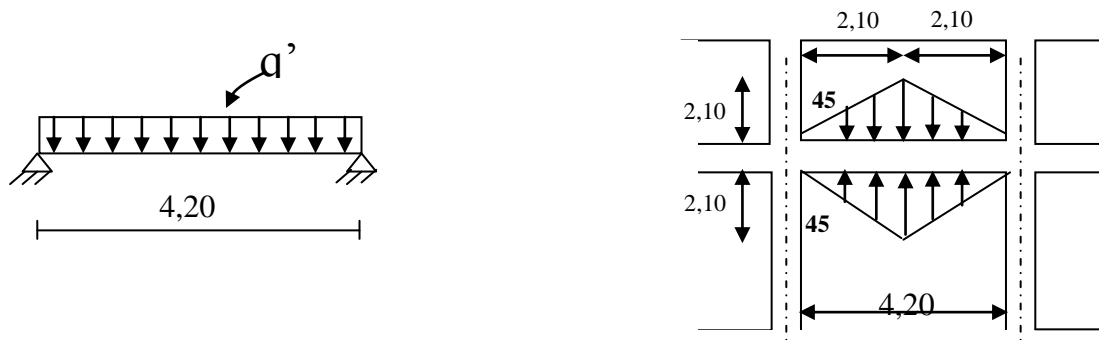


Figure IX.7: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

b) Calcul du ferrailage

➤ En travée :

$M_t = 19,80 t.m \rightarrow$ tiré à partir du logiciel RDM6.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19,80 \times 10^4}{100 \times 64^2 \times 14,17} = 0,066 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,018 \Rightarrow \beta = 0,966$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19,80 \times 10^4}{0,966 \times 64 \times 348} = 9,20 cm^2 / ml$$

$$\text{On adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ier}} \text{ lit : 4T12} \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : 4T12} \Rightarrow A = 13,56 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit : 4T12} \end{cases}$$

➤ **Sur appuis :**

$$M_0 = \frac{q_M \times L_{y1}^2}{8} = \frac{19,80 \times 4,2^2}{8} = 43,66 \text{ t.m}$$

Tableau IX.5: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.

	Intermédiaire	Rive
$M_a (t.m)$	$0,5 \times M_0 = 21,83$	$0,2 \times M_0 = 8,73$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,094 \rightarrow 0,951$	$0,037 \rightarrow 0,981$
$A_{\text{cal}} (m^2 / ml)$	10,30	3,99
$A_{\text{adoptir}} (cm^2)$	4T14(fil) + 4T14(chap) = 12,32	4T12(fil) + 4T12(chap) = 9,05

IX.2.9.3. Armature de peau

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(80 - 0,1 f_c) = 80 \text{ cm}$. Dans notre cas $h_a = 70 \text{ cm}$, donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas Il n'est pas nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

IX.2.9.4. Contrainte de cisaillement :

$$T_{\text{max}} = 93,75 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b.d} = \frac{43,75}{0,40 \times 0,63 \times 100} = 1,73 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement .

IX.2.9.1. Armatures transversales

a) Diamètre

$$\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(20; 10; 40) = 10 \text{ mm}$$

on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

b)Espacement

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) = \min(17,50; 12) = 12 \text{ cm}$$

VI.1. on prend $S_t = 15\text{cm}$.

Donc on utilise des armatures : HA, Fe400, soit 4T10, $A=3,14\text{cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2 ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,665; 0,4\text{MPa}) = 0,66 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \times 400}{40 \times 15} = 2,09 > 0,66 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

