

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi -ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtentions d'un diplôme d'études universitaire Master 2 en génie civil.
Option : Construction Civil et Industrielle

Thème

Etude d'un Bâtiment (R+9) à usage d'habitation et
commercial contreventement par voiles
(Fondations sur pieux)



Dirigé par :

Mme BELAIDI

Etudié par :

M^{lle} TALEM Houria

2012-2013

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

En second lieu, je tiens à remercier ma promotrice Mme BELAIDI Ouardia, pour ses précieux conseils et son aide durant toute la période du travail.

Je remercie profondément monsieur BOUKAIS, pour ses conseils et sa disponibilité tout au long de ce travail.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner ce travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Enfin, je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

DEDICACE

À...

La mémoire de mon beau frère que son âme repose en paix.

Mes très chères parents, ma source d'encouragement et de réussite ; pour leurs aide et leurs soutien.

Mes très chers frères : Ouali, Said et Farid que je ne cesserai jamais de remercier pour tous ce qu'ils m'ont donné.

Mes sœurs : Samia, Hayet, Turkiya et mima.

Mes nièces : Imene, Anais et Maya.

Mes neveux : Samir, Salim, Massi et Foufa.

Mes beaux frères : Belaid et Meziane

Toute les familles CHAIBI, TALEM, SALAH MANSOUR et DJAOUI.

Mes amis Kocela, Aziz, Sofiane, Hamza, Alilou, Rabah et Ahmed.

Mes amies Farida, Sassi, Sonia, Zahira, Radia, Souhila, Kamilia, Latifa, Souad et Nardjes.

TALEM Houria

Liste des figures

Figure I. 1 : l'emplacement géographique de l'ouvrage.

Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)

Figure I.4 : Diagramme de déformation de l'acier (CBA 93 - A.2.2.2).

Figure II.1 Coupe verticale du plancher en corps creux

Figure II.2 : dimensionnement des sections des poutres adopté.

Figure II.3 Coupe vertical du plancher

Figure II.4 Coupe vertical de la dalle pleine

Figure II.5 Coupe vertical du plancher étage courant

Figure II .6 : Dalle pleine.

Figure II.7 : Mur extérieur

Figure II.7 Mur intérieur

Figure II.8:Surface d'influence du poteau le plus sollicité

Figure III.1: Coupe verticale de l'acrotère plus la console

Figure III.2 : Coupe verticale de l'acrotère

Figure III. 3: Diagramme des efforts internes (M, N, T)

Figure III.4: Coupe verticale de l'acrotère.

Figure III.5: Schéma statique de la console.

Figure III.6 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

Figure III.7 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

Figure III.8: Dimensionnement de l'escalier

Figure III.9 : Schéma statique de l'escalier

Figure III.10: coupe transversale sur les escaliers

Figure III.11: Diagramme de chargement de la paillasse

Figure III.12 : Diagramme des efforts internes sur les paillasse

Figure III.13 : Diagramme des Efforts internes des paillasse a l'ELS

Figure III.14 : Coupe longitudinal dans la paillasse

Figure III.15: Ferrailage de l'escalier

Figure III.16 : pré dimensionnement de la poutre palière.

Figure III.17 :Schéma statique

Figure III.18 : Diagramme du moment et de l'effort tranchant

Figure III.19 : la répartition des cadres sur la demi-portée de la poutre palière

Figure III.20 : Diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'ELS

Figure III.21 : ferrailage de la demi-portée de la poutre palière poutre palière

Figure III.22 : la coupe A_A de la poutre palière

Figure III.23: Schéma statique du balcon.

Figure III.24 : Schémas de calcul des balcons.

Figure III.25 : Schéma du ferrailage d'un balcon

Figure III.26 : Schéma statique du porte a faux.

Figure III.27 Schémas de calcul.

Figure III.28 Ferrailage du porte a faux

Fig III.29 : Schema d'un plancher en corps creux

Figure III.30 Treillis soudés

Figure III.31 Schéma statique de la poutrelle.

Figure III. 32 La disposition des pieds droits

Figure III.33 Les poutrelles

Figure III.34la valeur des moments aux appuis

Figure III. 35 Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis

Figure III.36 : Diagramme des moments fléchissant

Figure III.37 diagramme des efforts tranchants

Figure III.38 Disposition des armatures

Figure III. 39 Les armatures tendues

Figure III.40 Schéma statique de la poutre continue reposant sur 07 appuis

Figure III.41 Diagramme des moments fléchissant

Figure III.42 diagramme des efforts tranchants

Figure III.43 Schéma statique de la poutre continue reposant sur 07 appuis

Figure III.44 Diagramme des moments fléchissant

Figure III.45 Ferrailage du plancher courant

Figure III.46 Ferrailage de la poutrelle du plancher courant

Figure III.47 : ferrailage de la dalle pleine dans les deux sens

Figure III.48 : schéma statique de la salle machine.

Figure III.49 : Les moments de poids

Figure III.50 Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

Figure III.51 Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y.

Figure IV.1 : Spectre de réponse

Figure IV.2 : Modèle en 3D de la structure étudiée

Figure V.1 Spectre de réponse de calcul.

Figure V.2 : 1^{er} mode de vibration suivant l'axe OY

Figure V.3 : 2^{ème} mode de vibration suivant l'axe OX

Figure V.4 : 3^{ème} mode de vibration suivant l'axe OZ

Figure V.5 : Vérification des déplacements selon E_x .

Figure V.6 : Vérification des déplacements selon E_y .

Figure VI.1 : Numérotations utilisées pour les poutres

Figure VI.2 : Numérotations utilisées pour les poteaux.

Figure VI.3 : Numérotations utilisées pour les voiles.

Figure VI.4 : Diagramme des moments fléchissant du portique 3 (ELU).

Figure VI.5 : Diagramme des moments fléchissant du portique 3 (G+Q+E).

Figure VI.6 : Diagramme des moments fléchissant du portique 3 (ELS).

Figure VI.7 : Diagramme des efforts normaux du portique 3 (ELU).

Figure VI.8 : Diagramme des efforts normaux du portique 3 (G+Q+E).

Figure VI.9 : Diagramme des efforts normaux du portique 3 (ELS).

Figure VI.10 : Diagramme des efforts tranchants du portique 3 (ULE).

Figure VI.11 : Diagramme des efforts tranchants du portique 3 (G+Q+E).

Figure VI.12 : Diagramme des efforts normaux du portique 3 (ELS).

Figure VII.1. : Disposition des armatures tendues S.S.A

Figure VII.2. : Disposition des armatures transversale SDA

Figure VII.3 : Dispositions constructives pour les armatures longitudinales

Figure VIII.1 : Section partiellement comprimée

Figure VIII.2 : Section entièrement comprimé

Figure VIII.3 : Section réduite (B_r).

Figure VIII.4 : Le ferrailage adopté pour les poteaux

Figure IX.1 : Le couple d'efforts qui agit sur les voiles

Figure IX.2 : Disposition des armatures dans les voiles.(RPA99-modifié2003/Article 7.7.4.1)

Figure IX.3 : Diagramme des contraintes

Figure IX.4: Détermination de la zone courante

Figure IX. 5 : Schéma explicatif de la section adopté pour la zone tendu

Figure X.1 : Définition de l'encastrement équivalent

Figure X.2 : Exemple d'une Coupe verticale sur un pieu battu

Figure X.3 : Mode opératoire d'un pieu foré simple

Figure X.4: Schéma représentatif du pieu à étudier.

Figure X.5 : Semelle sur pieu unique

Figure X.6 : deux poteaux sur Un pieu unique

Figure X.7 : Semelle sur deux pieux.

Figure X.8 : Semelle sur trois pieux.

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Les caractéristiques des aciers utilisés.

Tableau II.1 : Les différentes couches d'un plancher en corps creux de la terrasse

Tableau II.2 : Les différentes couches de la dalle pleine d'un balcon

Tableau II.3 : les différentes couches du plancher étage courant.

Tableau II.4 : Les différentes couches de la dalle pleine

Tableau II.5 : Les différentes couches du mur extérieur

Tableau II.6 : Les différentes couches du mur intérieur

Tableau II.7 : Les surcharges d'exploitation

Tableau II.8 : Les descentes de charges

Tableau IV.1 : Les charges et le surcharges revenants aux planchers

Tableau IV.2 : Les charges et le surcharges revenants aux dalles pleines

Tableau V.1 : Participation massique

Tableau V.2 : les critères de facteurs de qualités suivant le sens x-x

Tableau V.3 : les critères de facteurs de qualités suivant le sens y-y

Tableau V.4: Centre de torsion et centre de masse de la structure

Tableau V.5 : Les effets du second ordre peuvent être négligés

Tableau VI.1 : les efforts internes dans les poutres principales (ELU, Accidentelle)

Tableau VI.2 : les efforts internes dans les poutres principales (ELS)

Tableau VI.3 : les efforts internes dans les poutres secondaires (ELU, Accidentelle)

Tableau VI.4 : les efforts internes dans les poutres secondaires (ELS)

Tableau VI.5 : les efforts internes dans les poteaux sens longitudinal (ELU, Accidentelle)

Tableau VI.6 : les efforts internes dans les poteaux sens longitudinal (ELS)

Tableau VI.7 : les efforts internes dans les poteaux sens transversal (ELU, Accidentelle)

Tableau VI.8 : les efforts internes dans les poteaux sens transversal (ELS)

Tableau VI.9 : Les efforts internes dans le bout de voile VG2 (ELU, Accidentelle)

Tableau VI.10 : Les efforts internes dans le bout de voile VG2 (ELS)

Tableau VI.11 : Les efforts internes dans le voile V2F (ELU, Accidentelle)

Tableau VI.12 : Les efforts internes dans le de voile V2F (ELS)

Tableau VII.1 : Ferrailage des poutres principales (30x40) .

Tableau VII.2: Ferrailage des poutres secondaires (30x35)

Tableau VII.3 : Vérification des contraintes en travées et en appuis à l'ELS PP :

Tableau VII.4 : Vérification des contraintes en travées et en appuis à l'ELS PS

Tableau VIII.2 : Ferrailage des poteaux sens longitudinal a l'ELU

Tableau VIII.3 : Vérification des contraintes dans les poteaux sens transversal a l'ELS

Tableau VIII.4 : Vérification des contraintes dans les poteaux sens longitudinal a l'ELS

Tableau VIII.5 : Ferrailage des poteaux

Tableau IX.1 : Ferrailage du voile V2F dans les différentes zones

Tableau IX.2 : Ferrailage du bout voile V2F dans les différentes zones

Tableau X.1 : Caractéristiques pondérales, intrinsèques et mécaniques

TableauX.2 : classification des pieux selon différentes paramètres

Sommaire

<i>Dédicace</i>	<i>ii</i>
<i>Sommaire</i>	<i>iii</i>
<i>Liste des figures</i>	<i>xi</i>
<i>Liste des tableaux</i>	<i>xv</i>
<i>Introduction générale</i>	<i>1</i>
CHAPITRE I :Présentation de l'ouvrage	
I .1 Descriptions de l'ouvrage.....	2
I .2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	3
I .3 Les éléments de l'ouvrage.....	3
I .3.1 Ossature	3
I.3.2 Planchers.....	3
I.3.2.1 Plancher en corps creux	3
I.3.2.2 Dalle pleine.....	4
I.3.3 Maçonnerie	4
I.3.4 Revêtement	4
I.3.5 Les escaliers.....	4
I.3.6 Cage d'ascenseur.....	4
I.3.7 Système de coffrage	4
I.3.8 Acrotère	4
I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux	5
I.4.1 Le béton	5
I.4.1.1 Granulats.....	5
I.4.1.2 Résistance caractéristique du béton	5
I.4.1.3 Contraintes limites du béton.....	6
I.4.1.4 Module d'élasticité longitudinal	7
I.4.1.5 Module d'élasticité transversal	8
I.4.2 L'acier	8
I.4.2.1 Module de déformation longitudinal	9
I.4.2.2 Contraintes limites	9
I.4.2.3 Diagramme de contrainte-déformation de l'acier	10

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1 Introduction	11
II.2 Calcul des planchers.....	11
II.3 Les poutres.....	12
II.3.1 Poutres principales	13
II.3.2 Poutres secondaires	13
II.4 Détermination des charges et surcharges	14
II.4.1 Charges permanentes.....	14
II.4.2 Surcharges d'exploitation.....	18
II.5 Les poteaux.....	18
II.5.1 Calcul de Charges et surcharges revenant au poteau plus sollicité (D4)	19
II.5.2 Poids propre des éléments	19
II.5.3 Surcharge d'exploitation	20
II.5.4 La loi de dégression des charges.....	20
II.5.5 Vérification des poteaux au flambement.....	23
II.6 Les voiles	25

CHAPITRE III : Calcul des éléments

III.1 Introduction	27
III.2 Acrotère.....	27
III.2.1 Introduction	27
III.2.2 Calcul de l'acrotère.....	28
III.2.2.1 Ferrailage de l'acrotère.....	29
III.2.2.2 Vérification à l'ELU.....	30
III.2.2.3 Vérification à l'ELS	33
III.2.3 Etude de la console attachée à l'acrotère	35
III.2.3.1 Ferrailage de la console	37
III.2.3.2 Vérification à l'ELU	39
III.2.3.3 Vérification à l'ELS	41
III.3 Calcul des escaliers.....	45
III.3.1 Introduction	45
III.3.2 Terminologie	45
III.3.3 Le 1 ^{er} type d'escalier : Escalier du RDC	46
III.3.4 Pré dimensionnement de l'escalier	46

III.3.5 Détermination des Charges et surcharges	48
III.3.6 Calcul des efforts internes	48
III.3.7 Ferrailage des poutres	52
III.3.8 Vérification à l'ELU	52
III.3.9 Vérification à l'ELS	55
III.4 Calcul de la poutre palière	60
III.4.1 Introduction	60
III.4.2 Pré dimensionnement	60
III.4.3 Vérification à l'ELU	63
III.4.4 Vérification à l'ELS	69
III.5 Les balcons	74
III.5.1 Introduction	74
III.5.2 Calcul des balcons	74
III.5.3 Ferrailage	76
III.5.4 Vérification à l'ELU	77
III.5.5 Vérification à l'ELS	79
III.6 Les portes a faux	83
III.6.1 Introduction	83
III.6.2 Ferrailage	85
III.6.3 Vérification à l'ELU	86
III.6.4 Vérification à l'ELS	88
III.7 Calcul des planchers	91
III.7.1 Introduction	91
III.7.2 Calcul de la dalle de compression	91
III.7.3 Calcul des poutrelles	92
III.7.4 Méthode de calcul	95
III.7.5 Exposé de la méthode	96
III.7.7 Plancher à usage service	97
III.7.7.1 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU	102
III.7.7.2 Vérification à l'ELU	104
III.7.7.3 Calcul des armatures transversales	107
III.7.7.4 Vérification à l'ELS	108
III.7.8 Plancher à usage courant	114
III.7.8.1 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU	118

III.7.8.2 Vérification à l'ELU.....	119
III.7.8.3 Calcul des armatures transversale	122
III.7.8.4 Vérification à l'ELS	123
III.8 Calcul de la dalle pleine	128
III.8.1 Introduction	128
III.8.2 Calcul des sollicitations.....	128
III.8.3 Ferrailage	129
III.8.4 Vérifications à l'état limite ultime	130
III.8.5 Vérification à l'état limite de service.....	132
III.9 Calcul de la salle machine.....	136
III.9.1 Introduction	136
III.9.2 Calcul des sollicitations	136
III.9.3 Ferrailage du panneau	138
III.9.4. Vérifications à l'état limite ultime	139
III.9.5 Vérification à l'état limite de service	141
CHAPITRE IV : Modélisation de la structure(ETABS)	
IV.1 Introduction.....	143
IV.2 Objectifs de l'étude dynamique	143
IV.3 Modélisation mathématique.....	143
IV.4 Modélisation de la structure étudiée	143
IV.4.1 Description du logiciel ETABS	143
IV.4.2 Introduction des données	144
CHAPITRE V : Vérifications selon le RPA	
V.1 Introduction	148
V.2 Choix de la méthode de calcul	148
V.3Présentation de la méthode modale spectrale.....	148
V.4 Caractéristiques de la structure relative à l'étude dynamique.....	148
V.5 vérifications des exigences du RPA 2003	149
V.5.1 Spectre de réponse de calcul	149
V.5.2 Modes de vibration	150
V.5.3Pourcentage de participation de la masse modale	150
V.5.4 Vérification de la période.....	151
V.5.5 Vérification de l'effort tranchant à la base.....	153

V.5.6 Vérification du système de contreventement	157
V.5.7 Caractéristiques géométriques de la Structure	158
V.5.8 Vérification des déplacements.....	159
V.5.9 Vérification de l'effet P-Delta	161
CHAPITRE VI :Fichier résultats	
VI.1 Introduction.....	164
VI.2 Les efforts internes dans les poutres.....	164
VI.2.1 Poutres principales	165
VI.2.2 Poutres secondaires	166
VI.3 Les efforts internes dans les poteaux	168
VI.3.1 Sens longitudinal	169
VI.3.2 Sens transversal	171
VI.4 Les efforts internes dans les Voiles	173
VI.4.2 Le voile V2F	174
VI.4.1 Les voile VG2	176
CHAPITRE VII : Ferrailage des poutres	
VII Ferrailage des poutres.....	187
VII.1 Introduction.....	187
VII.2 Etapes de calcul de ferrailage	188
VII.3 Ferrailage des poutres.....	189
VII.3.1 Etudes des poutres principales.....	190
VII.3.2 Etudes des poutres secondaires.....	191
CHAPITRE VIII : Ferrailage des poteaux	
VIII.1 Introduction	203
VIII.2 Recommandation du RPA 2003	203
VIII.3 Calcul des armatures à L'ELU	205
VIII.4 Vérification à l'ELS.....	213
VIII.5 Armatures transversales	215
VIII.5.1 Diamètre des aciers	215
VIII.5.2 Espacement des armatures	215
VIII.5.3 Longueurs de recouvrement	215
VIII.5.4 Vérification de la quantité d'armatures transversales	215
VIII.5.5 Vérification de l'effort tranchant	216

VIII.5.6 Condition de non fragilité	217
CHAPITRE IX : Ferrailage des voiles	
IX.1 Introduction	219
IX.2 Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales.....	219
IX.3 Superposition des sollicitations dans les refends	220
IX.4 Ferrailage des trumeaux.....	220
IX.5 Méthode de calcul	220
IX.5.1 Excentricité	220
IX.5.2 Calcul de la hauteur utile 'd'	220
IX.5.3 La longueur de la zone tendue.....	221
IX.5.4 Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues	223
IX.5.5 Ferrailage	221
IX.6 Vérification des contraintes	223
IX.7 Vérification à l'ELS	224
IX.8 Vérification de la contrainte de cisaillement	224
IX.9 Exemple de calcul.....	224
IX.10 Résumé de calcul	228
CHAPITRE X : Etude de l'infrastructure	
X.1 Introduction	231
X.2 les différents types de fondation	231
X.3 Le choix de type de fondation	232
X.4 Dimensionnement des fondations.....	232
X.5 Rapport géotechnique du sol	232
X.5.1 Sondage carotté.....	233
X.5.2 Essai de pénétromètre dynamique	233
X.5.3 Interprétation des résultats et recommandation	234
X.6 Définition des pieux	235
X.7 Classification des pieux.....	235
X.8 Principe d'exécution des différents types de pieux	236
X.9 Classification suivant le mode de transmission des charges au sol	238
X.10 Choix de type de pieux	238
X.11 Le choix de longueur du pieu.....	239
X.12 La capacité portante des pieux.....	239

X.13 Application de la méthode de calcul d'un pieu	242
X.14 Ferrailages	245
X.14.1 Têtes de pieux	245
X.14.2 Ferrailage des pieux	246
X.14.3 Armatures longitudinales	246
X.14.4 Armatures transversales	247
X.14.5 Ferrailage des poutres de redressement (longrines)	250
Conclusion	253

Introduction générale

Le développement démographique fulgurant que connaît notre air l'accentuation du phénomène de migration des populations rurales vers les milieux citadin en quête de vie meilleure ainsi que les exigences imposées par les règlements d'urbanisation et la volonté grandissante de vouloir protéger les terrains agricoles ont fait de l'habitat vertical (bâtiment) une solution incontournable pour remédier aux problèmes de la demande pressante en matière de logement.

Mais l'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

L'étude des ouvrages en génie civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation tout en minimisant le coût.

Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs « interstorey drifts », et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (murs de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques, notons pour cela les avantages importants que présente leur utilisation par rapport au portique :

Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003) et les règlements du béton aux états limites CBA92. C'est dans cette voie qu'on a essayé de mener notre travail, en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

En premier lieu, on a présenté notre ouvrage et les différents matériaux utilisés. Par la suite on a calculé les différents éléments secondaires (acrotère, escaliers, planchers, balcons), après avoir défini leurs différentes sections, charges et surcharges.

Après avoir terminé toutes les étapes de modélisation et lancé les calculs, nous passerons à l'exploitation des résultats qui nous a permis de procéder au ferrailage des et leurs vérifications.

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS qui est un outil de haute performance pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement de diverse structures.

I.1 Descriptions de l'ouvrage

Ce projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment en (R+9) multifonctionnelle (habitation, service et commerciale). Durée de réalisation est estimée à 24 mois. Cet ouvrage est en cours de réalisation. Il est situé à proximité du boulevard KRIM Belkacem, sis au niveau de la nouvelle ville de Tizi-Ouzou, dans la commune de TIZI-OUZOU, wilaya de TIZI-OUZOU en Zone sismique **IIa** d'après la classification établie par le **Règlement Parasismique Algérien 99 (addenda 2003)**. Le contreventement de l'ensemble du projet est assuré conjointement par des portiques et des voiles.

Nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir :

- D.T.R–B.C.2.2 : charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- D.T.R–B.C.2.41 : règles de conception et de calcul des structures en B.A (CBA 93)
- D.T.R–B.C.2.331 : règles de calcul des fondations profondes.
- D.T.R–B.C.2.48 : règles parasismiques algériennes (**RPA99 addenda 2003**).
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limite **BAEL91 (modifié en 99)**.

Situation de l'ouvrage

Le projet est délimité du côté nord et est par des constructions résidentielles de (**COSIDER**), du côté ouest par une route vers les impôts, du côté sud par une route vers la nouvelle ville (**boulevard KRIM Belkacem**) et un rond point

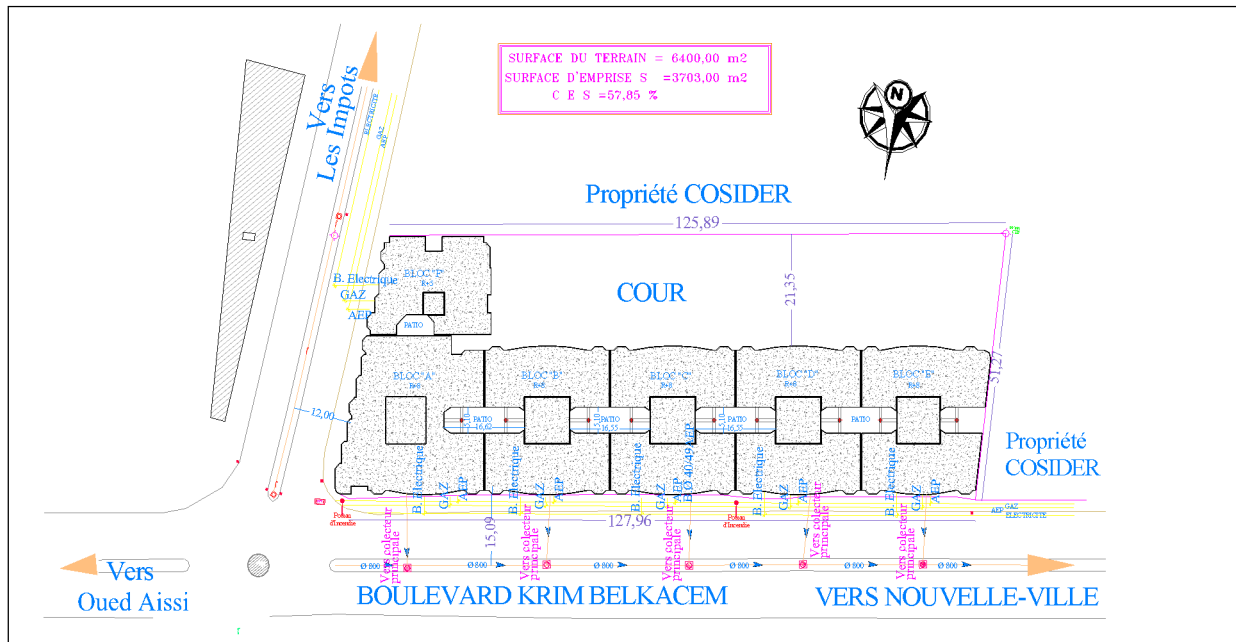


Figure I. 1 : l'emplacement géographique de l'ouvrage.

L'ouvrage comporte :

- Le RDC destiné pour les locaux (boutiques).
- Le 1^{er} étage destiné pour les bureaux (service)

- 8 étages courants sont à usage d'habitation comportant un seul type de logement F₄.
- 03 cages d'escalier.
- 02 ascenseurs.
- Terrasse inaccessible.
- Une chambre d'ascenseur

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les plans d'architecture de notre bâtiment indiquent les dimensions suivantes:

Hauteur total	30.77 m
Longueur total	25.50 m
Largeur total	26.90m
Hauteur des étages courants	2.89 m
Hauteur du 1 ^{er} étage	3.06 m
Hauteur du RDC.....	4.59 m
Hauteur de l'acrotère	0.60 m

I.3 Les éléments de l'ouvrage

I.3.1 Ossature

Le bâtiment est à ossature mixte, composé de poteaux et de poutres formant un système de portiques qui sont destinés à reprendre les charges et les surcharges verticales ; et un ensemble de voiles en béton armé disposés dans les deux sens longitudinaux et transversaux formant ainsi un système de contreventement rigide ayant pour objet d'assurer la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

I.3.2 Planchers

Les planchers sont des aires généralement planes, destinées à limiter les étages, à supporter les charges et les transmettre aux éléments porteurs.

I.3.2.1 Plancher en corps creux

Les planchers remplissent deux fonctions principales:

❖ **Fonction de résistance mécanique:** les planchers supportent leurs poids propre et les surcharges d'exploitation.

❖ **Fonction d'isolation:** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages ; tous les planchers du bâtiment seront réalisés en corps creux et d'une dalle de compression(16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquée sur place à l'exception des balcons qui sont réaliser en dalle pleine destinée à limiter les étages et a supporter les revêtements du sol.

Le plancher terrasse est inaccessible avec une pente de 1% qui facilite l'écoulement des eaux.

I.3.2.2 Dalle pleine

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et les paliers de repos des escaliers.

I.3.3 Maçonnerie

Dans notre ouvrage, la maçonnerie est constituée de Deux types de murs :

♦ Murs extérieurs

Ils seront réalisés en double cloison composée de deux murs en brique creuse de (10+10) d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur qui assure l'isolation thermique.

♦ Murs intérieurs

Ils seront réalisés en brique creuse d'épaisseur égale à 10cm pour les murs de séparation des pièces et de (10+10) pour les murs de séparation des appartements

I.3.4 Revêtement

- Mur extérieur, sanitaire, cage d'escalierenduit ciment.
- Mur intérieure + plafond..... enduit plâtre.
- Salle d'eau+cuisine.....céramique.
- Locaux de service.....enduit en ciment lissé.
- Espace habitable.....dalle de sol+ seuil en marbre.

I.3.5 Les escaliers

Notre bâtiment est doté de deux types d'escaliers, permettant d'accéder aux différents étages. Ils sont identiques pour tous les niveaux, et constitués d'une paillasse et un palier en béton armé coulée sur place.

I.3.6 Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte deux cages d'ascenseurs identiques qui seront réalisées en béton armé coulées sur place.

I.3.7 Système de coffrage

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles afin réduire les opérations manuelles et limiter le temps d'exécution. Et un coffrage classique en bois pour les portiques.

I.3.8 Acrotère

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 70 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, à savoir le béton, l'acier, le mortier, le carrelage, la brique... etc.

I.4.1 Le béton

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de : liant hydraulique (ciment), granulats (sable, gravier) et d'eau de gâchage ainsi que des adjuvants. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, la quantité d'eau de gâchage, et l'âge du béton.

La composition du béton sera dotée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances.

Dans le cas le plus courant, le béton utilisé est dosé de **350 kg/m³** de ciment portland composé **325 (CPJ 325)**, destiné à offrir une protection efficace des armatures.

I.4.1.1 Granulats

A titre indicatif, nous avons pour **1m³** de béton armé:

Sable propre.....380 à 450cm³ ($D_g \leq 5\text{mm}$).

Gravier750 à 850 cm³ ($D_g \leq 25\text{mm}$)

Dosage de ciment CPJ 325.....300 à 400 kg.

Eau de gâchage150 à 200 l.

Adjuvants ... (plastifiant, hydrofuge,...)

I.4.1.2 Resistance caractéristique du béton

On peut définir deux types de résistances.

a) Resistance caractéristique à la compression

Le béton est définie par la valeur de sa résistance mécanique à l'âge de **28 jours** noté $f_{c_{28}}$, qu'on détermine après un essai de compression axiale fait sur des éprouvettes normalisées **(16x32)** et cela après 28 jours de durcissement. Pour l'étude de ce projet on prend $f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $\leq 28 \text{ jours}$, sa résistance à la compression est calculée comme suit **(BAEL91/A.2.1,11)**.

$$f_{c_j} = c_j = 0,685 \log(j + 1)$$

Et

$$f_{c_j} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c_{28}} \quad \text{pour} \quad f_{c_{28}} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{c_j} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c_{28}} \quad \text{pour} \quad f_{c_{28}} > 40 \text{ MPa.}$$

b) Résistance caractéristique à la traction f_{t_j}

La résistance caractéristique à la traction, notée f_{t_j} , est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{t_j} = 0.6 + 0.06 f_{c_j} \quad (\text{BAEL91/A.2.1, 12}) \dots \dots \dots [3]$$

Dans notre cas : $f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow f_{t_{28}} = 2.1 \text{ MPa}$.

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$.

I.4.1.3 Contraintes limites du béton :

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, elles sont définies comme des états qui correspondent à diverse conditions (de sécurité et du bon comportement) pour lesquels la structure est calculée.

a) Contrainte de compression

a.1) A l'Etat limite ultime [ELU (BAEL91/A4.3, 41)..... [2]

Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} [\text{MPa}]$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto \text{situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées

$$\begin{cases} \theta = 1 & \dots\dots\dots t > 24 \text{ h} \\ \theta = 0.9 & \dots\dots\dots 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0.85 & \dots\dots\dots t \leq 1 \text{ h} \end{cases}$$

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

À j=28 jours en situation courante :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

-Dans les calculs relatifs à l'état limite de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit (parabole-rectangle) comme la montre la figure ci-dessous

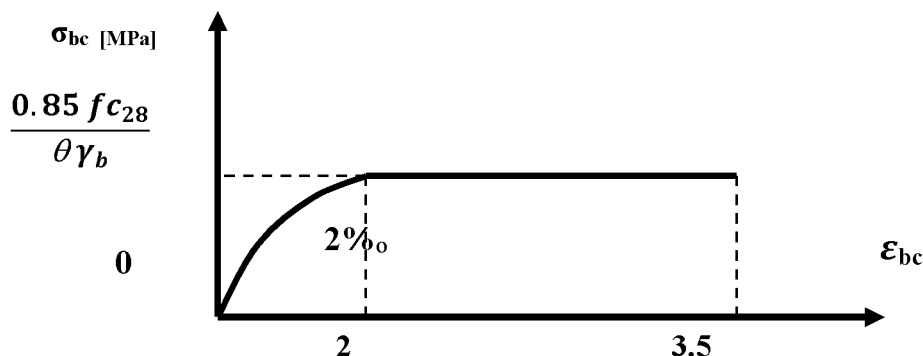


Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

a.2) A l'Etat limite de service [ELS] (BAEL91/A.4.5,2)..... [2]

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de la durabilité qui comprennent les états limites de fissuration

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} [Mpa]$$

Donc : La contrainte de compression admissible a l'ELS est égale a :

A j=28jours :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

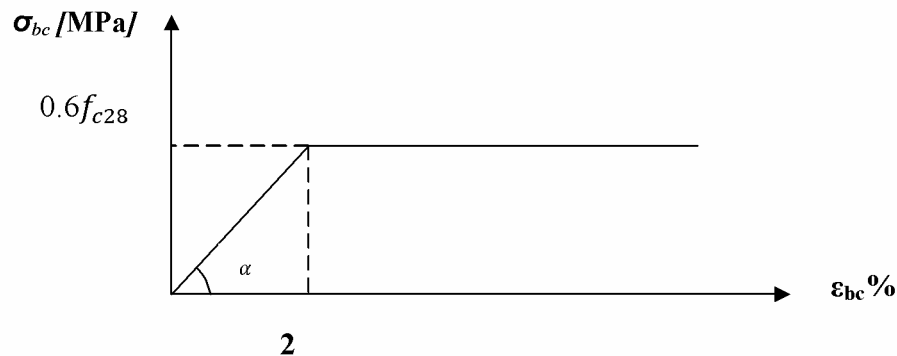


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)

b) Contrainte limite de cisaillement [BAEL 91/ A.5.1, 21]..... [2]

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

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P. N}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P ou F.T.P}$$

I.4.1.4 Module d'élasticité longitudinal

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

a) Instantané [BAEL/ A2.1, 21][2]

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, on admet un module d'élasticité égale à :

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

Pour $f_{c28}=25[MPa] \longrightarrow E_{i28}=32164.20 [MPa].$

b) Différé [BAEL/ A2.1, 22]..... [2]

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton (déformation instantanée augmentée du fluage), Nous prendrons un module égal :

$$E_v=3700 \sqrt[3]{f_{cj}} [MPa].$$

Pour $f_{c28} =25[MPa] \longrightarrow E_{v28}=10819 [MPa].$

I.4.1.5 Module d'élasticité transversal [BAEL91/A.2.1,3]

Il est noté « G », il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$$

- ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} \nu=0 \longrightarrow A'ELU, \\ \nu=0,2 \longrightarrow A'ELS. \end{cases}$

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

I.4.2 L'acier

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (R.L, H.A). Dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser deux types d'aciers illustrés dans le tableau :

Type d'acier.	Nomination.	Symbole.	Limite d'élasticité f_e [Mpa]	Résistance à la rupture [Mpa].	Coefficient de fissuration.	Coefficient de scellement.
Aciers en barres	Haute adhérence feE 400.	HA	400	480	1,6	1,5

Aciers en treilles.	Treilles soudées lisses TL 520	TS	500	550	1,3	1
---------------------	-----------------------------------	----	-----	-----	-----	---

Tableau I.1 : Les caractéristiques des aciers utilisés.**I.4.2.1 Module de déformation longitudinal**

Es est défini par la pente de la droite passante par l'origine du diagramme (σ, ε), il est pris égal à : 200000 MPa

I.4.2.2 Contraintes limites**a) A L'état limite ultime (ELU) [BAEL91/A.2.1,3].....[2]**

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une marge de sécurité.

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite de traction dans les aciers
- f_e : Limite d'élasticité.
- γ_s : Coefficient de sécurité.

Avec

- $\gamma_s=1,15$ situation courante
- $\gamma_s=1,00$ situation accidentelle

Limite d'élasticité	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ Mpa}$
$f_e = 520 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 452 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 500 \text{ Mpa}$

b) A L'état limite de service (ELS) [BAEL91/A.2.1,3].....[2]

A fin de réduire le risque d'apparition de fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, le BAEL à limiter les contraintes dans les armatures tendues comme suit :

- **Fissuration peu nuisible [BAEL91/A.4.5,32].....[2]**

La contrainte n'est soumise à aucune limitation

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

• **Fissuration préjudiciable [BAEL91/A.4.5,33].....[2]**

Les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

• **Fissuration très préjudiciable [BAEL91/A.4.5,34]..... [2]**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

η : Est le coefficient de fissuration:

On appelle aussi coefficient de sécurité.

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les files tréfilés lisse en treillis soudé.} \\ 1,3 & \text{pour les files HA } \phi < 6\text{mm.} \\ 1,6 & \text{pour les barres HA et les files HA } \phi \geq 6\text{mm.} \end{cases}$$

I.4.2.3 Diagramme de contrainte-déformation de l'acier

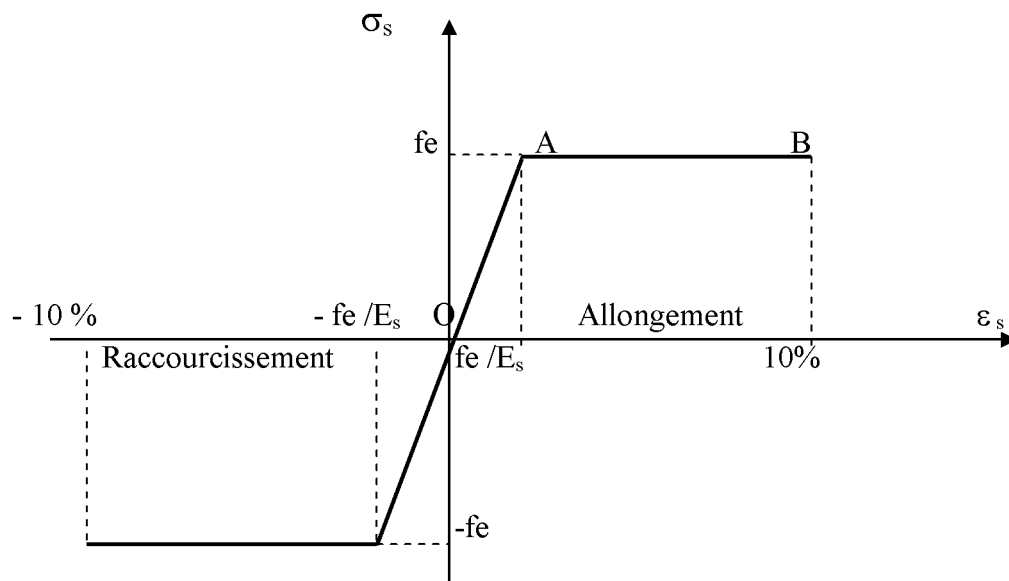


Figure I.4 : Diagramme de déformation de l'acier (CBA 93 - A.2.2.2).

II.1 Introduction

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage, et celles des matériaux utilisés, nous passons à pré dimensionner les éléments porteurs à savoir les planchers, les poteaux, les poutres, les escaliers et les voiles.

Pour cela, on se réfère aux règles de pré dimensionnement fixées par le **RPA99 version 2003**.

II.2 Calcul des planchers

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée par un treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens de la plus petite portée, Afin de limiter la flèche .L'épaisseur du plancher est déterminée par la relation suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{CBA Art B-6-8-424 BAEL91})$$

Tel que :

$$L_{\max} = L - 0,3$$

Avec :

- h_t : Épaisseur du plancher,
- L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.
- $L_{\max}$: Longueur maximale entre nus des poteaux dans le sens des poutrelles.

Nous avons

$$L = 4.20 \text{ m}$$

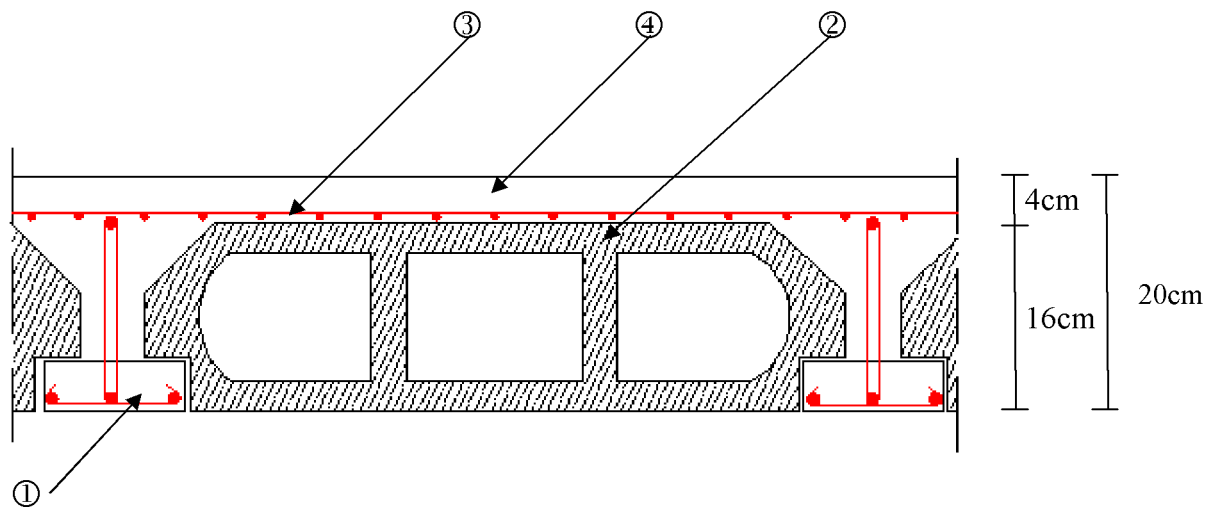
$$L_{\max} = 4.2 - 0.3 = 3.9 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad \Rightarrow \quad h_t \geq \frac{390}{22,5} \geq \mathbf{17.33 \text{ cm}}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur : $h_t = 20 \text{ cm} = \underline{\underline{(16 + 4) \text{ cm}}}$

Epaisseur du corps creux = 16 cm

Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm



- | | |
|-----------------|--------------------------|
| ① - Poutrelle | ③ - Treillis soudé |
| ② - Corps creux | ④ - Dalle de compression |

Figure II.1 Coupe verticale du plancher en corps creux

II.3 Les poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles). Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portée L, Elles doivent respectées les conditions suivantes :

D'après le BAEL 99...

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

- h : hauteur de la poutre,
- b : largeur de la poutre,
- L : portée maximum entre nus d'appuis

Coffrage minimum des poutres (RPA 99 Art 7.5.1)..... [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

On distingue deux types de poutres :

II.3.1 Poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci.

La hauteur h_t

$$L=440-30=410\text{cm}$$

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 17.33\text{cm} \leq h \leq 41\text{cm} \quad ;$$

On opte pour : **$h = 40\text{ cm}$**

La largeur b :

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} \quad ;$$

On opte pour : **$b = 30\text{ cm}$**

Vérification des conditions sur RPA [1]

$$h = 40\text{ cm} > 30\text{ cm}$$

$$b = 30\text{ cm} > 20\text{cm} \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$h/b = \frac{40}{30} = 1.33 < 4$$

Section adoptée

Poutres principales $\Rightarrow (30 \times 40)\text{ cm}^2$

II.3.2 Poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

La hauteur h_t

$$L = 420 - 30 = 390\text{ cm}$$

$$\frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \Rightarrow 26\text{ cm} \leq h \leq 39\text{ cm} \quad ;$$

On opte pour : **$h = 35\text{ cm}$**

La largeur b

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14\text{ cm} \leq b \leq 24.5\text{ cm} \quad ;$$

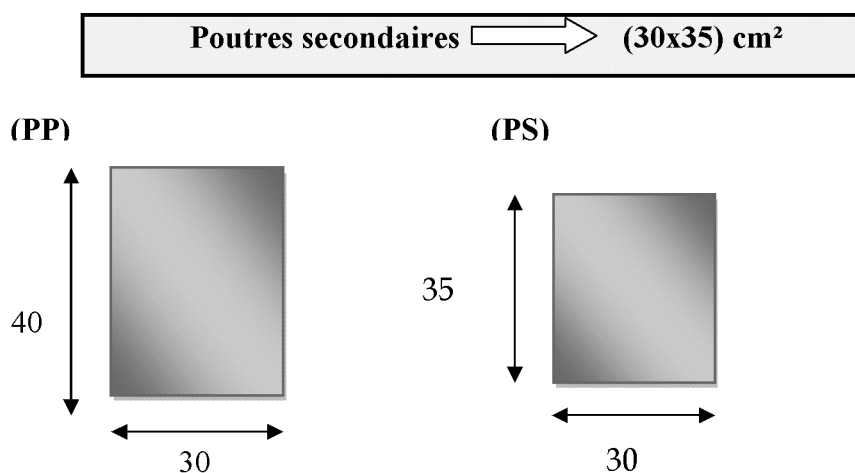
On opte pour : **$b = 30\text{ cm}$**

Vérification des conditions sur RPA

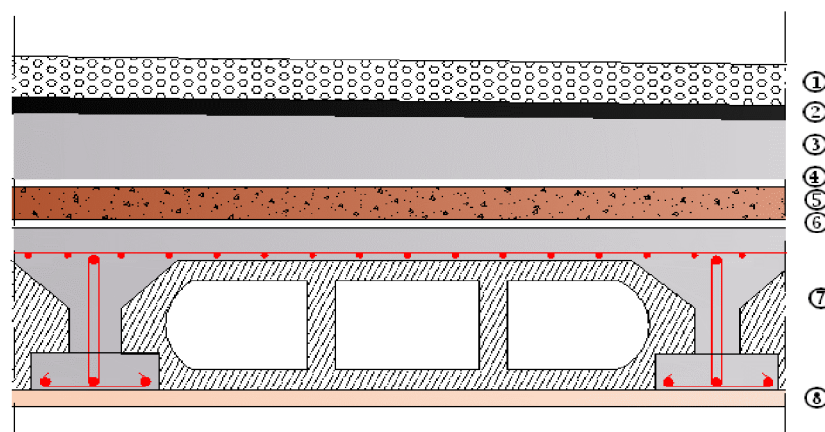
$$h = 35\text{ cm} > 30\text{ cm}$$

$$b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm} \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$h/b = 1.16 < 4$$

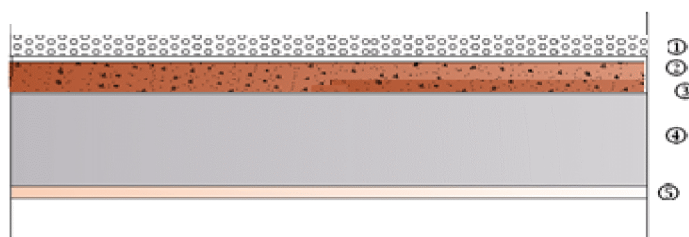
Section adoptéeFigure II.2 : dimensionnement des sections des poutres adopté.II.4 Détermination des charges et surcharges

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont donnés par le DTR B.C.2.2... [2]. Donc pour les surcharges d'exploitations.