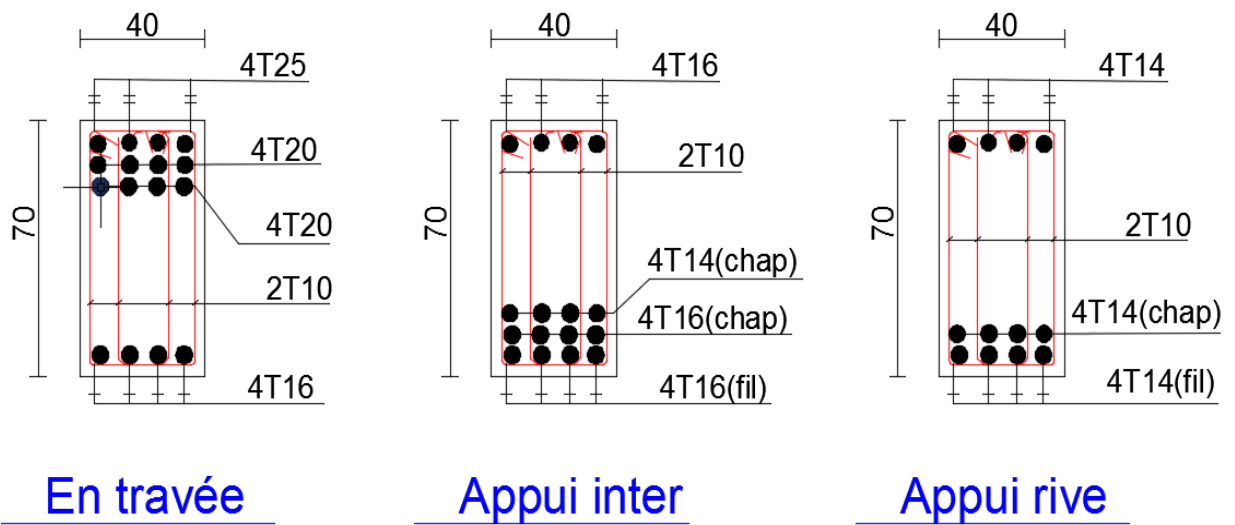


Figure IX. 8: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinal.

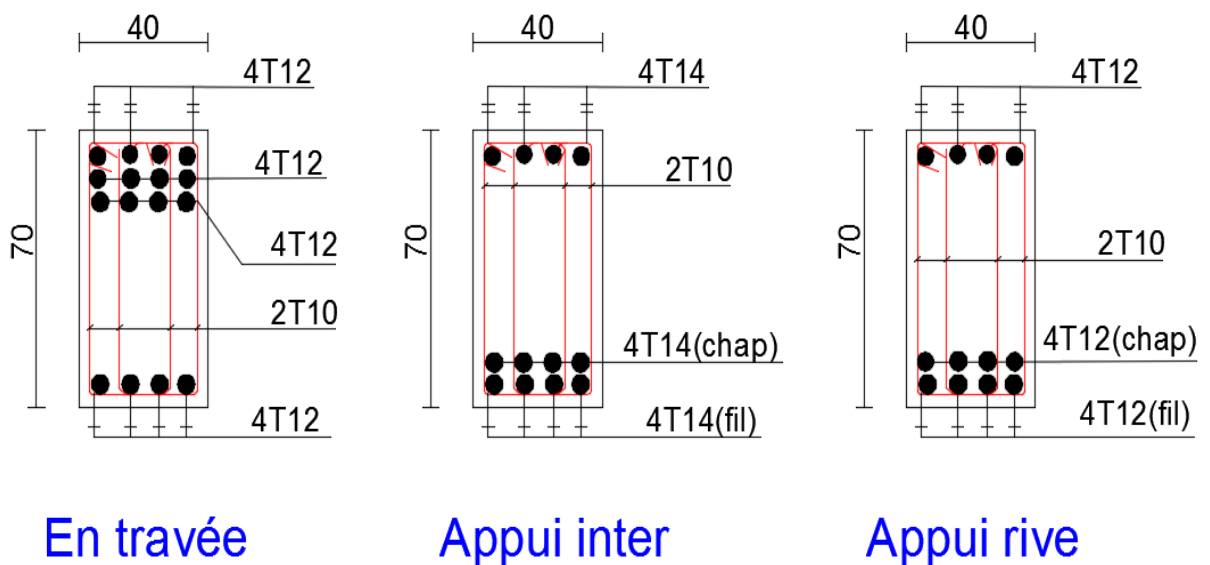


Figure IX.9: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important):assurer la stabilité de l'ouvrage ;
- Économie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses);
- Le Confort et l'Esthétique.

La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité de bâtiment, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+12 avec sous-sol à usage multiple à contreventement mixte implanté dans une zone de moyenne sismicité.

Notre travail est structuré comme suit :

- Présentation de l'ouvrage ;
- Pré dimensionnement des éléments principaux ;
- Calcul des planchers ;
- Calcul et ferrailage des éléments non principaux ;
- Étude sismique et au vent ;
- Étude des portiques et calcul des voiles ;
- Étude de l'infrastructure.

En fin, l'étude se conclura par une conclusion relative à ce travail aussi que les perspectives envisagées pour les travaux futurs.