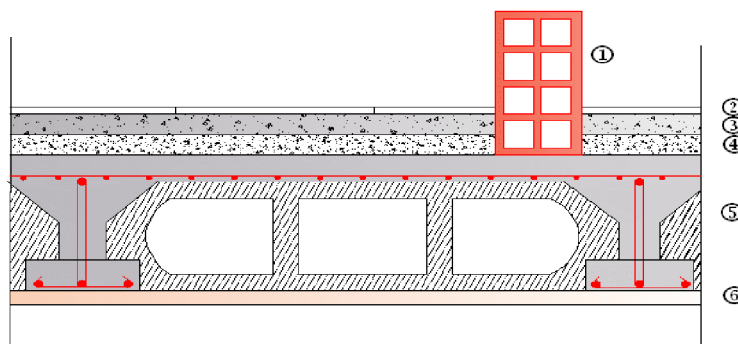
II.4.1 Charges permanentes*a) Plancher en corps creux de la terrasse (inaccessible)*Figure II.3 Coupe vertical du plancher

N°	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
①	Couche de gravier roulé (15/25)	5	20	1,00
②	Etanchéité multicouches	2	-	0,12
③	Forme de pente en béton	8	25	2,00
④	Feuille de ployage	-	-	0.01
⑤	Isolation thermique (liège)	4	4	0,16

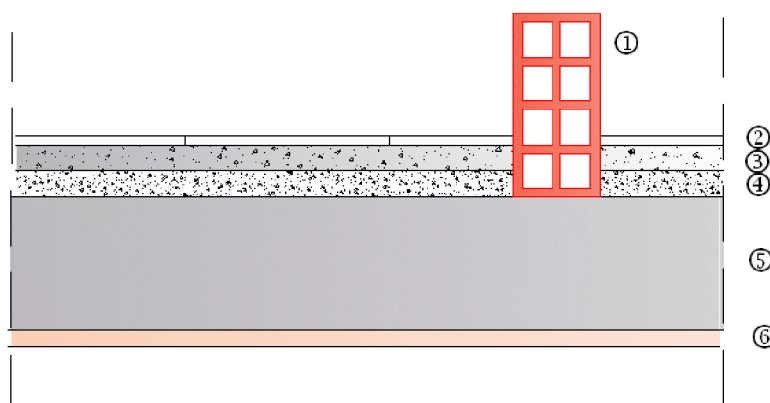
⑥	Feuille de polyane	-	-	0,01
⑦	Plancher en corps creux	16+4	-	2,85
⑧	Enduit de plâtre	2	1	0,20
$G_{pt1} = 6,35 \text{ (KN / m}^2\text{)}$				

Tableau II.1 : Les différentes couches d'un plancher en corps creux de la terrasseb) Dalle pleine de balconFigure II.4 Coupe verticale de la dalle pleine

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho \text{ (KN / m}^3\text{)}$	$G \text{ (KN / m}^2\text{)}$
①	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
②	Mortier de pose	0,03	20	0,60
③	Couche de sable	0,02	18	0,36
④	Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
⑤	Enduit de ciment	0,02	20	0,4
$G_{pt2} = 5,51 \text{ (KN / m}^2\text{)}$				

Tableau II.2 : Les différentes couches de la dalle pleine d'un balcon.c) Plancher en corps creux étage courantFigure II.5 Coupe verticale du plancher étage courant

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
①	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	-	1,00
②	Revêtement carreaux Grés-Cérame	2	20	0,40
③	Mortier de pose	3	22	0,66
④	Couche de sable	3	18	0,54
⑤	Plancher en corps creux	16+4	-	2,85
⑥	Enduit plâtre	2	10	0,20
				$G_{pc1} = 5,65 (KN / m^2)$

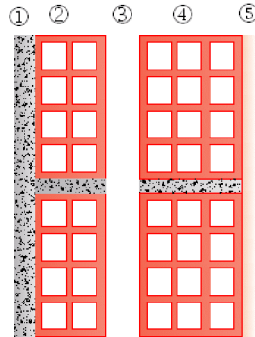
Tableau II. 3 : les différentes couches du plancher étage courant.d) Dalle pleineFigure II .6 : Dalle pleine.

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
①	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	-	1,00
②	Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	20	0,20
③	Mortier de pose	3	22	0,66
④	Couche de sable	3	18	0,54
⑤	Dalle pleine en béton armé	15	25	3,75
⑥	Enduit plâtre	2	10	0,20
				$G_{pc2} = 6,35 (KN / m^2)$

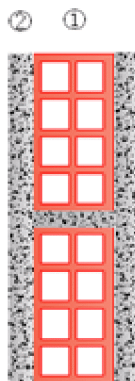
Tableau II.4 : Les différentes couches de la dalle pleine.

Remarque

La charge de la cloison intérieure (1 KN) est par mètre carré de **surface horizontale**

e) **Mur extérieur**Figure II.7 : **Mur extérieur**

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
①	Enduit au mortier de ciment	3	18	0,54
②	Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0,90
③	Cloison en briques creuses 12 trous	15	-	1,30
④	Lame d'air	5	-	-
⑤	Enduit de plâtre sur la face intérieure	2	10	0,20
				$G_{me} = 2.94 (KN / m^2)$

Tableau II.5 : **Les différentes couches du mur extérieur**f) **Mur intérieur**Figure II.7 **Mur intérieur**

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
①	Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0,90
②	Enduit de plâtre sur la face intérieur	2x2	10	0,40
$G_{me} = 1.3 (KN / m^2)$				

Tableau II.6 : Les différentes couches du mur intérieur.**Remarque**

La charge du mur extérieur (G_{me}) est par mètre carré de surface verticale.

II.4.2 Surcharges d'exploitation

Nature des locaux	Valeurs (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher courant à usage d'habitation	1.50
Plancher à usage bureaux	2.50
Plancher à usage commercial	4.00
Escalier	2.50
Acrotère	1.00
Balcon	3.50

Tableau II.7 : Les surcharges d'exploitation**II.5 Les poteaux**

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé. Ils travaillent en flexion composé, et constituent les points d'appuis pour les poutres ; ils seront pré dimensionnés à l'ELS en considérant un effort de compression $N = (G+Q)$ qui devra être repris uniquement par le béton.

Nos calculs seront effectués sur le poteau le plus sollicité en compression la section (B) du poteau est donnée par la condition ci-dessous :

$$S_{POT} \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \quad \dots\dots(\text{BAEL 91})$$

N_s : L'effort normal de compression agissant sur le poteau le plus sollicité ; il sera déterminé par la descente de charges.

$\bar{\sigma}_{bc}$: La contrainte admissible à la compression du béton à l'ELS.

S_{POT} : La section du poteau le plus sollicité.

Ainsi que, le RPA 99 (modifié en 2003) exige que les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire les conditions ci-dessous :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} & \text{en zone I et II} \\ \min(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} & \text{en zone III} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

b_1 : Le petit coté de la section.

h_1 : Le grand coté de la section.

h_e : La hauteur d'étage.

Avec

- S_{pot} : Section transversale du poteau.
- N : Effort normal de compression à l'ELS à la base du poteau.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton.

II.5.1 Calcul de Charges et surcharges revenant au poteau plus sollicité (D4)

Surface d'influence :

Section nette :

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_n = 4(2.05 * 1.95) = 15.99$$

Section brute

$$S_b = 4.2 * 4.4 = 18.48 \text{ m}^2$$

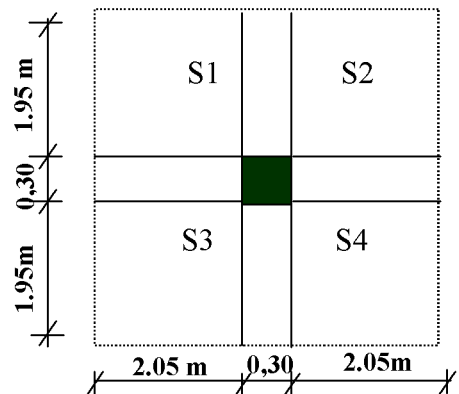


Figure II.8: Surface d'influence du poteau le plus sollicité

II.5.2 Poids propre des éléments

- Calcul du poids propre des poutres

➤ *Poutres principales*

$$\rho = 25 \text{ KN/m}^3.$$

$$G_{PP} = (0.3 \times 0.4) \times (2.05 + 2.05) \times 25 = 12.3 \text{ KN}.$$

➤ *Poutres secondaires*

$$G_{PS} = (0.3 \times 0.35) \times (1.95 + 1.95) \times 25 = 10.237 \text{ KN}$$

$$\text{Le poids total : } G_{\text{tot}} = G_{PP} + G_{PS}$$

$$G_{\text{tot}} = 12.3 + 10.237 = 22.537 \text{ KN}.$$

- Le poids propre des poteaux

$$G_{RDC} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 4.59 = 10.327 \text{ KN}$$

$$G_{\text{etage courant}} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 2.89 = 6.50 \text{ KN}$$

$$G_{1^{\text{er}} \text{ etage}} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.06 = 6.88 \text{ KN}$$

- Calcul de poids propre des plancher :

$$P = G \times S_n$$

Plancher « terrasse inaccessible »

$$G_{\text{ter}} = 6.35 \times 15.99 = 101.536 \text{ KN}.$$

✓ Plancher d'étage courant

$$G_{PC} = 5.65 \times 15.99 = 90.34 \text{ KN}.$$

✓ Plancher RDC

$$G_{RDC} = 5.65 \times 15.99 = 90.34 \text{ KN}.$$

II.5.3 Surcharge d'exploitation

- ♦ Plancher terrasse $Q_0 = 1,00 \times 15.99 = 15.99 \text{ KN}.$
- ♦ Plancher courant... $Q_7 = Q_6 = Q_5 = Q_4 = Q_3 = Q_2 = Q_1 = 1.5 \times 15.99 = 23.985 \text{ KN}.$
- ♦ Plancher a usage bureaux $Q_8 = 2.5 \times 15.99 = 39.98 \text{ KN}.$
- ♦ Plancher RDC a usage commercial $Q_9 = 4 \times 15.99 = 63.96 \text{ K N}.$

II.5.4 La loi de dégression des charges

Les règles de **BAEL 91** ainsi que le document technique réglementaire DTR BC 2-2 nous proposent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement possédant un grand nombre de niveaux, et ceci pour tenir compte de non simultanée des surcharges d'exploitation sur tous les planchers : **(DTR BC 2-2/6-1)**

Soit :

Q_0 : La charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$: Les charges d'exploitation respectivement des niveaux 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment :

Pour les calculs de la descente de charges, on introduit les valeurs suivantes :

Sous toiture : $\sum_0 = Q_0$

Niveau 01: $\sum_1 = Q_0 + Q_1$

Niveau 02 : $\sum_2 = Q_0 + 0,95.(Q_1 + Q_2)$

Niveau 03 : $\sum_3 = Q_0 + 0,90.(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

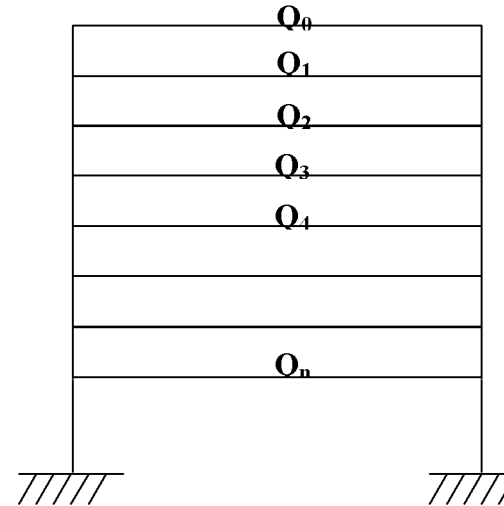
Niveau 04 : $\sum_4 = Q_0 + 0,85.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

.....

Niveau n : $\sum_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2.n}\right).(Q_1 + Q_2 + Q_3 + + Q_n)$

Le coefficient $\left(\frac{3+n}{2.n}\right)$ étant valable pour les niveaux ($n \geq 5$).

Il est donné par le tableau suivant :



Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.667

Les surcharges cumulées

Sous toiture : $\sum_0 = Q_0 = 15.99KN$

Niv 01: $\sum_1 = Q_0 + Q_1 = 15.99 + 23.985 = 39.975KN$

Niv 02 : $\sum_2 = Q_0 + 0,95.(Q_1 + Q_2) = 15.99 + 0.95(23.985 + 23.985) = 61.56KN$

Niv 03 : $\sum_3 = Q_0 + 0,90.(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 15.99 + 0.90(23.985 \times 3) = 80.74KN$

Niv 04 : $\sum_4 = Q_0 + 0,85.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 15.99 + 0.85(23.985 \times 4) = 97.54KN$

Niv 05 : $\sum_5 = Q_0 + 0,80.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 15.99 + 0.80(23.985 \times 5) = 111.93KN$

Niv 06 : $\sum_6 = Q_0 + 0,75.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 15.99 + 0.75(23.985 \times 6) = 123.92KN$

Niv07 : $\sum_7 = Q_0 + 0,714.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 15.99 + 0.714(23.985 \times 7) = 135.87KN$

Niv08:

$\sum_8 = Q_0 + 0,687.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 15.99 + 0.687(23.985 \times 7 + 39.98) = 158.8KN$

Niv09:

$\sum_9 = Q_0 + 0,667.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 15.99 + 0.667(23.985 \times 7 + 39.98 + 63.96) = 197.3KN$

Descente de charge

NIV	<u>Charges permanentes [KN]</u>					<u>Surcharges d'exploitation [KN]</u>		<u>Effort normal</u> $N=G+Q$ [KN]	<u>Section du poteau</u> [cm ²]	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	$Q_{cumulée}$		Section trouvée	Section adoptée
9	101.54	22.54	6.50	130.58	130.58	15.99	15.99	146.57	97.71	<u>25x25</u>
8	90.34	22.54	6.50	119.38	249.96	23.985	39.975	289.935	193.29	<u>25x25</u>
7	90.34	22.54	6.50	119.38	369.34	23.985	61.56	430.9	287.26	<u>25x25</u>
6	90.34	22.54	6.50	119.38	488.72	23.985	80.74	569.46	379.64	<u>25x25</u>
5	90.34	22.54	6.50	119.38	608.1	23.985	97.54	705.64	470.42	<u>25x25</u>
4	90.34	22.54	6.50	119.38	727.48	23.985	111.93	839.41	559.6	<u>25x25</u>
3	90.34	22.54	6.50	119.38	846.86	23.985	123.92	970.78	647.19	<u>25x30</u>
2	90.34	22.54	6.50	119.38	966.24	23.985	135.87	1102.11	734.74	<u>25x30</u>
1	90.34	22.54	6.88	119.76	1086	39.98	158.8	1244.8	829.86	<u>30x30</u>
RDC	90.34	22.54	10.32	123.2	1209.2	63.96	197.3	1406.5	937.66	<u>30x35</u>

Tableau II.8 : Les descentes de charges**Remarque :**

• La disposition des voiles, les sections des poutres et des poteaux calculés au par avant ont été modifiés après la modélisation suite a :

- la période de vibration n'a pas été vérifiée
- l'effort tranchant à la base na pas été vérifié

Pour ceux nous avons adopté les sections suivantes :

➤ **Poutres :**

- Poutres principales (30 x 40)
- Poutres secondaires (30 x 35)

➤ **Poteaux :**

- Niveaux : RDC, 1^{er} et 2^{ème}, étage : (50 x50)
- Niveaux : 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} jusqu'au 6^{ème} étage : (45 x45)
- Niveaux : 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage : (40 x40)

• Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux (RPA/A.7.4.1).....[2]

❖ Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1)..... [2]

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \textcircled{1}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \quad \dots\dots\dots \textcircled{2}$$

$$1/4 < b_1/h_1 < 4 \quad \dots\dots\dots \textcircled{3}$$

➤ RDC

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(50\text{cm}, 50\text{cm}) = 50\text{ cm} > 25\text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$

- $\text{Min}(b_1, h_1) = 50\text{ cm} > h_e/20 = 459/20 = 22.95\text{cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$

- $1/4 < b_1/h_1 = 50/50 = 1 < 4 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$

➤ 1^{er} Etage:

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(45\text{cm}, 45\text{cm}) = 45\text{ cm} > 25\text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$

- $\text{Min}(b_1, h_1) = 45\text{ cm} > h_e/20 = 306/20 = 15.3\text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$

- $1/4 < b_1/h_1 = 45/45 = 1 < 4 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$

➤ 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} Étage :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(40\text{cm}, 40\text{cm}) = 40\text{ cm} > 25\text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$

- $\text{Min}(b_1, h_1) = 40\text{ cm} > h_e/20 = 289/20 = 13.3 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$

- $b_1/h_1 = 40/40 = 1$

- $b_1/h_1 = 45/45 = 1$

- $1/4 < 1 < 4 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$

Conclusion

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

II.5.5 Vérification des poteaux au flambement

Lorsque une pièce élancée (**poteau**) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques).
- ✓ La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

$$\lambda \leq 50$$

Avec

$\lambda = \frac{l_f}{i}$: L'élancement du poteau.

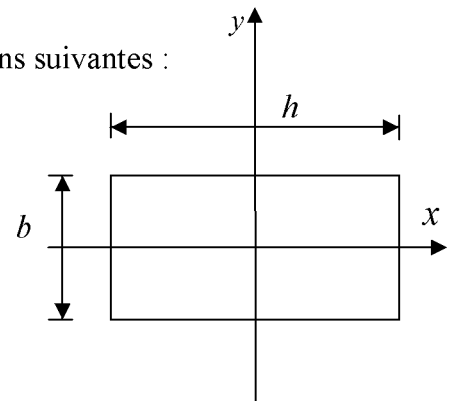
l_f : Longueur de flambement. ($l_f = 0.707 l_0$)

l_0 : Hauteur libre du poteau.

i : Rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I_x}{S_{pot}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

I : Moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe xx (axe faible)

S_{pot} : Section du poteau.

**Elancement du poteau**

-Poteaux (40x40) :

$$\lambda = \frac{L_f}{i_{min}} \quad \text{Tel que : } i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$$

$$I_{min} = I_{xx} = I_{yy}$$

$$I_{min} = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333.33 \text{ cm}^4.$$

$$i_{min} = \sqrt{\frac{213333.33}{40 \times 40}} = 11.547 \text{ cm.}$$

$$L_0 = h_e - h_{poutre} = 289 - 40 = 249 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}} = \frac{0.707 \times L_0}{i_{min}} = \frac{0.707 \times 249}{11.547} = 15.245$$

$$\lambda = 15.245 < 50 \dots \dots \dots \checkmark$$

-Poteaux (45x45) :

$$I_{min} = I_{xx} = I_{yy}$$

$$I_{min} = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{45 \times 45^3}{12} = 341718.75 \text{ cm}^4.$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{341718.75}{45 \times 45}} = 12.99 \text{ cm.}$$

$$L_0 = h_e - h_{\text{poutre}} = 306 - 40 = 266 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times L_0}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times 266}{12.99} = 14.48$$

$$\lambda = 14.48 < 50 \dots \dots \dots \sqrt{}$$

-Poteaux (50x50) :

$$I_{\min} = I_{xx} = I_{yy}$$

$$I_{\min} = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{50 \times 50^3}{12} = 520833.33 \text{ cm}^4.$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{520833.33}{50 \times 50}} = 14.43 \text{ cm.}$$

$$L_0 = h_e - h_{\text{poutre}} = 459 - 40 = 419 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times L_0}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times 419}{14.43} = 20.53$$

$$\lambda = 20.53 < 50 \dots \dots \dots \sqrt{}$$

Conclusion

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les démentions adoptées pour les poteaux sont convenables.

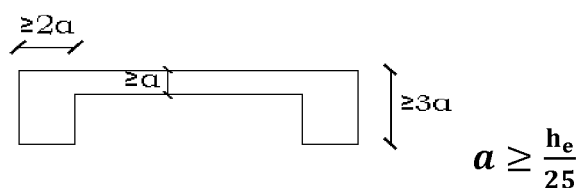
II.6 Les voiles

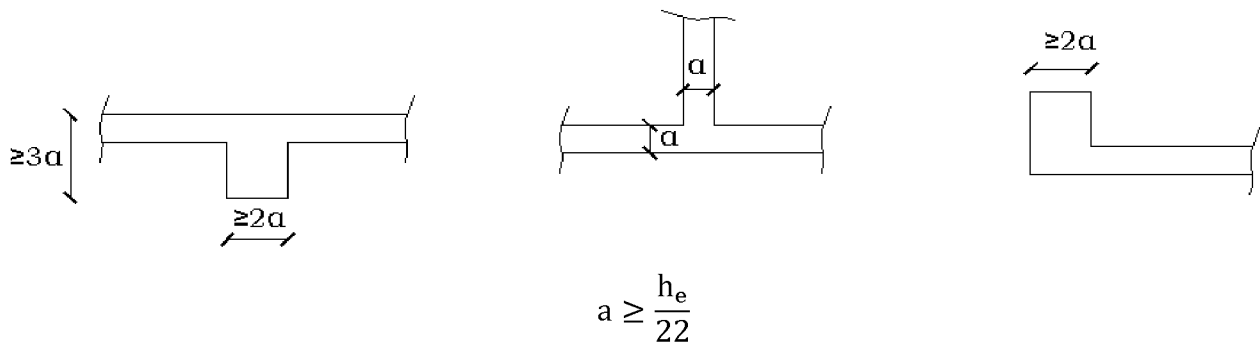
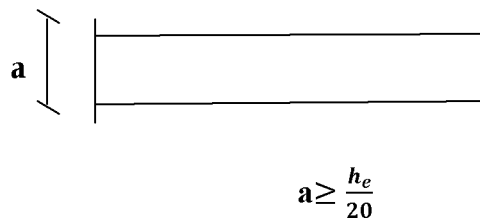
Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, Ils sont destinés d'une part à assuré la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales, et d'autre part de reprendre les charges verticales.

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'**Article 7.7.1./RPA99** ver 2003 Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $l \geq 4a$.

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités, l'épaisseur minimale est de 15 cm.

1^{er} cas



2^{ème} cas**3^{ème} cas****Les différents types de voiles.**

Avec : $h_e = h - e_{dalle}$.

h : Hauteur d'étage.

e_{dalle} : Epaisseur de la dalle.

a) RDC

$$h_e = 4.59 - 0.2 = 4.39\text{m.}$$

$$a \geq \frac{439}{20} = 21.95\text{cm.}$$

On adopte alors : **$a = 25 \text{ cm.}$**

b) 1^{er} étage

$$h_e = 3.06 - 0.20 = 2.86\text{cm.}$$

$$a \geq \frac{286}{20} = 14.3\text{cm.}$$

On adopte alors : **$a = 20 \text{ cm.}$**

c) Etages courant

$$h_e = 2.89 - 0.2 = 2.69\text{m.}$$

$$a \geq \frac{269}{20} = 13.45\text{cm.}$$

On adopte alors : **$a = 20 \text{ cm}$**

❖ Vérification des exigences du RPA 99 (Art 7.7.1):

Sont considérés comme voiles de contreventement, la largeur d'un voile doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{\min} = 4 \times a$$

$$\text{RDC} \Rightarrow L_{\min} = 200 \geq 4 \times 25 = 100 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$1^{\text{er}} \text{ étage} + \text{Etage courant} \Rightarrow L_{\min} = 200 \geq 4 \times 20 = 80 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Avec :

$L_{\min}$: La portée minimale d'un voile.

a : Epaisseur du voile.

III.1 Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique.

Dans ce chapitre, on procède au calcul des éléments suivants :

- L'acrotère.
- Les escaliers et la poutre palière.
- Les balcons en dalle pleine.
- les portes à faux.
- Les planchers à corps creux.
- La dalle pleine.
- La cage d'ascenseur.

III.2 Acrotère

III.2.1 Introduction

L'acrotère est un élément en béton armé contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse dont la section la plus dangereuse se situe au niveau de l'encastrement.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1kN/ml provoquant un moment de flexion.

Le calcul s'effectue pour une bande de 1ml en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries

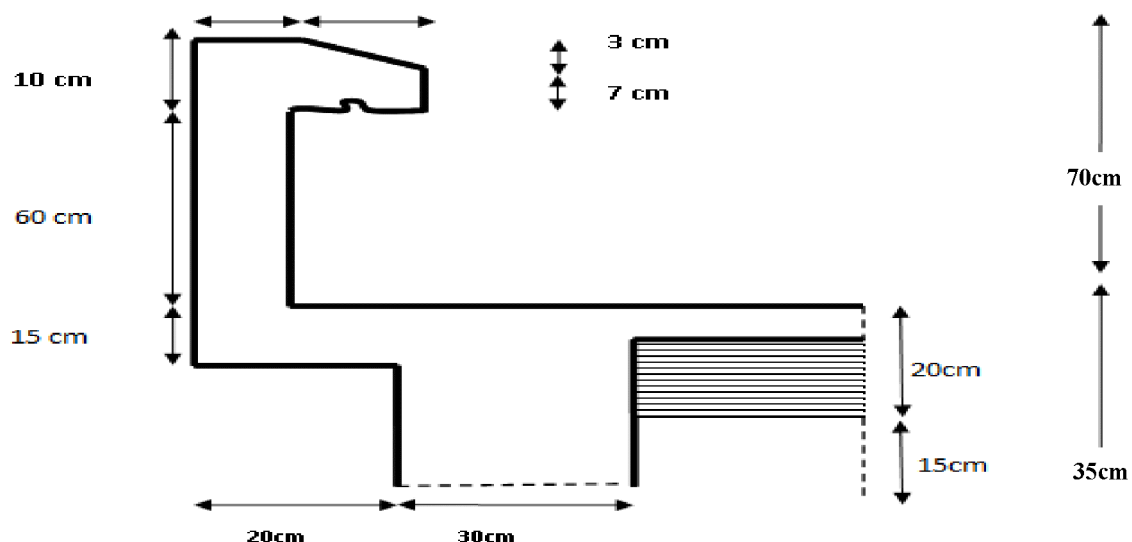


Figure III.1: Coupe verticale de l'acrotère plus la console

III.2.2 Calcul de l'acrotère

Cet acrotère est encastré à sa base : Le calcul s'effectue pour une bande de 1 mètre de largeur ; le ferrailage sera déterminé en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

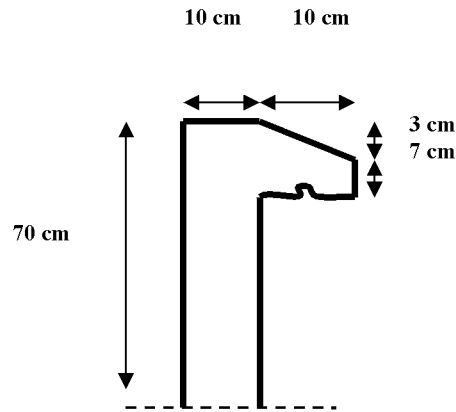


Figure III.2 : Coupe verticale de l'acrotère

➤ Détermination des charges et des surcharges

- Poids propre de l'acrotère : $G = [(0.7 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03)/2] \times 25$

$$G = 1.963 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}$

➤ Calcul des sollicitations

- L'effort normal : $N = G \times 1 \text{ ml} = 1.963 \text{ KN}$
- L'effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$
- Le moment fléchissant du a Q : $M = Q \times H \times 1 \text{ ml} = 1 \times 0.7 \times 1 \text{ ml} = 0.7 \text{ KN.m}$

○ Schéma statique :

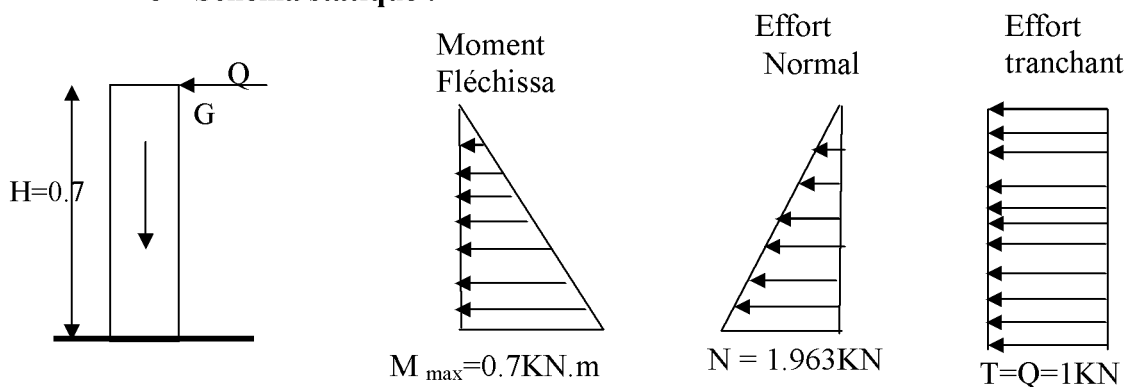


Figure III. 3: Diagramme des efforts internes (M, N, T)

➤ Combinaisons de chargesa- Etat limite ultime (ELU)

La combinaison de charge à considérer est : $1.35G + 1.5Q$

• **Effort normal de compression**

$$N_u = 1,35N = 1,35 \times 1.963 = 2.65 \text{ KN}$$

• **Effort tranchant**

$$T_u = 1,5T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

• **Moment fléchissant**

$$M_u = 1,5M = 1,5 \times 0.7 = 1.05 \text{ KN.m}$$

b- Etat limite de service (ELS)

La combinaison de charge à considérer est : $G + Q$

• **Effort normal de compression**

$$N_s = N = 1.963 \text{ KN}$$

• **Effort tranchant :**

$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

• **Moment fléchissant :**

$$M_s = M = 0.7 \text{ KN.m}$$

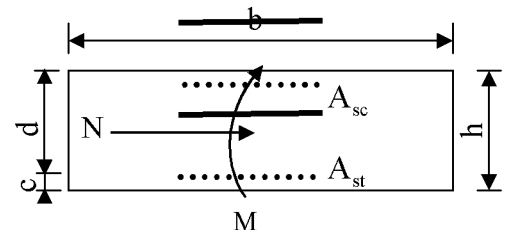
III.2.2.1 Ferrailage de l'acrotère

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire définie comme suit :

b : La largeur de la section. h : La hauteur de la section.

d : La hauteur utile. A : La section des armatures.

c : Enrobage.

a- Etat limite ultime ELU :Calcul de l'excentricité :

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad h = 10 \text{ cm} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{aligned} e_u &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,65} \approx 0,40 \text{ m} = 40 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{0,10}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m} = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \left(e_u > \frac{h}{2} - c' \right)$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures, donc la section du béton est **partiellement comprimée**.

Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

▪ **Armatures fictive**

$$M_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 2.65 \times (0.40 + 0.05 - 0.02) = 1.14 \text{ KN.m}$$

$$M_f = f_{bu} \cdot b \cdot d^2 \cdot \mu_f \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1.14 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times (8)^2} = 0.0125 (\mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A})$$

$$\Rightarrow A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta_f} = \frac{1.14 \times 10^3}{348 \times 8 \times 0.994} \approx 0.412 \text{ cm}^2$$

▪ **Armature réelle**

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.412 - \frac{2.65 \times 10^3}{348 \times 10^2} \approx 0.336 \text{ cm}^2$$

III.2.2.2 Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité

$$A_{str} \geq A_{min} = 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} \cdot \left[\frac{es - 0.455 \cdot (d)}{es - 0.185 \cdot (d)} \right] \cdot b \cdot d$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7 \times 10^2}{1.963} = 35.65$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{35.65 - 0.455 \times (8)}{35.65 - 0.185 \times (8)} \right] \times 100 \times 8 = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$A_s \leq A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Le ferrailage se fera avec la section minimale.

Soit : $A_s = 5 \text{ HA8} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

❖ ***Armatures de répartition***

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

b) Contrainte tangentielle : (Art. A.5.2,2 / BAEL91)..... [2]

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} \Rightarrow (\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$T_u = 1,5 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 10 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,019 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature d'effort tranchant n'est à prévoir.

c) Vérification de l'adhérence dans les barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL)

On doit vérifier la condition :

$$\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \sum U_i} \quad \text{et} : \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement droit, il a pour valeurs :

1,5 : pour les barres à haute adhérence.

1,0 : pour les barres rondes lisses.

U_i : Périmètre utile des barres.

$$U_i = \sum n \cdot \pi \cdot \phi$$

n : Le nombre de barres.

A.N :

$$\text{Aciers haute adhérence} \Rightarrow \Psi_s = 1.5 \rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 12.56 \times 10} = 0.166 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.166 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Ancrage des barres : (Art A.6.1, 22 / BAEL91).....[2]

La longueur du scellement droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.21 \text{ cm}$$

On adoptera : $L_s = 30 \text{ cm}$

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0.8 \times l_s = 25 \text{ cm.}$$

e) Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL99)

• **Les armatures transversales :**

$$esp_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm})$$

$$esp_t \leq \min(20 \text{ cm} ; 25 \text{ cm})$$

$$\text{On prend : } esp_t = 20 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$$

• **Les armatures de montage :**

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

$$esp \leq \min(40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm})$$

$$\text{On prend : } esp = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiées.}$$

III.2.2.3 Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, nous considérerons la fissuration comme étant **préjudiciable**.

Effort normal de compression

$$N_s = N = 1,963 \text{ kN}$$

- **Effort tranchant**

$$T_s = T = 1 \text{ kN}$$

- **Moment fléchissant**

$$M_s = M = 0.7 \text{ kN.m}$$

a) Vérification de l'ouverture des fissures (BAEL 91 mod 99/Art A5.3.2) :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme étant fissurations préjudiciables.

$$N_s = 1.963 \text{ kN.}$$

$$M_s = 0.7 \text{ kN.m.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.70}{1.963} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$e_s = 35 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{donc la section est partiellement comprimée.}$$

➤ Étape fictive :

$$M_{fs} = N_s \left(e_s + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right) = 1.963 \left(0.35 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right) = 0.72 \text{ kNm}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$$

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

Fissuration préjudiciable.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\eta = 1.6 ; \text{ Barre HA}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\alpha} = (15 \times 15) / (15 \times 15 + 201.63) = 0.527$$

$$\bar{\mu}_s = 0.01622$$

$$\bar{M}_{fs} = \bar{\mu}_s \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{M}_{fs} = (0.01622 \times 1000 \times 70^2 \times 201.63) \times 10^{-6} = 16.02 \text{ KN.m}$$

$$\bar{M}_{fs} = 16.02 \text{ kNm} > M_f = 0.72 \text{ kNm} \Rightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

$$A_{stf} = \frac{M_{fs}}{(d-c) \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.72 \times 10^3}{(7-3) \times 201.63} = 0.892 \text{ cm}^2$$

Armatures réelles(en flexion composée)

$$A_{St} = A_{stf} - \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{st}} = 0.892 - \frac{1.963 \times 10^3}{201.63 \times 10^2} = 0.794 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 0.794 \text{ cm}^2.$$

$$A_{St} = 0.794 \text{ cm}^2 < A_{\text{tadop}} = 2.51 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

[BAEL91/A.4.5.2].....[2]

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

σ_{st} : Contrainte dans le béton tendu.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0.359$$

$$\rho = 0.359 \rightarrow \{ \beta_1 = 0.907, k_1 = 338.76 \}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{0.7 \times 10^3}{0.907 \times 2.51 \times 7} = 43.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 43.92 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) **Vérification au séisme : [RPA 99 /Art.6.2.3].....[2]**

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale ; suivant la formule

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4-1, RPA99ver 2003).

Dans notre cas $A = 0.15$, (Zone IIa et groupe d'usage 2).

CP : facteur de force horizontal (variant entre 0.3 et 0.8). (tableau 6.1, RPA99 ver 2003)

L'acrotère est un élément en console $\Rightarrow C_p = 0.8$

Wp : poids de l'élément considéré ($W_p = 1.963 \text{ KN/ml}$)

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.963 = 0.94 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$F_p < Q = 1 \text{ KN/ml}$ **Condition vérifiée.**

❖ Conclusion

L'acrotère sera ferrailé comme suit :

Armatures principales : **5 HA8/ml** , avec $e = 20 \text{ cm}$.

Armatures de répartition : **4 HA8/ml** , avec $e = 25 \text{ cm}$.

III.2.3 Etude de la console attachée à l'acrotère :

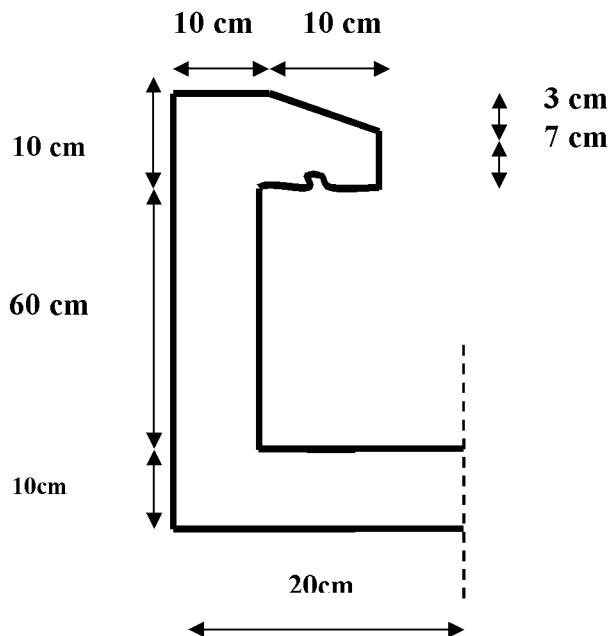


Figure III.4: Coupe verticale de l'acrotère.

➤ Détermination des charges et surcharges

Nous considérons une bande de 1[m]de la console

a- Charges permanentes

Poids de la console $G_1 = (0.15 \times 0.2) \times 25 = 0.75 \text{ [KN/ml]}$.

b- surcharge d'exploitation: $Q_1 = 1 \text{ [KN/ml]}$.

c- charge concentrée

Poids propre de l'acrotère..... $G_2 = 1.963 \text{ [KN/ml]}$.

Charge due à la main courante $Q_2 = 1 \text{ [KN/ml]}$.

à l'ELU :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur :

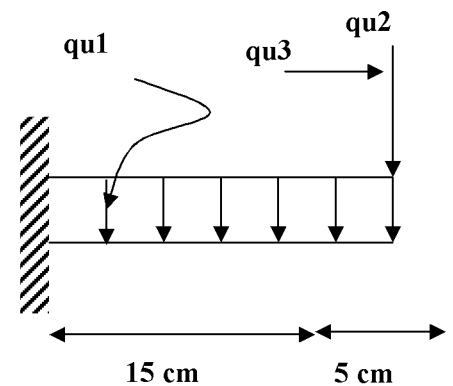


Figure III.5: Schéma statique de la console.

➤ **Combinaison des charges :**

Pour la dalle : $q_{u1} = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 (0.75) + 1.5 (1) \times 1ml = 2.512 \text{ KN/ml}$

Pour l'acrotère: $q_{u2} = 1.35 \times G_2 = 1.35(1.963) \times 1ml = 2.65 \text{ KN}$

Pour la main courante : $q_{u3} = 1.5 \cdot Q_2 = 1.5(1) \times 1ml = 1.5 \text{ KN}$

➤ **Calcul des sollicitations :**

L'effort normal : $N_u = q_{u3} = 1.5 \text{ KN}$

L'effort tranchant : $V_u = q_{u2} + q_{u1} \times L = 2.65 + 2.512 \times 0.2 = 3.152 \text{ KN}$.

Le moment fléchissant : $M_u = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l + q_{u3} \times H$

$$M_u = 2.512 \times \frac{0.2^2}{2} + 2.65 \times (0.2 - 0.05) + 1.5 \times 0.7$$

$$M_u = 1.49 \text{ KN.m}$$

avec : $H = 0.7 \text{ m}$: hauteur de garde aux corps.

à l'ELS :➤ **Combinaison des charges :**

Pour la dalle : $q_{s1} = (G_1 + Q_1) \times 1ml = 0.75 + 1 = 1.75 \text{ KN/ml}$

Pour le garde corps: $q_{s2} = G_2 \times 1ml = 1.963 \text{ KN}$

Pour la main courante : $q_{s3} = Q \times 1ml = 1 \text{ KN}$

❖ **Calcul des sollicitations :**

L'effort normal : $N_s = q_{s3} = 1 \text{ KN}$

Le moment fléchissant : $M_s = \frac{q_{s1} l^2}{2} + q_{s2} \times L + q_{s3} H = \frac{1.75 \times 0.2^2}{2} + 1.963 \times (0.2 - 0.05) + 1 \times 0.7$

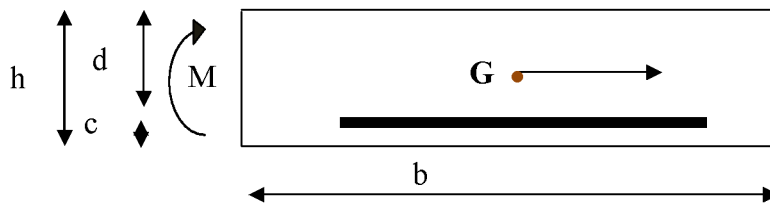
$$M_s = 1.03 \text{ KN.m}$$

III.2.3.1 Ferraillage de la console

➤ Armatures principales

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Le ferraillage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.



$d = 12 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$.

Figure III.6 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.49}{1.5} = 0.96\text{m} = 0.96\text{m}$$

$e_u = 96\text{cm} > \frac{h}{2} - c = 4.5 \text{ cm} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M, puis se ramène à la flexion composée.

➤ Calcul en flexion simple :

• Moment fictif:

$$M_f = N_u \left(e_u + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right) = 1.5 \left(0.96 + \left(\frac{0.15}{2} - 0.03 \right) \right) = 1.507 \text{ KNm}$$

• Moment réduit :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.507 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.0074$$

$\mu_b < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- **Armatures fictives :**

$$\mu_b = 0.0074 \Rightarrow \beta = 0.997$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1.507 \times 10^6}{0.997 \times 120 \times 348} = 0.36 \text{ cm}^2$$

- **Armatures réelles (en flexion composée) :**

$$A_{st} = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 0.36 - \frac{1.5 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.317 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.317 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{st} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25[\text{cm}]$.

➤ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 [\text{cm}^2]$$

Soit $2\text{HA}8 = 1.00 [\text{cm}^2]$ avec $S_t = 20 [\text{cm}]$

III.2.3.2 Vérification à l'ELU

A) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)..... [2]

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right)$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1.03}{1} = 1.03 \text{ m} = 103 \text{ cm.}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} \left(\frac{103 - 0.445 \times 12}{103 - 0.185 \times 12} \right)$$

$$A_{\text{min}} = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min}} = 1.404 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée}$$

B) Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2 / BAEL91).....[2]

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5 MPa ; 4MPa \} \Rightarrow (\bar{\tau} = 2,5 MPa)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$V_u = 3.152$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{3.152 \times 10^3}{1000 \times 120} ; \text{ Donc : } \tau_u = 0.026 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0,026 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

C) L'adhérence des barres: (Art.A.6.1, 3 / BAEL91).....[2]

Pour qu'il n'y'ait pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \sum U_i} \quad \text{et : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

Calcul de τ_{se} :

$$\sum U_i = 3,14 \times 4 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{3,152 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 125,6} \quad \text{Donc : } \tau_{se} = 0,23 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} = 0,23 < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \dots \text{Pas de risque d'entraînement des barres} \checkmark$$

D) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91).....[2]

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,00 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 40 \text{ cm.}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4 \cdot L_s$ pour les aciers H.A ; **Donc : $L_c = 16 \text{ cm}$**

E) Espacement des armatures

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales $\longrightarrow S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \checkmark$$

Armatures de répartition $\longrightarrow S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \checkmark$$

III.2.3.3 Vérification à l'ELS

➤ **Moment sollicitant**

$$M_s = 1,03 \text{ [KN.m]}$$

A) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91).....[2]

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

B) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91).....[2]

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont présentes comme préjudiciables.

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1.03}{1} = 1.03 \text{ m} = 10.3 \text{ cm.}$$

$$e_s = 10.3 \text{ cm.} > \frac{h}{2} - c = 4.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{donc la section est partiellement comprimée.}$$

Étape fictive :

$$M_{fs} = N_s (e_s + (\frac{h}{2} - c)) = 1 (1.03 + (\frac{0.15}{2} - 0.03)) = 1.075 \text{ KNm}$$

$$M_{fs} = 1.075 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$$

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

Fissurations préjudiciables.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1.6 ; \text{ Barre HA}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.527$$

$$\bar{\mu}_s = 0.01622$$

$$\bar{M}_{fs} = \bar{\mu}_s \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{M}_{fs} = (0.01622 \times 1000 \times 120^2 \times 201.63) \times 10^{-6} = 47.09 \text{ KN.m}$$

$$\bar{M}_{fs} = 47.09 \text{ KNm} > M_f = 1.075 \text{ KNm} \Rightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

$$A_{stf} = \frac{M_{fs}}{(d-c) \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1.075 \times 10^3}{(12-3) \times 201.63} = 0.59 \text{ cm}^2$$

Armatures réelles(en flexion composée)

$$A_{St} = A_{stf} - \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{st}} = 0.59 - \frac{1 \times 10^3}{201.63 \times 10^2} = 0.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 0.58 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

σ_{st} : Contrainte dans le béton tendu.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 8} = 0.392$$

$$\rho = 0.392 \rightarrow \{ \beta_1 = 0.904, k_1 = 37.08 \}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{1.075 \times 10^3}{0.904 \times 3.14 \times 12} = 31.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 31.55 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

C) Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91)......[2]

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{20} = 0,75$$

$$\bullet \quad \frac{1}{16} = 0.0625. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \checkmark$$

$$\bullet \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.14}{100 \times 12} = 0,0026$$

$$\bullet \quad \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,01 \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \checkmark$$

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{20} = 0,75$
- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{1.03}{10 \times 1.03} = 0,1 \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \dots\dots\dots \checkmark$

Conclusion : la console sera ferrailée comme suit :

- ❖ Armature principales : 4HA10 avec e=25 cm
- ❖ Armatures secondaire : 4HA8 avec e=25 cm

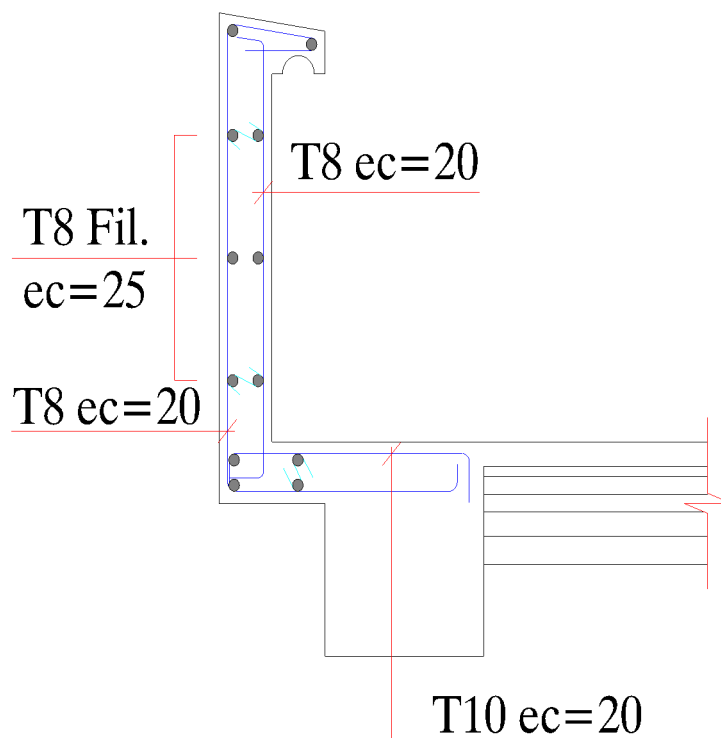


Figure III.7 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3 Calcul des escaliers

III.3.1 Introduction

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de gradins horizontaux (marches et palier) permettant de passer d'un niveau à un autre.

III.3.2 Terminologie

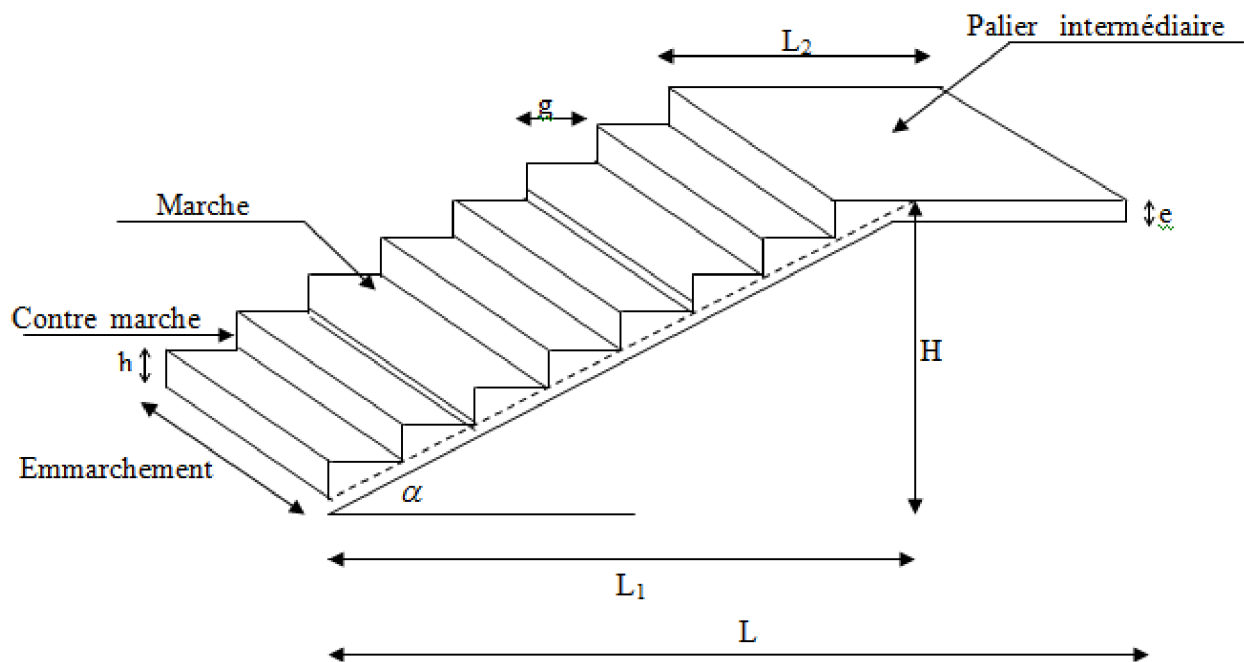


Figure III.8: Dimensionnement de l'escalier

Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

- ❖ L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, L'escalier des étages courant sont à deux volées et un palier intermédiaire, quand aux escaliers du RDC, ils sont à trois volées et deux paliers intermédiaires. Nous calculerons l'escalier à trois volées et nous adapterons le même ferrailage pour les escaliers à deux volées.

Remarque :

Nous avons deux volées différentes :

- Une volée d'étage courant d'une hauteur $H = 1.36\text{m}$
- Une volée d'étage courant et RDC d'une hauteur $H = 1.53\text{m}$

III.3.3 Le 1^{er} type d'escalier : Escalier du RDC :

On prend en compte les dimensions des plans d'architectures et pour le pré dimensionnement on vérifie la formule de » **BLONDEL** »

III.3.4 Pré dimensionnement de l'escalier :

a)- Présentation schématique :

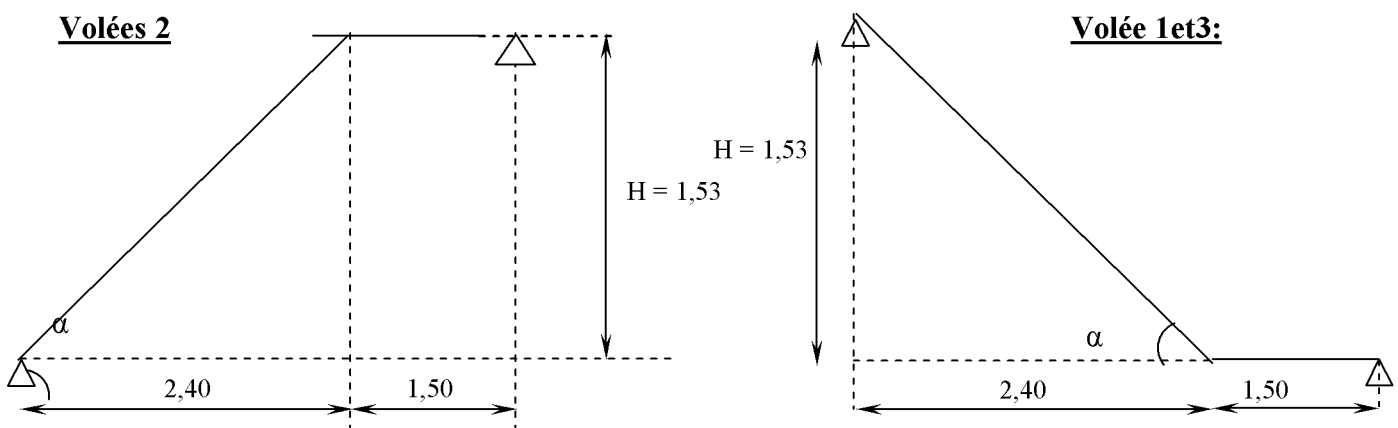


Figure III.9 : Schéma statique de l'escalier

b) Calcul du nombre de contre marches et de marches :

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm} \quad \text{et} \quad 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

On prend la hauteur des marches $h = 17\text{ cm}$.

Soit **n** le nombre de contre marches et **m** le nombre de marches :

$$H = 459\text{ cm} ; \quad h = 17\text{ cm} ;$$

$$\text{Nombre de contre marches : } n = \frac{H}{h} = \frac{459}{17} = 27 \Rightarrow n = 27 \quad \text{contre marches.}$$

Les 24 marches seront réparties de la manière suivante :

- **Volée 1et 3 :** $n = 9$ contre marches ; **Donc :** $m = n - 1 = 8$ marches.
- **Volée 2 :** $n = 9$ contre marches ; **Donc :** $m = n - 1 = 8$ marches.

Loi de BLONDEL :

Est une relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier ou on se déplace de façon confortable.

$$60 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 64 \text{ cm}.$$

Pour $h = 17 \text{ cm}$, on aura : $26 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$ donc on prend $g = 30 \text{ cm}$.

$$L'_{\text{embranchement}} = 1.6 \text{ m} > 1.20 \text{ m}.$$

Vu que les 03 volées ont les mêmes dimensions donc Nous allons étudier une seule paillasse comme représenté dans le schéma suivant :

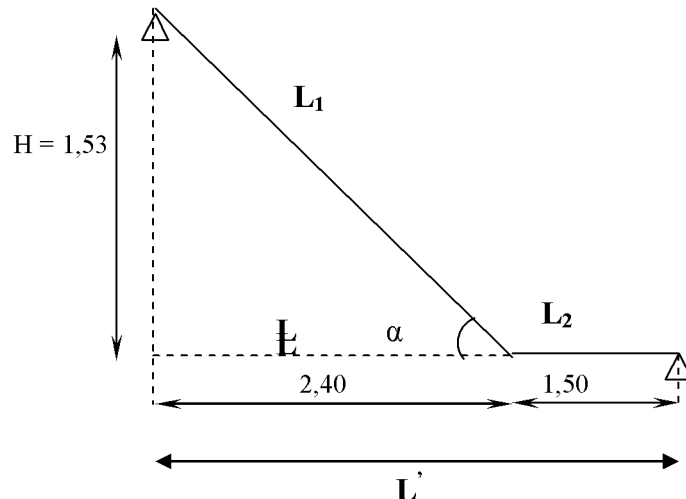


Figure III.10: coupe transversale sur les escaliers

c) Dimensionnement de la paillasse :

Prenant compte des recommandations du **BAEL91**..... [2]

la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

Avec

L : longueur totale entre nus d'appuis.

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2$$

$$\operatorname{tg}(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32.52^\circ} = 285 \text{ cm}.$$

Longueur réelle de la paillasse :

$$L' = L_1 + L_2 = 285 + 150 = 435.$$

D'où

$$\frac{435}{30} \leq e_p \leq \frac{435}{20} \Rightarrow 14.5\text{cm} \leq e_p \leq 21.75\text{cm}$$

d) Conclusion

On opte pour une paillasse d'épaisseur $e_p=18\text{cm}$ pour tout l'escalier

III.3.5 Détermination des Charges et surcharges

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparti sur la paillasse, Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'embranchement, pour une bande d'1 m de projection horizontale.

a) -Charges permanentes :**A) La volée**

- Poids des marches ($\rho = 25\text{KN/m}^3$)..... $25 \times 1 \times 0,17 / 2 = 2.125 \text{ KN / m}$.
 - Poids de la paillasse ($\rho = 25\text{KN/m}^3$)..... $\frac{1}{\cos 32.52} \times 0.18 \times 25 = 5.34 \text{ KN/m}$.
 - Lit de sable ($\rho = 18\text{KN/m}^3$; $e=0,02$)..... $18 \times 1 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}$
 - Mortier de pose ($\rho = 22\text{KN/m}^3$; $e=0,02$) $22 \times 1 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}$
 - Carreaux Grés Cerami (1cm; $\rho = 20\text{KN/m}^3$) $20 \times 0,01 = 0,20 \text{ KN/m}$
 - Poids du garde corps..... = 0,20 KN/m
 - Enduit de plâtre (2cm; $\rho = 10\text{KN/m}^3$) $10 \times 0,02 = 0,20\text{KN/m}$
- G=8,865KN/m**

B) Le palier

- Poids propre du palier..... $0,18 \times 1 \times 25 = 4,5 \text{ KN/m}$
- Poids total du revêtement..... $0.36+0.44+0.2+0.2=1.2 \text{ KN/m}$

G=5,7 KN/m

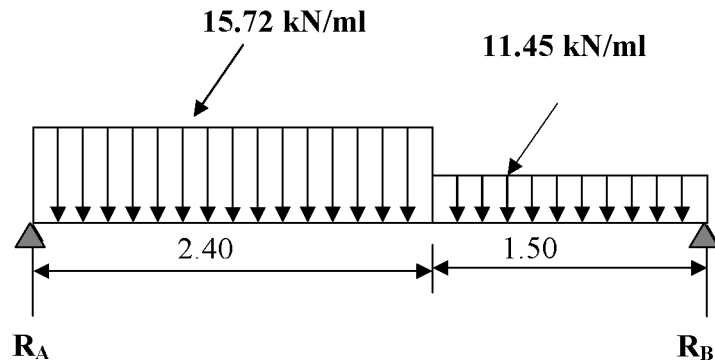
b)- Surcharges d'exploitations

La surcharge d'exploitation est donné par le **DTR B.C.2.2**, et elle est la même pour la volée et le palier ; **Q = 2,5 kn / m**.

III.3.6 Calcul des efforts internes**A) Combinaison de charges à l'ELU**

- **Volée** : $q_u^v = 1.35 \times 8.865 + 1.5 \times 2.5 = \underline{\underline{15.72\text{KN/m}}}$.
- **Palier** : $q_u^p = 1.35 \times 5.7 + 1.5 \times 2.5 = \underline{\underline{11.45\text{KN/m}}}$.

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

B) Etude des paillasses**Figure III.11: Diagramme de chargement de la pailasse****B-1) Calcul des réactions d'appuis**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 15.72 \times 2.40 + 11.45 \times 1.50$$

$$R_A + R_B = 54.90$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$\Rightarrow - (R_A \times 3.9) + (15.72 \times 2.4 \times 2.7) + (11.45 \times 1.5 \times 0.75) = 0$$

$$R_A = 29.42 \text{ KN}$$

$$\text{Ce qui donne } R_B = 25.48 \text{ KN}$$

B-2) Calcul des efforts internes**1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.40$**

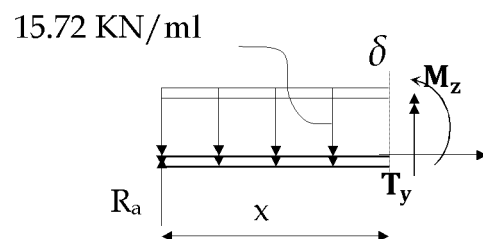
$$\Sigma M / \delta = 0$$

$$M_z = -7.86x^2 + 29.42x$$

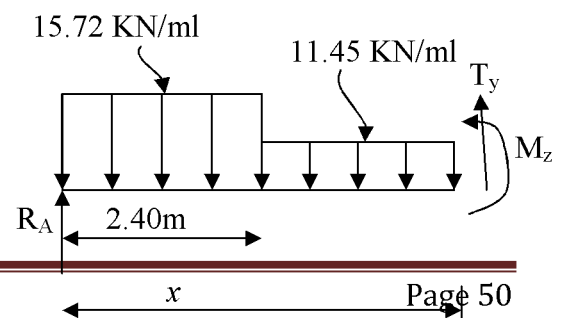
- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=2.40 \rightarrow M_z = 25.33 \text{ KN.m}$

$$T_y = - \frac{d(M_z)}{dx} = 15.72x - 29.42$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -29.42 \text{ KN}$
- Pour $x=2.4 \rightarrow T_y = 8.31 \text{ KN}$

**2^{ème} tronçon $2.40 \leq x \leq 3.90$**

$$\Sigma M / \delta = 0$$



$$M_z = -(15.72 \times 2.40)(X - 1.2) - 11.45 \frac{(x - 2.40)^2}{2} + 29.42X$$

Pour $x = 2.4 \rightarrow M_z = 25.33 \text{ KN.m}$

- Pour $x = 3.9 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$

$$T_y = - \frac{d(M_z)}{dx} = (15.72 \times 2.4) + 11.45(x - 2.4) - 29.42$$

$$T_y = 11.45x - 19.172$$

- Pour $x = 2.4 \rightarrow T_y = 8.31 \text{ KN}$
- Pour $x = 3.9 \rightarrow T_y = 25.48 \text{ KN}$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 11.45X - 19.172 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.674 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1.674$.

$$\Rightarrow M_z^{\max} = 28.35 \text{ KN.m}$$

Remarque :

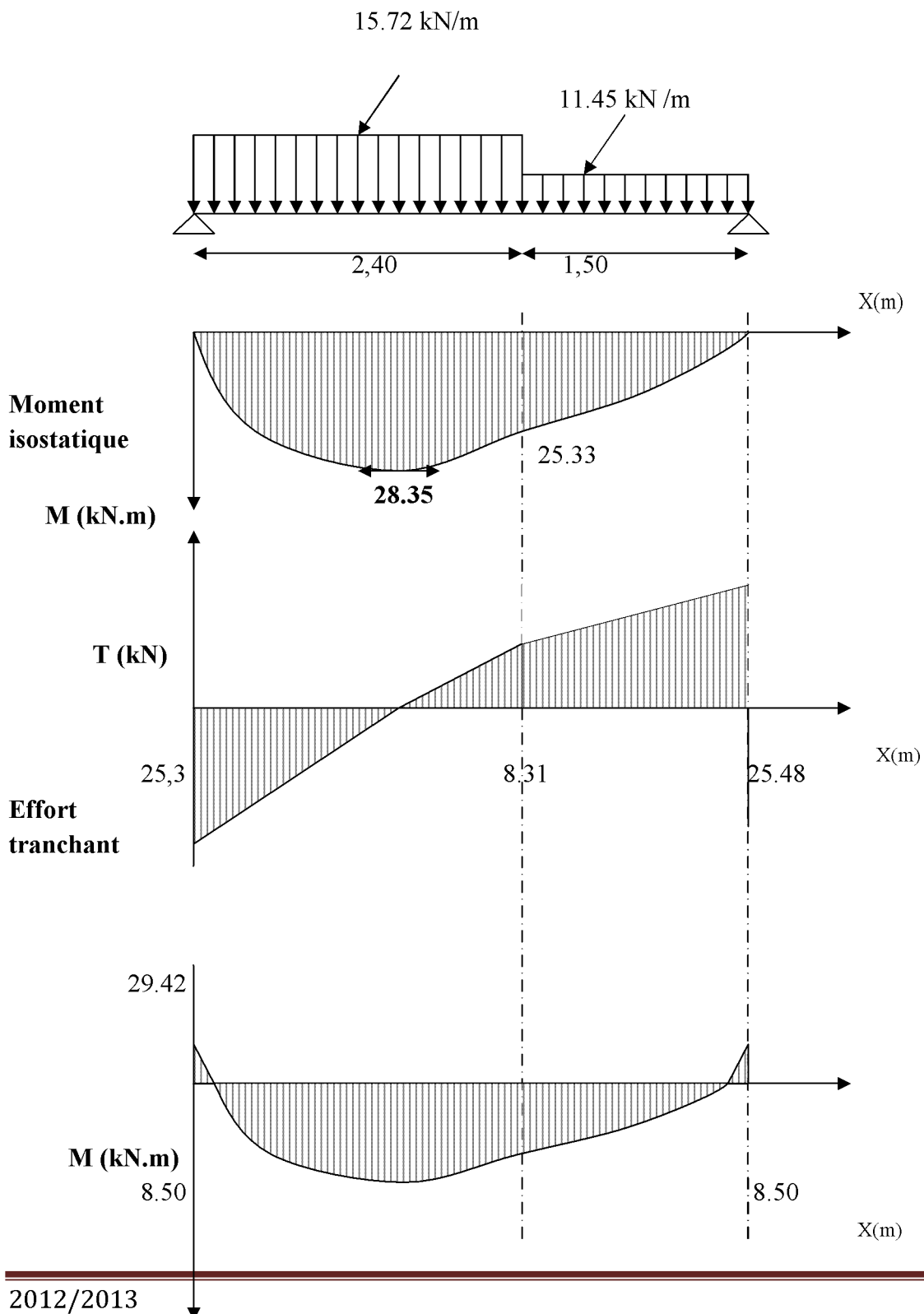
En tenant compte des semi encastres les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

- **En travée :**

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 28.35 = 24.10 \text{ KN m}$$

- **Aux appuis :**

$$M_{\text{appui}} = - 0,3 \times 28.35 = - 8.5 \text{ KN m}$$

B-3) Diagramme des Efforts internes sur les paillasse

**Moment de
Calcul**

24.10

Figure III.12 : Diagramme des efforts internes sur les paillasse

III.3.7 Ferrailage des paillasse

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1\text{m}$) et d'épaisseur ($e_p=18\text{cm}$).

1- Armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{24.10 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times (16)^2} = 0.0662 \leq \mu_u = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.066 \Rightarrow \beta = 0.966$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{24.10 \times 10^3}{348 \times 16 \times 0.966} = 4.48 \text{ cm}^2 +$$

On opte pour **6T12=6.78 cm²/ml ; Soit 1T12 tous les 15cm.**

2- Armatures de répartition

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st1 \text{ et } 3}}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6T10=4.71 cm²/ml Soit 1T10 tous les 15cm.**

III.3.8 Vérification a l'ELU

A) Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales $\longrightarrow S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \sqrt{}$$

Armatures de répartition $\longrightarrow S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \sqrt{}$$

B) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)..... [2]

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 16 \times 2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2 > 1.93 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

C) Contrainte tangentielle: (Art A.5.1,1/ BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

• **Calcul de $\bar{\tau}_u$:**

Pour les fissurations non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \underline{\underline{3.33 \text{ Mpa}}}$.

• **Calcul de $\tau_u^{\max}$:**

$$V_{\max} = 29.42 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{29.42 \times 10^3}{1000 \times 160} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = \underline{\underline{0.184 \text{ Mpa}}}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

D) Entraînement des barres : (Art.A.6.1, 3 / BAEL91).....[2]

Pour qu'il n'y est pas entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \underline{\underline{3.15 \text{ Mpa}}}$$

Calcul de τ_{se} :

✓ **Paillasse**

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3.14 \times 6 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.42 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 226.08} \quad \text{Donc : } \tau_{se} = \underline{\underline{0.90 \text{ Mpa}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Pas de risque d'entraînement des barres} \checkmark$$

E) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)..... [2]

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su}

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.33 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.

Donc : $L_c = 18 \text{ cm}$

F) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 /BAEL91)..... [2]

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 29.42 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 160} = \underline{\underline{0.41 \text{ Mpa.}}}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = \underline{\underline{13.33 \text{ Mpa.}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

G) Influence effort tranchant sur armatures : (Art 5.1.1, 312 / BAEL91) [2]

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

❖ **Paillasse**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{29.42.10^3}{348.100} = 0,85 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 6.78 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes ✓

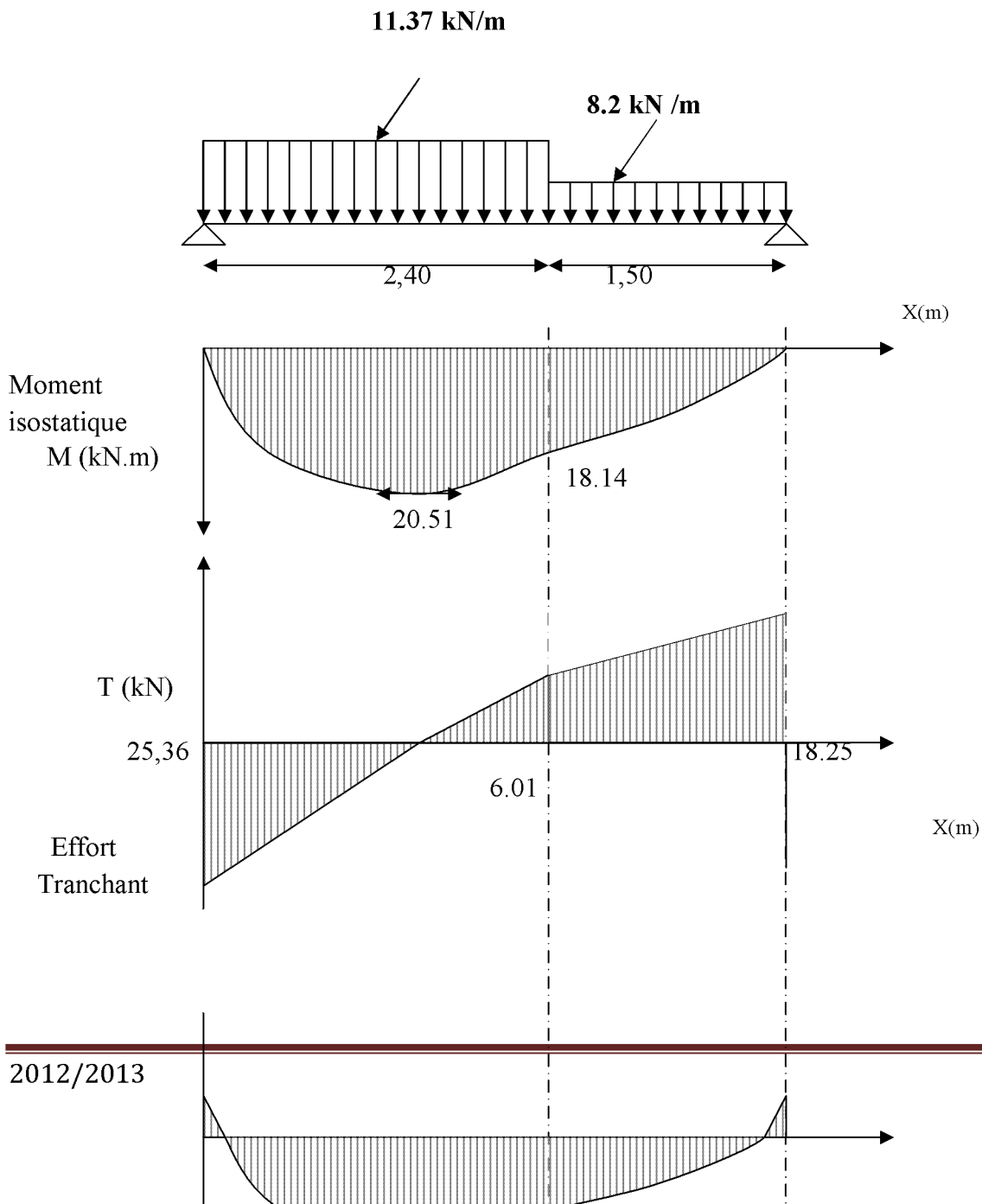
III.3.9 Vérification à l'ELS

A) Combinaison de charges à l'ELS

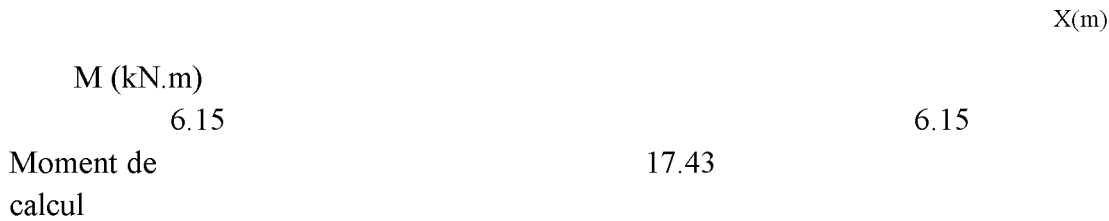
Volée : $q_s^v = 8,865 + 2.5 = 11,37 \text{ kN/m}$.

Palier : $q_s^p = 5.7 + 2.5 = 8.2 \text{ kN/m}$.

Diagramme des Efforts internes des poutres



21.30

**Figure III.13 : Diagramme des Efforts internes des paillasse a l'ELS****B) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL91)..... [2]**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

C) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5, 2 /BAEL91)✓ **Paillasse**• **Contrainte dans l'acier**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{6.78}{100 \times 16} \times 100 = 0.424$$

$$\rho_1 = 0.424 \Rightarrow k_1 = 35.22 \text{ et } \beta_1 = 0.900$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{17.43 \times 10^3}{0.900 \times 16 \times 6.78} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{178.53 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 178.53 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ condition vérifiée}$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{178.53}{35.22} \text{ Donc ; } \sigma_{bc} = \underline{\underline{5.06 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 5.06 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ } \sqrt{\quad}$$

D) Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91)..... [2]

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{18}{435} = 0.041.$
- $\frac{1}{16} = 0.0625.$

La condition 1 n'est pas vérifiée, on doit calculer la flèche.

✓ **Paillasse 1**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4350}{500} = 8.7 \text{ mm}$

Avec

$\bar{f}$: La flèche admissible.

E : Module de déformation différé = 10819 Mpa (voir chapitre 1)

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.

μ, λ_v : Coefficients.

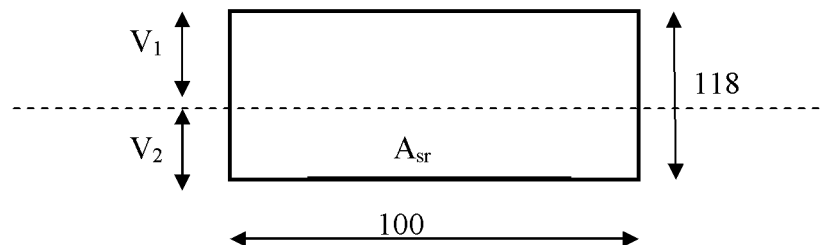


Figure 3.14 : Coupe longitudinale dans la paillasse

✓ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 18 + 15 \times 6.78$$

$$B_0 = \underline{\underline{1901.7 \text{ cm}^2}}$$

✓ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx**

$$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15 A . d$$

$$S /_{xx} = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 16 = 17827.2 \text{ cm}^3$$

$$S /_{xx} = \underline{17827.2 \text{ cm}^3}$$

✓ **Position du centre de gravité**

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{17827.2}{1901.7} = 8.87 \text{ cm} \quad ; \text{Donc : } V_1 = \underline{9.37 \text{ cm}}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.37 = 8.13 \text{ cm} \quad ; \text{Donc : } V_2 = \underline{8.61 \text{ cm}}$$

✓ **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G**

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_{st} (V_2 - c)^2 = (9.37^3 + 8.61^3) \frac{100}{3} + 15 \times 6.78 (8.61 - 2)^2$$

$$I_0 = \underline{53141.3 \text{ cm}^4}$$

✓ **Calcul des coefficients**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{6.78}{100 \times 16} = 0,0042$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0042 \times ((2 + 3))} = 5$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = \underline{2}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0042 \times 178.53 + 2,1} = 0.279$$

$$\mu = \underline{0.279}$$

✓ **Calcul de l'inertie fictive If :**

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 53141.3}{1 + 2 \times 0.279} = 58455.43 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \underline{58455.43 \text{ cm}^4}$$

✓ **Calcul de flèche :**

$$f = \frac{17.43 \times (4350)^2 \times 10}{10819 \times 58455.43} = 5.22 \text{ mm}$$

$$f = \underline{5.22 \text{ mm.}}$$

$$f = 5.22\text{mm} < \bar{f} = 8,7\text{mm} \dots\dots\dots \text{Flèche est vérifiée.}\checkmark$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées notre escalier sera ferrailer comme suit :

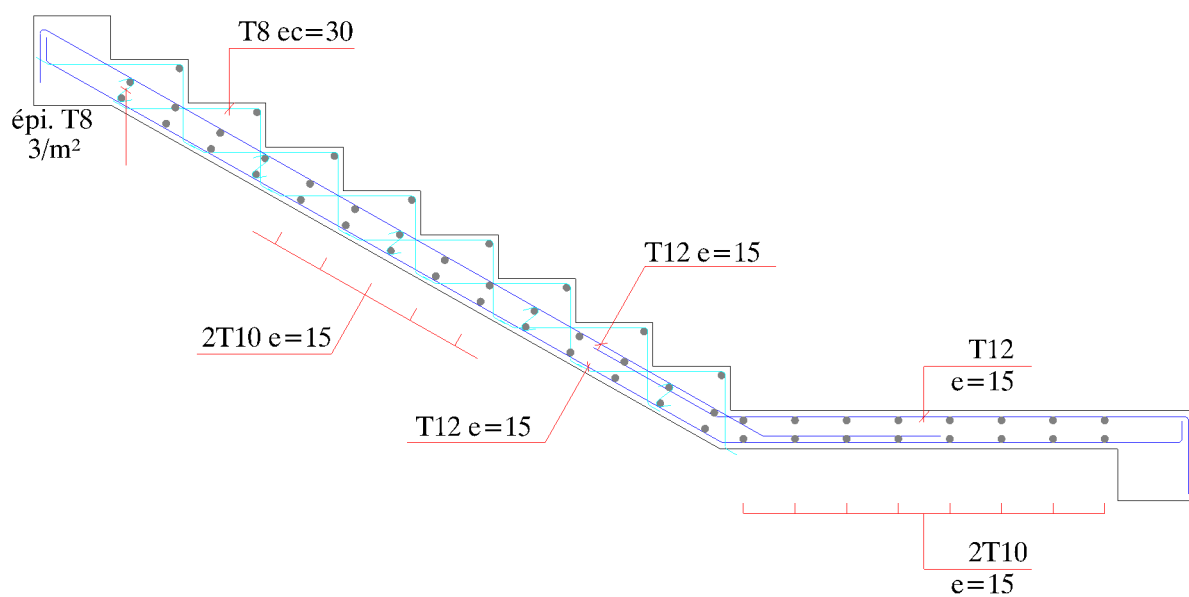


Figure III.15: Ferrailage de l'escalier

III.4 Calcul de la poutre palière**III.4.1 Introduction :**

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension $(b \times h)$. Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les deux poteaux.

III.4.2 Pré dimensionnement

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

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

Avec :

- h : hauteur de la poutre,
- b : largeur de la poutre,
- L : portée maximum entre nus d'appuis.

$$L=405 \text{ cm}$$

$$\frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10} \Rightarrow 27 \text{ cm} \leq h \leq 40,50 \text{ cm} ;$$

On opte pour : **h = 30 cm**

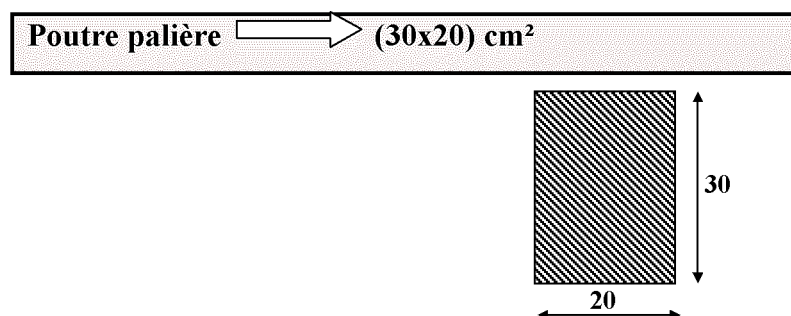
$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} ;$$

On opte pour : **b = 20 cm****✓ Vérification des conditions sur RPA :**

$$h=30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$b=20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$h/b = 1.16 < 4$$

Section adoptée**Figure III.16 : pré dimensionnement de la poutre palière.****➤ Détermination des charges :**

$$\text{Poids propre de la poutre :} \quad 0,30 \times 0,20 \times 25 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre du mur :} \quad 1.53 \times 2.94 = 4.5 \text{ KN/ml}$$

Réaction du palier à l'ELU : $T_u = 25.48 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier à l'ELS: $T_s = 18,25 \text{ KN/ml}$

➤ Combinaison de charges

$$\text{ELU} \quad q_u = 1.35 G + \frac{2 T_u}{L} = 1.35 \times (1.5 + 4.5) + \frac{(2 \times 25.48)}{4.05}$$

$$q_u = 20.68 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} \quad q_s = G + \frac{2 T_s}{L} = (1.5 + 4.5) + \frac{(2 \times 18.25)}{4.05}$$

$$q_s = 15.01 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul des efforts à l'ELU

a) Moment isostatique

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{20.68 \times 4.05^2}{8} = 42.40 \text{ KN.m}$$

b) Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{20.68 \times 4.05}{2} = 41.88 \text{ KN}$$

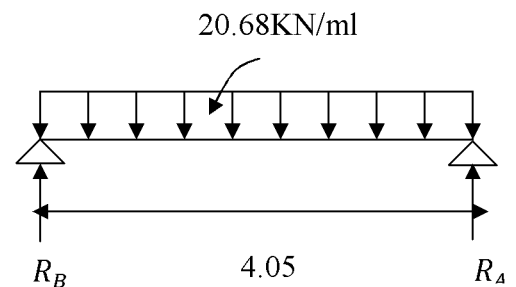


Figure III.17 : Schéma statique

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Sur appuis : $M_a = -0.3 \times M_u^{\max} = -0.3 \times 42.40 = -12.72 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_u^{\max} = 0.85 \times 42.40 = 36.04 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

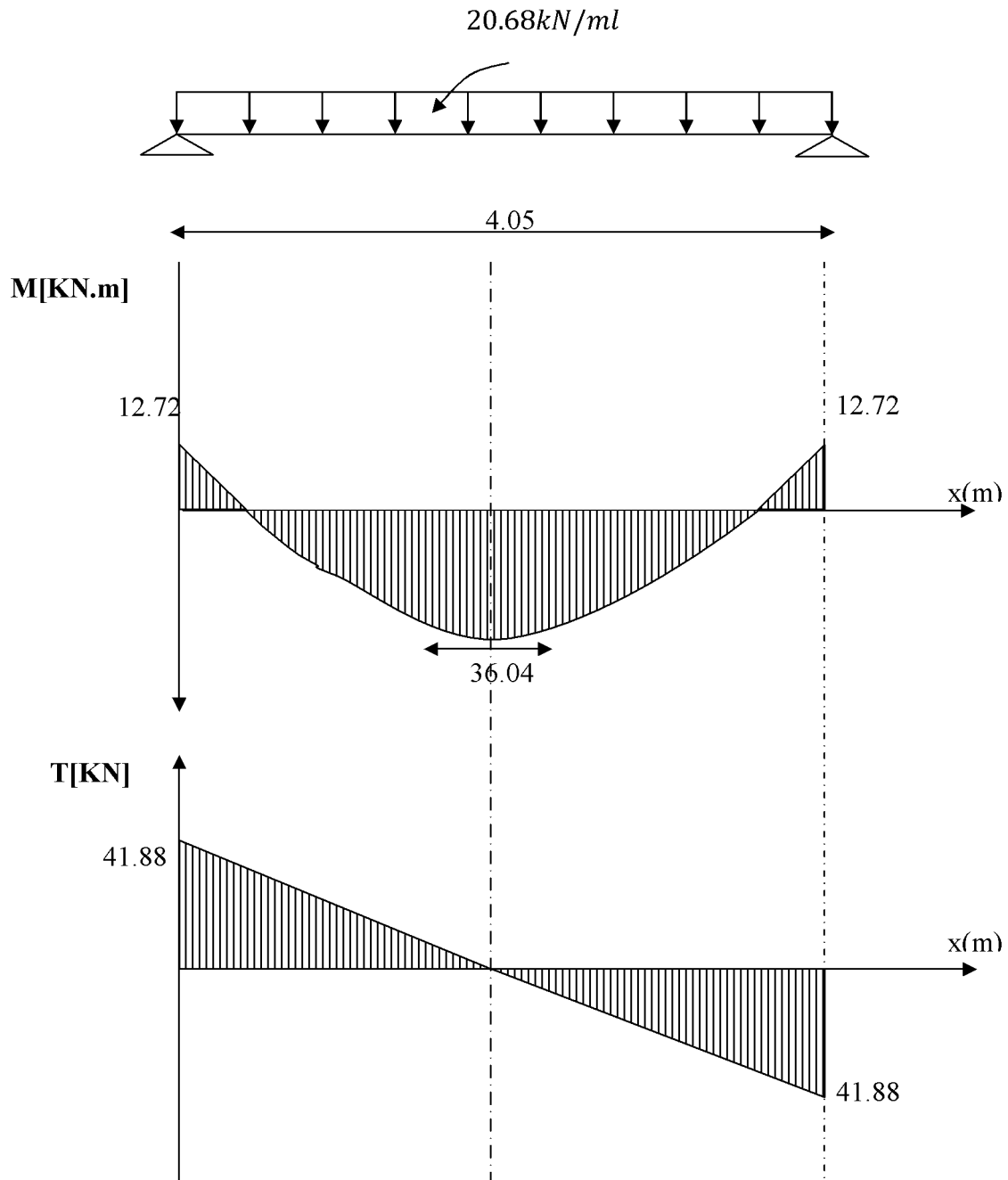


Figure III.18 : Diagramme du moment et de l'effort tranchant

➤ Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Le ferrailage se fait avec les moments max à l'ELU.

- $M_{a \max} = 12.72 \text{ Kn.m}$
- $M_{t \max} = 36.04 \text{ Kn.m}$

- **En travée**

Le moment max en travée est : $M_{t \max} = \underline{36.04 \text{ Kn.m}}$

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{36.04 \times 10^5}{20 \times 28^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.161 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.161 \Rightarrow \beta = 0.912$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{36.04 \times 10^5}{0.912 \times 28 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 4.05 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA14 = 4.62 cm²**

- **Aux appuis**

Le moment max aux appuis est : $M_{a \max} = \underline{12.72 \text{ Kn.m}}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.72 \times 10^5}{20 \times 28^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.0571 \Rightarrow \beta = 0.971$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12.72 \times 10^5}{0.971 \times 28 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 1.34 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA12 = 3.39 cm²**

- **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux : (Art 7.5.2.1/RPA2003)....[2]**

Le **pourcentage total minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

$A_s \text{ total} = 3HA12 + 3HA14 = 8.01 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 3 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée}$

III.4.3 Vérification à l'ELU

A) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)..... [2]

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{str} \geq A_{\min} = 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} \cdot \left[\frac{es - 0.455(d)}{es - 0.185(d)} \right] \cdot b \cdot d$$

- **En travée**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{26.15 \times 10^2}{15.01} = 174.21$$

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \left[\frac{174,21 - 0,455 \times (28)}{174,21 - 0,185 \times (28)} \right] \times 20 \times 28 = 0,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 4,62 \text{ cm}^2 > 2,80 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

▪ **Aux appuis**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{9,23 \times 10^2}{15,01} = 61,49$$

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \left[\frac{61,49 - 0,455 \times (28)}{61,46 - 0,185 \times (28)} \right] \times 20 \times 28 = 0,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,58 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

B) Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91)..... [2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

✓ **Calcul de $\bar{\tau}_u$:**

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right) \right\} \quad \text{Donc : } \bar{\tau}_u = \underline{\underline{3,33 \text{ Mpa}}}$$

✓ **Calcul de τ_u :**

$$V_{\max} = 41,88 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{41,88 \times 10^3}{200 \times 280} \quad ; \quad \text{Donc : } \tau_u = \underline{\underline{0,74 \text{ Mpa}}}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

C) Entrainement des barres : (Art.A.6.1, 3 / BAEL91).... [2]

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

✓ **Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:**

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec } : \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \underline{\underline{3.15 \text{ Mpa}}}$$

✓ Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times 12 = 113.1 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{41.88 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,1} \text{ Donc } : \tau_{se} = \underline{\underline{1.47 \text{ Mpa}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

D) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)..... [2]

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

✓ Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s^1 = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.33 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = \underline{\underline{45 \text{ cm}}}$$

$$L_s^2 = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49.61 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = \underline{\underline{45 \text{ cm}}}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal. D'après le BAEL 91, la longueur nécessaire pour les aciers HA est $L_s = 0.4 L_s = \underline{\underline{18 \text{ cm}}}$

E) Influence de l'effort tranchant sur les armatures

❖ Appuis de rive : (Art 5.1.1312 / BAEL91,)..... [2]

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{41.88.10^3}{348.100} = 1,20 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \dots\dots \text{Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes}$

F) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 / BAEL91)..... [2]

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 41,88 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 280} = \underline{\underline{1,66 \text{ Mpa.}}}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = \underline{\underline{13,33 \text{ Mpa.}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \checkmark.$$

G) Calcul des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{tj}}{0,8 \cdot f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}.$$

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{tj}) \cdot b \cdot S_t}{0,8 \cdot f_e}.$$

Avec :

Cadre droits : $\sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$k = 1$ fissuration peu nuisible.

τ_u : Contrainte de cisaillement dans le béton.