NOTATIONS ET SYMBOLES








Symboles	Signification
E.L.S	État Limite De Service,
E.L.U	État Limite Ultime,
C^{te}	Valeur Constance,
A_s	Section D'aciers,
A_s'	Section D'aciers Comprimés,
A_{max} , A_{min}	Section D'acier Maximale Et Minimale,
A.N	Axe Neutre,
A_s	Armatures Supérieures,
A_t	Section D'un Cours D'armatures Transversales,
B_r	Section Réduite,
B_o	Section Homogène Totale,
E_s	Module D'élasticité,
F_{bc}	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton,
G	Action Permanente,
I_o	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène,
M_a	Moment Sur Appui,
M_{Ser}	Moment Fléchissant A L'E.L.S,
M_U	Moment Fléchissant A L'E.L.U,
$M_{\hat{a}x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé,
M_{oy}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A l_y
N_{Ser}	Effort Normal De Service,
N_u	Effort Normal Ultime,
P_{Ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S,
P_u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U,
V_u	Effort Tranchant A L'.L.U,
a	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale,
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau,
B	Largeur D'une Table De Compression,
b_o	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T,

b_1	Largeur d'une aile de tension en T,
d	hauteur utile d'une section,
e_0	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton,
f_{ej}	Résistance caractéristique du béton à la compression à j- jours,
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j,
f_e	Limite d'élasticité de l'acier,
f_{tj}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à j- jours,
f_{t28}	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j,
h	Hauteur totale d'une section,
h_0	Hauteur d'une table de compression,
i	rayon de giration,
l_a	Portée d'ancrage,
l_f	hauteur de flambement,
l_i	Portée de travée,
l_r	Longueur de recouvrement,
l_s	Longueur de scellement,
l_o	Longueur fictive,
$\eta = 15$	coefficient d'équivalence,
S_t	Espacement des armatures transversales,
ϵ_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé ,
ϵ_s	Allongement relatif des aciers tendus,
ϵ_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimé,
ϵ_{sl}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / γ_s),
π	Coefficient de fissuration,
λ	Élancement géométrique,
μ	Coefficient de frottement acier /béton,
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit,
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton,
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S




σ_s	Contrainte de traction de l'acier,
τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite,
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle,
ϕ	Diamètre d'une barre,
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale,
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale,
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes,
ψ_s	Coefficient de scellement,

Références Bibliographiques


REGLEMENTS ET LIVRES

-  D.T.R. B.C. 2-48 RPA1999/Version2003:Règles parasismiques Algériennes.
-  D.T.U. P. 18-702 BAEL91: Béton armé aux états limites.
-  D.T.R. B.C. 2-41 CBA1993: Règles de conception et de calcul des structures en Béton armé.
-  D.T.R. B.C. 2.2 Charge permanente et charge d'exploitation
-  D.T.R. C. 2-4.7 RNV1999 : Règlement neige et vent 1999 .
-  M.BELAZOUGUI, Calcul des ouvrages en béton armé, Edition office des publications universitaires ,(OPU).
-  JEAN PERCHAT ET JEAN ROUX, pratique du B.A.E.L 91. Cours avec exercices corrigés 4eme édition.






MÉMOIRES

-  Mémoire Boudierba Bachir et Bouchemla Ali, Etude d'un bâtiment en (R+10) à usage d'habitation et commerciale (2006 ,2007) Université de Tiaret.
-  Mémoire Achir Youcef et Amari Mohaled, Etude d'un bâtiment en (R+09) à contreventement mixte et à usage d'habitation et commercial),(2015/2016), Université de Tiaret .
-  Mémoire Dahdouh Bakhta et Ghachi Rachida, Etude d'un bâtiment en béton armé (R+6) à usage d'habitation situé à Tiaret,(2016/2017), Université de Tiaret.

COURS

-  Polycopié, Bâtiment (cours avec exercice corrigé), polycopié de Dr Boudierba bachir CUITISSEMSILT, année 2018.

LOGICIELS

-  Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.2.
-  EXCEL 2007.
-  WORD 2007.
-  AUTO CAD 2018.
-  SOCOTEC.

Liste des figures :