▪ **Vérification au cisaillement : (Art A.5.1.211/BAEL91)**

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \right\} [\text{MPa}]$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{ 3,33, 5 \} = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$V_u = V_u^{\max} = 41,88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{41,88 \times 10^3}{20 \times 275} = 0,76 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

$$A_t \geq \frac{(0,76 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \cdot 20 \times 7}{0,8 \times 400} = 0,16 \text{ cm}^2.$$

- **Diamètre armatures transversales : (Art A.7.2 / BAEL91)..... [2]**

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_l, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{300}{35}, 12, \frac{200}{10} \right) \right\} \Rightarrow \text{soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm.}$$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en $\phi 8$; Donc : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t \text{ cm}^2$

- **Calcul des espacements**

Méthode forfaitaire de Caquot :

Cette méthode est applicable sur des poutres de section constante et soumises à des charges uniformément réparties.

On prendra l'espacement dans la série de Caquot suivante : 7; 8; 9; 10; 13; 16; 20; 25; 35 (cm) dans la demi portée de la poutre.

- Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante : (Art.A.5.1, 232 / BAEL91) [2]

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) \cdot b \cdot \gamma_s}$$

$$S_t = \frac{2.01 \times 0,9 \times 400}{(0,74 - 0,3 \times 2.1) \cdot 1.15 \times 20} = 286 \text{ mm}$$

Le béton parvient lui seul à reprendre les efforts de traction du au cisaillement. Cependant nous allons adopter des armatures transversales avec un espacement déterminé à partir des règlements.

- **Espacement max des armatures transversales : Art A.5.1, 22 / BAEL91..... [2]**

$$S_{t \max} \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(25.2 ; 40 \text{ cm}) = \underline{\underline{25.2 \text{ cm}}}$$

- **Exigences du RPA pour les aciers transversales : (Art 7.5.2.2/RPA2003)..... [2]**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi \right) = \min \left(\left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1,2 \right\} \right) = \min (8,5 ; 14,4 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min (25,2 ; 8,5) = 8 \text{ cm}$.

On opte pour **$S_{t \max} = 8 \text{ cm}$** .

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}.$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min (25,2 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

On opte pour **$S_{t \max} = 15 \text{ cm}$**

Condition complémentaire

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MP}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} = \frac{201 \times 400}{250 \times 286} = 1,12 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Quantité d'armatures transversales minimale :**

$$A_{\min} = 0,003 S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \text{ du RPA} \dots \dots \dots \checkmark.$$

- **Pourcentage minimum des armatures transversales :** :(Art 5.1,22 / BAEL91)..[2]

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0,4 b s_t}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,4 \times 20 \times 15}{400} = 0,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \text{ du BAEL} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

$$n = \frac{L}{2} = 1.3 \text{ on prend } n = 2$$

la répartition des cadres sur la demi portée de la poutre palière :

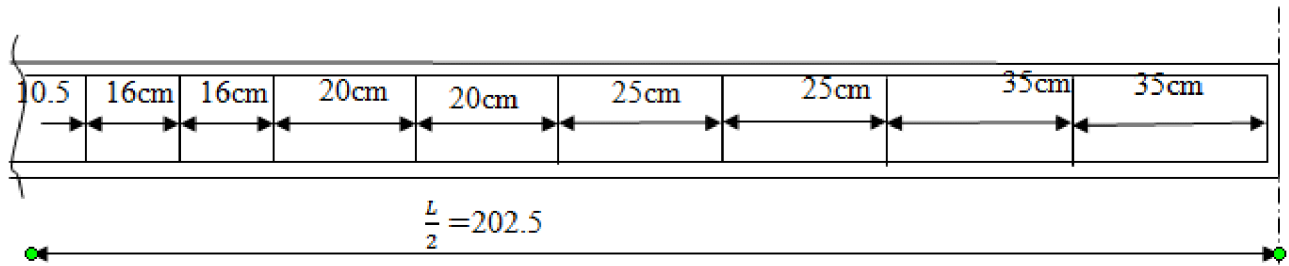


Figure III.19 : la répartition des cadres sur la demi portée de la poutre palière

III.4.4 Vérification à l'ELS

✓ Combinaison de charges à l'ELS

$$ELS \quad q_s = G + \frac{2T_s}{L} = (1.5 + 4.5) + \frac{(2 \times 18.25)}{4.05}$$

$$q_s = 15.01 \text{ KN/ml}$$

A) Diagramme des efforts internes à l'ELS

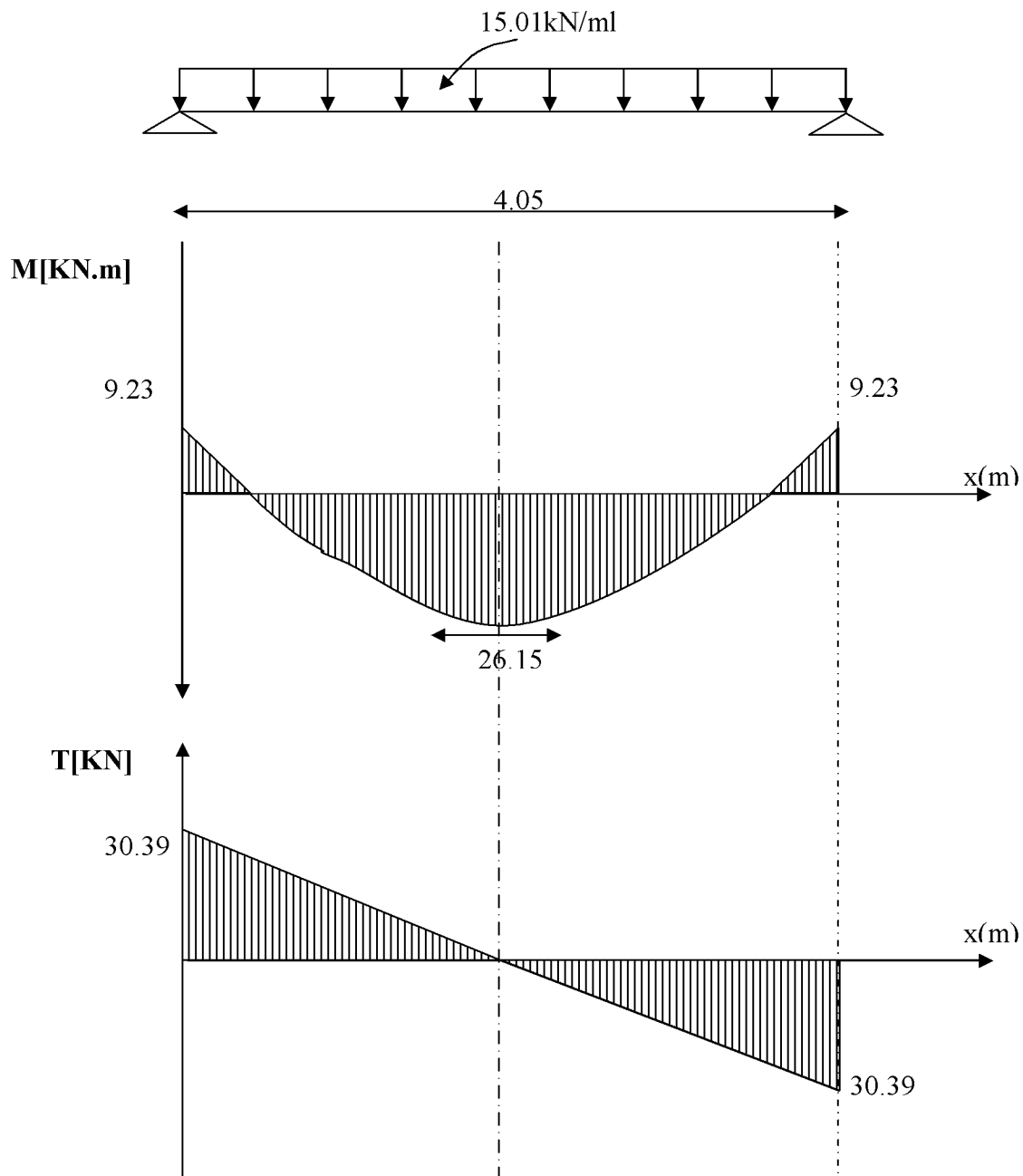


Figure III.20 : Diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'ELS

B) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91).....[2]

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

C) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91).....[2]

✓ **En travée**

- **Contrainte dans l'acier**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d} ;$$

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} F_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa} \quad \beta : \text{En fonction de } \rho$$

$\eta = 1,6$: Pour les barres à haute adhérence (HA).

$\eta = 1$: Pour les barres rondes lisses (RL).

A.N :

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.62}{20 \times 28} \times 100 = 0,825$$

$$\rho_1 = 0,825 \Rightarrow k_1 = 23.57 \text{ et } \beta_1 = 0,871$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{26.15 \times 10^6}{0,871 \times 280 \times 462} \quad \text{Donc} \quad \sigma_{st} = \underline{\underline{179.08 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 179.08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \checkmark.$$

• **Contrainte dans le béton**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{179.08}{23.57} \quad \text{Donc} \quad \sigma_{bc} = \underline{\underline{7.59 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 7.59 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \checkmark.$$

✓ **Aux appuis**

• **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{20 \times 28} \times 100 = 0,605$$

$$\rho_1 = 0,605 \Rightarrow k_1 = 28.48 \text{ et } \beta_1 = 0,885$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{9.23 \times 10^6}{0,885 \times 280 \times 339} ; \quad \text{Donc} : \sigma_{st} = \underline{\underline{109.87 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 109.87 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \checkmark.$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{109.87}{28.48} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \underline{\underline{3.86 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 3.86 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \dots\dots\dots \checkmark.$$

D) Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{30}{405} = 0.074$
- $\frac{1}{16} = 0.0625$.

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots \checkmark$$

- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{4.62}{20 \times 28} = 0.0082$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$

$$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \checkmark$$

- $\frac{h}{L} = \frac{30}{405} = 0.074$

- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{26.15}{10 \times 30.77} = 0.0649$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.M_0} \dots\dots\dots \checkmark$$

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense du calcul de la flèche

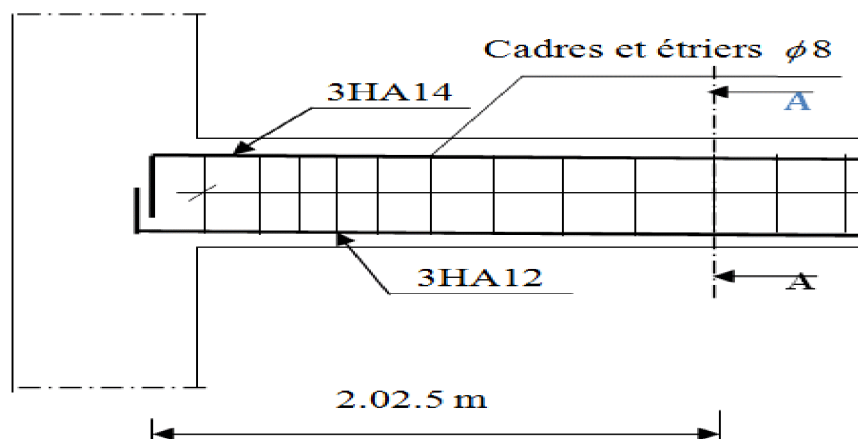
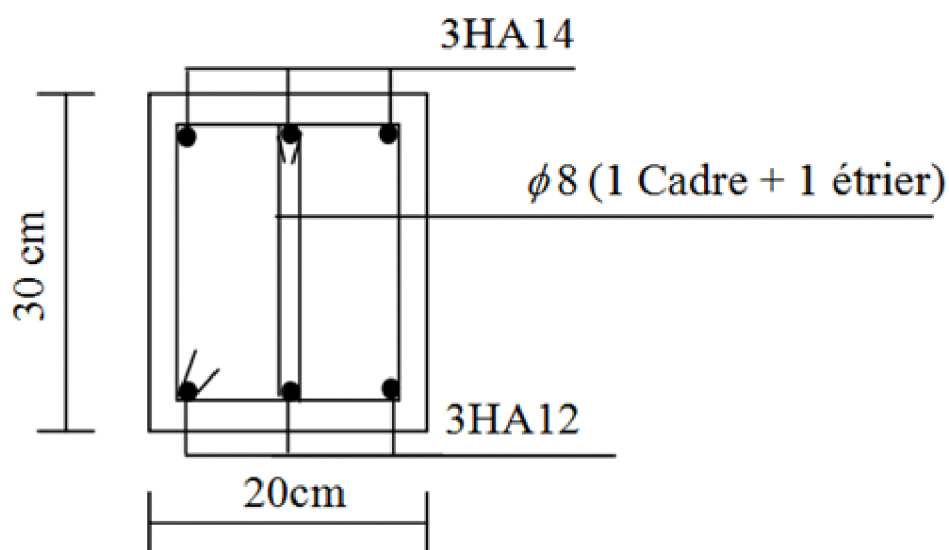
✓ **Conclusion** : le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales

- 3HA14 filantes pour le lit inférieur.
- 3HA 12 filantes pour le lit supérieur.

Armatures transversales

- 1cadre et 1 étrier en HA8

Plan de ferrailage de la poutre palière :**Figure III.21 : ferrailage de la demi-portée de la poutre palière****Figure III.22 : la coupe A A de la poutre palière**

III.5 Les balcons**III.5.1 Introduction**

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales.

Ils sont constitués d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

avec **L** : largeur du balcon

$$e_p \geq \frac{124}{10} = 12.4 \text{ cm} \quad \text{ce qui donne : } e_p = 15 \text{ cm}$$

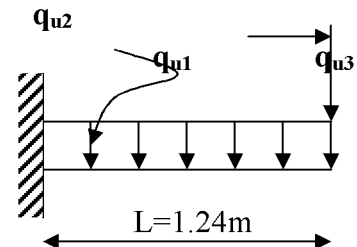
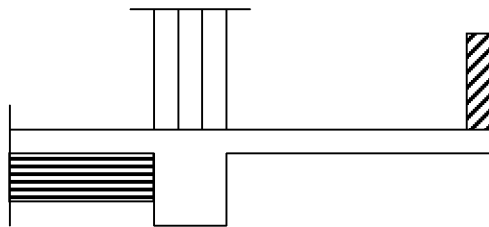


Figure III.23: Schéma statique du balcon.

III.5.2 Calcul des balcons➤ **Détermination des charges et surcharges**

Nous considérons une bande de 1[m] de balcon

a- Charges permanentes

Charge G due à la dalle en béton armé $G_1 = 5,51 \text{ [KN/ml]}$.

b- surcharge d'exploitation: $Q_1 = 3,5 \text{ [KN/ml]}$.

c- charge concentrée

Poids propre du garde corps $G_2 = 1.3 \text{ [KN/ml]}$.

Charge due à la main courante $Q_2 = 1 \text{ [KN/ml]}$.

• **A'ELU :**➤ **Combinaison des charges :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur :

$$\text{Pour la dalle : } q_{u1} = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 (5.51) + 1.5 (3.5) = 12.69 \text{ KN/ml}$$

Pour le garde corps: $q_{u2} = 1.35 \times G_2 = 1.35(1.3) = 1.75 \text{ KN/ml}$

Pour la main courante : $q_{u3} = 1.5 \cdot Q_2 = 1.5(1) = 1.5 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des sollicitations :**

L'effort normal : $N_u = q_{u3} = 1.5 \text{ KN}$

L'effort tranchant : $V_u = q_{u2} + q_{u1} \times L = 1.75 + 12.69 \times 1.5 = 20.78 \text{ KN}$.

Le moment fléchissant : $M_u = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l + q_{u3} \times H$

$$M_u = 12.69 \times \frac{1.5^2}{2} + 1.75 \times 1.5 + 1.5 \times 1.1$$

$$M_u = 18.55 [\text{Kn.m}]$$

avec : $H = 1.1 \text{ m}$: hauteur de garde aux corps.

• ***A l'ELS :***

➤ **Combinaison des charges :**

Pour la dalle : $q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5.51 + 3.5 = 9.01 \text{ KN/ml}$

Pour le garde corps: $q_{s2} = G_2 = 1.3 \text{ KN/ml}$

Pour la main courante : $q_{s3} = 1 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des sollicitations :**

L'effort normal : $N_s = q_{s3} = 1 \text{ KN}$

Le moment fléchissant : $M_s = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l + q_{s3} \times H$

$$M_s = \frac{9.01 \times 1.5^2}{2} + 1.3 \times 1.5 + 1 \times 1.1$$

$$M_s = 13.18 \text{ KNm}$$

III.5.3 Ferraillage

- Le moment sollicitant

$$M_u = 18.55 [\text{Kn.m}]$$

- Armatures principales

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire définie comme suit :

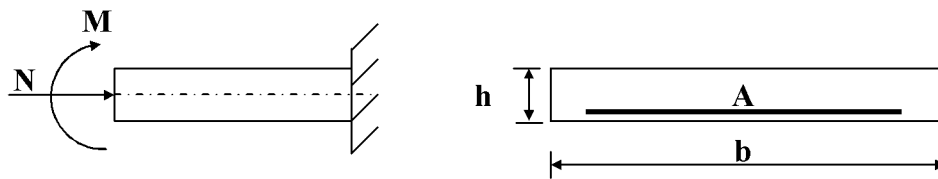


Figure III.24 : Schémas de calcul des balcons.

b : La largeur de la section.

h : La hauteur de la section.

d : La hauteur utile.

A : La section des armatures.

c : Enrobage.

- Calcul de l'excentricité :

$$b = 100 \text{ cm} ; \quad h = 15 \text{ cm} ; \quad c = 3 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{aligned} e_u &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{18.55}{1.5} = 12.33 \text{ m} = 1233 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{0.15}{2} - 0.03 = 0.045 \text{ m} = 4.5 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \left(e_u > \frac{h}{2} - c' \right)$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures, donc la section du béton est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion composée, en suivant les étapes présentées ci-dessous :

- **Moment fictif:**

$$M_f = N_u \left(e_u + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right) = 1.5 \left(12.33 + \left(\frac{0.15}{2} - 0.03 \right) \right) = 18.56 \text{ KNm}$$

- **Moment réduit :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{Mf}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18.56 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.09$$

$\mu_b < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

• **Armatures fictives :**

$$\mu_b = 0.09 \Rightarrow \beta = 0.953$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{Mf}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{18.56 \times 10^6}{0.953 \times 120 \times 348} = 466.3 \text{ mm}^2 = 4.66 \text{ cm}^2$$

• **Armatures réelles(en flexion composée) :**

$$A_{St} = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 4.66 - \frac{1.5 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 4.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 4.61 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{St} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 20[\text{cm}]$.

• **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit } 6\text{HA}8 = 3.01 [\text{cm}^2] \quad \text{avec } S_t = 25 [\text{cm}]$$

III.5.4 Vérification à l'ELU

A) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)..... [2]

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right)$$

$$e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{13.18}{1} = 13.18 \text{ m} = 1318 \text{ cm.}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} \left(\frac{1318 - 0.445 \times 12}{1318 - 0.185 \times 12} \right)$$

$$A_{\text{min}} = 1.4 \text{ cm}^2$$

$A_t = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.4 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée

B) Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2 / BAEL91).....[2]

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} \Rightarrow (\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = 20.78 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{20.78 \times 10^3}{1000 \times 120} ; \text{ Donc : } \tau_u = 0.173 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u = 0,173 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires✓

C) L'adhérence des barres: (Art.A.6.1, 3 / BAEL91).....[2]

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \sum U_i} \quad \text{et : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

Calcul de τ_{se} :

$$\sum U_i = 3,14 \times 5 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,55 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4} \quad \text{Donc : } \tau_{se} = 0,91 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Pas de risque d'entraînement des barres} \checkmark$$

D) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91).....[2]

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,20 \times 400}{4 \times 3,15} = 38,09 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 40 \text{ cm.}$$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4 \cdot L_s$ pour les aciers H.A ; **Donc : $L_c = 16 \text{ cm}$**

E) Espacement des armatures

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales $\longrightarrow S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\}$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \checkmark$$

Armatures de répartition $\longrightarrow S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \checkmark$$

III.5.5 Vérification à l'ELS

• Calcul du moment sollicitant

$$M_s = 13,18 \text{ [Kn.m]}$$

A) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91).....[2]

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

B) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91).....[2]

- Contrainte dans l'acier :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{13.18}{1} = 13.18 \text{ m} = 1318 \text{ cm.}$$

$$e_s = 1318 \text{ cm.} > \frac{h}{2} - c = 4.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{donc la section est partiellement comprimée.}$$

Étape fictive :

$$M_{fs} = N_s (e_s + (\frac{h}{2} - c)) = 1 (13.18 + (\frac{0.15}{2} - 0.03)) = 13.225 \text{ KNm}$$

$$M_{fs} = 13.225 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$$

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

Fissurations préjudiciables.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1.6 ; \text{ Barre HA}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.527$$

$$\bar{\mu}_s = 0.01622$$

$$\bar{M}_{fs} = \bar{\mu}_s \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{M}_{fs} = (0.01622 \times 1000 \times 120^2 \times 201.63) \times 10^{-6} = 47.09 \text{ KN.m}$$

$$\bar{M}_{fs} = 47.09 \text{ KNm} > M_f = 13.225 \text{ KNm} \Rightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

$$A_{stf} = \frac{M_{fs}}{(d-c) \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{13.225 \times 10^3}{(12-3) \times 201.63} = 7.28 \text{ cm}^2$$

Armatures réelles(en flexion composée)

$$A_{St} = A_{stf} - \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{st}} = 7.28 - \frac{1 \times 10^3}{201.63 \times 10^2} = 7.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 7.27 \text{ cm}^2 > A_t = 5.65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion:

$$A_{st} > A_t \text{ donc } A_{st \text{ adopt}} = 7.27 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA14; $A_{st \text{ adopt}} = 7.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm/ml}$

- *Les armatures de répartition :*

$$A_r = \frac{A_{st \text{ adopt}}}{4} = 1.92 \text{ cm}^2 \text{ on opte } 6\text{HA}8 / \text{ml} = 3.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm/ml}$$

- **Contrainte dans le béton :**

σ_{st} : Contrainte dans le béton tendu.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 12} = 0.640$$

$$\rho = 0.640 \rightarrow \{ \beta_1 = 0.882, k_1 = 27.55 \}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{13.18 \times 10^3}{0.882 \times 7.69 \times 12} = 161.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 161.93 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

C) Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91)......[2]

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_c} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,1$$

$$\bullet \quad \frac{1}{16} = 0.0625.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \checkmark$$

- $\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{5.65}{100 \times 12} = 0,0047$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,01$ $\frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \checkmark$
- $\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,1$
- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{9.54}{10.9.54} = 0,1$ $\frac{h}{L} = \frac{M_t}{10.M_0} \dots\dots\dots \checkmark$

Conclusion : Les balcons seront ferrailés comme suit

- ❖ Armature principales : 5HA14 avec e=20 cm
- ❖ Armatures secondaire : 6HA8 avec e=25 cm

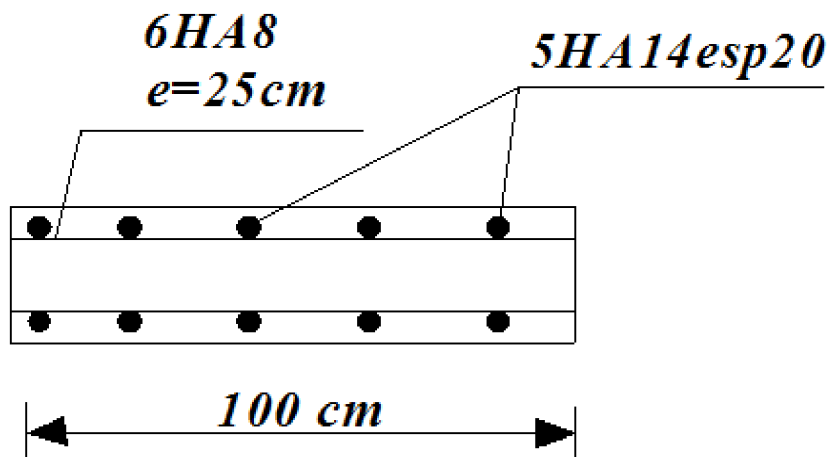


Figure III.25 : Schéma du ferrailage d'un balcon

III.5 Calcul des portes a faux:

III.5.1 Introduction :

Le porte a faux en dalle pleine se calcul comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher ; le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur. Ses dimensions sont :

Largeur $l = 1.50\text{m}$

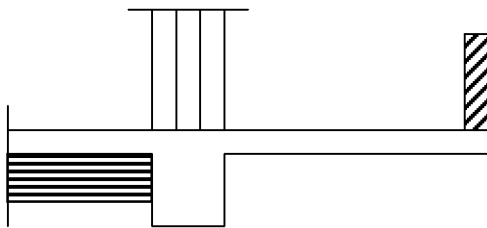
Longueur $L = 4.40\text{m}$

L'épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

avec L : largeur du porte a faux

$$e_p \geq \frac{150}{10} = 15\text{cm} \quad \text{ce qui donne : } e_p = 15\text{cm}$$



FigIII.2: Schéma statique du porte a faux.

III.5.2 Détermination des charges et surcharges

Nous considérons une bande de 1[m]de balcon

a- Charges permanentes

Charge G due à la dalle en béton arme $G_1 = 5,51[\text{KN/ml}]$.

b- surcharge d'exploitation:..... $Q_1=1,5 [\text{KN/ml}]$.

c- charge concentrée

Poids propre du mur extérieur $G_2=2,94 (2.89-0.2)= 7.90 [\text{KN/ml}]$.

Charge due à la main courante $Q_2 = 1[\text{KN/ml}]$.

III.5.3 à L'ELU :

❖ Combinaison des charges :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur :

Pour la dalle : $q_{u1} = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 (5.51) + 1.5 (1.5) = 9.69\text{KN/ml}$

Pour le garde corps : $q_{u2} = 1.35 \times G_2 = 1.35(7.90) = 10.665 \text{ KN/ml}$

Pour la main courante : $q_{u3} = 1.5 \cdot Q_2 = 1.5(1) = 1.5 \text{ KN/ml}$

❖ Calcul des sollicitations :

L'effort normal : $N_u = q_{u3} = 1.5 \text{ KN}$

L'effort tranchant : $V_u = q_{u2} + q_{u1} \times L = 10.665 + 9.69 \times 1.5 = 25.2 \text{ KN}$.

Le moment fléchissant : $M_u = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l + q_{u3} \times H$

$$M_u = 9.69 \times \frac{1.5^2}{2} + 10.665 \times 1.5 + 1.5 \times 2.89$$

$$M_u = 31.23 \text{ KN.m}$$

Avec : $H = 2.89 \text{ m}$: hauteur de garde aux corps.

III.5.4 à l'ELS :❖ Combinaison des charges :

Pour la dalle : $q_{s1} = G1 + Q1 = 5.51 + 1.5 = 7.01 \text{ KN/ml}$

Pour le mur : $q_{s2} = G2 = 2.94 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

Pour la main courante : $q_{s3} = 1 \text{ KN/ml}$

❖ Calcul des sollicitations :

L'effort normal : $N_s = q_{s3} = 1 \text{ KN}$

Le moment fléchissant : $M_s = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l + q_{s3} \times H$

$$M_s = \frac{7.01 \times 1.5^2}{2} + 2.94 \times 1.5 + 1 \times 2.89$$

$$M_s = 15.18 \text{ KNm}$$

III.5.5 Ferrailage➤ Moment sollicitations

$$M_u = 31.23 \text{ KN.m}$$

±

➤ Armatures principales

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire définie comme suit :

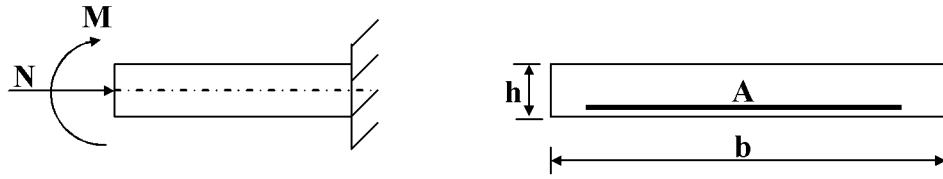


Figure 10 : Schémas de calcul.

b : La largeur de la section.

h : La hauteur de la section.

d : La hauteur utile.

A : La section des armatures.

c : Enrobage.

-Calcul de l'excentricité :

$$b = 100 \text{ cm} ; \quad h = 15 \text{ cm} ; \quad c = 3 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{aligned} e_u &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{31.23}{1.5} = 20.82 \text{ m} = 2082 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{0.15}{2} - 0.03 = 0.045 \text{ m} = 4.5 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \left(e_u > \frac{h}{2} - c' \right)$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures, donc la section du béton est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion composée, en suivant les étapes présentées ci-dessous :

- **Moment fictif:**

$$M_f = N_u \left(e_u + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right) = 1.5 \left(20.82 + \left(\frac{0.15}{2} - 0.03 \right) \right) = 31.29 \text{ KNm}$$

- **Moment réduit :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{31.29 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.015$$

$\mu_b < \mu_1 = 0.392 \implies$ la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- **Armatures fictives :**

$$\mu_b = 0.015 \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{31.29 \times 10^6}{0.992 \times 120 \times 348} = 755.32 \text{ mm}^2 = 7.55 \text{ cm}^2$$

- **Armatures réelles (en flexion composée) :**

$$A_{St} = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 7.55 - \frac{1.5 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 7.5 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{St} = 5\text{HA}14 = 7.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 20 [\text{cm}]$.

➤ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}10 = 3.14 [\text{cm}^2] \quad \text{avec } S_t = 25 [\text{cm}]$$

III.5.6 Vérification à l'ELU

A) Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)..... [2]

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right)$$

$$e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{15.18}{1} = 15.18 \text{ m} = 1518 \text{ cm.}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} \left(\frac{1518 - 0.445 \times 12}{1518 - 0.185 \times 12} \right)$$

$$A_{\text{min}} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 7.69 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min}} = 1.44 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée}$$

B) Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2/BAEL91).....[2]

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5MPa ; 4MPa \} \Rightarrow (\bar{\tau} = 2,5MPa)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$V_u = 25.2 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{25.2 \times 10^3}{1000 \times 120} ; \text{ Donc : } \tau_u = 0.21 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires✓

C) L'adhérence des barres: (Art.A.6.1, 3/ BAEL91).....[2]

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \sum U_i} \quad \text{et : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_S \times f_{t28}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

Calcul de T_{se} :

$$\sum U_i = 3,14 \times 5 \times 14 = 219.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{25.2 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 219.8} \quad \text{Donc : } T_{se} = 1.06 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Pas de risque d'entraînement des barres} \checkmark$$

D) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91).....[2]

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,40 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 50 \text{ cm.}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4 \cdot L_s$ pour les aciers H.A ; Donc : $L_c = 20 \text{ cm}$

E) Espacement des armatures

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales $\longrightarrow S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\}$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$$

Armatures de répartition $\longrightarrow S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$$

III.5.7 Vérification à l'ELS

➤ Moment sollicitant

$$M_s = 15,18 \text{ KN.m}$$

A) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 / BAEL91).....[2]

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

B) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 / BAEL91).....[2]

• Contrainte dans l'acier :

Vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} F_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = \min \{ 266.66, 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa}$$

β : En fonction de ρ

$\eta = 1,6$: Pour les barres à haute adhérence (HA).

$\eta = 1$: Pour les barres rondes lisses (RL)

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{7.96}{100 \times 12} \times 100 = 0.663$$

$$\rho_1 = 0.663 \Rightarrow \kappa_1 = 27.15.18 \quad \beta_1 = 0.881$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{15.18 \times 10^6}{0.881 \times 120 \times 769} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{186.71 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 186.71 \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \quad \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• Contrainte dans le béton :

Vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{\kappa_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{27.15} \times 186.71 = 6.87 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.87 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \dots \dots \dots \checkmark$$

C) Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424/BAEL 91).....[2]

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,10$$

$$\bullet \quad \frac{1}{16} = 0.0625.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \dots \dots \dots \checkmark$$

$$\bullet \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{7.69}{100 \times 12} = 0,0064$$

$$\bullet \quad \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,01$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad \dots \dots \dots \checkmark$$

$$\bullet \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,10$$

$$\bullet \quad \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{15.18}{10 \times 15.18} = 0,1 \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \dots\dots\dots \sqrt{}$$

Conclusion : Les portes a faux seront ferrailé comme suit

- ❖ Armature principales : 5HA14 avec e=20 cm
- ❖ Armatures secondaire : 4HA10 avec e=25 cm

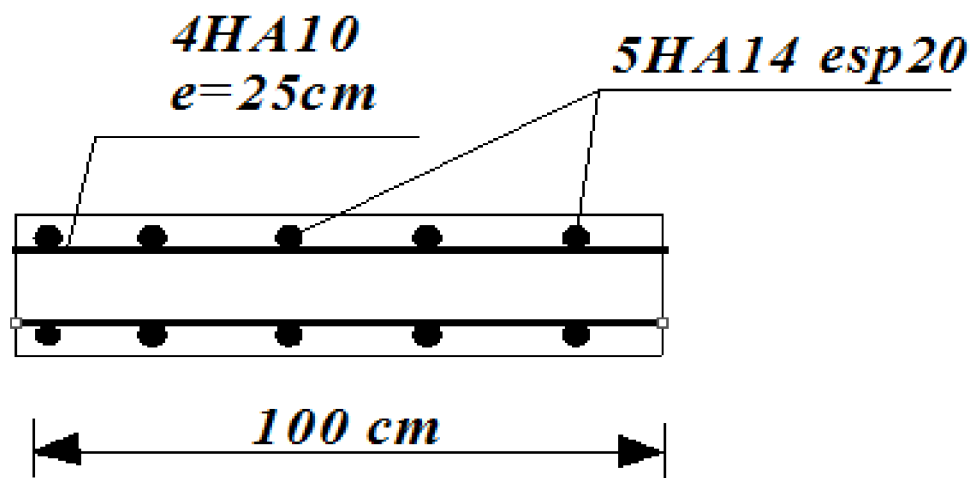


Figure :ferrailage du porte a faux

III.6 Calcul des portes a faux:

III.6.1 Introduction :

Le porte a faux en dalle pleine se calcul comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher ; le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur. Ses dimensions sont :

Largeur $l = 1.50\text{m}$

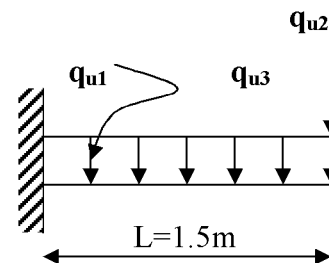
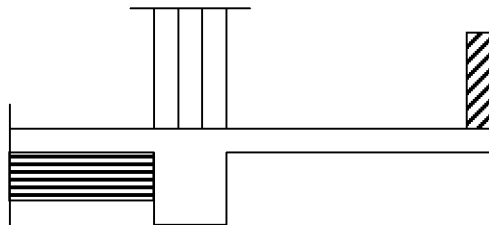
Longueur $L = 4.40\text{m}$

L'épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

avec L : largeur du porte a faux

$$e_p \geq \frac{150}{10} = 15\text{cm} \quad \text{ce qui donne : } e_p = 15\text{cm}$$



FigIII.26 Schéma statique du porte a faux.

➤ Détermination des charges et surcharges

Nous considérons une bande de 1[m]de balcon

a- Charges permanentes

Charge G due à la dalle en béton arme $G_1 = 5,51[\text{KN/ml}]$.

b- surcharge d'exploitation:..... $Q_1 = 1,5 [\text{KN/ml}]$.

c- charge concentrée

Poids propre du mur extérieur $G_2 = 2.94 (2.89 - 0.2) = 7.90 [\text{KN/ml}]$.

Charge due à la main courante $Q_2 = 1[\text{KN/ml}]$.

• AL'ELU:

➤ Combinaison des charges :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur :

$$\text{Pour la dalle : } q_{u1} = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 (5.51) + 1.5 (1.5) = 9.69\text{KN/ml}$$

Pour le garde corps: $q_{u2} = 1.35 \times G_2 = 1.35(7.90) = 10.665 \text{ KN/ml}$

Pour la main courante : $q_{u3} = 1.5 \cdot Q_2 = 1.5(1) = 1.5 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des sollicitations :**

L'effort normal : $N_u = q_{u3} = 1.5 \text{ KN}$

L'effort tranchant : $V_u = q_{u2} + q_{u1} \times L = 10.665 + 9.69 \times 1.5 = 25.2 \text{ KN}$.

Le moment fléchissant : $M_u = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l + q_{u3} \times H$

$$M_u = 9.69 \times \frac{1.5^2}{2} + 10.665 \times 1.5 + 1.5 \times 2.89$$

$$M_u = 31.23 \text{ KN.m}$$

Avec : $H = 2.89 \text{ m}$: hauteur de garde aux corps.

• **À l'ELS :**

➤ **Combinaison des charges :**

Pour la dalle : $q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5.51 + 1.5 = 7.01 \text{ KN/ml}$

Pour le mur : $q_{s2} = G_2 = 2.94 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

Pour la main courante : $q_{s3} = 1 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des sollicitations :**

L'effort normal : $N_s = q_{s3} = 1 \text{ KN}$

Le moment fléchissant : $M_s = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l + q_{s3} \times H$

$$M_s = \frac{7.01 \times 1.5^2}{2} + 2.94 \times 1.5 + 1 \times 2.89$$

$$M_s = 15.18 \text{ KNm}$$

III.6.2 **Ferraillage**

• **Moment sollicitations**

$$M_u = 31.23 \text{ KN.m}$$

- **Armatures principales**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire définie comme suit :

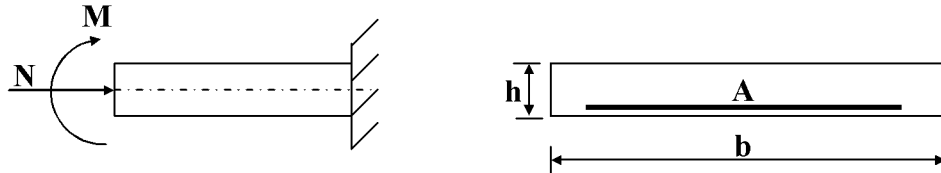


Figure III.27 Schémas de calcul.

b : La largeur de la section.

h : La hauteur de la section.

d : La hauteur utile.

A : La section des armatures.

c : Enrobage.

- **Calcul de l'excentricité :**

$$b = 100 \text{ cm} ; \quad h = 15 \text{ cm} ; \quad c = 3 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{aligned} e_u &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{31.23}{1.5} = 20.82 \text{ m} = 2082 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{0.15}{2} - 0.03 = 0.045 \text{ m} = 4.5 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \left(e_u > \frac{h}{2} - c' \right)$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures, donc la section du béton est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion composée, en suivant les étapes présentées ci-dessous :

- **Moment fictif:**

$$M_f = N_u \left(e_u + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right) = 1.5 \left(20.82 + \left(\frac{0.15}{2} - 0.03 \right) \right) = 31.29 \text{ KNm}$$

- **Moment réduit :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{31.29 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.015$$

$\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- **Armatures fictives :**

$$\mu_b = 0.015 \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{31.29 \times 10^6}{0.992 \times 120 \times 348} = 755.32 \text{ mm}^2 = 7.55 \text{ cm}^2$$

- **Armatures réelles (en flexion composée) :**

$$A_{st} = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 7.55 - \frac{1.5 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 7.5 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{st} = 5\text{HA}14 = 7.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 20[\text{cm}]$.

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}10 = 3.14 [\text{cm}^2] \quad \text{avec } S_t = 25 [\text{cm}]$$

III.6.3 Vérification à l'ELU

A) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)..... [2]

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right)$$

$$e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{15.18}{1} = 15.18 \text{ m} = 1518 \text{ cm}.$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} \left(\frac{1518 - 0.445 \times 12}{1518 - 0.185 \times 12} \right)$$

$$A_{\text{min}} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 7.69 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min}} = 1.44 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée}$$

B) Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2 / BAEL91).....[2]

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} \Rightarrow (\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = 25.2 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{25.2 \times 10^3}{1000 \times 120} ; \text{ Donc : } \tau_u = 0.21 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires✓

C) L'adhérence des barres: (Art.A.6.1, 3 / BAEL91).....[2]

Pour qu'il n'y'ait pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \sum U_i} \quad \text{et : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_S \times f_{t28}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

Calcul de

$$\sum U_i = 3,14 \times 5 \times 14 = 219.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{25.2 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 219.8} \quad \text{Donc : } \tau_{se} = 1.06 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Pas de risque d'entraînement des barres} \checkmark$$

D) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91)... ...[2]

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_c}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.40 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 50 \text{ cm.}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4 \cdot L_s$ pour les aciers H.A ; **Donc : $L_c = 20 \text{ cm}$**

E) Espacement des armatures

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales $\longrightarrow S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\}$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$$

Armatures de répartition $\longrightarrow S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$$

III.6.4 Vérification à l'ELS

- Moment sollicitant**

$$M_s = 15.18 \text{ KN.m}$$

A) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 / BAEL91).....[2]

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

B) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91).....[2]

- **Contrainte dans l'acier :**

Vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} F_{e,110} \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = \min \{ 266.66, 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa}$$

β : En fonction de ρ

$\eta = 1,6$: Pour les barres à haute adhérence (HA).

$\eta = 1$: Pour les barres rondes lisses (RL)

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{7.96}{100 \times 12} \times 100 = 0.663$$

$$\rho_1 = 0.663 \Rightarrow \kappa_1 = 27.15.18 \quad \beta_1 = 0.881$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{15.18 \times 10^6}{0.881 \times 120 \times 769} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{186.71 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 186.71 \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \quad \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton :**

Vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{\kappa_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{27.15} \times 186.71 = 6.87 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.87 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \dots \dots \dots \checkmark$$

C) Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91).....[2]

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,10$$

$$\bullet \quad \frac{1}{16} = 0.0625.$$

$$\bullet \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{7.69}{100 \times 12} = 0,0064$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \checkmark$$

- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,01$ $\frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \checkmark$
- $\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,10$
- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{15.18}{10 \times 15.18} = 0,1$ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \dots\dots\dots \checkmark$

Conclusion : Les portes a faux seront ferrailé comme suit

- ❖ Armature principales : 5HA14 avec e=20 cm
- ❖ Armatures secondaire : 4HA10 avec e=25 cm

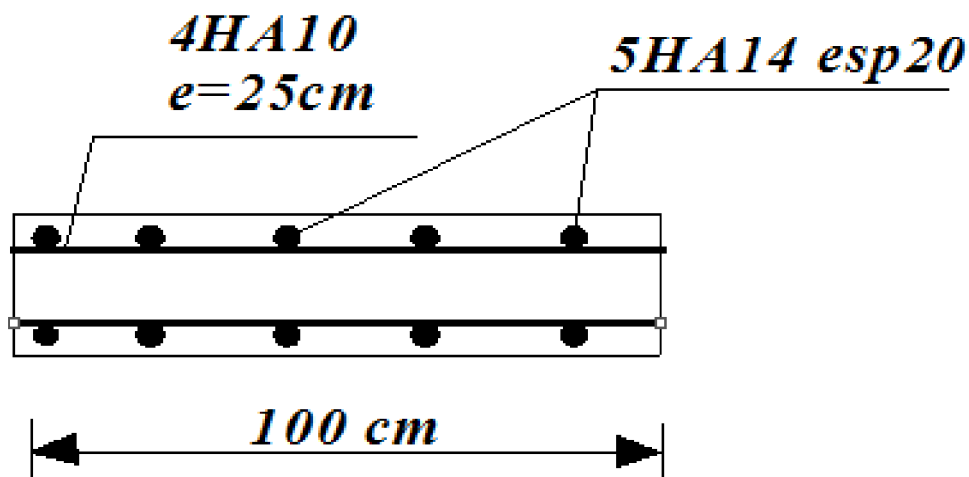


Figure III.28 Ferrailage du porte a faux

III.7 Calcul des planchers

III.7.1 Introduction

Tous les planchers de notre projet sont constitués:

- De poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- De Corps creux qui est utilisés comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- D'une dalle de compression en béton armé.
- Et quelques dalles pleines

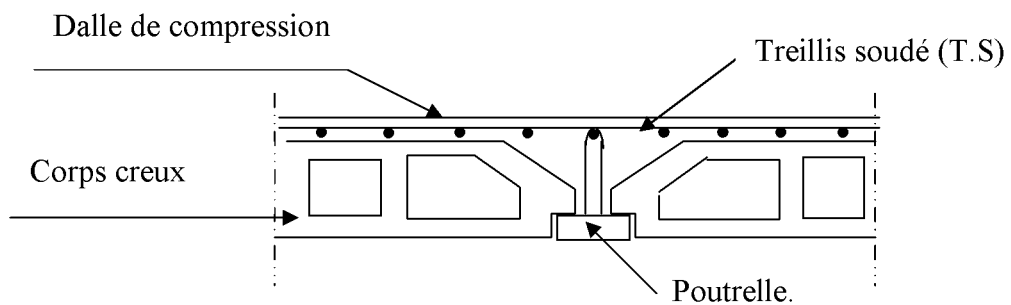


Fig III.29 : Schema d'un plancher en corps creux

III.7.2 Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (TLE 520) qui doit satisfaire les conditions suivantes : (BAEL 91/B.6.8,423).....[2]

❖ Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles,
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

✓ Les sections d'armatures doivent satisfaire aux conditions définies ci-après, et ce pour une longueur : $50 < L_x < 80\text{cm}$

Où

✓ L_x : est l'entre axe des poutrelles égale à 65cm ;

A) Armatures $\perp$ aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec

- $A_{\perp}$: cm^2 par mètre linéaire,

- L : Entre axes des poutrelles en (cm),
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa)

▪ A.N

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ML}$$

On adoptera 5T6/ML = 1.41 cm² / ml.