Figure I. 1: Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.	8
Figure I. 2: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l’ELS.	9
Figure I. 3: Diagramme déformation contraintes-déformations.	10
Figure I. 4: Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.	13
Figure II 1: Coupe du plancher à corps creux.	17
Figure II 2: Plancher terrasse.	20
Figure II 3: Plancher étage courant, R.D.C.	21
Figure II 4: Plancher sous-sol (dalle plane).	22
Figure II 5: Détail mur extérieur.	22
Figure II 6: Détail d’un mur intérieur.	23
Figure II 7: Le poteau le plus sollicité.	26
Figure II 8: Coupe de voile en élévation.	30
Figure III. 1: Dimensionnement des poutrelles.	32
Figure III. 2: Diagrammes du moment corrigé.	34
Figure III. 3: Diagramme de l’effort tranchant.	35
Figure III. 4: La section du poutrelles calculé (en T).	41
Figure III. 5: Compression de la bille d’about	45
Figure III. 6: Ferrailage des poutrelles de rive.	48
Figure III. 7: Ferrailage des poutrelles intermédiaire.	48
Figure III. 8: Compression de la bille d’about	56
Figure III. 9: Schémas ferrailage des poutrelles Plancher Terrasse (Poutrelles de rive).	60
Figure III. 10: Schémas ferrailage des poutrelles Plancher Terrasse (Poutrelles inter).	60
Figure III. 11: Schéma de Ferrailage de la dalle de compression.	64
Figure III. 12: Panneau de dalle le plus sollicité	64
Figure III. 13: Schéma Ferrailage Supérieur du panneau de la dalle pleine.	71
Figure III. 14: Schéma Ferrailage inférieur du panneau de la dalle pleine.	71
Figure IV.1: Représentation des actions agissantes sur l’acrotère.	74
Figure IV.2: Schéma du ferrailage d’acrotère.	78
Figure IV.3: Schéma représente les types des balcons.	78
Figure IV.4: Schéma représente détail d’une dalle pleine.	79
Figure IV.5: Schéma de ferrailage du balcon.	82
Figure IV.6: Schéma de l’escalier.	83
Figure IV. 7 : Vu en plan de l’escalier (Type 1).	84

Figure IV. 8 : Schéma statique de l'escalier type 1 (cas de volée 1).	84
Figure IV.9: Schéma statique des charges de l'escalier type 1 (cas de volée 1).	86
Figure IV.10: Diagrammes Moments et efforts tranchant (M,T) de l'escalier.	88
Figure IV.11: Schéma de ferrailage de l'escalier type 1(cas volée1).	91
Figure IV.12: Schéma statique de l'escalier type 1 (cas de volée 2).	91
Figure IV. 13 : Schéma statique des charges de l'escalier type 1 (cas de volée 2).	93
Figure IV. 14 : Diagrammes Moments et efforts tranchant (M,T) de l'escalier.	95
Figure IV.15: Schéma de ferrailage de l'escalier type 1 (cas volée 2).	98
Figure IV.16: Vu en plan de l'escalier type 2.	99
Figure IV.17: Schéma statique de l'escalier type 2 (cas volée 3).	99
Figure IV.18: Schéma statique des charges de l'escalier type 2 (cas de volée 3).	102
Figure IV. 19: Diagrammes Moments et efforts tranchant (M,T) de l'escalier.	104
Figure IV.20 : Schéma de ferrailage d'un escalier type 2 (cas volée 3).	107
Figure IV.21 .Diagramme du moment pour la poutre palière.	108
Figure IV.22: Schéma de ferrailage de la poutre palière.	111
Figure IV.23: Vu en plan de l'escalier un type 3.	111
Figure IV.24 : Schéma statique de l'escalier type3 (cas volée 4 et 5).	112
Figure IV.25 : Schéma statique de l'escalier type 3 (cas de volée 4 et 5).	114
Figure IV.26: Diagrammes Moments et efforts tranchant (M,T) de l'escalier.	116
Figure IV.27:Schéma de ferrailage d'un escalier type 3 (cas volée 4 et 5).	118
Figure IV. 28: Schéma statique de l'escalier type 3(cas volée 6).	118
Figure IV.29: Schéma statique des charges de l'escalier type 3(cas de volée6).	121
Figure IV.30: Diagrammes Moments et efforts tranchant (M,T) de l'escalier.	123
Figure IV.31: Schéma de ferrailage de l'escalier type 3(cas volée 6).	125
Figure IV.32: Schéma d'un ascenseur.	128
Figure IV.33: Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur.	132
Figure IV.34: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.	133
Figure IV.35:Dessin montrant la concentration des charges.	133
Figure IV.36:Moments de la dalle.	134
Figure IV.37: Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.	142
Figure IV.38: Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur.	142
Figure V.1:Spectre de réponse.	148
Figure V.2:Poids de chaque étage.	152
Figure V.3: Disposition des voiles.	154

Figure V.4: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.2.....	155
Figure V.5: Modes principaux de la vibration.....	155
Figure VI.1: Les valeurs des C_{pe} (selon la direction V_1).....	165
Figure VI.2: Les valeurs des C_{pe} (selon la direction V_2).....	168
Figure VII.1: Ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.	181
Figure VII.2 : Zone nodale.	183
Figure VII.4: Dessin de ferrailages des sections des poteaux.	191
Figure VIII. 1 : Schéma de ferrailage du mur voile.....	200
Figure VIII. 2 : Schéma explicatif du linteau.	201
Figure VIII. 3: Schéma du ferrailage de linteau.	203
Figure IX. 1: Schéma de la distribution des charges sur de voile périphérique.	206
Figure IX.2: Schéma d'une semelle isolée.	211
Figure IX. 3: Schéma d'une Semelle filante.....	212
Figure IX. 4 : Radier général	214
Figure IX. 5 : Schéma du panneau le plus défavorable.	217
Figure IX. 6: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.	219
Figure IX. 7: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.	221
Figure IX. 8: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale.	223
Figure IX. 9: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale.	223

Conclusion générale

CONCLUSION GÉNÉRALE

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

-La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel ;

-La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques" et donc on peut dire que notre système de contreventement mixte assure la stabilité de la structure vis-à-vis les forces sismiques;

-Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité.

-La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETABS 9.7.2, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

-Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qu'est très important.

-D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Enfin, notre souhait le plus cher est de voir notre travail servir pour les futures promotions et si possible d'aborderons ce modeste travail par d'autres études comparatifs par rapport à la résistance et aux couts de réalisation (Étude d'un bâtiment R+12 avec sous-sol en charpente métallique ou bien le calcul des éléments structuraux et non structuraux de notre bâtiment on utilisant le béton armé et la charpente métallique).

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué d'un Rez-de-chaussée plus (12) étages comportant un sous-sol, Le R.D.C à usages commerciaux, et le reste à usage d'habitation implanté à la commune de theniet el had, la wilaya de TISSEMSILT.

L'étude de ce projet est faite en utilisant les règlements de calcul et vérifications du béton armé (B.A.E.L91)

On commence en premier lieu par donner une description détaillé du projet (caractéristiques géométriques, lieu d'implantation...etc.), et on cite les différents matériaux utilisés avec leurs caractéristiques, on donne également les différentes hypothèses de calcul.

En second lieu on procède au pré-dimensionnement des différents éléments de l'ouvrage (Poteaux, poutres)et les descentes de charges.

Ensuite on détermine le ferrailage des éléments secondaires (escaliers, acrotère, balcon).

Après l'évaluation des efforts sismique selon le RPA99-2003(grâce au logiciel ETABS v9.7.2) et l'effort du vent on procède à l'étude des portiques et des voiles.

Enfin on fait l'étude de l'infrastructure (voile périphérique et radier général).

Mots clés : Béton armé, ETABS, RPA99v2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a 12 stories multipurpose building with a basement ,the first storie are for commercial use and the 12 remaining stories are for housing, the building is located in theniet el had Wilaya of TISSEMSILT.

The study of this project is done according to the codes of calculation and verification of reinforced concrete (BAEL91).

First of all we start by presenting general description of the project (geometric characteristics, implantation location...), we also define the different materials utilized in this project and their properties, then we proceed to the Pre-dimensioning of the building's different elements and assess all loads applied to them.

The second part aims to study secondary elements (columns, beams).

After evaluating the dynamic (according to RPA99-2003 using ETABS v 9.7.2) and the wind efforts we proceed to the study of the structural elements (beams, columns, walls sails, and raft ...)

At last we move to the study of infrastructure.

Key words: Reinforced concrete, ETABS, RPA 99 modified 2003, BAEL 91modified 99.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لبناية مزدوجة الاستعمال تتكون من طابق ارضي زائد 12 طابق بالإضافة الى طابق تحت ارضي. الطابق الأرضي ذو استعمال تجاري و باقي الطوابق ذات استعمال سكني تقع ببلدية ثنية الحد بولاية تيسمسيلت .

نستعمل في هذه الدراسة قوانين الخرسانة المسلحة (BAEL91) ،أولا نبدأ بتقديم وصف عام للمشروع (خصائصه الهندسية...الخ) و نقوم بذكر المواد المستخدمة و خصائصها،بالإضافة الى فرضيات الحساب.

ثانياً نقوم بحساب الأبعاد الأولية مع عرض حمولة كل عنصر (الأعمدة ، الروافد).

ثالثاً نقوم بدراسة العناصر الثانوية للمبنى (السلالم ، الشرفة ...الخ).

بعد الانتهاء من الدراسة الديناميكية للمبنى حسب قواعد (2003-RPA99) و بواسطة "ETABS V9.7.2"، و دراسة تأثيرات الريح، نقوم بدراسة الأجزاء المقاومة للبناءة و الجدران المسلحة .

و في الأخير نقوم بدراسة الأساسات (الجدار المحيط و الأساس العام).

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة، ETABS، RPA99v2003، BAEL91modifié99.