B) Armatures // aux poutrelles

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

▪ A.N

$$A_{\parallel} = \frac{1.41}{2} = 0.705$$

On adoptera 5T6/ML = 1.41 cm²/ml.

✓ Conclusion

On optera pour un treillis soudé TLE 520 (6x200x6x200).

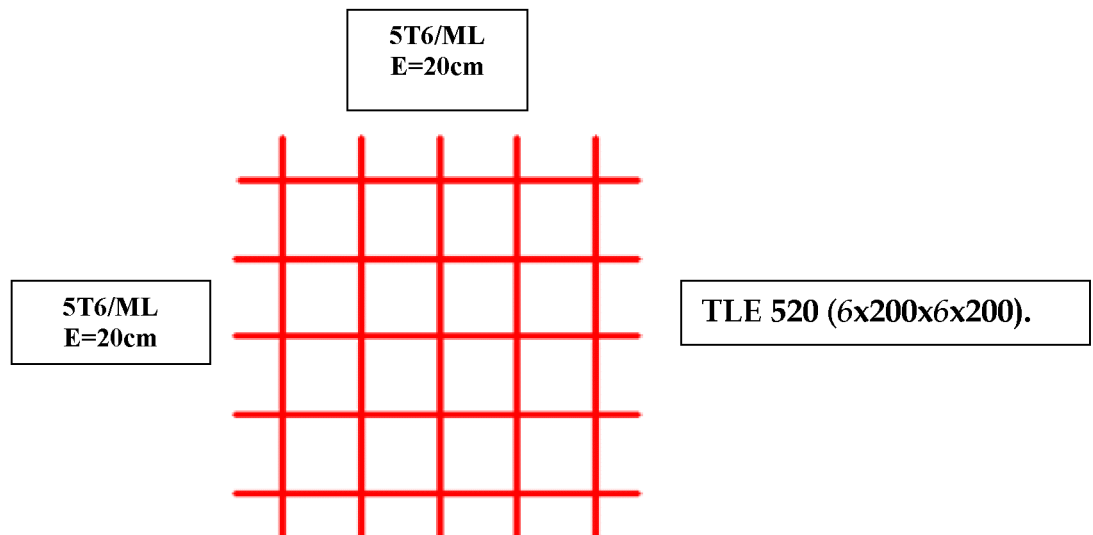


Figure III.30 Treillis soudés

III.7.3 Calcul des poutrelles :

A) Calcul avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm² reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle : 0.12 x 0.04 x 25 0.12 KN/ml,
- Poids du corps creux : 0.65 x 0.95 0.62 KN/ml,
- Surcharge due à l'ouvrier : 1.00 KN/ml.

Charge permanente : **G = 0.74 KN/ML**

Charge d'exploitation : **Q = 1 KN/ML**

- **Combinaison d'action à l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35(0.74) + 1.5(1.0) = 2.5 \text{ KN / ml}$$

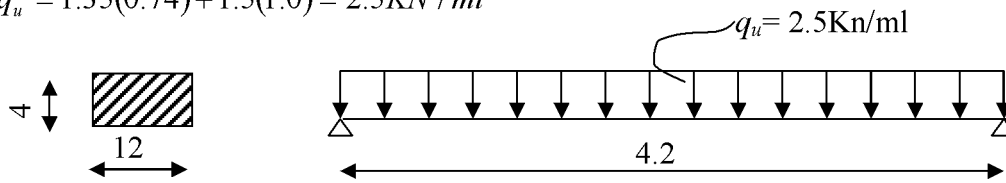


Figure III.31 Schéma statique de la poutrelle.

- **Moment en travée :**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{2.5(4.2)^2}{8} = 5.51 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T = \frac{q_l}{2}$$

$$T = \frac{2.5(4.2)}{2} = 5.25 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures :**

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$

Hauteur utile : $d = 2 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}}, \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{5.51 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 8.08 \gg \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges aux quelles elles sont soumises avant coulage.

- **Calcul du nombre et des distances entre étais intermédiaires**

Le moment limite correspondant a une S.S.A est égale à

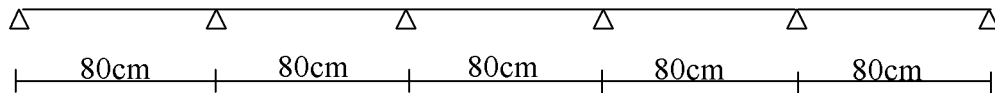
$$M_L = \mu_L \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 120 \times 20^2 \times 14.2 = 0,267 \text{ KN.M}$$

Donc, La longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_L}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.267}{2.5}} = 0.92 \text{ m.}$$

❖ Conclusion

- ✓ Pour les travées de 4.00m, nous disposerons de 4pieds droits.



- ✓ Pour les travées de 4.20m, nous disposerons de 4pieds droits.

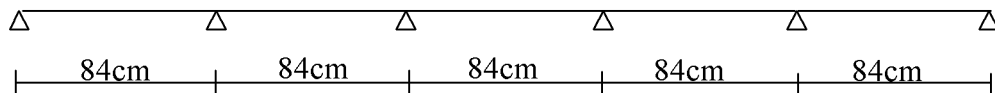


Figure III. 32 La disposition des pieds droits

B) Calcul après coulage de la dalle de compression

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

1) Dimensions de la poutrelle : (B.A.E.L /Art A.4.1, 3)..... [2]

La largeur de hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

$$b_1 = \text{Min} \left(\frac{L}{10} ; \frac{L' - b_0}{2} ; \frac{2}{3} \times \frac{L}{2} \right)$$

A.N: $b_1 = \text{Min} \left(\frac{420}{10} ; \frac{65-12}{2} , \frac{2}{3} \left(\frac{420}{2} \right) \right)$; **Donc** $b_1=26.5\text{cm}$

On a : $b = 2b_1 + b_0 = 26,5 \times 2 + 12 = 65 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$

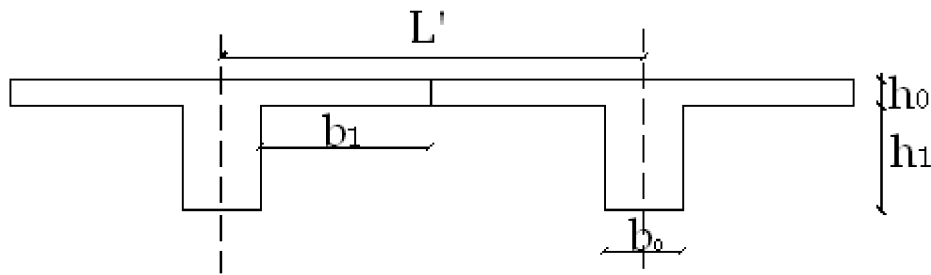


Figure III.33 Les poutrelles

Avec

L : Longueur libre entre nus d'appuis (420 cm).

L' : Longueur libre entre axes des poutrelles (65 cm).

b_0 : Largeur de la poutrelle (12cm).

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression. (4cm).

h_1 : Epaisseur du corps creux (16cm).

b_1 : largeur de l'hourdis (26.5cm).

X : distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême la plus rapproché.

c)-Poids des planchers :➤ **Plancher terrasse :**

Charges permanentes: $G = 6.35 \times 0.65 = 4.127 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher étage courant à usage d'habitation :**

Charges permanents $G = 5.65 \times 0.65 = 3.672 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitation $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher étage courant à usage bureau :**

Charges permanentes $G = 5.65 \times 0.65 = 3.672 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$

d)-Combinaison de charges :➤ **Plancher terrasse :**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.127 + 1.5 \times 0.65 = 6.57 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = G + Q = 4.127 + 0.65 = 4.78 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher étage courant à usage d'habitation :**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.672 + 1.5 \times 0.975 = 6.42 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = G + Q = 3.672 + 0.975 = 4.65 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher étage courant à usage bureau :**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.672 + 1.5 \times 1.625 = 7.39 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = G + Q = 3.672 + 1.625 = 5.301$

III.7.4 Méthode de calcul:

Les moments en travées et aux appuis peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.

❖ Méthode forfaitaire

Le principe de la méthode consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

❖ Les conditions d'application

1 La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/M^2 .

$$Q \leq (2G, 5 \text{ KN})$$

$$2G = (2 \times 5.65, 2 \times 6.35) = (11.3, 12.7)$$

$$Q = (1.5, 2.5, 1) \leq (11.3, 12.7, 5 \text{ KN}) \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2 La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.

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

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{4,00}{4,20} = 0,95 ; \frac{L_2}{L_3} = \frac{4,20}{4,20} = 1 \quad \frac{L_3}{L_4} = \frac{4,20}{4,20} = 1$$

$$\frac{L_4}{L_5} = \frac{4,20}{4,20} = 1 ; \frac{L_5}{L_6} = \frac{4,20}{4,00} = 1,05$$

$\Rightarrow$ La condition est vérifiée

Conclusion :

Toutes les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites.

III.7.5 Exposé de la méthode :

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- ✓ M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.
 $M_0 = q l^2 / 8$; dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- ✓ M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- ✓ M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

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

2) $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ Dans une travée intermédiaire

$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ Dans une travée de rive.

3) La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

$0.6 M_0$ -----► pour une poutre de deux travées.

$0.5 M_0$ -----► pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0.4 M_0$ -----► pour les autres les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas on a une poutre reposant sur six (07) appuis, on aura le diagramme suivant

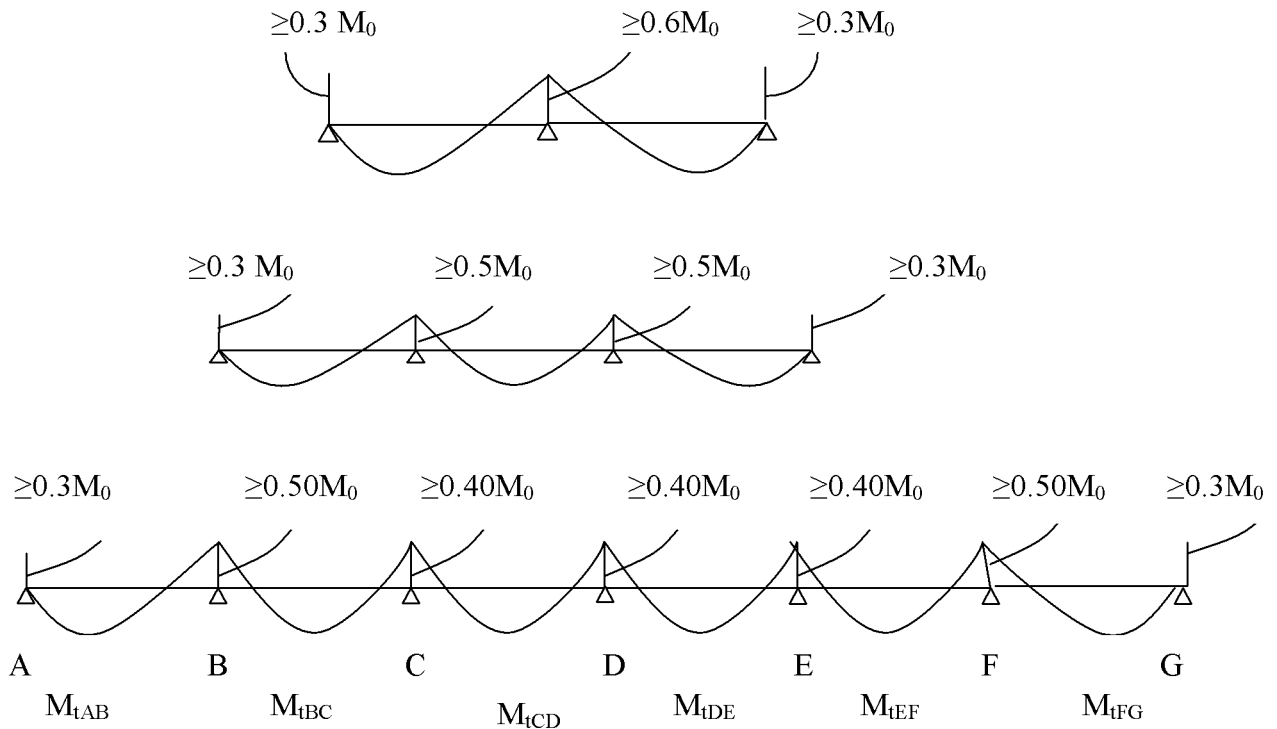


Figure III.34 la valeur des moments aux appuis

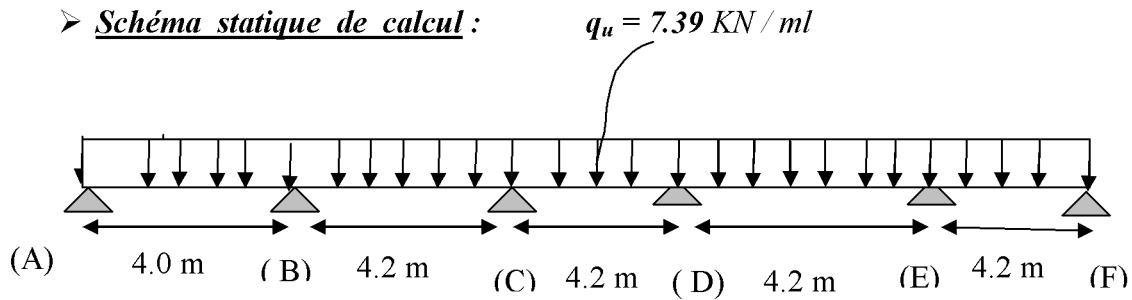
III.7.7 Plancher à usage service

► Combinaison de charge :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 3.672 \text{ KN/ml} \\ Q = 1.625 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

E.L.U: $q_u = 7.39 \text{ KN / ml}$

E.L.S: $q_s = 5.30 \text{ KN / ml}$

➤ Schéma statique de calcul :Figure III. 35 Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis• Calcul des rapports des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{2.5}{5.65 + 2.5} = 0.3067 < \frac{2}{3}$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.3076	1.0922	0.5461	0.6461

• Calcul des moments isostatique :➤ En travée :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l_2^2}{8}$$

Travée	A – B	B - C	C – D	D - E	E - F
L(m)	4.00	4.20	4.20	4.20	4.20
M_0	14.78	16.29	16.29	16.29	16.29

➤ En appuis :

$$M_{appui} = \beta M_0^{max}$$

Appuis	A	B	C	D	E	F
Coefficient forfaitaire β	0.3	0.5	0.4	0.4	0.5	0.3
M_{appui}	4.43	8.145	6.516	6.516	8.145	4.887

• Calcul des moments en travées :

➤ **Travée de rive A – B**

$$\diamond \quad M_{tAB} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \quad \text{et} \quad (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tAB} \geq 1.0922 \times 14.78 - \frac{4.43 + 8.145}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 9.85 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\diamond \quad M_{tAB} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} = 0.6461 \times 14.78 = 9.55 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tAB} = 9.85 \text{ KN.m}$

➤ **Travée intermédiaire B - C**

$$\diamond \quad M_{tBC} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} \quad \text{et} \quad (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tBC} \geq 1.0922 \times 16.29 - \frac{8.145 + 6.516}{2}$$

$$M_{tBC} \geq 10.46 \text{ KN.m}$$

$$\diamond \quad M_{tBC} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{02} = 0.5461 \times 16.29 = 8.89 \text{ KN. m}$$

On prend : $M_{tBC} = 10.46 \text{ KN. m}$

➤ **Travée intermédiaire C- D**

$$\diamond \quad M_{tCD} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} \quad \text{et} \quad (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tCD} \geq 1.0922 \times 16.29 - \frac{6.516 + 6.516}{2}$$

$$M_{tCD} \geq 11.28 \text{ KN.m}$$

$$\diamond \quad M_{tCD} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{03} = 0.5461 \times 16.29 = 8.89 \text{ KN. m}$$

On prend : $M_{tCD} = 11.28 \text{ KN. m}$

➤ **Travée intermédiaire D - E**

$$\diamond \quad M_{tDE} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} \quad \text{et} \quad (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tDE} \geq 1.0922 \times 16.29 - \frac{6.516 + 8.145}{2}$$

$$M_{tDE} \geq 10.46 \text{ KN.m}$$

$$\diamond \quad M_{tDE} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{04} = 0.5461 \times 16.29 = 8.89 \text{ KN. m}$$

On prend : $M_{IDE} = 10.46 \text{ KN. m}$

➤ Travée de rive E – F

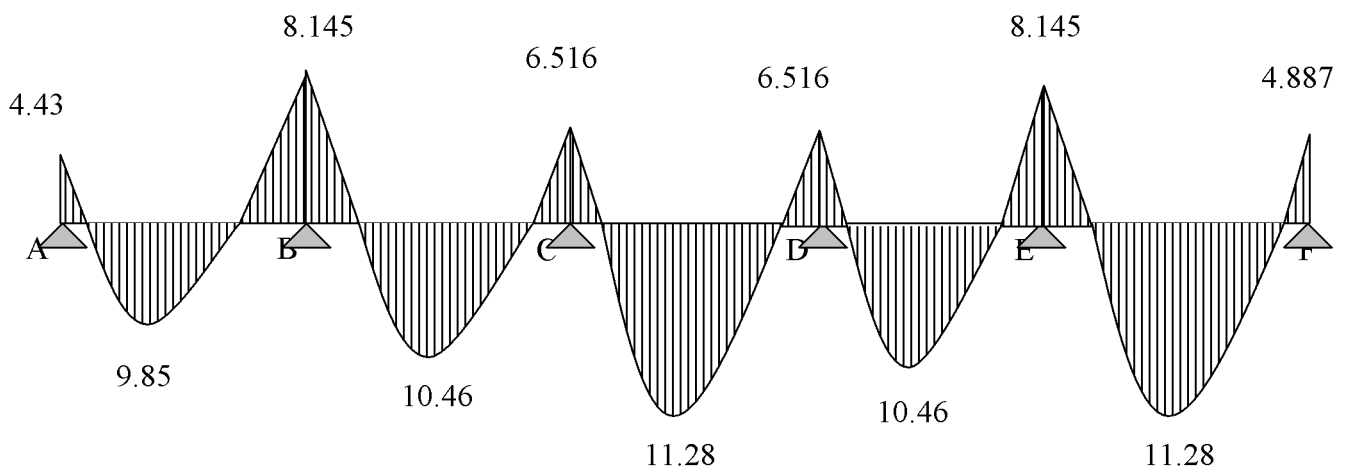
$$\diamond \quad M_{iEF} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{05} - \frac{M_E + M_F}{2} \quad \text{et} \quad (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iEF} \geq 1.0922 \times 16.29 - \frac{8.145 + 4.887}{2}$$

$$M_{iEF} \geq 11.28 \text{ KN. m}$$

$$\diamond \quad M_{iEF} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{05} = 0.6461 \times 16.29 = 10.52 \text{ KN. M}$$

On prend : $M_{iEF} = 11.28 \text{ KN. M}$



FigIII.36 Diagramme des moments fléchissant

• Calcul de l'effort tranchant :

$$V_w^i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l}$$

$$V_e^{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w^i - M_e^{i+1}}{l}$$

➤ La travée A – B

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_A = V_A = \frac{7.39 \times 4.0}{2} + \frac{(-8.145) - (-4.43)}{4.0} = 13.85 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_B = -\frac{7.39 \times 4.0}{2} + \frac{(-8.145) - (-4.43)}{4.0} = -15.71 \text{ KN}$$

➤ **La travée B– C**

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_B = V_B = \frac{7.39 \times 4.20}{2} + \frac{(-6.516) - (-8.145)}{4.20} = 15.90 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{7.39 \times 4.20}{2} + \frac{(-6.516) - (-8.145)}{4.20} = -15.13 \text{ KN}$$

➤ **La travée C – D**

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_C = \frac{7.39 \times 4.20}{2} + \frac{(-6.516) - (-6.516)}{4.20} = 15.52 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_D = -\frac{7.39 \times 4.20}{2} + \frac{(-6.516) - (-6.516)}{4.20} = -15.52 \text{ KN}$$

➤ **La travée D – E**

$$V_D = \frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_D = \frac{7.39 \times 4.20}{2} + \frac{(-8.145) - (-6.516)}{4.20} = 15.13 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_E = -\frac{7.39 \times 4.20}{2} + \frac{(-8.145) - (-6.516)}{4.20} = -15.90 \text{ KN}$$

➤ **La travée E– F**

$$V_E = \frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$V_E = \frac{7.39 \times 4.20}{2} + \frac{(-4.887) - (-8.145)}{4.20} = 16.29 \text{ KN}$$

$$V_F = -\frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$V_F = -\frac{7.39 \times 4.20}{2} + \frac{(-4.887) - (-8.145)}{4.20} = -14.74 \text{ KN}$$

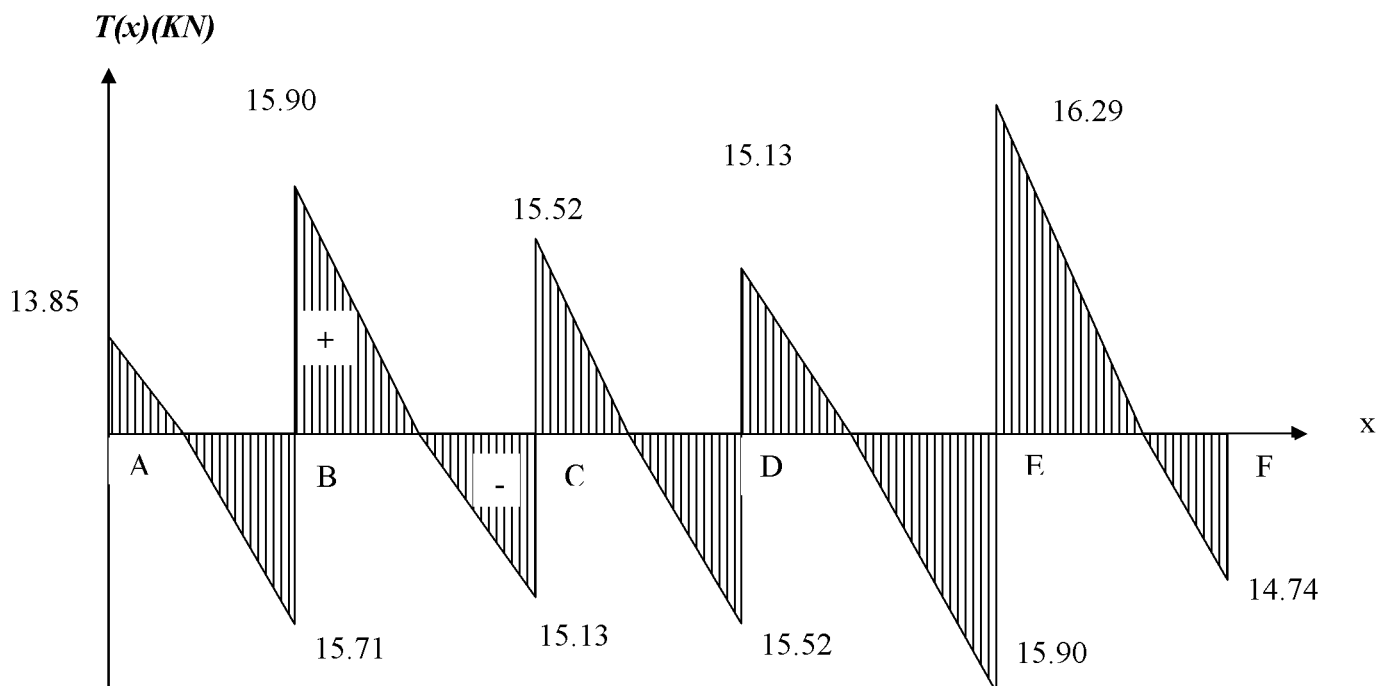
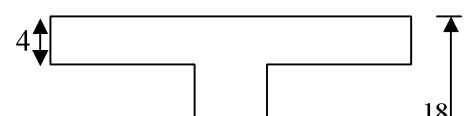


Figure III.37 diagramme des efforts tranchants

III.7.7.1 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.



- $M_{t \max} = 11.28 \text{ KN.m}$
- $M_{a \max} = 8.145 \text{ KN.m}$

La poutrelle sera calculée comme une section en Té dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}$$

- En travée

Le moment max en travée est : $M_{t \max} = 11.28 \text{ KN.m}$

- Position de l'axe neutre :

Si : $M_t^{\max} > M_{\text{tab}} \Rightarrow$ l'A. N est dans la nervure.

Si : $M_t^{\max} < M_{\text{tab}} \Rightarrow$ l'A. N est dans la table de compression.

M_{tab} : le moment équilibré par la table de compression.

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 11.28 \text{ KN.m} < M_t \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression ;}$$

- Comme le béton tendu est négligé, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de (65x20).

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.28 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 100}$$

$$\mu = 0,0377 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,0377 \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.28 \times 10^5}{0,981 \times 18 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 1,84 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$\underline{\underline{3 \text{ HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2}}$$

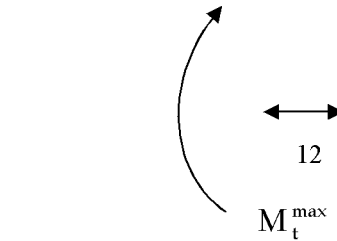


Fig. III.38 Disposition des armatures

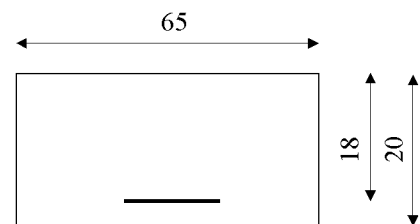


Figure III. 39 Les armatures tendues

➤ Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 8.145 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{8.145}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.147.$$

$$\mu = 0,147 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.147 \Rightarrow \beta = 0.920$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{8.145 \times 10^4}{0,920 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 1.41 \text{ cm}^2. \text{ On adopte } 1\text{HA}14 = 1.54 \text{ cm}^2$$

III.7.7.2 Vérification à l'ELU

A) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)..... [2]

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

▪ En travée

$$A_{\min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 2.35 \text{ cm}^2 > 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

▪ Aux appuis

$$A_{\min} = \frac{0.23.b_0.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 1,54 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

B) Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91)..... [2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

• Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right) \right\} ; \text{ Donc : } \bar{\tau}_u = \underline{\underline{3.33 \text{ Mpa.}}}$$

• Calcul de τ_u :

$$V_{\max} = 16.29 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{16.29 \times 10^3}{120 \times 180} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = \underline{\underline{0.75 \text{ Mpa.}}}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \checkmark$$

C) Entrainement des barres (Art.A.6.1,3 / BAEL91).....[2]

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

❖ Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \underline{\underline{3.15 \text{ Mpa}}}$$

❖ Calcul de τ_{se} :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3,14 \times 14 = 43,96 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{16.29 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 43,96} \quad \text{Donc : } \tau_{se} = \underline{\underline{2.29 \text{ Mpa.}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \checkmark$$

D) Longueur du scellement droit (Art A.6.1, 22 / BAEL91).....[2]

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

❖ Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 50 \text{ cm. Les règles de BAEL 91 admettent que}$$

l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A ; **Donc** : $L_c = 20 \text{ cm}$

E) Influence de l'effort tranchant sur les armatures

• Appuis de rive : (Art 5.1.1,312 / BAEL91).....[2]

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{16.29.10^3}{348.100} = 0,47 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \rightarrow \text{Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes...} \checkmark$$

• Appuis intermédiaire: (Art A.5.1,321 / BAEL91)..... [2]

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 V_u.d$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d}$$

$$M_{\max} = 8.145 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$0,9d.V_u^{\max} = 0,9 \times 180 \times 16.29 \times 10^3 = 2.64 \times 10^6 \text{ N.mm.}$$

$$M_{\max} > 0,9d.V_u^{\max} \rightarrow \text{Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires}$$

F) Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313 / BAEL91)..... [2]

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 16.29 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = \underline{\underline{1,68 \text{ Mpa.}}}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = \underline{\underline{13,33 \text{ Mpa.}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \checkmark$$

G) Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire (Art A.5.1, 322)... [2]

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times 0.9d} \leq \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$R_u = |Vu_g| + |Vu_d| = 16.29 + 15.90 = 32.19 \text{ KN}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} = \frac{32.19 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = \underline{\underline{1.66 \text{ Mpa}}}$$

$$\frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1.3 \times 25}{1.5} = \underline{\underline{21.67 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} \leq \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \checkmark$$

H) Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure:
(Art. A.5.3, 2 /BAEL91)..... [2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1.8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1.8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{16.29 \times 10^3 (650 - 120)}{1.8 \times 650 \times 180 \times 40} ; \quad \text{Donc : } \tau_u = \underline{\underline{1.02 \text{ pa}}}$$

$$\tau_u = 1.02 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \checkmark$$

III.7.7.3 Calcul des armatures transversales A.7.2 / BAEL91).... [2]

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_1, \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{200}{35}, 10, \frac{120}{10} \right) \right\} \Rightarrow \phi_t = 5.71 \text{ mm}; \text{ soit : } \phi_t = 6 \text{ mm}.$$

On opte pour 1 étriers en $\phi 6$; Donc : $A_t = 2HA6 = 0.56 \text{ cm}^2$

- Pourcentage minimum des armatures transversales (Art 5.1,22/BAEL91)....[2]

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4b_{st}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,4 \times 12 \times 15}{235} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ adopté}} = 0,56 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- Espacement max des armatures transversales (Art A.5.1,22 / BAEL91).....[2]

$$S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(16,2 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

- ❖ Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante : (Art.A.5.1,232 / BAEL91):

$$S_t = \frac{0,56 \times 0,9 \times 235}{(0,75 - 0,3 \times 2,1) 12 \times 1,15} = 71,52 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min \{S_{t1}; S_{t2}\} = \min (16,2 \text{ cm} ; 71,52) = 16,2 \text{ cm}.$$

$$\text{On opte pour } S_{t \max} = 15 \text{ cm}$$

❖ Conclusion

- Nous adopterons 1 étrier en $\phi 6$ tous le 15 cm.

III.7.7.4 Vérification à l'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation.

➤ Schéma statique de

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_{e28}}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) b_0 \cdot \gamma_s}$$

calcul :

$$q_s = 5,30 / \text{ml}$$

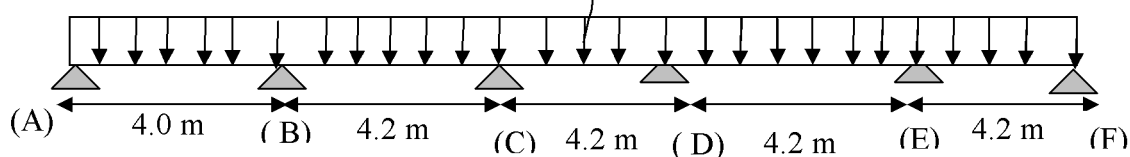
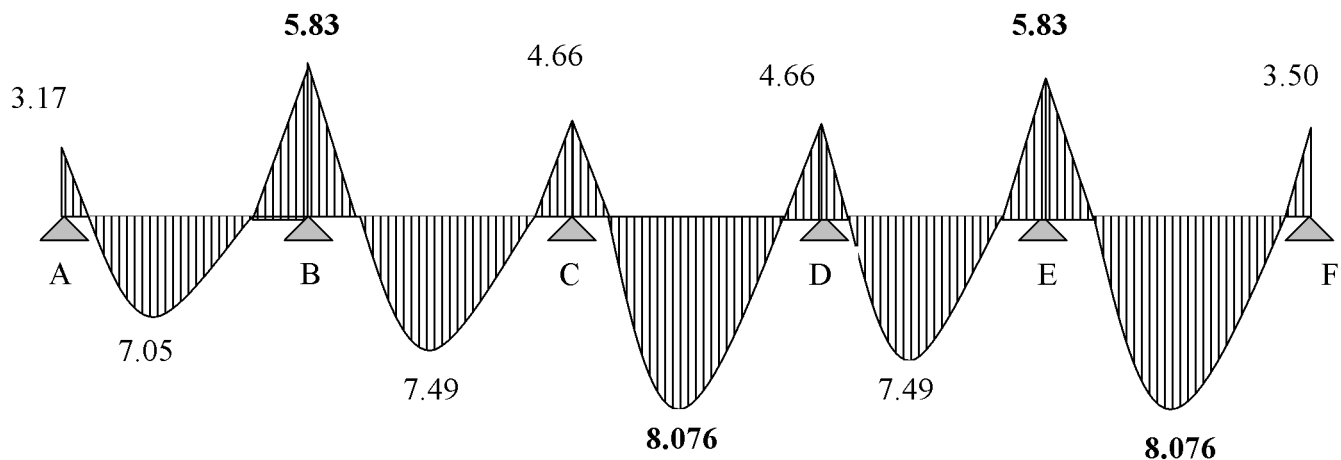


Fig III.35 Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis➤ **Moment de flexion à l'E.L.S :** (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient $q_s / q_u = 0.716$

$$\left. \begin{array}{l} q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.39 \text{ N / ml} \\ q_s = G + Q = 5.3 \text{ KN / ml} \end{array} \right\} q_s / q_u = 0.716$$

➤ **Diagramme des moments à l'ELS****FigIII.36 Diagramme des moments fléchissant a l'ELS****A) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91).....[2]**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier la condition de traction dans les aciers.

B)Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91).....[2]➤ **En travée**• **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2.35}{12 \times 18} \times 100 = 1.0879$$

$$\rho_1 = 1.0879 \Rightarrow k_1 = 19.83 \text{ et } \beta_1 = 0.856$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8.076 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 235} ; \text{ Donc } : \sigma_{st} = 223.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 223.03 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{223,04}{19,83} \quad \text{Donc} : \sigma_{bc} = 11,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,25 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis**

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1,54}{12 \times 18} \times 100 = 0,713$$

$$\rho_1 = 0,713 \Rightarrow k_1 = 25,65 \text{ et } \beta_1 = 0,877$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8,076 \times 10^6}{0,877 \times 180 \times 154} \quad \text{Donc} : \sigma_{st} = 332,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 332,20 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{332,2}{25,65} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = 12,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12,95 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \checkmark$$

C)Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91).....[2]

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{3,6}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0,047 \text{ cm}$

- $\frac{1}{22,5} = 0,044.$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad \dots\dots\dots \text{Condition 1 vérifiée.}$$

- $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0108 \text{ cm}$
- $\frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009.$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} > \frac{3.6}{f_e} \quad \dots\dots\dots \text{Condition 2 non vérifiée.}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0.047 \text{ cm}$
- $\frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{8.076}{15 \times 11.69} = 0.046$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \quad \dots\dots\dots \text{Condition 3 vérifiée}$$

❖ Conclusion

La condition 2 n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

• Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4200}{500} = 8.4 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2.35$$

$$B_0 = 487.25 \text{ cm}^2$$

Calcul de V_1 et V_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_t d$$

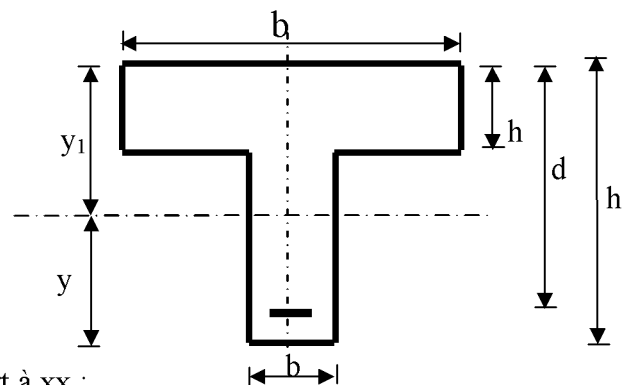


Figure III .37 La section homogénéisée

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.09 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.09 = 12.91 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \left[2.35 \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2 \right] = 45589.33 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 45589.33 \text{ cm}^2$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011$$

$$\lambda_V = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.011 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1.49$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0) = \max(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 223 + 2.1}; 0) = 0.69$$

$$I_{J'} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_V \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 45589.33}{1 + 1.49 \times 0.69} = 24726.72 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{J'}}$$

$$f = \frac{8.076 \times 4.20^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 24726.72 \times 10^{-8}} = 0.0053 \text{ m} = 5.3 \text{ mm} < \overline{f} = 8.4 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Conclusion**

Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles du plancher bureau seront ferraillées comme suit :

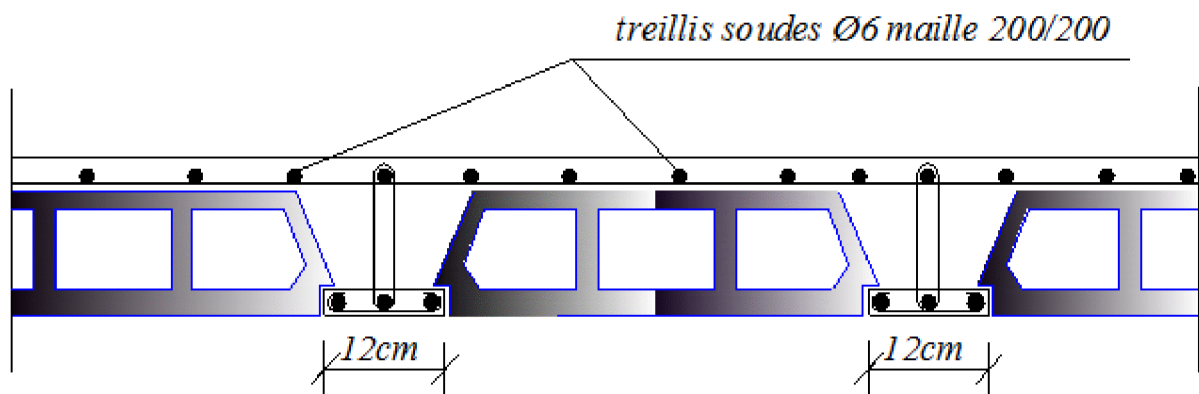


Figure III.38 Ferrailage du plancher bureau

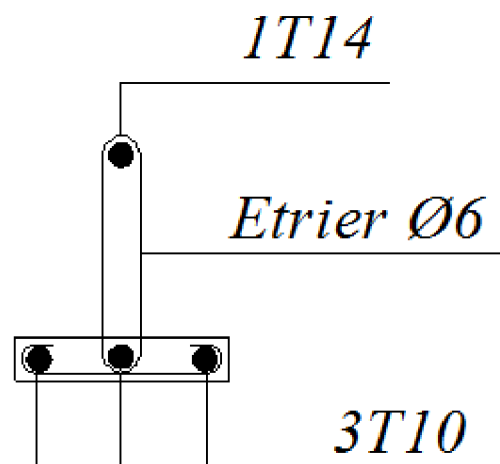


Figure III.39 Ferrailage de la poutrelle du plancher bureau

III.7.8 Plancher à usage courant :

➤ Combinaison de charge :

$$\begin{cases} G = 3.672 \text{ KN/ml} \\ Q = 0.975 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

E.L.U: $q_u = 6.42 \text{ KN / ml}$

E.L.S : $q_s = 4.65 \text{ KN / ml}$

➤ Schéma statique de calcul :

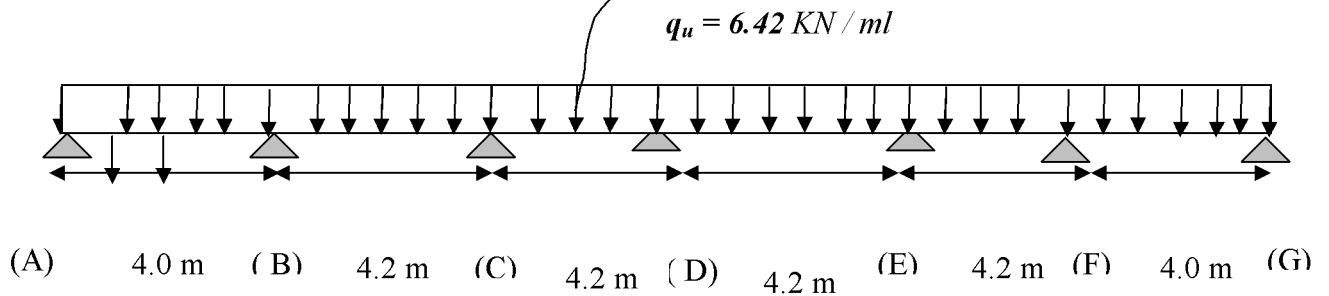


Figure III.40 Schéma statique de la poutre continue reposant sur 07 appuis

➤ Calcul des rapports des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} \quad \text{avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{1.5}{5.65 + 1.5} = 0.2098 < \frac{2}{3}$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.2098	1.0629	0.5315	0.6313

➤ Calcul des moments isostatique :

• En travée :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8}$$

Travée	A - B	B - C	C - D	D - E	E - F	F-G
L(m)	4.00	4.20	4.20	4.20	4.20	4.00
M_0	12.84	14.16	14.16	14.16	14.16	12.84

• En appuis :

$$M_{appui} = \beta M_0^{max}$$

Appuis	A	B	C	D	E	F	G
Coefficient forfaitaire β	0.3	0.5	0.4	0.4	0.4	0.5	0.3
M_{appui}	4.25	7.08	5.66	5.66	5.66	7.08	4.25

➤ Calcul des moments en travées :

➤ Travée de rive A – B

$$\diamond \quad M_{tAB} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \quad \text{et} \quad (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tAB} \geq 1.0629 \times 12.84 - \frac{4.25 + 7.08}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 7.98 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\diamond \quad M_{tAB} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} = 0.6313 \times 12.84 = 8.11 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

On prend : $M_{tAB} = 8.11 \text{ KN} \cdot \text{m}$

➤ Travée intermédiaire B - C

$$\diamond \quad M_{tBC} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} \quad \text{et} \quad (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tBC} \geq 1.0629 \times 14.16 - \frac{7.08 + 5.66}{2}$$

$$M_{tBC} \geq 8.68 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\diamond \quad M_{tBC} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{02} = 0.5315 \times 14.16 = 7.53 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

On prend : $M_{tBC} = 8.68 \text{ KN} \cdot \text{m}$

➤ Travée intermédiaire C- D

$$\diamond \quad M_{tCD} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} \quad \text{et} \quad (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tCD} \geq 1.0629 \times 14.16 - \frac{5.66 + 5.66}{2}$$

$$M_{tCD} \geq 9.39 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\diamond \quad M_{tCD} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{03} = 0.5315 \times 14.16 = 7.53 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

On prend : $M_{tCD} = 9.39 \text{ KN} \cdot \text{m}$

➤ **Travée intermédiaire D - E**

$$\diamond \quad M_{tDE} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tDE} \geq 1.0629 \times 14.16 - \frac{5.66 + 5.66}{2}$$

$$M_{tDE} \geq 9.39 \text{ KN.m}$$

$$\diamond \quad M_{tDE} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{04} = 0.5315 \times 14.16 = 7.53 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tDE} = 9.39 \text{ KN.m}$

➤ **Travée intermédiaire E - F**

$$\diamond \quad M_{tEF} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{05} - \frac{M_E + M_F}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tEF} \geq 1.0629 \times 14.16 - \frac{5.66 + 7.08}{2}$$

$$M_{tEF} \geq 8.68 \text{ KN.m}$$

$$\diamond \quad M_{tEF} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{05} = 0.5315 \times 14.16 = 7.53 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tDE} = 8.68 \text{ KN.m}$

➤ **Travée de rive F - G**

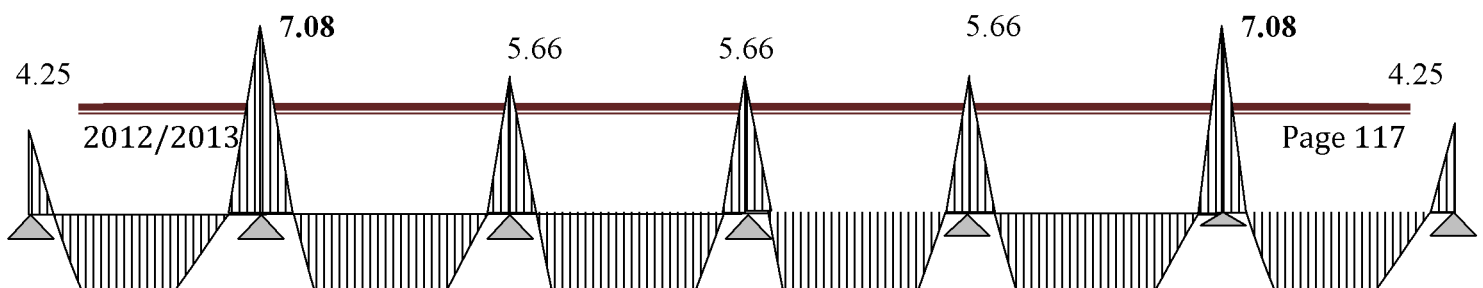
$$\diamond \quad M_{tFG} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{06} - \frac{M_F + M_G}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

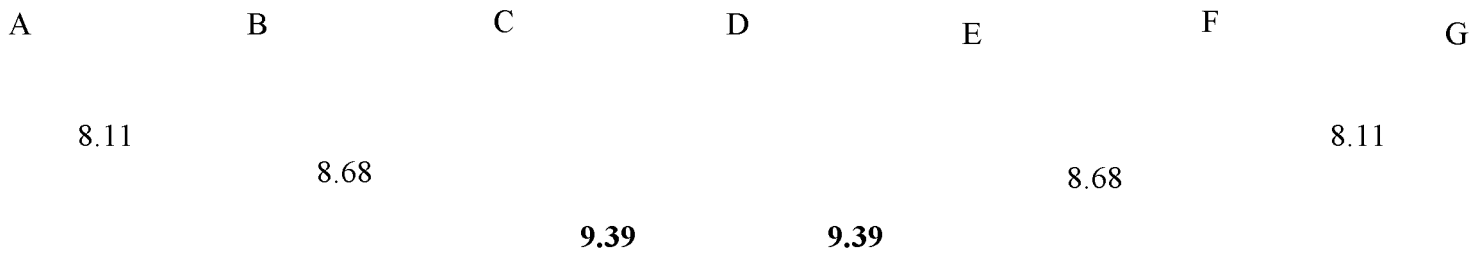
$$M_{tFG} \geq 1.0629 \times 12.84 - \frac{7.08 + 4.25}{2}$$

$$M_{tFG} \geq 7.98 \text{ KN.m}$$

$$\diamond \quad M_{tFG} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{06} = 0.6313 \times 12.84 = 8.11 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tFG} = 8.11 \text{ KN.m}$



Figure III.41 Diagramme des moments fléchissant➤ Calcul des l'efforts tranchants :

$$V_w^i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l}$$

$$V_e^{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w^i - M_e^{i+1}}{l}$$

• La travée A – B

$$V_A = 12.13 \text{ KN}$$

$$V_B = -13.55 \text{ KN}$$

• La travée B– C

$$V_B = 13.82 \text{ KN}$$

$$V_C = -13.14 \text{ KN}$$

• La travée C– D

$$V_C = 13.48 \text{ KN}$$

$$V_D = -13.48 \text{ KN}$$

• La travée D– E

$$V_D = 13.48 \text{ KN}$$

$$V_E = -13.48 \text{ KN}$$

• La travée E– F

$$V_E = 13.14 \text{ KN}$$

$$V_F = -13.82 \text{ KN}$$

•

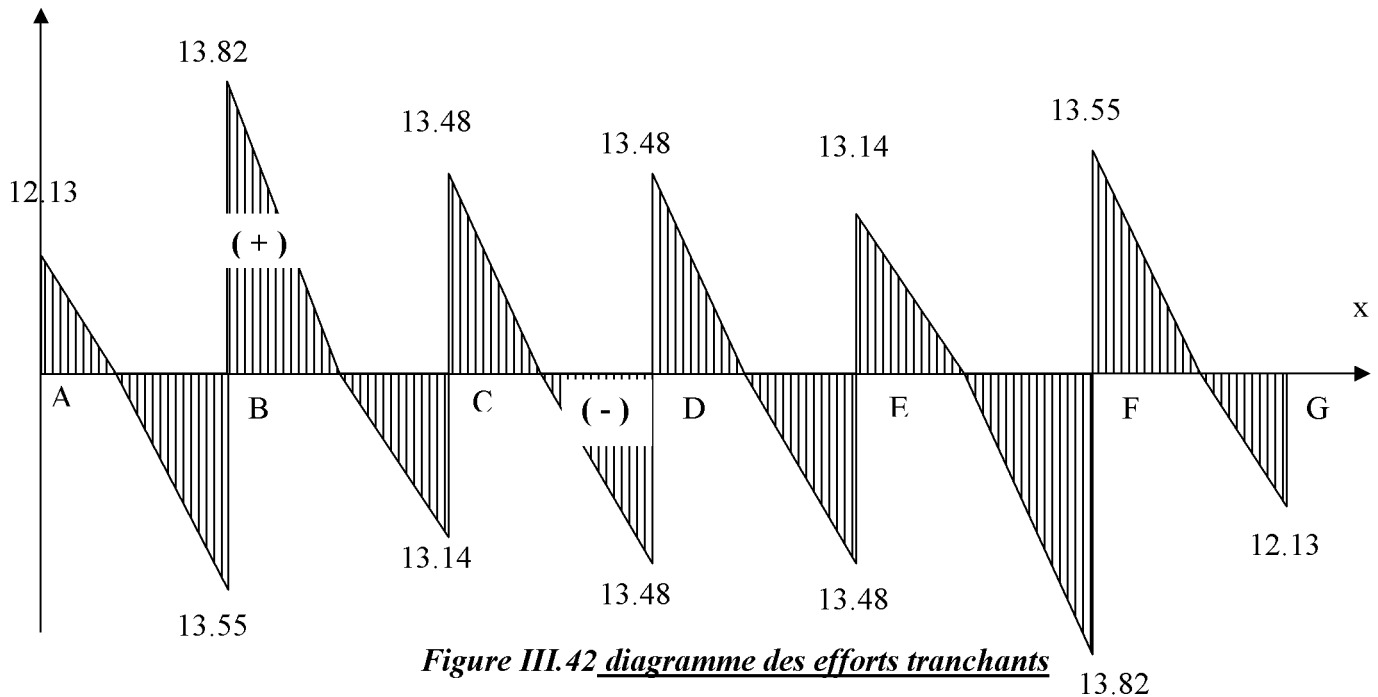
La travée F– G

$$V_F = 13.55 \text{ KN}$$

$$V_G = -12.13 \text{ KN}$$

$$V_F = -\frac{7.39 \times 4.20}{2} + \frac{(-4.887) - (-8.145)}{4.20} = -14.74 \text{ KN}$$

$T(x)(\text{KN})$



III.7.8.1 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

- $M_{t \max} = 9.39 \text{ KN.m}$
- $M_{a \max} = 7.08 \text{ KN.m}$

- En travée

Le moment max en travée est : $M_{t \max} = 9.39 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table est : $M_t = 59.072 \text{ KN.m}$

$M_{t \max} < M_t \implies$ l'axe neutre est dans la table de compression.

le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de **(65x20)**

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.39 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 100}$$

$$\mu = 0,0313 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,0313 \Rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9.39 \times 10^5}{0,984 \times 18 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 1,52 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$\mathbf{2 \text{ HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2.}$$

• Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 7.08 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{7.08}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.128.$$

$$\mu = 0,128 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow SSA.$$

$$\mu = 0.128 \Rightarrow \beta = 0.931$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.08 \times 10^4}{0,931 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 1.21 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 1.41 \text{ cm}^2. \text{ On adopte } \mathbf{1 \text{ HA}14 = 1.54 \text{ cm}^2}$$

III.7.8.2 Vérification à l'ELU

A) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)..... [2]

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

▪ En travée

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 1.57 \text{ cm}^2 > 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

▪ Aux appuis

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b_0.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 1,54 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

B) Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91)..... [2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

- Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5\text{MPa} \right) \right\} ; \text{ Donc : } \bar{\tau}_u = \underline{\underline{3,33\text{Mpa}}}$$

- Calcul de τ_u :

$$V_{\max} = 13,82\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{13,82 \times 10^3}{120 \times 180} ; \text{ Donc : } \tau_u = \underline{\underline{0,64\text{Mpa}}}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \checkmark$$

C) Entraînement des barres (Art.A.6.1,3 / BAEL91).....[2]

Pour qu'il n'y est pas entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

- ❖ Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \underline{\underline{3,15\text{Mpa}}}$$

- ❖ Calcul de τ_{se} :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3,14 \times 14 = 43,96\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13,82 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 43,96} \text{ Donc : } \tau_{se} = \underline{\underline{1,94\text{Mpa}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \checkmark$$

D) Longueur du scellement droit (Art A.6.1, 22 / BAEL91).....[2]

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

❖ Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 50 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.L_s** pour les aciers H.A ; **Donc** : **L_c = 20cm**

E) Influence de l'effort tranchant sur les armatures**❖ Appuis de rive : (Art 5.1.1,312 / BAEL91).....[2]**

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{13.82.10^3}{348.100} = 0,39 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ **Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes... ..√**

❖ Appuis intermédiaire: (Art A.5.1,321 / BAEL91)..... [2]

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 V_u \cdot d$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d}$$

$$M_{\max} = 7.08 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$0,9d \cdot V_u^{\max} = 0,9 \times 180 \times 13.82 \times 10^3 = 2.24 \times 10^6 \text{ N.mm.}$$

$M_{\max} > 0,9d \cdot V_u^{\max} \longrightarrow$ **Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires**

F) Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313 / BAEL91)..... [2]

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 13.82 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = \underline{\underline{1.42 \text{ Mpa.}}}$$

$$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = \underline{\underline{13.33 \text{ Mpa.}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \checkmark$$

G) Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire (Art A.5.1, 322)... [2]

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$R_u = |Vu_f| + |Vu_f| = 13.55 + 13.82 = 27.37 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} = \frac{27.37 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = \underline{\underline{1.41 \text{ Mpa.}}}$$

$$\frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1,3 \times 25}{1,5} = \underline{\underline{21.67 \text{ Mpa.}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} \leq \frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \checkmark$$

H) Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure: (Art. A.5.3, 2 /BAEL91)..... [2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{13.82 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} ; \quad \text{Donc : } \tau_u = \underline{\underline{0.87 \text{ Mpa}}}$$

$$\tau_u = 0.87 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \checkmark$$

III. 7.8.2 Calcul des armatures transversales

A) Diamètre des armatures transversales A. 7.2 / BAEL91).... [2]

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_1, \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{200}{35}, 10, \frac{120}{10} \right) \right\} \Rightarrow \varphi_t = 5,71 \text{ mm}; \text{ soit : } \underline{\varphi_t = 6 \text{ mm.}}$$

On opte pour 1 étriers en $\phi 6$; Donc : $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

• **Pourcentage minimum des armatures transversales (Art 5.1,22/BAEL91)...**[2]

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4 b s_t}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,4 \times 12 \times 15}{235} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{t adopté}} = 0,56 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} \dots\dots\dots \checkmark$$

B) Espacement max des armatures transversales (Art A.1,22 / BAEL91).....[2]

$$S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(16,2 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

- ❖ Pour section $S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) b_0 \cdot \gamma_s}$ équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante : (Art.A.5.1,232 / BAEL91):

$$S_t = \frac{0,56 \times 0,9 \times 235}{(0,64 - 0,3 \times 2,1) 12 \times 1,15} = 858 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min \{S_{t1}; S_{t2}\} = \min (16,2 \text{ cm} ; 858 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm.}$$

On opte pour $S_{t \text{ max}} = 15 \text{ cm}$

❖ **Conclusion**

- Nous adopterons 1 étrier en $\phi 6$ tous le 15 cm.

III.7.8.3 Vérification à l'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures.

- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation.

➤ Schéma statique de calcul :

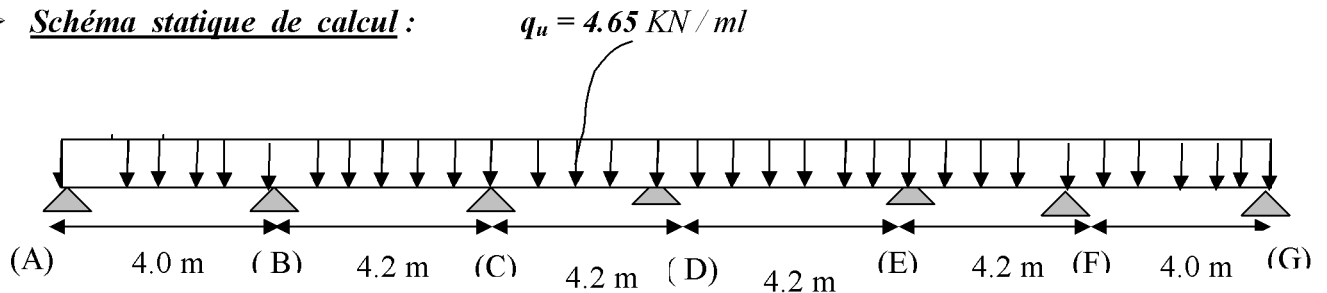


Figure III.43 Schéma statique de la poutre continue reposant sur 07 appuis

➤ Moment de flexion à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient $q_s / q_u = 0.724$

$$\left. \begin{array}{l} q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.42 \text{ N / ml} \\ q_s = G + Q = 4.65 \text{ KN / ml} \end{array} \right\} q_s / q_u = 0.716$$

➤ Diagramme des moments à l'ELS

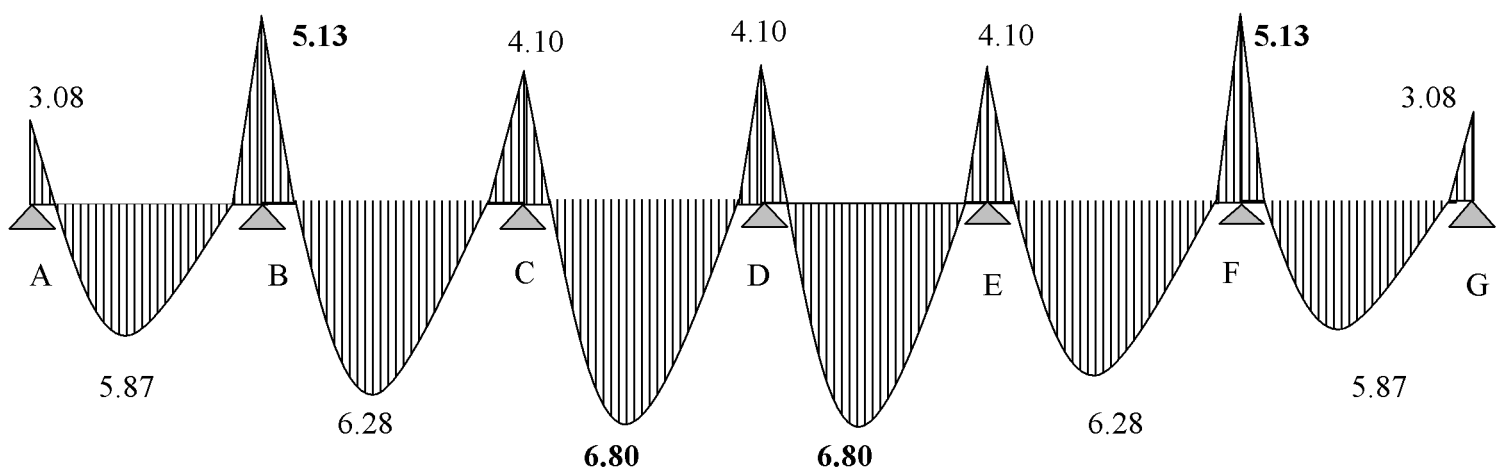


Figure III.44 Diagramme des moments fléchissant

A) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91).....[2]

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier la contrainte de traction dans les aciers.

B)Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91).....[2]• **En travée**❖ **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1,57}{12 \times 18} \times 100 = 0,73$$

$$\rho_1 = 0,73 \Rightarrow k_1 = 25,55 \text{ et } \beta_1 = 0,876$$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{275MPa}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6,80 \times 10^6}{0,876 \times 180 \times 157} ;$$

$$\sigma_s = 275MPa. \leq \bar{\sigma}_s = 348MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{275}{25,55} \text{ Donc ; } \sigma_{bc} = \underline{\underline{10.76MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = 10.76MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **Aux appuis**❖ **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1,54}{12 \times 18} \times 100 = 0,713$$

$$\rho_1 = 0,713 \Rightarrow k_1 = 25,65 \text{ et } \beta_1 = 0,877$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6,80 \times 10^6}{0,877 \times 180 \times 154} \text{ ,Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{279.7MPa}}$$

$$\sigma_s = 279.7MPa \leq \bar{\sigma}_s = 348MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{279.7}{25,65} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \underline{\underline{10.90MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = 10.90MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

C)Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91)......[2]

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{3.6}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0.047\text{cm}$
- $\frac{1}{22.5} = 0,044.$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad \dots\dots\dots \textbf{Condition 1 vérifiée.}$$

- $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.0072\text{cm}$
- $\frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009.$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} > \frac{3.6}{f_e} \quad \dots\dots\dots \textbf{Condition 2 vérifiée.}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0.047\text{cm}$
- $\frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{6.80}{15 \times 10.25} = 0.044$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \quad \dots\dots\dots \textbf{Condition 3 non vérifiée}$$

❖ **Conclusion**

Les 03 conditions sont vérifiées, donc on se dispense du calcul de la flèche.

❖ **Conclusion**

Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles du plancher bureau seront ferrillées comme suit :

On adopte pour un même ferrailage pour le plancher terrasse.

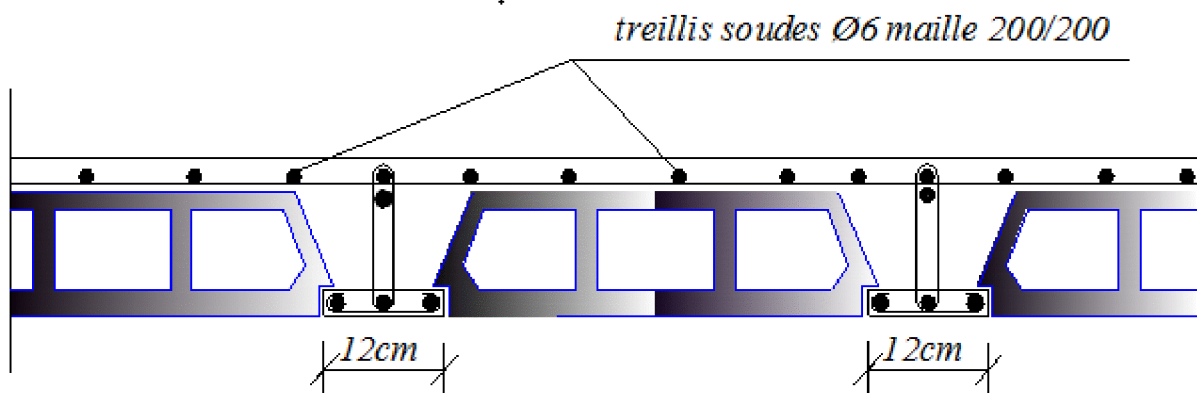


Figure III.45 Ferrailage du plancher courant

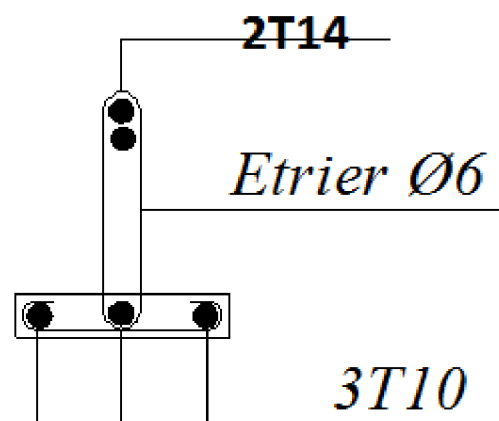


Figure III.46 Ferrailage de la poutrelle du plancher courant

III.7 Calcul de la dalle pleine :

III.7.1 Introduction :

La partie centrale du plancher est constituée d'un seul type de dalle pleine reposant sur quatre cotés, d'épaisseurs de 15 cm.

III.7.2 Calcul des sollicitations

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans le BAEL 91.

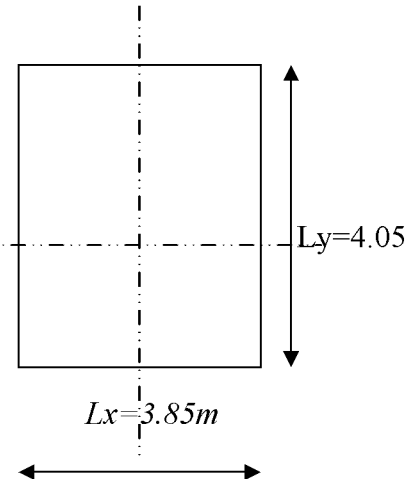
Soit l_x, l_y distances mesurées entre nu d'appuis, et « q » la charge uniformément répartie par l'unité de longueur.

On suppose que le panneau est simplement appuyé sur ses débords :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{Avec : } L_x < L_y$$

$$\rho = \frac{3.85}{4.05} = 0,95 \Rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1$$

$$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{Le panneau de dalle travaille dans les deux sens :}$$



❖ Moments dus au poids propre :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson ν .

Remarque :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

• Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$

$$\rho = 0.90 \rightarrow \mu_x = 0.0410 \text{ et } \mu_y = 0.888$$

Poids de la dalle : $G = 6.35 \text{ KN/ml.}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/ml.}$

A) Combinaison Combinaison de charges à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 6.35 + 1.5 \times 2.5 = 12.32 \text{ KN/m.}$$

B) Moments fléchissant :

❖ Autour de xx :

$$M_{uxl} = 0,0410 \times (12.32) \times (3.85)^2 = 7.49 \text{ KN.m}$$

❖ Autour de yy :

$$M_{uy1} = 0,888 \times 7.49 = 6.65 \text{ KN.m}$$

Correction des moment :

En travée : $M_{uxt} = 0,85 M_x = 6.37 \text{ KN.m}$

$$M_{uyt} = 0,75 M_y = 4.99 \text{ KN.m}$$

Aux appuis : $M_{xa} = -0,3$ $M_x = -2,25$ KN.m
 $M_{ya} = -0,5$ $M_y = -3,33$ KN.m

III.7.3 Ferrailage

En travée

- Sens de la petite portée

$$\mu = \frac{M_{xt}}{bd_x^2 \sigma_{st}} \Rightarrow \frac{6,37 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,0265 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,0265 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_x = \frac{M_{xt}}{\beta d_x \sigma_{st}}$$

$$A_x = \frac{6,37 \cdot 10^3}{0,987 \cdot 13 \cdot 348} = 1,43 \text{ cm}^2$$

On adopte **4HA10 = 3,14 cm²** avec un espacement : **e=25cm**

-Sens de la grande portée :

$$\mu = \frac{M_{yt}}{bd_y^2 \sigma_b} \Rightarrow \frac{4,99 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,0207 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,0207 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_y = \frac{M_{yt}}{\beta d_y \sigma_{st}}$$

$$A_y = \frac{4,99 \times 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 1,114 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3,14 cm²** avec un espacement : **e=25cm**

Aux appuis :

-Sens de la petite portée

$M_{ax} = 2,25$ KN .m

$$\mu = \frac{M_{xa}}{bd^2} = \frac{2,25 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,009 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,009 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2,25 \cdot 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3,14 cm²** espacement **e=25cm**

-Sens de la grande portée :

$M_{ay} = 3,33$ KN.m

$$\mu = \frac{M_{ya}}{bd^2} = \frac{3,33 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,014 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A = \frac{M_{ya}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3.33 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0.74 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3.14 cm²** espacement **e=25cm**

III.7.4 Vérifications à l'état limite ultime

A) Espacements des armatures

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ Direction principale

$$St \leq \min \{2.h; 25\text{cm}\}$$

$$St = 25\text{cm} < \min \{30\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots \dots \dots \sqrt$$

❖ Direction secondaire :

$$St < \min \{3.h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 25\text{cm} < \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots \dots \dots \sqrt$$

B) Diamètre maximal des barres

$$\phi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 150/10 = 15\text{mm}.$$

$$\phi_{\text{MAX}} = 10\text{mm} \leq 15\text{mm} \dots \dots \dots \sqrt$$

C) Condition de non fragilité

La condition de non fragilité donne section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W_0 ($W_0 = 0.8\%$ qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

❖ Direction principale

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008 \times (3 - 0.95)/2 = 0.00082.$$

$$A_{\text{min}} = W_x \times b \times h = 0.00082 \times 100 \times 15 = \mathbf{1.23\text{cm}^2} < \mathbf{3.14\text{cm}^2}$$

$$A_{\text{min}} < A_s^t \dots \dots \dots \sqrt$$

❖ Direction secondaire

$$W_y = \frac{A_y}{b \times d} \geq W_0 = 0.0008$$

$$A_y \geq 0.8\% \times 100 \times 15 = \mathbf{1.2\text{cm}^2} < \mathbf{3.14\text{cm}^2}$$

$$A_{\text{min}} < A_y^t \dots \dots \dots \sqrt$$

D) Vérification de la contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

❖ Au milieu de l_x

$$T_u^1 = p/(2l_y + l_x) \quad \text{avec } p = ql_x l_y = 192.1 \text{ KN}$$

$$T_u^1 = 16.08 \text{ KN/ml}$$

❖ Au milieu de l_y

$$T_u^2 = p/3l_y = 15.81 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc } T_u = \max(T_{u1}, T_{u2}) = 16.08 \text{ KN/ml}$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{16.08 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.124 \text{ MPa} \\ 0.07 \times \frac{25}{1.5} &= 1.16 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \rightarrow \tau_u = 0.124 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < 1.16 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \checkmark$$

E) Entrainement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y ait pas entrainement de barres il faut vérifier que :

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec } :$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \underline{\underline{3.15 \text{ Mpa}}}$$

Calcul de τ_{se} :

❖ Dans le sens yy :

$$\sum U_i = 3.14 \times 4 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{16.08 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6} ; \text{ Donc } : \tau_{se} = \underline{\underline{1.09 \text{ Mpa}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Pas de risque d'entrainement des barres} \checkmark$$

❖ Dans le sens xx :

$$\sum U_i = 3.14 \times 4 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.81 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6} \quad ; \quad \text{Donc : } \tau_{se} = \underline{1.07 \text{ Mpa.}}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \dots \dots \dots \text{Pas de risque d'entraînement des barres} \checkmark$$

F) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \quad ; \quad \text{On prend } L_s = \underline{40 \text{ cm.}}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4.L_s$ pour les aciers H.A **;Donc** : $L_c = 16 \text{ cm}$

III.8.5 Vérification à l'état limite de service

Combinaison de charges à l'ELS :

$$q_s = 6.35 + 2.5 = \underline{8.85 \text{ KN/m.}}$$

Moments fléchissant :

❖ Autour de xx :

$$M_{sx1} = 0.0410 \times (8.85) \times (3.85)^2 = 5.38 \text{ KN.m}$$

❖ Autour de yy : le moment est max au centre du panneau

$$M_{uy1} = 0.888 \times 5.38 = 4.78 \text{ KN.m}$$

Correction des moments

❖ Autour de xx :

$$M_x = 0.85. M_x^{\max} = 0.85 \times 5.38 = \underline{4.57 \text{ KN.m}}$$

❖ Autour de yy :

$$M_y = 0.75. M_y^{\max} = 0.75 \times 4.78 = 3.58 \text{ KN.m}$$

A) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

B) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)❖ **Dans le sens yy :**• **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.14}{100 \times 13} \times 100 = 0.242$$

$$\rho_1 = 0.242 \Rightarrow k_1 = 48.25 \text{ et } \beta_1 = 0.921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.58 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{95.22 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 95.22 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{95.22}{48.25} \quad \text{Donc : } \sigma_{bc} = \underline{\underline{1.97 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 1.97 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

❖ **Dans le sens xx:**• **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.14}{100 \times 13} \times 100 = 0.242$$

$$\rho_1 = 0.242 \Rightarrow k_1 = 48.25 \text{ et } \beta_1 = 0.921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.57 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{121.56 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 121.56 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{121.56}{48.25} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{bc} = \underline{\underline{2.52 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 2.52 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

C) Etat limite de déformation :

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{H_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{385} = 0,042 = \frac{5.38}{20 \times 6.37} = 0,04 \dots \dots \dots \checkmark$$

$$\frac{A_x}{b \times b} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0,0024 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \checkmark$$

Les deux conditions sont vérifiées, Donc il n' y a pas nécessité de vérifier la flèche.

Conclusion

La dalle pleine sera ferrailée comme suit :

- **En travées :**

4HA10 (sens x-x) , $S_t=25\text{cm}$

4HA10 (sens y-y) , $S_t=25\text{cm}$

- **En appuis :**

4HA10 (sens x-x) , $S_t=25\text{cm}$

4HA10 (sens y-y) , $S_t=25\text{cm}$

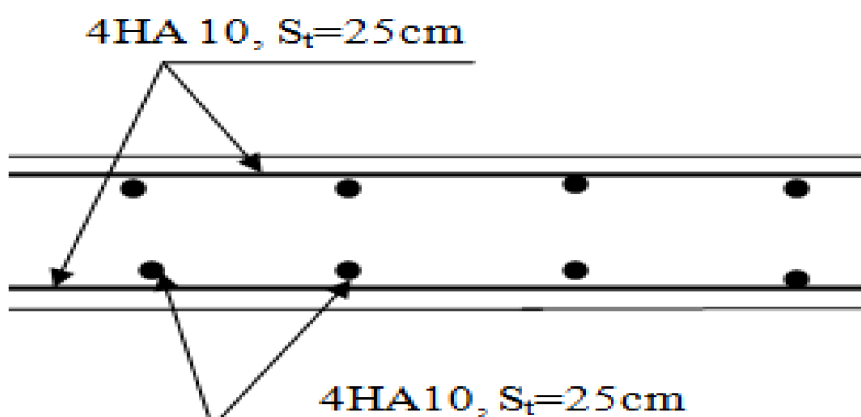


Figure :ferrailage de la dalle pleine dans les deux sens

III.8 Calcul de la dalle pleine :

III.8.1 Introduction :

La partie centrale du plancher est constituée d'un seul type de dalle pleine reposant sur quatre cotés, d'épaisseurs de 15 cm.

III.8.2 Calcul des sollicitations

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans le BAEL 91.

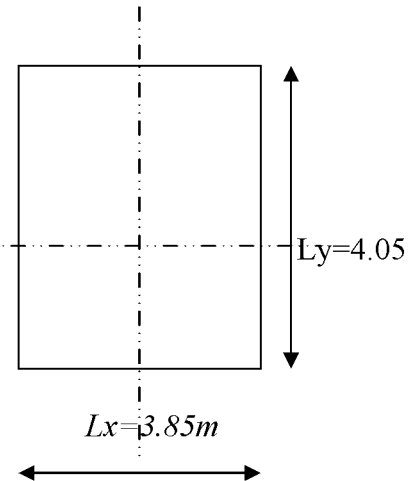
Soit l_x , l_y distances mesurées entre nu d'appuis, et « q » la charge uniformément répartie par l'unité de longueur.

On suppose que le panneau est simplement appuyé sur ses débords :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{Avec : } L_x < L_y$$

$$\rho = \frac{3.85}{4.05} = 0,95 \Rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ Le panneau de dalle travaille dans les deux sens.



➤ Moments dus au poids propre :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson ν .

Remarque :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

• Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$

$$\rho = 0.90 \rightarrow \mu_x = 0.0410 \text{ et } \mu_y = 0.888$$

Poids de la dalle : $G = 6.35 \text{ kN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ kN/ml}$.

A) Combinaison Combinaison de charges à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 6.35 + 1.5 \times 2.5 = 12.32 \text{ kN/m.}$$

B) Moments fléchissant :

❖ Au tour de xx :

$$M_{uxl} = 0,0410 \times (12.32) \times (3.85)^2 = 7.49 \text{ kN.m}$$

❖ Au tour de yy :

$$M_{uy1} = 0,888 \times 7.49 = 6.65 \text{ kN.m}$$

Correction des moment :

En travée : $M_{uxt} = 0,85 M_x = 6.37 \text{ KN.m}$
 $M_{uyt} = 0,75 M_y = 4.99 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_{xa} = -0,3 M_x = -2,25 \text{ KN.m}$
 $M_{ya} = -0,5 M_y = -3.33 \text{ KN.m}$

III.8.3 Ferrailage• **En travée****- Sens de la petite portée**

$$\mu = \frac{M_{xt}}{bd_x^2 \sigma_{st}} \Rightarrow \frac{6.37 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,0265 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,0265 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_x = \frac{M_{xt}}{\beta d_x \sigma_{st}}$$

$$A_x = \frac{6.37 \cdot 10^3}{0.987 \cdot 13 \cdot 348} = 1.43 \text{ cm}^2$$

On adopte **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement : **e=25cm**

-Sens de la grande portée :

$$\mu = \frac{M_{yt}}{bd_y^2 \sigma_b} \Rightarrow \frac{4.99 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,0207 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.0207 \Rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_y = \frac{M_{yt}}{\beta d_y \sigma_{st}}$$

$$A_y = \frac{4.99 \times 10^3}{0.990 \times 13 \times 348} = 1.114 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement : **e=25cm**

• **Aux appuis :****-Sens de la petite portée**

$M_{ax} = 2,25 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{xa}}{bd^2} = \frac{2.25 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,009 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,009 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2,25 \cdot 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3.14 cm²** espacement **e=25cm**

-Sens de la grande portée :

M_{ay}=3.33 KN.m

$$\mu = \frac{M_{ya}}{bd^2} = \frac{3.33 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,014 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A = \frac{M_{ya}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3.33 \cdot 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,74 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3.14 cm²** espacement **e=25cm**

III.8.4 Vérifications à l'état limite ultime

A) Espacements des armatures

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ Direction principale

$$St \leq \min \{2.h; 25\text{cm}\}$$

$$St = 25\text{cm} < \min \{30\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots \dots \dots \sqrt$$

❖ Direction secondaire :

$$St < \min \{3.h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 25\text{cm} < \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots \dots \dots \sqrt$$

B) Diamètre maximal des barres

$$\phi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 150/10 = 15\text{mm}.$$

$$\phi_{\text{MAX}} = 10\text{mm} \leq 15\text{mm} \dots \dots \dots \sqrt$$

C) Condition de non fragilité

La condition de non fragilité donne section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W_0 ($W_0 = 0.8\%$ qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

❖ Direction principale

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008 \times (3 - 0.95)/2 = 0.00082.$$

$$A_{\text{min}} = W_x \times b \times h = 0.00082 \times 100 \times 15 = \mathbf{1.23 \text{ cm}^2} < \mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\text{min}} < A_x^t \dots \dots \dots \sqrt$$

❖ Direction secondaire

$$W_y = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0 = 0.0008$$

$$A_y \geq 0,8\% \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_y^t \dots\dots\dots \checkmark$$

D) Vérification de la contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

➤ Au milieu de l_x

$$T_u^1 = p / (2l_y + l_x) \quad \text{avec } p = q l_x l_y = 192.1 \text{ KN}$$

$$T_u^1 = 16.08 \text{ KN / ml}$$

➤ Au milieu de l_y

$$T_u^2 = p / 3l_y = 15.81 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Donc } T_u = \max(T_{u1}, T_{u2}) = 16.08 \text{ KN/ml}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{16.08 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.124 \text{ MPa} \\ 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \tau_u = 0.124 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < 1.16 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \checkmark$$

E) Entraînement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y ait pas entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec :}$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A.)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \underline{\underline{3.15 \text{ Mpa}}}$$

Calcul de τ_{se} :

❖ Dans le sens yy :

$$\sum U_i = 3.14 \times 4 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{16.08 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6} \quad ; \quad \text{Donc : } \tau_{se} = \underline{\underline{1.09 \text{ Mpa}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Pas de risque d'entraînement des barres} \checkmark$$

❖ Dans le sens xx :

$$\sum U_i = 3.14 \times 4 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.81 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6} \quad ; \quad \text{Donc : } \tau_{se} = \underline{\underline{1.07 \text{ Mpa}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Pas de risque d'entraînement des barres} \checkmark$$

F) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \quad ; \quad \text{On prend} \quad L_s = \underline{\underline{40 \text{ cm}}}.$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A ; **Donc : $L_c = 16 \text{ cm}$**

III.8.5 Vérification à l'état limite de service

Combinaison de charges à l'ELS :

$$q_s = 6.35 + 2.5 = \underline{\underline{8.85 \text{ KN/m}}}$$

Moments fléchissant :

❖ Autour de xx :

$$M_{sx1} = 0,0410 \times (8.85) \times (3.85)^2 = 5.38 \text{ KN.m}$$

❖ Autour de yy : le moment est max au centre du panneau

$$M_{uy1} = 0,888 \times 5.38 = 4.78 \text{ KN.m}$$

Correction des moments

❖ . Autour de xx :

$$M_x = 0.85 \cdot M_x^{\max} = 0.85 \times 5.38 = \underline{4.57 \text{ KN.m}}$$

❖ Autour de yy :

$$M_y = 0.75 \cdot M_y^{\max} = 0.75 \times 4.78 = 3.58 \underline{\text{KN.m}}$$

A) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3.2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

B) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5.2 /BAEL91)❖ Dans le sens yy :• Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.14}{100 \times 13} \times 100 = 0.242$$

$$\rho_1 = 0.242 \Rightarrow k_1 = 48.25 \text{ et } \beta_1 = 0.921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.58 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{95.22 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_s = 95.22 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$$

• Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{95.22}{48.25} \quad \text{Donc ; } \sigma_{bc} = \underline{1.97 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bc} = 1.97 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

❖ Dans le sens xx:• Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.14}{100 \times 13} \times 100 = 0.242$$

$$\rho_1 = 0.242 \Rightarrow k_1 = 48.25 \text{ et } \beta_1 = 0.921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.57 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{121.56 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_s = 121.56 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots\sqrt$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{121.56}{48.25} ; \quad \text{Donc} : \sigma_{bc} = \underline{2.52} \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.142 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots\sqrt$$

C) Etat limite de déformation :

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{385} = 0,042 = \frac{5.38}{20 \times 6.37} = 0,04 \dots\dots\dots\sqrt$$

$$\frac{A_x}{b \times b} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0,0024 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots\sqrt$$

Les deux conditions sont vérifiées, Donc il n' y a pas nécessité de vérifier la flèche.

Conclusion

La dalle pleine sera ferrillée comme suit :

• **En travées :**

4HA10 (sens x-x) , $S_t=25\text{cm}$

4HA10 (sens y-y) , $S_t=25\text{cm}$

• **En appuis :**

4HA10 (sens x-x) , $S_t=25\text{cm}$

4HA10 (sens y-y) , $S_t=25\text{cm}$

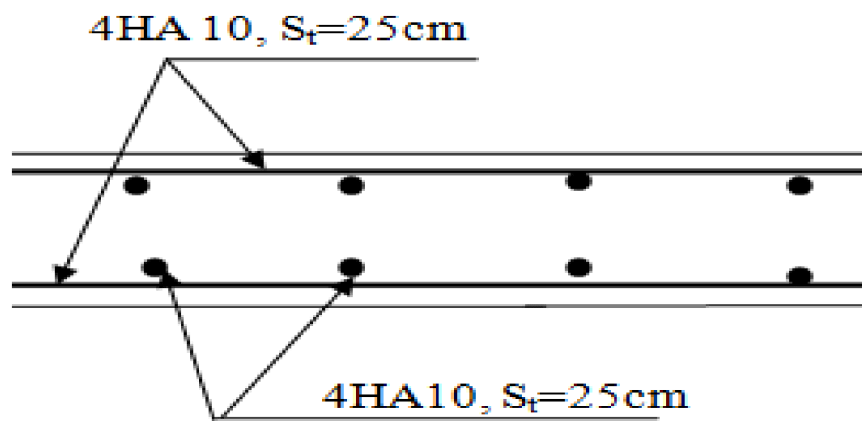


Figure 47 ferraillage de la dalle pleine dans les deux sens

III.9 Calcul de la salle machine :

III.9.1 Introduction

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (10 niveaux),

On a prévu deux cages d'ascenseur de caractéristiques identiques de vitesse d'entraînement ($v = 1\text{m/s}$), avec une dalle pleine en béton armé de dimensions $(1.90 \times 2.10)\text{ m}^2$.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8)\text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

L'épaisseur de la dalle est de 15cm (Voir chapitre 2).

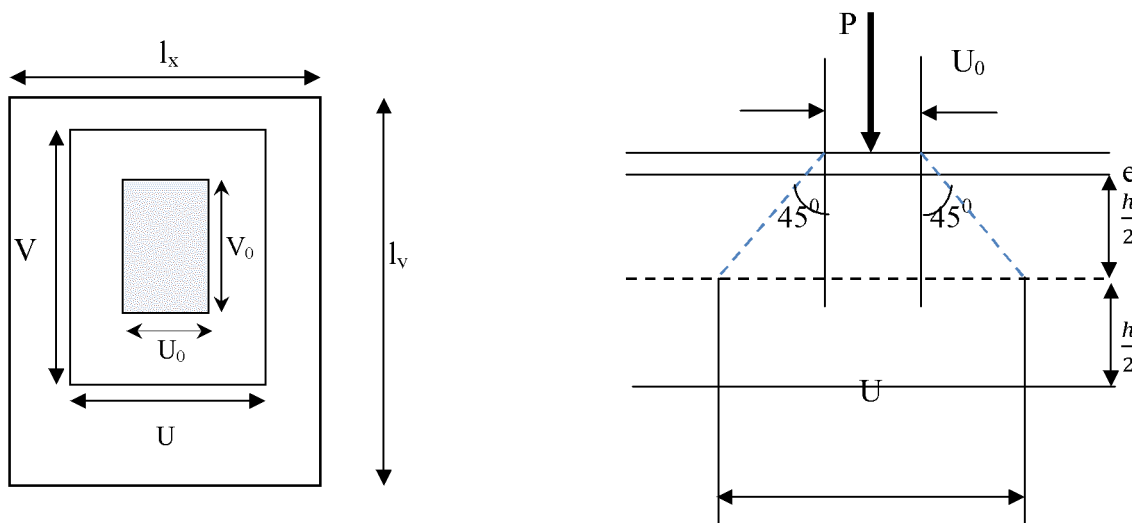


Fig.III.48 schéma statique de la salle machine.

III.9.2 Calcul des sollicitations

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 1,90 / 2,10 = 0,90$$

$$0,4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

❖ Moments dus au poids propre :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson ν .

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

- **Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$**

$$\rho = 0.90 \rightarrow \mu_x = 0.0458 \text{ et } \mu_y = 0.778$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) \times 1 \text{ ml} = 4.85 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.0475 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{ux1} = 0.0458 \times (8.0475) \times (1.9)^2 = 1.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy1} = 0.778 \times 1.33 = 1.03 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de service (ELS) : $\nu = 0.2$**

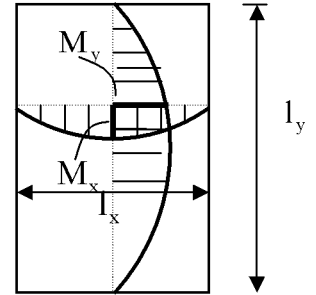


Fig III.49 Les moments de poids propre

$$\rho = 0.90 \rightarrow \mu_x = 0.0529 \text{ et } \mu_y = 0.846$$

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sx1} = 0.0529 \times (5.85) \times (1.9)^2 = 1.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy1} = 0.846 \times 1.12 = 0.95 \text{ KN.m}$$

M_1 , M_2 coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$

U et V cotés du rectangle sur lesquels la charge P s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$V = V_0 + 2 \left(\xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right) = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0 \quad U = U_0 + 2 \left(\xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right) = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot \xi + h_0$$

Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton : $\rightarrow \xi = 1.0$

$$\underline{\text{A.N}} : U = U_0 + 2 \times 1 \times 0.05 + 0.15 = 1.05 \text{ m} = V_0$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1.05}{1.90} = 0.55 \quad \text{Et} \quad \frac{V}{l_y} = \frac{1.05}{2.10} = 0.5$$

Après interpolation on aura :

$$M_1 = 0.0945 \text{ et } M_2 = 0.0765$$

- **Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$**

$$P_u = 1.35 \times Q$$

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$$M_{ux2} = P_u \cdot M_1 = 121.5 \times 0.0945 = 11.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = P_u \cdot M_2 = 121.5 \times 0.0765 = 9.29 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de service (ELS) : $\nu = 0.2$**

$$P_s = Q$$

$$P_s = 90 \text{ KN}$$

$$M_{sx2} = P_s \cdot (M_1 + v \cdot M_2) = 90 \times (0,0945 + 0,2 \times 0,0765) = 9,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s \cdot (M_2 + v \cdot M_1) = 90 \times (0,0765 + 0,2 \times 0,0945) = 8,59 \text{ KN.m}$$

❖ Superposition des moments :

• ELU :

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 1,33 + 11,48 = 12,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 1,03 + 9,29 = 10,32 \text{ KN.m}$$

• ELS :

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 1,12 + 9,88 = 11,00 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,95 + 8,59 = 9,54 \text{ m}$$

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée).

Les moments seront réduits de 15% en travée, et de 70% en appuis.

• En travée

$$\begin{aligned} M_x^t &= 0,85 \times M_x = 0,85 \times 12,81 = 10,88 \text{ KN.m} \\ M_y^t &= 0,85 \times M_y = 0,85 \times 10,32 = 8,77 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

• En appuis

$$\begin{aligned} M_x^a &= 0,3 \times M_x = 0,3 \times 12,81 = 3,84 \text{ KN.m} \\ M_y^a &= 0,3 \times M_y = 0,3 \times 10,32 = 3,10 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

III.9.3 Ferraillage du panneau

Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

Nous considérerons la hauteur utile propre à chacune des deux directions, en appuis comme en travée (dx= 13cm et dy=12cm).

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2} \right)$$

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	Espacement
En travée	X-X	10.88	0,0453	0,977	2.46	5HA10=3.92	20 cm
Sur appuis	X-X	3.84	0,016	0,992	0,87	5HA10=3.92	20 cm
En travée	Y-Y	8.77	0,042	0,979	2.15	5HA10=3.92	20 cm

Sur appuis	Y-Y	3.10	0,015	0,992	0,75	5HA10=3.92	20 cm
------------	-----	------	-------	-------	------	------------	-------

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

III.9.4. Vérifications à l'état limite ultime

A) Espacements des armatures

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ Direction principale

$$St \leq \min \{2.h; 25\text{cm}\}$$

$$St = 20\text{cm} < \min \{30\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots \dots \dots \sqrt{\quad}$$

❖ Direction secondaire :

$$St < \min \{3.h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 20\text{cm} < \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots \dots \dots \sqrt{\quad}$$

B) Diamètre maximal des barres

$$\varphi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 150/10 = 15\text{mm}.$$

$$\varphi_{\text{MAX}} = 10\text{mm} \leq 15\text{mm} \dots \dots \dots \sqrt{\quad}$$

C) Condition de non fragilité

La condition de non fragilité donne section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W_0 ($W_0 = 0.8\%$ qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

❖ Direction principale

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008 \times (3 - 0.90)/2 = 0.00084.$$

$$A_{\text{min}} = W_x \times b \times h = 0.00084 \times 100 \times 15 = 1.26\text{cm}^2 < 3.92\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_x^t \dots \dots \dots \sqrt{\quad}$$

❖ Direction secondaire

$$W_y = \frac{A_y}{b \times \square} \geq W_0 = 0.0008$$

$$A_y \geq 0.8\% \times 100 \times 15 = 1.2\text{cm}^2 < 3.92\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_y^t \dots \dots \dots \sqrt{\quad}$$

D) Vérification de la contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

❖ **Au milieu de U**

$$T_u = \frac{P}{3 \times (V)} = \frac{121.5}{3 \times 0.95} = 42.63 \text{ KN.}$$

❖ **Au milieu de V**

$$T_u = \frac{P}{2 \times (U + V)} = \frac{121.5}{2 \times (0.95 + 0.95)} = 31.97 \text{ KN.}$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{42.63 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.328 \text{ MPa} \\ 0.07 \times \frac{25}{1.5} &= 1.16 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \rightarrow \tau_u = 0.328 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < 1.16 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \sqrt{}$$

E) Condition de non poinçonnement

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement **Qu** est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage horizontal

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Qu : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur total de la dalle.

$U_c = 2 \times (U + V) = 3.8 \text{ m}$: le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$\underline{\text{A.N.}} : 0.045 \times 3.8 \times 0.15 \times 25 \times 10^3 / 1.5 = 427.5 \text{ KN} \geq 121.5 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée → Aucune armature transversale n'est nécessaire.

III.9.5 Vérification à l'état limite de service

Les moments précédemment calculés, seront réduits de 15% en travée et de 70% en appuis.

- En travée

$$\begin{aligned} M_x^t &= 0,85 \times M_x = 0,85 \times 11,00 = 9,35 \text{ KN.m} \\ M_y^t &= 0,85 \times M_y = 0,85 \times 9,54 = 8,11 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- En appuis

$$\begin{aligned} M_x^a &= 0,3 \times M_x = 0,3 \times 11,00 = 3,3 \text{ KN.m} \\ M_y^a &= 0,3 \times M_y = 0,3 \times 9,54 = 2,86 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Zone	Sens	Ms (KN.m)	μ	β	A (cm ²)
En travée	X-X	9.35	0,03896	0,771	2,68
Sur appuis	X-X	3,3	0,01374	0,834	0,87
En travée	Y-Y	8.11	0,0396	0,770	2.52
Sur appuis	Y-Y	2.86	0,01398	0,833	0,82

Le ferrailage adopté à l'ELU est suffisant.

F) Vérification de la flèche

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20 M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{190} = 0,0789 > \frac{12,81}{20 \times 11,00} = 0,0582 \dots \dots \dots \checkmark$$

$$\frac{A_x}{b \times b} = \frac{3,92}{100 \times 13} = 0,0030 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \checkmark$$

Les deux conditions sont vérifiées, Donc il n' y a pas nécessité de vérifier la flèche.

Conclusion

La dalle de la salle machine sera ferrailée comme suit :

- En travées :

5HA10 (sens x-x) , $S_t=20\text{cm}$

5HA10 (sens y-y) , $S_t=20\text{cm}$

• **En appuis :**

5HA10 (sens x-x) , $S_t=20\text{cm}$

5HA10 (sens y-y) , $S_t=20\text{cm}$

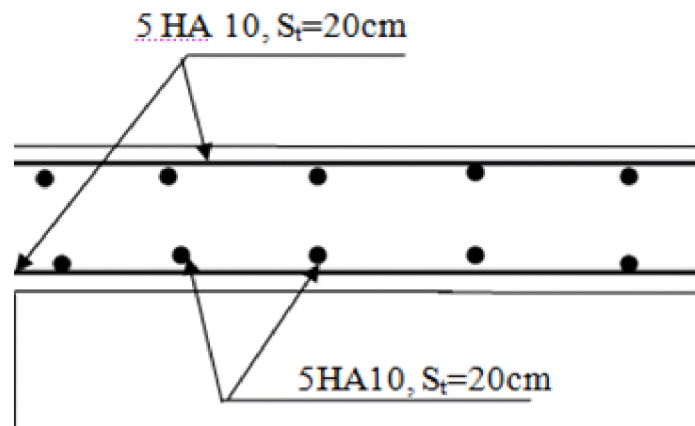


Figure III.50 Plan de ferrailage de la dalle machine suivant x-x.

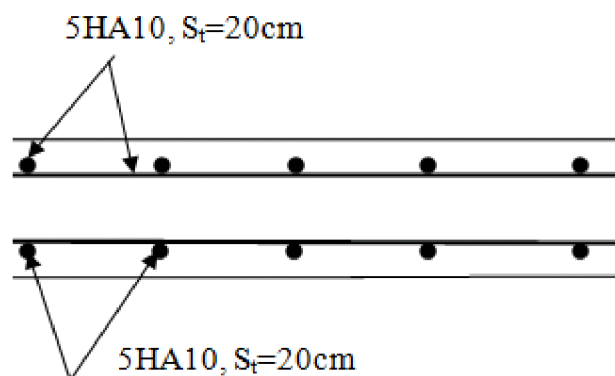


Figure III.60 Plan de ferrailage de la dalle machine suivant y-y.

IV.1 Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent le nord de l'Algérie, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

IV.2 Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3 Modélisation mathématique

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

IV.4 Modélisation de la structure étudiée

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...Etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis *ETABS* est utilisé.

IV.4.1 Description du logiciel ETABS.

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 part

ça spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, 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.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000* et *SAFE*).

IV.4.2 Introduction des données

La structure sera modélisée par le logiciel ETABS V.9.7.4

1) Première étape :

- Unité : [KN.m]
- Géométrie de base
 - Le nombre de niveau y compris le RDC : 10
 - Nombre de files dans le sens X : 07
 - Nombre de files dans le sens Y : 07
 - Hauteur d'étage courant : 3.06 pour le 1^{er} étage et 2.89 pour les autres
 - Hauteur de RDC : 4.59m

2) Deuxième étape

Choix des sections :

- Poutres
 - Poutres principales (30 x 40)
 - Poutres secondaires (30 x 35)
- Poteaux
 - Niveaux : RDC, 1^{er} et 2^{ème}, étage : (50 x50)
 - Niveaux : 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} jusqu'au 6^{ème} étage : (45 x45)
 - Niveaux : 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage : (40 x40)
- Voile

Voiles longitudinaux et transversaux : $e_p = 20 \text{ cm}$.

3) Troisième étape

Cette étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modélisé

- Charges statiques : Définition des charges statiques :

Charges permanentes : **G**

Charges d'exploitation : **Q**

- Définition des matériaux

Les matériaux dans notre structure sont le béton et l'acier.

Propriétés mécaniques pour le calcul :

- Masse volumique : $2.5 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Poids volumique : $25 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Module d'élasticité : $32164200 \text{ KN} / \text{m}$
- Coefficient de poisson : (0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

- **Charges sismique**

Spectre de réponse

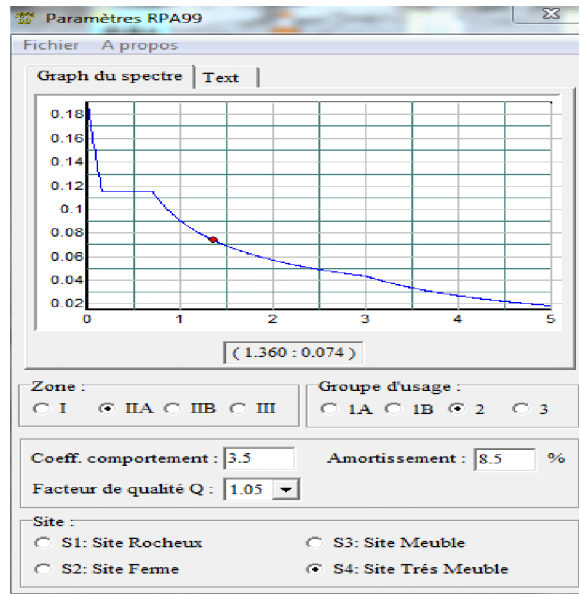


Figure IV.1 : Spectre de réponse

4) Quatrième étape

- **Diaphragme**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maître de sorte qu'il forme un diaphragme.

- **Chargement**

Planchers

Le chargement des planchers sera un chargement par mètre linéaire (chargement des poutrelles).

On multipliant les résultats trouvé dans le chapitre II par 0.65 m (entre axes des poutrelles)

➤ Charges et surcharges revenants aux planchers

planchers	G (KN /ml)	Q (KN /ml)
Etages bureau	2.55	1.625
Etages courant	2.55	0. 975
Terasse inaccessible	3	0. 65

Tableau IV.1 : Les charges et le surcharges revenants aux planchers➤ Charges et surcharges revenants aux dalles pleines

Le chargement est un chargement surfacique :

	G (KN/m ²)	Q (KN /m ²)
Dalle pleine (balcon)	2.6	3.5
Dalle pleine (d'étage courant)	2.6	1.5

Tableau IV.2 : Les charges et le surcharges revenants aux dalles pleines

5) Cinquième étape :

On introduit les combinaisons suivantes :

BAEL 91 : $1.35G + 1.5Q$ (l'ELU)

$G + Q$ (L'ELS)

Accidentelles : $(G+Q\pm E)$ et $(0.8G\pm E)$

6) Sixième étape :

Avant d'exploiter les résultats de l'ETABS on doit vérifier les conditions du RPA citées dans le chapitre suivant.

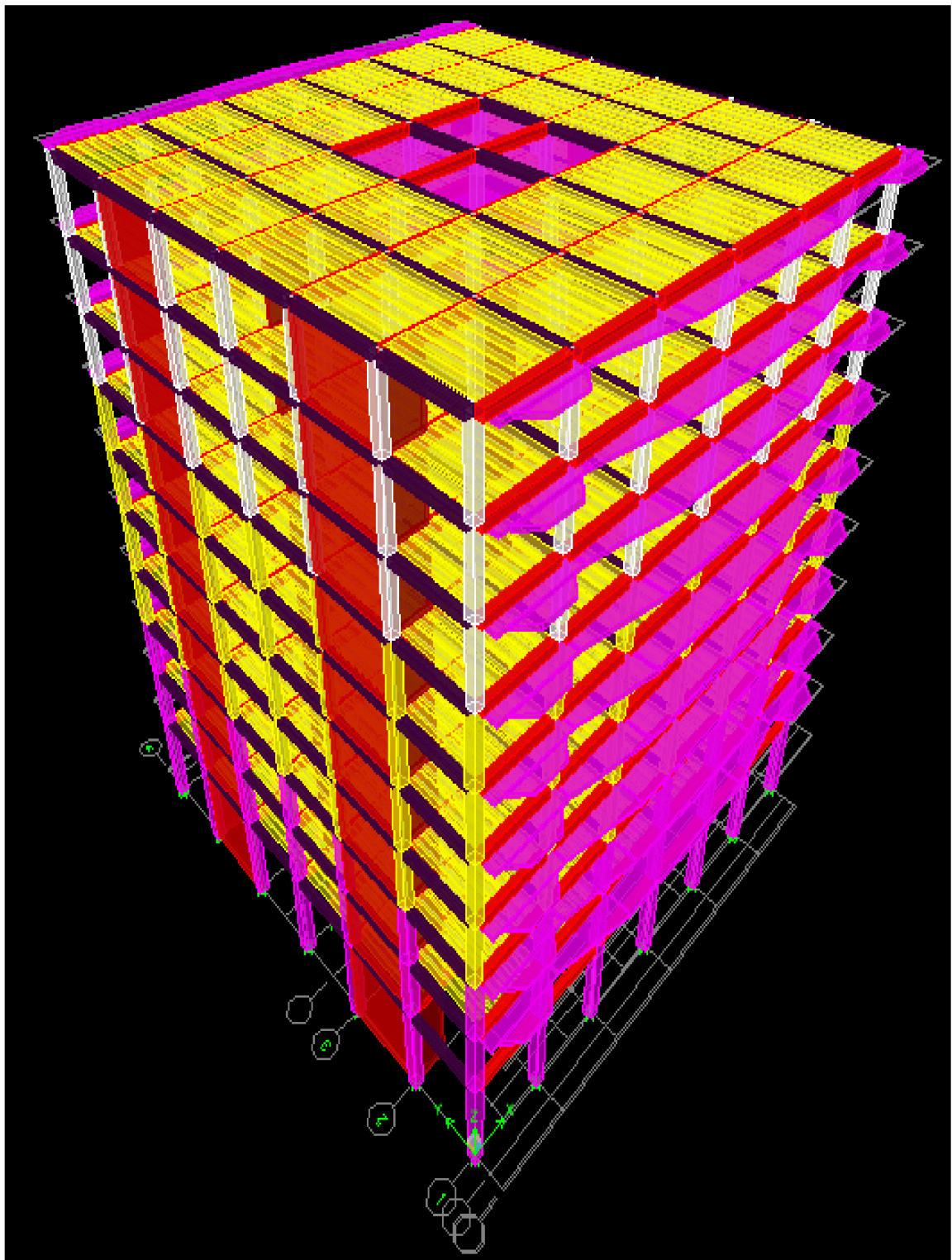


Figure IV.2 : Modèle en 3D de la structure étudiée

V.1 Introduction

- Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de faire quelques vérifications
- le type de contreventement.
- nombre de modes à considérer dans les calculs.
- estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification des déplacements inter étage.
- Vérification du déplacement maximum au sommet.
- Vérification du déplacement seconde ordre (l'effet P- Δ)

V.2 Choix de la méthode de calcul

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- ❖ par la méthode statique équivalente (dans notre cas n'est pas applicable **RPA 4.1.2**)
- ❖ par Méthode dynamique qui regroupe :
 - par la méthode d'analyse modale spectrale
 - par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas l'application de la méthode statique équivalente (**MSE**) n'est pas admise, les conditions de son application ne sont pas totalement réunies :

- Condition d'hauteur : $H = 30.77 > 23$ m en zone IIa.
 - ✓ la méthode d'analyse par accélérogrammes nécessite l'intervention de spécialistes. La méthode qui convient dans notre cas et dans tout les cas, est la méthode modale spectrale.

V.3 Présentation de la méthode modale spectrale

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

V.4 Caractéristiques de la structure relative à l'étude dynamique

- ✓ la structure est classée en groupe d'usage 2 (RPA 2003 3.2).
- ✓ Le sol est de catégorie S4 (site très meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- ✓ La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone IIa.
- ✓ La structure étudiée fait 30.77 m de hauteur (R+9), le système structural est contreventer par voile. Dans ce cas les voiles doivent reprendre plus de 20% des charges dues aux sollicitations verticales et la totalité des charges horizontales.

V.5 vérifications des exigences du RPA 2003

Notre ouvrage est considéré comme étant un bâtiment à usage d'habitation, bureautique est commerciale ou assimilés. Le poids propre de la structure doit comprendre la totalité des charges permanent et **20%** des charges d'exploitations ; **RPA 4.5 2003..... [1]**

V.5.1 Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (\text{RPA 2003 A 4.3.3})$$

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

- **A = 0.15**. [zone II, groupe d'usage 2 (RPA 2003 tableau 4.1)].
- **R = 3.5** [(structure contreventée par voiles porteurs) (RPA 2003 tableau 4.3)].
- **$T_1 = 0,15$ sec ; $T_2 = 0,7$ sec.** [Site S4 (RPA 2003 Tableau 4.7)].
- **Q = 1,05** ; tous les critères sont vérifiés sauf la redondance.
- **$\eta = 0.816$.**

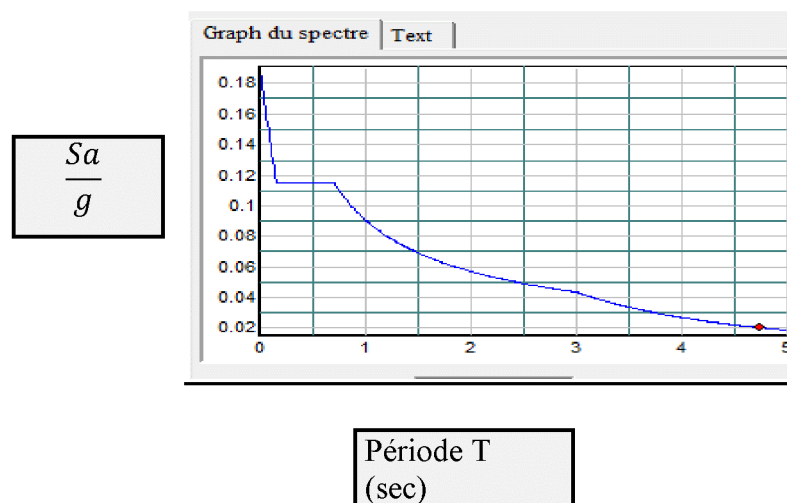


Figure V.1 Spectre de réponse de calcul.

V.5.2 Modes de vibration :

Le nombre de mode à considérer :

Pour les structures représentées par des modes plan dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des directions d'excitations doit être tel que :

- La somme des masses totales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de mode à retenir est de 03 dans chaque direction considérés.

Nota :

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N}; \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.2 \text{ s}$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et ; T_k la période du mode K.

- Dans notre cas $N=10$ niveaux $\Rightarrow K \geq (3 \times \sqrt{10}=9.49)$

Donc $K=10$ nombre de modes.

Nous devons considérer 10 modes de vibration.

V.5.3 Pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(article 4.3.4 RPA99 ver 2003).

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.824468	0	71.025	0	0	71.025	0
2	0.788282	75.6821	0	0	75.6821	71.025	0
3	0.619232	0.0001	0.001	0	75.6823	71.026	0
4	0.220559	14.442	0	0	90.1243	71.026	0
5	0.190235	0	18.7433	0	90.1243	89.7693	0
6	0.14981	0.0009	0.0004	0	90.1252	89.7697	0
7	0.101882	4.9908	0	0	95.116	89.7697	0
8	0.081752	0	5.8199	0	95.116	95.5896	0
9	0.065445	0.0099	0.0002	0	95.1259	95.5898	0
10	0.059063	2.2574	0	0	97.3833	95.5898	0

11	0.048752	0	2.3423	0	97.3833	97.9321	0
12	0.039331	0.645	0	0	98.0283	97.9321	0

Tableau V.1 : Participation massique

Les 08 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90%
La Condition de participation de la masse modale est vérifiée.

V.5.4 Vérification de la période

Estimation de la période fondamentale de la structure

- La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des 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 de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 **du RPA2003.... [1]** $C_T=0.05$.

Remarque

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T = 0,05 \times 30.77^{3/4} = \mathbf{0.654sec}$$

$$D'où : T = 1,3 \times 0,654 = \mathbf{0.85} \geq T_{Etabs} = \mathbf{0,8245[s]} \dots \dots \dots \textbf{(Condition vérifiée)}.$$

1^{er} mode de vibration
 $T = 0.8245s$ (Translation suivant Oy).

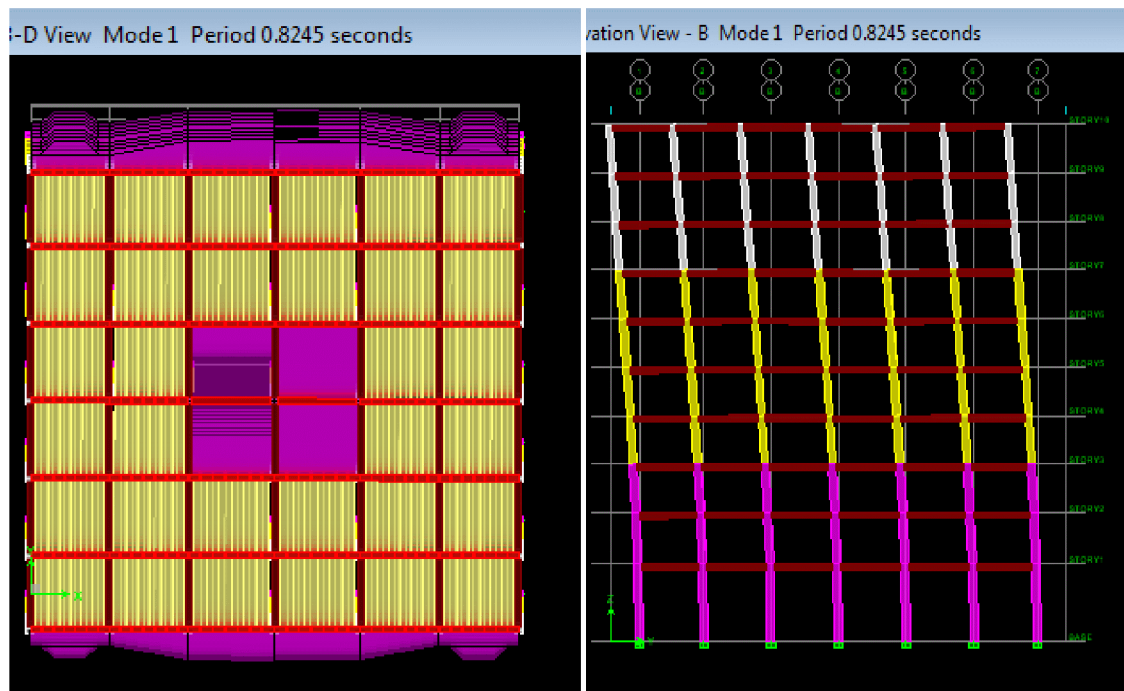


Figure V.2 : 1^{er} mode de vibration suivant l'axe OY

2^{er} mode de vibration
 $T = 0.8028s$ (Translation suivant OX)

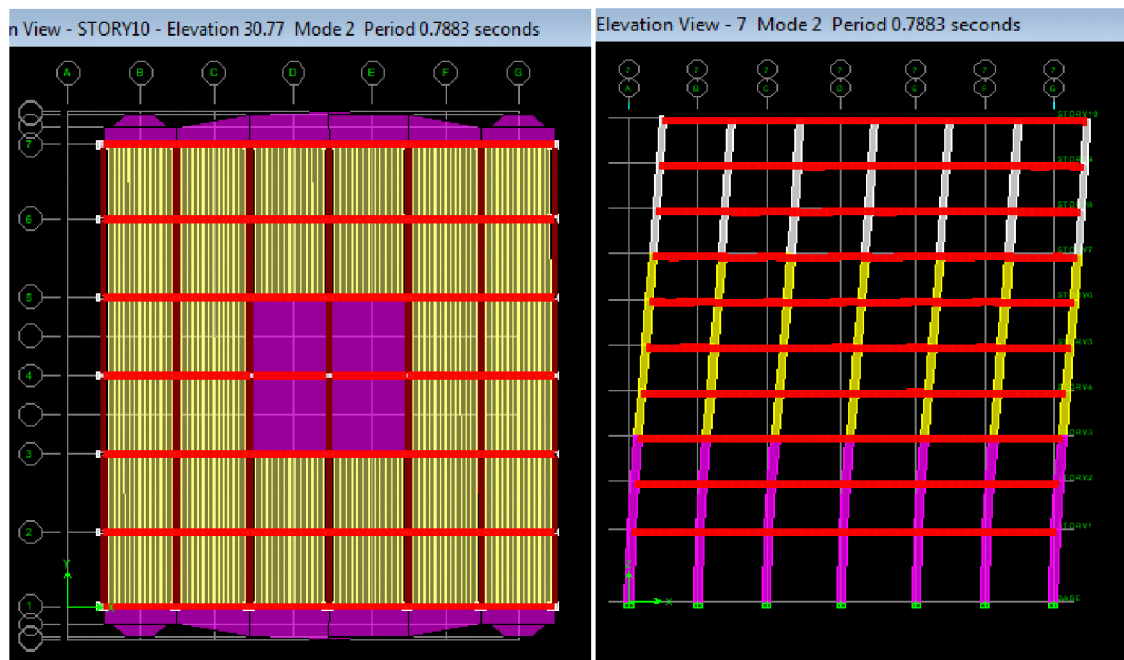


Figure V.3 : 2^{ème} mode de vibration suivant l'axe OX

3^{er} mode de vibration
T = 0,6192s (Rotation suivant Oz)

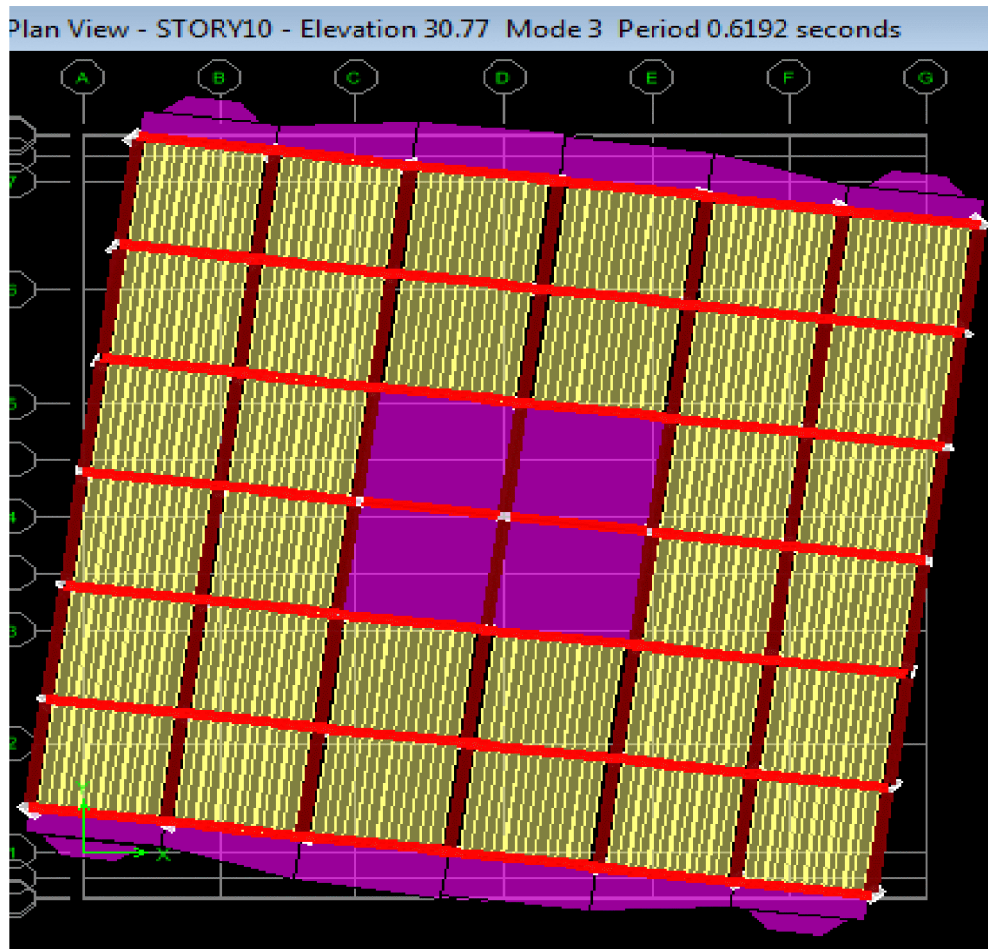


Figure V.4 : 3^{ème} mode de vibration suivant l'axe OZ

V.5.5 Vérification de l'effort tranchant à la base

❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

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

- **A = 0.15.**
- **R = 3.5** (structure contreventée par voiles porteurs).
- **W=65052.11 KN** (poids total de la structure).
- **D = 2.04** (facteur d'amplification dynamique)

Pour faire le calcul, on doit déterminer les coefficients suivants :

➤ Coefficient d'accélération de zone (A)

Le coefficient A est donné par le tableau 4-1-RPA 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

A= 0.15 (groupe d'usage 2, zone IIa)..... [1]

➤ **Coefficient de comportement global de la structure (R)**

Le coefficient R est donné par le tableau (4.3 RPA 2003)..... [1] en système de contreventement par voile porteur, dans notre cas : **R=3.5**

➤ **Facteur d'amplification moyen D**

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

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

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003)..... [1]

Site 4 $\longrightarrow T_2=0.7$ [s] (Site très meuble).... [1]

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

ξ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Voiles ou murs : remplissages en Béton armé/ maçonnerie $\Rightarrow \xi = 8.5\%$.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0,816 > 0,7 \text{ vérifiée.}$$

➤ **Facteur de qualité (Q)**

P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction au non du critère de qualité, sa valeur est donné par le tableau suivant :

Sens x-x :

Critère q	observé	P_q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2-redondance en plan	Oui	0.00
3-régularité en plan	Oui	0.00
4-régularité en élévation	Oui	0.00
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

Tableau V.2 : les critères de facteurs de qualités suivant le sens x-x

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q = 1 + 0.05 = 1.05$$

Sens y-y :

Critère q	observé	p _q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2-redondance en plan	Oui	0.00
3-régularité en plan	Oui	0.00
4-régularité en élévation	Oui	0.00
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

Tableau V.3 : les critères de facteurs de qualités suivant le sens y-y

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 = 1+0.05=1.05$$

Poids total de la structure :(W = 64935.019)

Niveau	Poids (KN)
1	6357.838
2	6753.54
3	6606.192
4	6549.91
5	6549.91
6	6549.91
7	6456.954
8	6408.222
9	6408.222
10	6411.417
Poids Total W(KN)	65052.11

➤ Sens x-x

$$T_x = \min(C_T \times h_N^{3/4}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}})$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 du RPA2003..... [2]**

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau :

$$h_N = 30.77 \text{ m}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$D_x = 25m$$

Donc :

$$\begin{cases} T_x = \min\left(\left(0.05 \times 30.77^{\frac{3}{4}}\right); \left(0.09 \frac{30.77}{\sqrt{25}}\right)\right) \\ T_x = \min(0.654s; 0.554s) \longrightarrow T_x = 0.554s \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} D = 2.5\eta \dots 0 \leq T_x \leq T_2[s] \\ D = 2.04 \end{cases}$$

$$V_x = \frac{AD_x \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.05}{3.5} \times 6505211 = 5971.78kN$$

$$0.8V_x = 4777.42kN$$

➤ **Sens y-y**

$$T_y = \min\left(c_T \times h_N^{\frac{3}{4}}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}}\right)$$

$$D_y = 24.8m$$

$$\begin{cases} T_y = \min\left(0.05 \times 30.77^{\frac{3}{4}}, 0.09 \times \frac{30.77}{\sqrt{24.8}}\right) \\ T_y = \min(0.654s, 0.556s) \longrightarrow T_y = 0.556s \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} D = 2.5\eta \dots 0 \leq T_x \leq T_2[s] \\ D = 2.04 \end{cases}$$

$$V_y = \frac{AD_y \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.05}{3.5} \times 6505211 = 5971.78[kN]$$

$$0.8V_y = 4777.42kN$$

❖ **Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique**

$$\begin{cases} V_x = 5422.40 [kN]. \end{cases}$$

$$V_y = 5037.00 \text{ [KN]}.$$

Application numérique

$$V_x = 5971.78 \text{ KN}.$$

$$V_y = 5971.78 \text{ KN}.$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 5422.40 > 80\% V_x = 4777.42 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 5037.00 > 80\% V_y = 4777.42 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

V.5.6 Vérification du système de contreventement : (art3.4.4.a .RPA99/ version 2003)

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS version 9.7.4, dans les deux directions $XX(E_x)$ et $YY(E_y)$.

➤ **Charges sismiques reprise par les portiques**

Sens xx : 430.023 KN (7.93%)

Sens yy : 280.64 KN (5.56%)

➤ **Charges sismiques reprise par les voiles**

Sens xx : 4992.41 KN (92.07%)

Sens yy : 4757.20 KN (94.44%)

Les charges verticales revenant aux portiques et aux voiles sont aussi données par l'ETABS ($G+0.2Q$)

➤ **Charges verticales reprise par les portiques** : 45385.99 KN (71.38%)

➤ **Charges verticales reprise par les voiles** : 18081.588 KN (26.62%)

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations due aux charges verticales et presque la totalité des charges horizontales.

D'après le RPA99 modifié 2003 la structure est contreventée par voiles porteurs.

V.5.7 Caractéristiques géométriques de la Structure**➤ Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau**

Etage	Masse		Centre de masse [m]		Centre de torsion [m]		Excentricité		Excentricité accidentelle
	X	Y	X	Y	X	Y	ex	ey	ex=ey
RDC	635.7838	635.7838	12.565	13.492	12.5	12.4	0.065	1.092	1.25
ETAGE1	675.354	675.354	12.544	12.4	12.5	12.4	0.044	0	
ETAGE2	660.6192	660.6192	12.529	12.365	12.5	12.4	0.029	-0.035	
ETAGE3	654.991	654.991	12.546	12.4	12.5	12.4	0.046	0	
ETAGE4	654.991	654.991	12.546	12.4	12.5	12.4	0.046	0	
ETAGE5	654.991	654.991	12.546	12.4	12.5	12.4	0.046	0	
ETAGE6	645.6954	645.6954	12.573	12.367	12.5	12.4	0.073	-0.033	
ETAGE7	640.8222	640.8222	12.548	12.4	12.5	12.4	0.048	0	
ETAGE8	640.8222	640.8222	12.548	12.4	12.5	12.4	0.048	0	
ETAGE9	641.1417	641.1417	12.5	12.4	12.5	12.4	0	0	
La condition est vérifiée									

Tableau V.4: Centre de torsion et centre de masse de la structure.**➤ l'excentricité :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

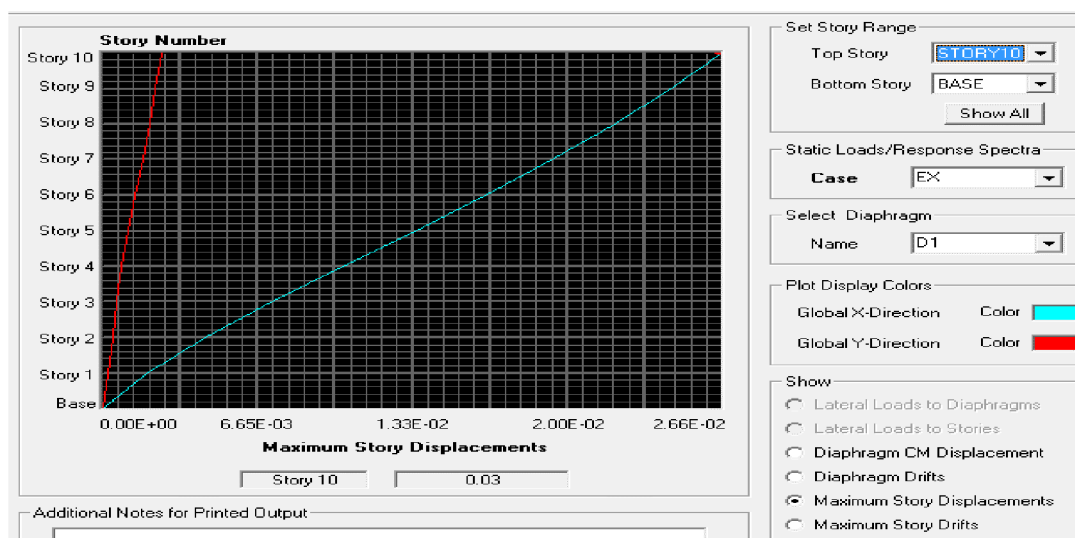
- ✓ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003 Art 4.2.7)

D'après le RPA : $e_x = e_y = 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ m}$

V.5.8 Vérification des déplacements**1. Déplacement maximal :**

❖ Sens transversal :

Figure V.5 : Vérification des déplacements selon E_x .

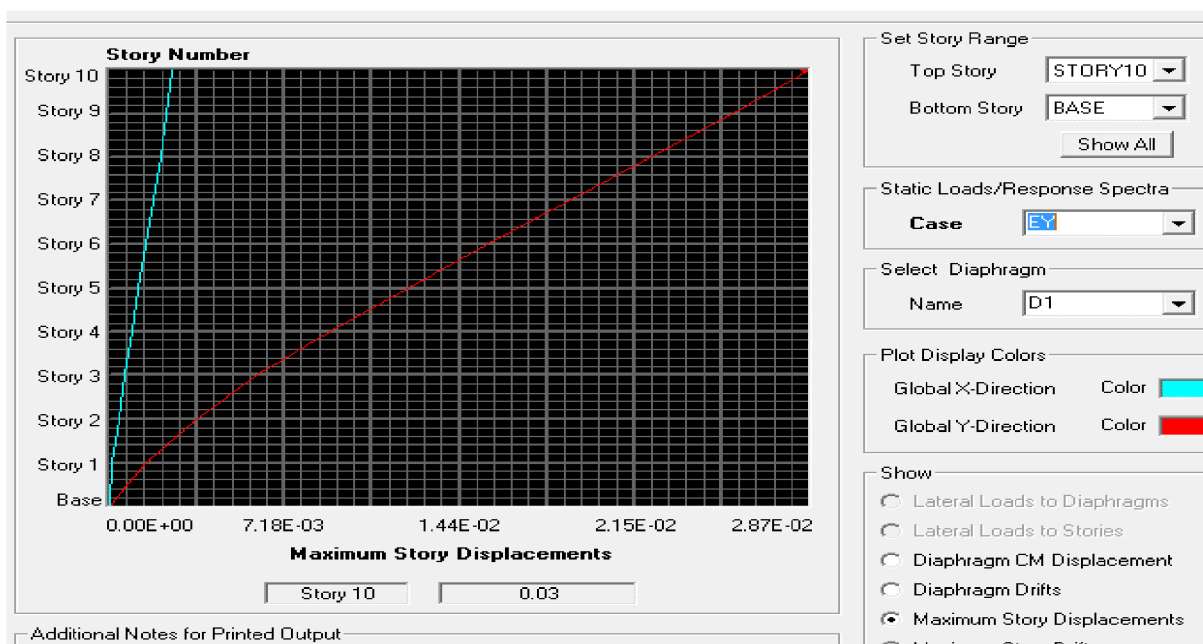
O n doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante : $\delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0.03 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{30.77}{500} = 0.0615 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Sens longitudinal :

Figure V.6 : Vérification des déplacements selon E_y .

Le déplacement maximal que subit la structure doit vérifier la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0.03 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{30.77}{500} = 0.0615 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

2. Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)..... [2]

- Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad \text{et} \quad \delta_{ek} = \frac{T_k}{R_{jk}}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement.

- Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k+1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

• Justification vis-à-vis des déformations

D'après le RPA Art 5-10... [1], les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\overline{\Delta_k} = \Delta_k \leq 0.01 h_e$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants

Sens x-x

Niveau (m)	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	$\overline{\Delta_k}$ (m)	1% h_e (m)	Obs.
10	0.0238	3.5	0.0833	0.00665	0.0289	Vérifiée
9	0.0219	3.5	0.07665	0.0077	0.0289	Vérifiée
8	0.0197	3.5	0.06895	0.00805	0.0289	Vérifiée
7	0.0174	3.5	0.0609	0.0091	0.0289	Vérifiée
6	0.0148	3.5	0.0518	0.00945	0.0289	Vérifiée
5	0.0121	3.5	0.04235	0.00945	0.0289	Vérifiée
4	0.0094	3.5	0.0329	0.0098	0.0289	Vérifiée

3	0.0066	3.5	0.0231	0.0091	0.0289	Vérifiée
2	0.004	3.5	0.014	0.00805	0.0306	Vérifiée
1	0.0017	3.5	0.00595	0.00595	0.0459	Vérifiée

Sens y-y:

Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δk (m)	1%h (m)	Obs.
10	0.0264	3.5	0.0924	0.01015	0.0289	Vérifiée
9	0.0235	3.5	0.08225	0.01085	0.0289	vérifiée
8	0.0204	3.5	0.0714	0.01085	0.0289	vérifiée
7	0.0173	3.5	0.06055	0.01085	0.0289	vérifiée
6	0.0142	3.5	0.0497	0.0105	0.0289	vérifiée
5	0.0112	3.5	0.0392	0.0105	0.0289	vérifiée
4	0.0082	3.5	0.0287	0.0091	0.0289	vérifiée
3	0.0056	3.5	0.0196	0.00805	0.0289	vérifiée
2	0.0033	3.5	0.01155	0.00665	0.0306	vérifiée
1	0.0014	3.5	0.0049	0.0049	0.0459	vérifiée

V.5.9 Vérification de l'effet P-Delta

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

D'où : $\theta_K \leq 0.1 \Rightarrow$ effet P-Delta peut être négligé

Si non :

$0.1 \leq \theta_K \leq 0.2 \Rightarrow$ Amplifiant les effets de l'action sismique par $1/(1 - \theta_K)$

$\theta_K \geq 0.2 \Rightarrow$ Structure instable et doit être redimensionnée.

Avec : $P_K = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + W_{qi})$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k.
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.
- Δ_k : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.
- h_K : hauteur de l'étage K.

Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet P- Δ)

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

Niveau	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		$\Delta_k(\text{cm})$	$V_k \times h_k$	θ_x	$\Delta_k(\text{cm})$	$V_k \times H_k$	θ_y
1	6357.83	0.0059	24774.5709	0.0014988	0.0049	23176.287	0.00131944
2	6753.54	0.0080	16200.5274	0.0033558	0.00665	15113.3706	0.00297161
3	6606.19	0.0091	14672.7901	0.0040971	0.00805	13686.9533	0.00388544
4	6549.91	0.0098	13807.3796	0.0046489	0.0091	12927.2012	0.00461076
5	6549.91	0.0094	12682.5627	0.0048804	0.0105	11958.9067	0.00575086
6	6549.91	0.0094	11303.2813	0.0054759	0.0105	10772.3016	0.00638434
7	6456.95	0.0091	9667.0789	0.0060781	0.01085	9348.1963	0.00749427
8	6408.22	0.0080	7781.2672	0.0066295	0.01085	7672.4876	0.00906215
9	6408.22	0.0077	5628.0149	0.0087674	0.01085	5692.0862	0.01221507
10	6411.41	0.0066	3097.5887	0.0137642	0.01015	3216.3099	0.02023309

Tableau V.5 : Les effets du second ordre peuvent être négligés❖ **Conclusion**

D'après les résultats obtenus si dessus les exigences du RPA sont observées :

- La structure est contreventée par voiles
- On considère dans les calculs le 10eme mode
- La participation massique.
- La période fondamentale est vérifiée.
- L'effort tranchant a la base est vérifié
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.

- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet $P-\Delta$ est vérifié

Ce model présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer les différents éléments structuraux.

VI.1 Introduction

Dans ce chapitre, sont présentés les résultats obtenus de l'étude dynamique. Ces résultats présentent les sollicitations de la structure sous les différentes charges combinées à l'action sismique selon les combinaisons d'actions réglementaires dans les éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles). Les résultats étalés sont les efforts maximums pour chaque élément principal de notre structure

Remarque :

Le même élément garde la même désignation en passant d'un niveau du bâtiment à un autre

VI.2 Les efforts internes dans les poutres

Les numérotations et abréviations adoptées pour les poutres, sont données par le logiciel de calcul ETABS (voir figures v.1).

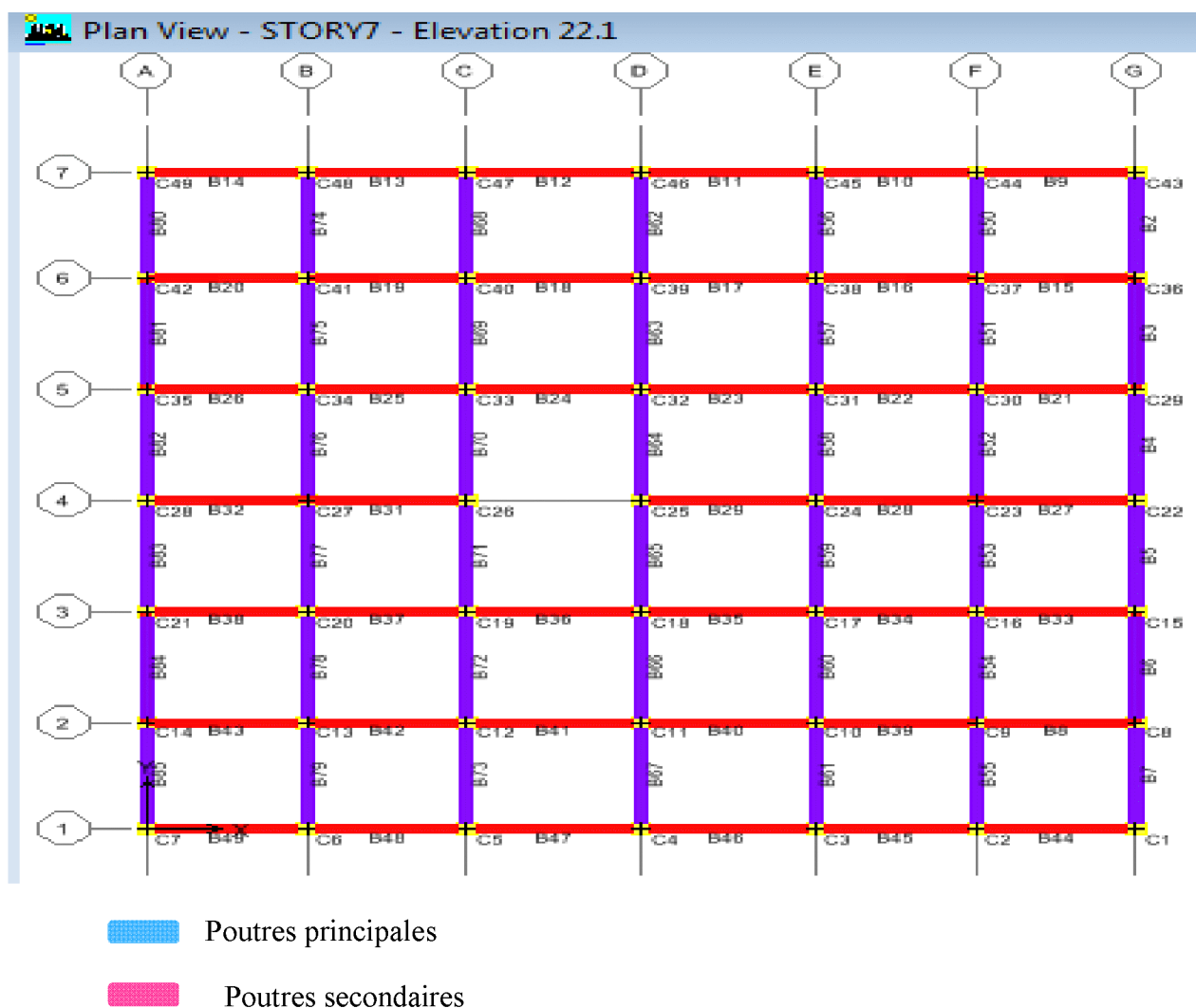


Figure VI.1 : Numérotations utilisées pour les poutres

VI.2.1 Poutres principales*a) Poutres principales (ELU et Accidentelles)*

<i>Niveau</i>		<i>ELU</i>	<i>Accidentelles</i>
1	$M_{\max}$ (KN.m)	41.539	33.902
	$M_{\min}$ (KN.m)	-57.894	-72.398
	$V_{\max}$ (KN)	104.65	92.01
2	$M_{\max}$ (KN.m)	37.337	38.37
	$M_{\min}$ (KN.m)	-61.443	-87.964
	$V_{\max}$ (KN)	97.45	94.57
3	$M_{\max}$ (KN.m)	38.301	41.272
	$M_{\min}$ (KN.m)	-65.223	-94.274
	$V_{\max}$ (KN)	99.75	98.05
4	$M_{\max}$ (KN.m)	39.184	42.713
	$M_{\min}$ (KN.m)	-72.238	-100.566
	$V_{\max}$ (KN)	102.44	100.11
5	$M_{\max}$ (KN.m)	39.916	44.214
	$M_{\min}$ (KN.m)	-77.418	-103.657
	$V_{\max}$ (KN)	105.27	101.83
6	$M_{\max}$ (KN.m)	40.54	44.705
	$M_{\min}$ (KN.m)	-81.806	-104.44
	$V_{\max}$ (KN)	107.66	102.31
7	$M_{\max}$ (KN.m)	40.877	42.782
	$M_{\min}$ (KN.m)	-83.198	-100.814
	$V_{\max}$ (KN)	108.49	100.23
8	$M_{\max}$ (KN.m)	41.293	42.149
	$M_{\min}$ (KN.m)	-85.736	-97.119
	$V_{\max}$ (KN)	108.74	97.7
9	$M_{\max}$ (KN.m)	41.116	43.41
	$M_{\min}$ (KN.m)	-91.828	-102.253
	$V_{\max}$ (KN)	111.5	100.14
10	$M_{\max}$ (KN.m)	43.061	38.435
	$M_{\min}$ (KN.m)	-75.106	-82.986
	$V_{\max}$ (KN)	105.34	92.26

Tableau VI.1 : les efforts internes dans les poutres principales (ELU, Accidentelle)

b) Poutres principales (ELS)

<i>Le moment max (KN.m)</i>		
	<i>Appuis</i>	<i>Travées</i>
1	41.667	29.837
2	44.561	27.08
3	47.322	27.777
4	52.415	28.419
5	56.181	28.951
6	59.37	29.405
7	60.387	29.65
8	62.23	29.954
9	66.682	29.822
10	54.71	31.44

Tableau VI.2 : les efforts internes dans les poutres principales (ELS)**VI.2.2 Poutres secondaires****a) Poutres secondaires (ELU et Accidentelles)**

Niveau		ELU	Accidentelles
1	M _{max} (KN.m)	35.369	25.445
	M _{min} (KN.m)	-40.538	-45.945
	V _{max} (KN)	63.73	54.9
2	M _{max} (KN.m)	30.9	26.79
	M _{min} (KN.m)	-36.837	-52.147
	V _{max} (KN)	55.89	54.31
3	M _{max} (KN.m)	31.037	36.959
	M _{min} (KN.m)	-38.053	-57.299
	V _{max} (KN)	55.15	56.09
4	M _{max} (KN.m)	31.127	43.522
	M _{min} (KN.m)	-40.582	-62.553
	V _{max} (KN)	54.81	57.45
5	M _{max} (KN.m)	31.101	48.753
	M _{min} (KN.m)	-41.377	-65.801
	V _{max} (KN)	55.2	59.15
6	M _{max} (KN.m)	31.072	52.294
	M _{min} (KN.m)	-41.973	-68.079
	V _{max} (KN)	55.5	60.2
	M _{max} (KN.m)	31.185	52.722

7	M _{min} (KN.m)	-42.679	-67.943
	V _{max} (KN)	55.9	59.73
8	M _{max} (KN.m)	31.372	52.103
	M _{min} (KN.m)	-45.303	-67.599
	V _{max} (KN)	56.6	58.66
9	M _{max} (KN.m)	31.186	54.194
	M _{min} (KN.m)	-49.099	-69.638
	V _{max} (KN)	56.4	59.03
10	M _{max} (KN.m)	31.142	43.692
	M _{min} (KN.m)	-51.612	-62.389
	V _{max} (KN)	66.58	61.06

Tableau VI.3 : les efforts internes dans les poutres secondaires (ELU, Accidentelle)

b) Poutres secondaires (ELS) :

Le moment max(KN.m)		
	Appuis	Travées
1	29.157	25.425
2	26.74	22.43
3	27.62	22.528
4	29.457	22.594
5	30.033	22.575
6	30.465	22.556
7	31.005	22.636
8	32.914	22.772
9	33.492	22.635
10	37.608	22.744

Tableau VI.4 : les efforts internes dans les poutres secondaires (ELS)VI.3 Les efforts internes dans les poteaux :

Les numérotations et abréviations adoptées pour les poteaux, sont données par le logiciel de calcul ETABS (voir figures v.2).

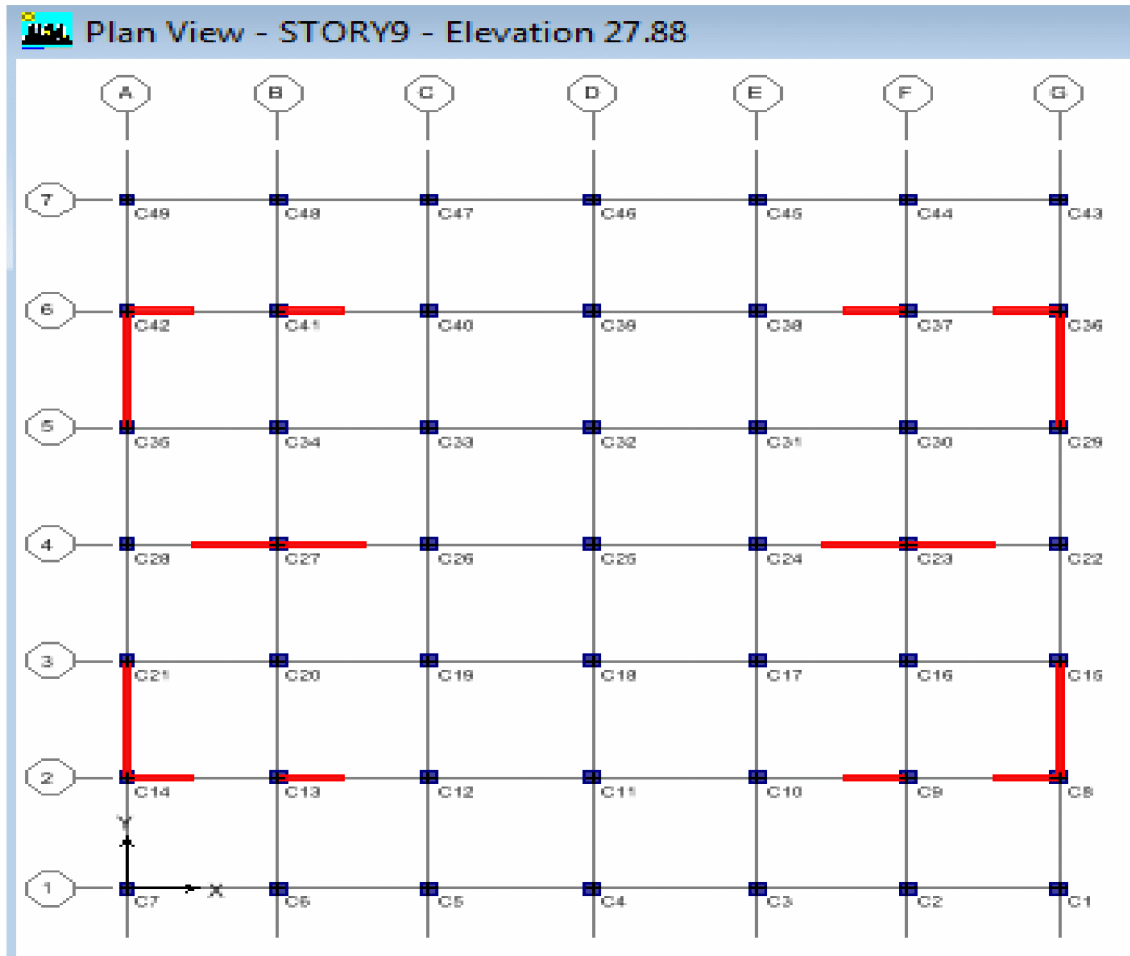


Figure VI.2 : Numérotations utilisées pour les poteaux.

VI.3.1 Sens longitudinal :

a) Sens longitudinal (ELU et Accidentel) :

Sens longitudinal				
Zones	Sections	N(KN)	M(KN.m)	Situations
I RDC +1 ^{er} + 2 ^{ème} étages	50 X 50	N_{max} = 2145.07	M_{corr} = 43.56	ACC
		N _{min} = 739.99	M _{corr} = 13.815	ACC
		N _{corr} = -140.62	M _{max} = 147.794	ACC
II 3 ^{ème} + 4 ^{ème} + 5 ^{ème} étages	45 X 45	N_{max} = 1632.39	M_{corr} = 4.523	ACC
		N _{min} = 377.98	M _{corr} = 49.579	ELU

		$N_{\text{corr}} = -213.62$	$M_{\text{max}} = 138.338$	ACC
III		$N_{\text{max}} = 693.77$	$M_{\text{corr}} = 4.75$	ACC
$7^{\text{ème}} + 8^{\text{ème}} + 9^{\text{ème}}$ étages	40 X 40	$N_{\text{min}} = 12.88$	$M_{\text{corr}} = 22.147$	ELU
		$N_{\text{corr}} = -99.87$	$M_{\text{max}} = 98.163$	ACC

Tableau VI.5 : les efforts internes dans les poteaux sens longitudinal (ELU, Accidentelle)

b) Sens longitudinal (ELS) :

Sens longitudinal			
Zones	Sections	N(KN)	M(KN.m)
I RDC $+1^{\text{er}} + 2^{\text{ème}}$ étages	50 X 50	$N_{\text{max}} = -475.95$	$M_{\text{corr}} = -8.509$
		$N_{\text{min}} = -1750.18$	$M_{\text{corr}} = -1.215$
		$N_{\text{corr}} = -1091.72$	$M_{\text{max}} = 29.655$
II $3^{\text{ème}} + 4^{\text{ème}} + 5^{\text{ème}}$ étages	45 X 45	$N_{\text{max}} = -226.99$	$M_{\text{corr}} = -7.677$
		$N_{\text{min}} = -1188.62$	$M_{\text{corr}} = -3.181$
		$N_{\text{com}} = -408.52$	$M_{\text{max}} = 39.305$
III $7^{\text{ème}} + 8^{\text{ème}} + 9^{\text{ème}}$ étages	40 X 40	$N_{\text{max}} = -50.51$	$M_{\text{corr}} = -9.182$
		$N_{\text{min}} = -505.67$	$M_{\text{corr}} = 3.052$
		$N_{\text{corr}} = -104.18$	$M_{\text{max}} = 43.162$

Tableau VI.6 : les efforts internes dans les poteaux sens longitudinal (ELS)

VI.3.2 Sens transversal**a) Sens transversal (ELU et Accidentel))**

Sens transversal				
Zones	Sections	N(KN)	M(KN.m)	Situations
I RDC +1 ^{er} + 2 ^{ème} étages	50 X 50	N_{max} = 2145.07	M_{corr} = 1.12	ACC
		N _{min} = 739.99	M _{corr} = 0.577	ACC
		N _{corr} = 491.51	M _{max} = 67.01	ACC
II 3 ^{ème} + 4 ^{ème} + 5 ^{ème} étages	45 X 45	N_{max} = 1632.39	M_{corr} = 13.039	ACC
		N _{min} = 377.98	M _{corr} = 4.237	ELU
		N _{corr} = 239.6	M _{max} = 79.401	ACC
III 7 ^{ème} + 8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	40 X 40	N_{max} = 693.77	M_{corr} = 11.163	ACC
		N _{min} = 12.88	M _{corr} = 4.568	ALU
		N _{corr} = -60.47	M _{max} = 78.311	ACC

Tableau VI.7 : les efforts internes dans les poteaux sens transversal (ELU, Accidentelle)**b) Sens transversal (ELS) :**

Sens transversal			
Zones	Sections	N	M
I RDC +1 ^{er} + 2 ^{ème} étages	50 X 50	N _{max} = 475.95	M _{corr} = -0.039
		N _{min} = -1750.18	M _{corr} = 4.368
		N _{corr} = -1542.65	M _{max} = 15.918
II 3 ^{ème} + 4 ^{ème} + 5 ^{ème} étages	45 X 45	N _{max} = -226.99	M _{corr} = -0.03
		N _{min} = -1188.62	M _{corr} = 9.458
		N _{com} = -1016.9	M _{max} = 10.431

III 7 ^{ème} + 8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	40 X 40	$N_{\max} = -50.51$	$M_{\text{corr}} = -0.038$
		$N_{\min} = -505.67$	$M_{\text{corr}} = -5.75$
		$N_{\text{corr}} = -162.77$	$M_{\max} = 11.214$

Tableau VI.8 : les efforts internes dans les poteaux sens transversal (ELS)

VI.4 Les efforts internes dans les Voiles

La numérotation et abréviation adoptée pour les voiles, est donnée par la figures (v.3).

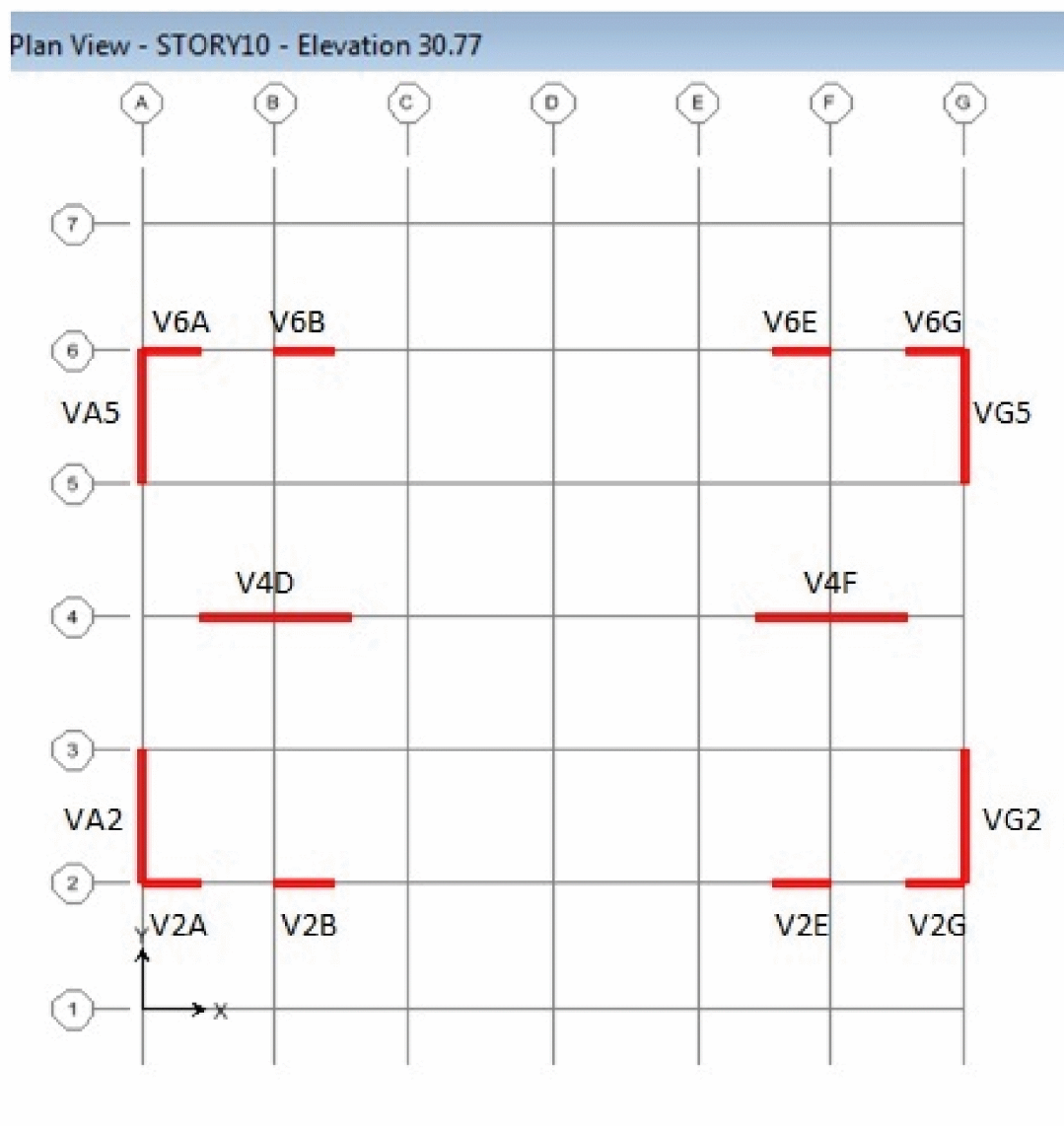


Figure VI.3 : Numérotations utilisées pour les voiles.

VI.4.1 Les voile VG2**a) Combinaisons (ELU et Accidentel)**

Le voile VG2				
	Accidentel		ELU	
Zone	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)
I RDC	$N_{\max} = 2205.01$	$M_{\text{corr}} = 4637.182$	$N_{\max} = 3015.42$	$M_{\text{corr}} = 102.372$
	$N_{\min} = -570.11$	$M_{\text{corr}} = 660.03$	$N_{\min} = 3216.81$	$M_{\text{corr}} = 12.691$
	$N_{\text{corr}} = 1381.44$	$M_{\max} = 10535.07$	$N_{\text{corr}} = -3015.42$	$M_{\max} = 102.372$
II 1 ^{er} + 2 ^{ème} étages	$N_{\max} = 525.51$	$M_{\text{corr}} = 821.737$	$N_{\max} = 2913.54$	$M_{\text{corr}} = -25.306$
	$N_{\min} = -513.9$	$M_{\text{corr}} = 597.34$	$N_{\min} = -3404.38$	$M_{\text{corr}} = -66.58$
	$N_{\text{corr}} = 68.39$	$M_{\max} = 10256.546$	$N_{\text{corr}} = -3265.99$	$M_{\max} = 5.168$
III 3 ^{ème} + 4 ^{ème} + 5 ^{ème} étages	$N_{\max} = -690.85$	$M_{\text{corr}} = 134.71$	$N_{\max} = 1404.88$	$M_{\text{corr}} = 65.836$
	$N_{\min} = -3084.29$	$M_{\text{corr}} = -809.784$	$N_{\min} = -2648.94$	$M_{\text{corr}} = -47.631$
	$N_{\text{corr}} = 252.26$	$M_{\max} = 5886.458$	$N_{\text{corr}} = -1404.88$	$M_{\max} = 65.836$
IV 7 ^{ème} + 8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	$N_{\max} = -63.72$	$M_{\text{corr}} = 374.26$	$N_{\max} = -239.67$	$M_{\text{corr}} = 107.269$
	$N_{\min} = -1134.65$	$M_{\text{corr}} = 0.661$	$N_{\min} = -1134.65$	$M_{\text{corr}} = -56.163$
	$N_{\text{corr}} = -417.25$	$M_{\max} = 1016.13$	$N_{\text{corr}} = -239.67$	$M_{\max} = 107.269$

Tableau VI.9 : Les efforts internes dans le bout de voile VG2 (ELU, Accidentelle)**b) Combinaison (ELS)**

Le bout de voile VG2		
	ELS	
Zone	N(KN)	M(KN.m)
I	$N_{\max} = -2201.12$	$M_{\text{corr}} = 25.577$
	$N_{\min} = -2350.3$	$M_{\text{corr}} = -12.211$

RDC		
	$N_{\text{corr}} = -2201.12$	$M_{\text{max}} = 25.577$
II 1 ^{er} + 2 ^{ème} étages	$N_{\text{max}} = -2127.4$	$M_{\text{corr}} = -18.527$
	$N_{\text{min}} = -2487.44$	$M_{\text{corr}} = -47.811$
	$N_{\text{corr}} = -2384.93$	$M_{\text{max}} = 3.812$
III 3 ^{ème} + 4 ^{ème} + 5 ^{ème} étages	$N_{\text{max}} = -1025.62$	$M_{\text{corr}} = 47.776$
	$N_{\text{min}} = -1935.29$	$M_{\text{corr}} = -34.545$
	$N_{\text{corr}} = 1025.62$	$M_{\text{max}} = 47.776$
IV 7 ^{ème} + 8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	$N_{\text{max}} = -174.99$	$M_{\text{corr}} = 78.171$
	$N_{\text{min}} = -829.57$	$M_{\text{corr}} = -41.129$
	$N_{\text{corr}} = -174.99$	$M_{\text{max}} = 70.535$

Tableau VI.10 : Les efforts internes dans le bout de voile VG2 (ELS)**VI.4.2 Le voile V2F****a) Combinaisons (ELU et Accidentel)**

Le voile V2F				
	Accidentel		ELU	
Zone	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)
I RDC	$N_{\text{max}} = -796.85$	$M_{\text{corr}} = 371.078$	$N_{\text{max}} = -2680.87$	$M_{\text{corr}} = -29.595$
	$N_{\text{min}} = -2787.37$	$M_{\text{corr}} = -32.692$	$N_{\text{min}} = -2687.35$	$M_{\text{corr}} = -32.692$
	$N_{\text{corr}} = -859.97$	1717.152	$N_{\text{corr}} = -2680.87$	$M_{\text{max}} = 29.595$
II 1 ^{er} + 2 ^{ème} étages	$N_{\text{max}} = -648.48$	$M_{\text{corr}} = 74.88$	$N_{\text{max}} = -2196.5$	$M_{\text{corr}} = -124.095$
	$N_{\text{min}} = -2536.8$	$M_{\text{corr}} = -11.699$	$N_{\text{min}} = -2536.8$	$M_{\text{corr}} = -11.699$

	$N_{\text{corr}} = -775.11$	756.967	$N_{\text{corr}} = -2255.02$	$M_{\text{max}} = 79$
III $3^{\text{ème}} + 4^{\text{ème}} + 5^{\text{ème}}$ étages	$N_{\text{max}} = -332.66$	$M_{\text{corr}} = 212.06$	$N_{\text{max}} = -1076.35$	$M_{\text{corr}} = -125.047$
	$N_{\text{min}} = -1975.23$	$M_{\text{corr}} = 109.387$	$N_{\text{min}} = -1975.23$	$M_{\text{corr}} = -109.387$
	$N_{\text{corr}} = -1054.85$	559.675	$N_{\text{corr}} = -1975.23$	$M_{\text{max}} = 109.387$
IV $7^{\text{ème}} + 8^{\text{ème}} + 9^{\text{ème}}$ étages	$N_{\text{max}} = -66.55$	$M_{\text{corr}} = 201.287$	$N_{\text{max}} = -228.45$	$M_{\text{corr}} = -191.376$
	$N_{\text{min}} = -844.94$	$M_{\text{corr}} = 121.21$	$N_{\text{min}} = -844.94$	$M_{\text{corr}} = -121.21$
	$N_{\text{corr}} = -249.09$	332.219	$N_{\text{corr}} = -278.21$	$M_{\text{max}} = 129.739$

Tableau VI.11 : Les efforts internes dans le voile V2F (ELU, Accidentelle)

b) Combinaison (ELS)

Le voile V2F		
	ELS	
Zone	N(KN)	M(KN.m)
I RDC	$N_{\text{max}} = -1553$	$M_{\text{corr}} = 39.808$
	$N_{\text{min}} = -2032.36$	$M_{\text{corr}} = -34.841$
	$N_{\text{corr}} = -1553$	$M_{\text{max}} = 39.808$
II $1^{\text{er}} + 2^{\text{ème}}$ étages	$N_{\text{max}} = -1600.71$	$M_{\text{corr}} = -30.201$
	$N_{\text{min}} = -1849.5$	$M_{\text{corr}} = -8.75$
	$N_{\text{corr}} = 1644.06$	$M_{\text{max}} = 57.371$
III $3^{\text{ème}} + 4^{\text{ème}} + 5^{\text{ème}}$ étages	$N_{\text{max}} = -784.51$	$M_{\text{corr}} = -90.857$
	$N_{\text{min}} = -1440.12$	$M_{\text{corr}} = 79.497$
	$N_{\text{corr}} = -1440.12$	$M_{\text{max}} = 79.497$
IV	$N_{\text{max}} = -166.87$	$M_{\text{corr}} = -135.166$

7 ^{ème} + 8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	$N_{\min} = -616.56$	$M_{\text{corr}} = 88.073$
	$N_{\text{corr}} = -203.72$	$M_{\max} = 94.28$

Tableau VI.12 : Les efforts internes dans le de voile V2F (ELS)



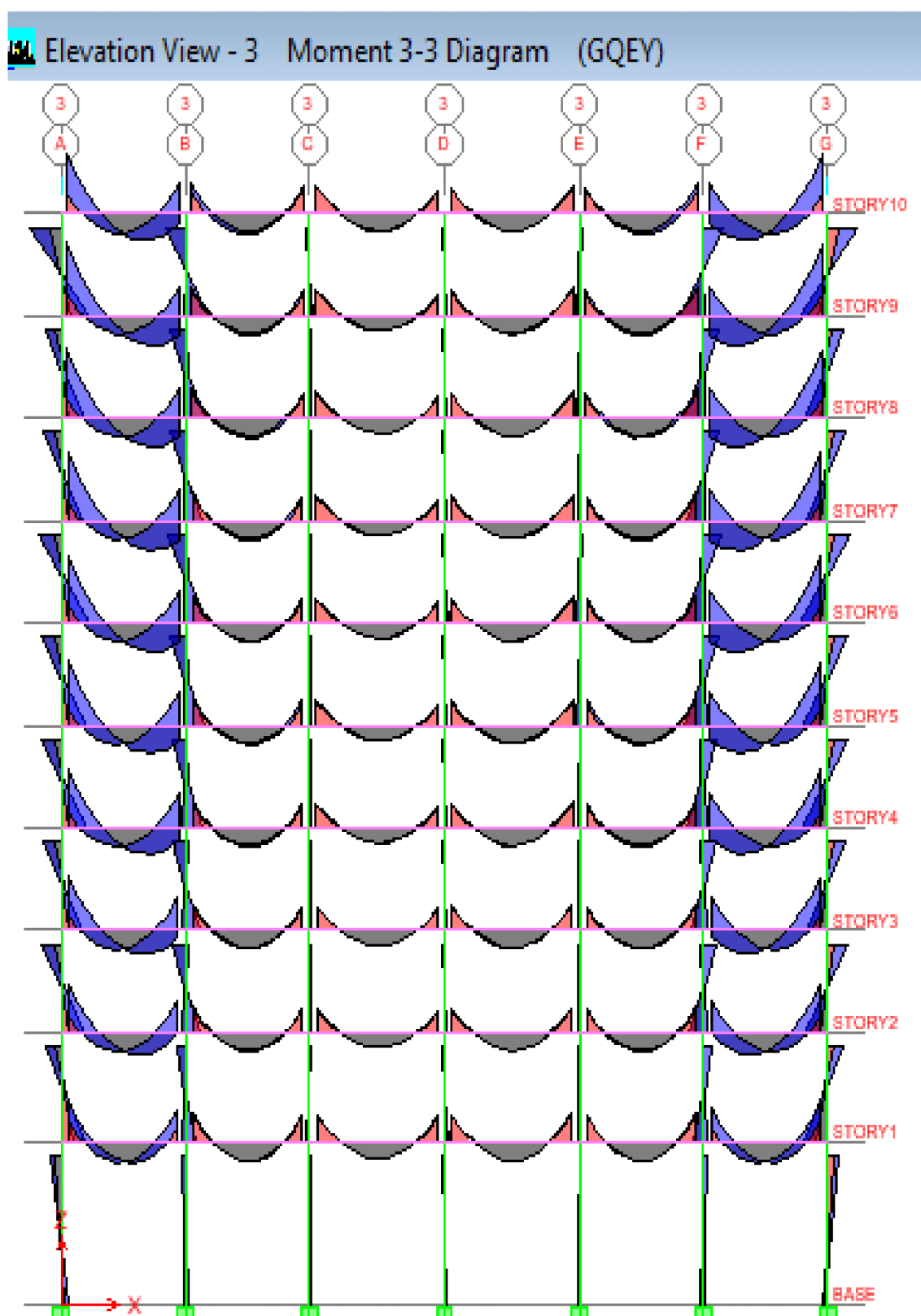


Figure.VI.5 : Diagramme des moments fléchissant du portique 3 (G+Q+E).

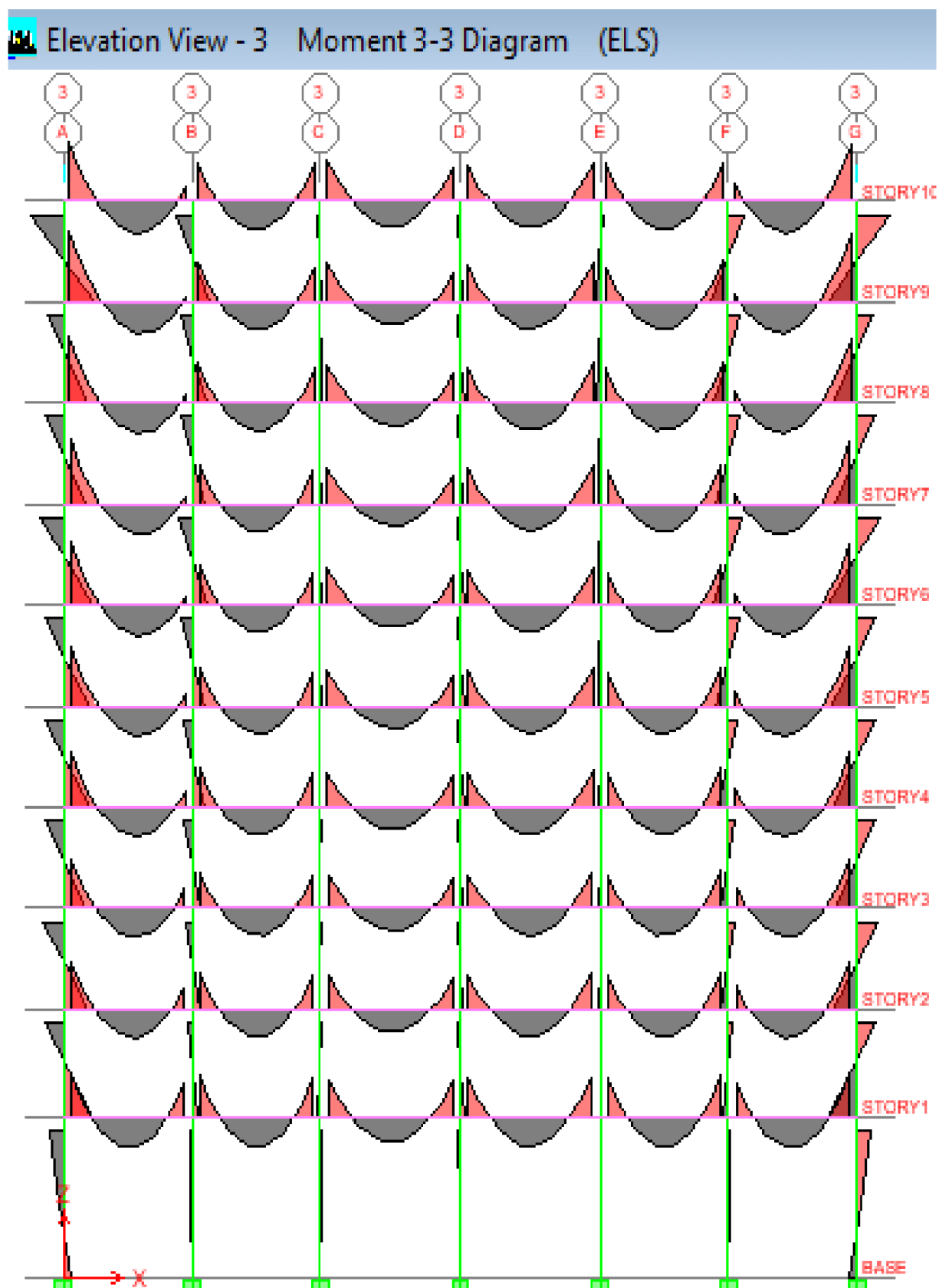


Figure.VI.6 : Diagramme des moments fléchissant du portique 3 (ELS).

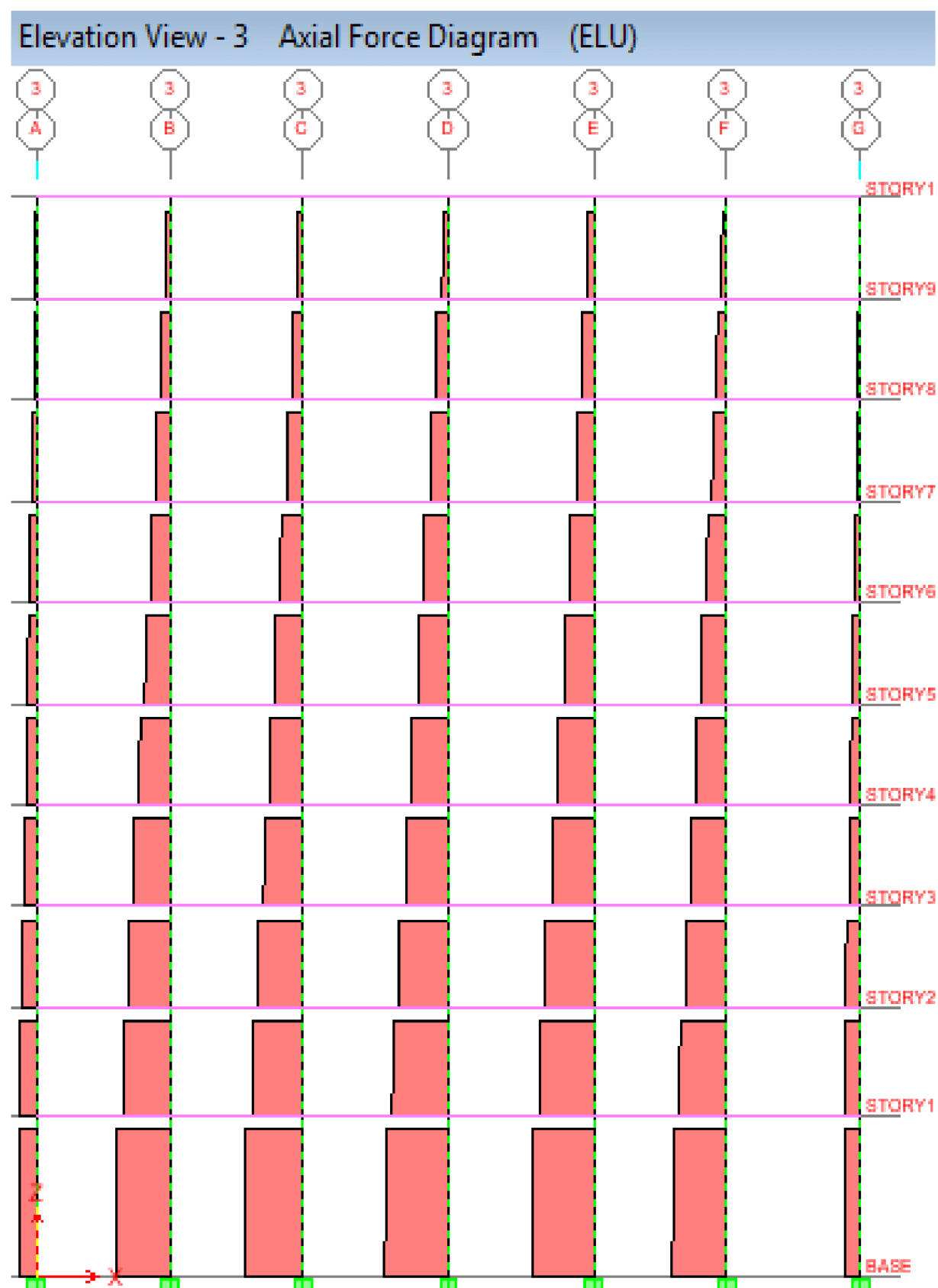


Figure. VI.7 : Diagramme des efforts normaux du portique 3 (ELU).

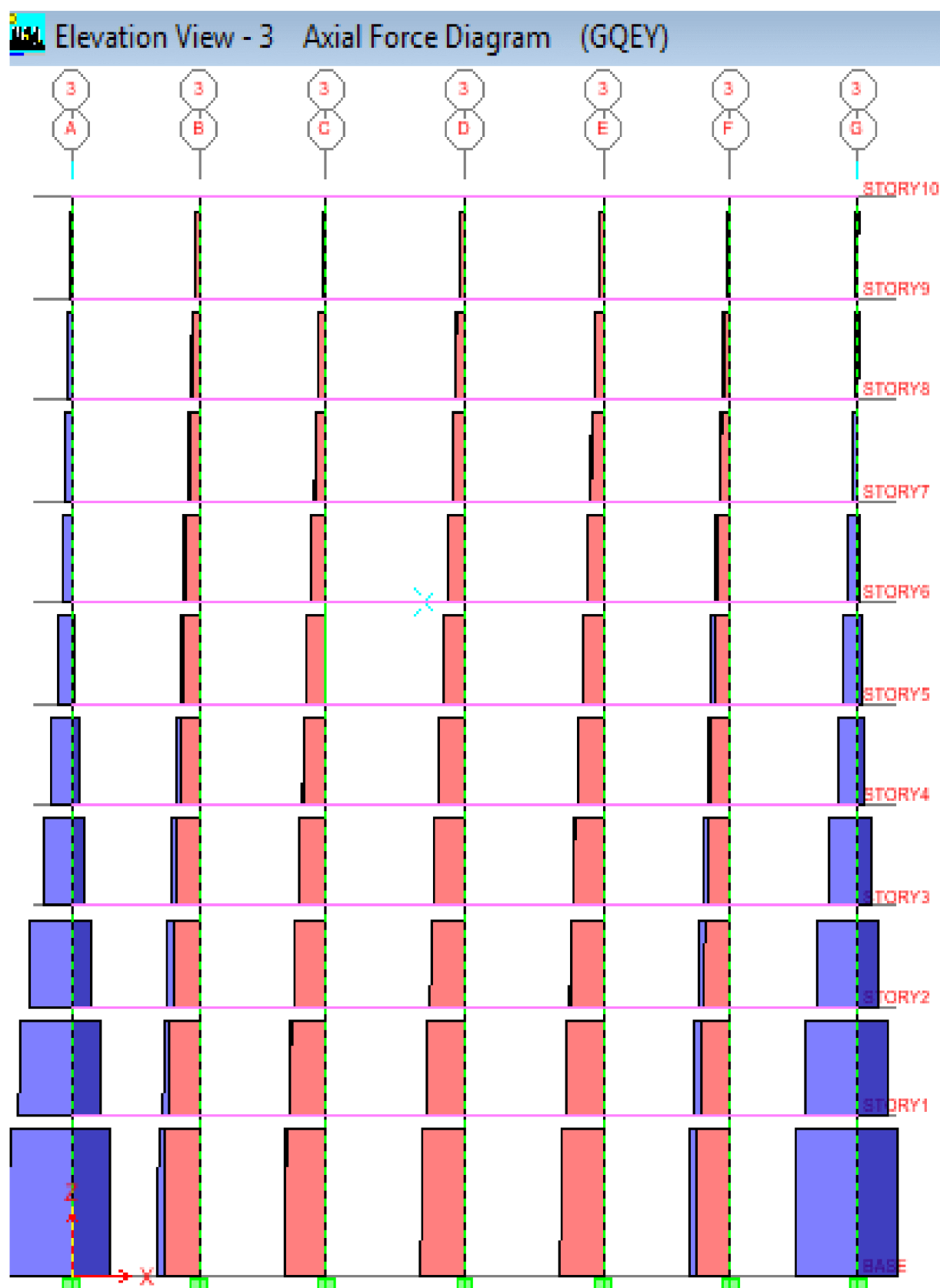


Figure. VI.8 : Diagramme des efforts normaux du portique 3 (G+Q+E).

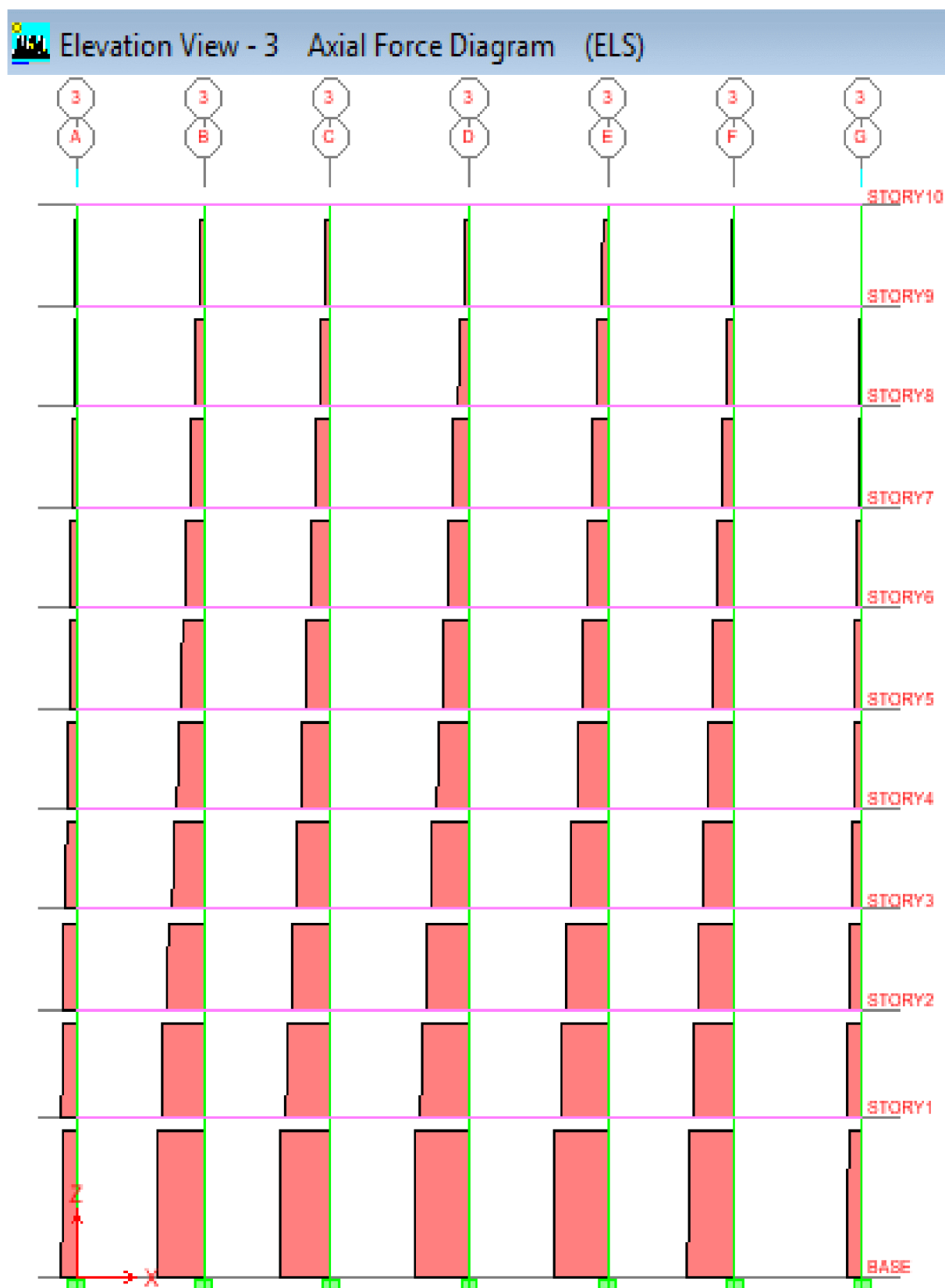


Figure. VI.9 : Diagramme des efforts normaux du portique 3 (ELS).

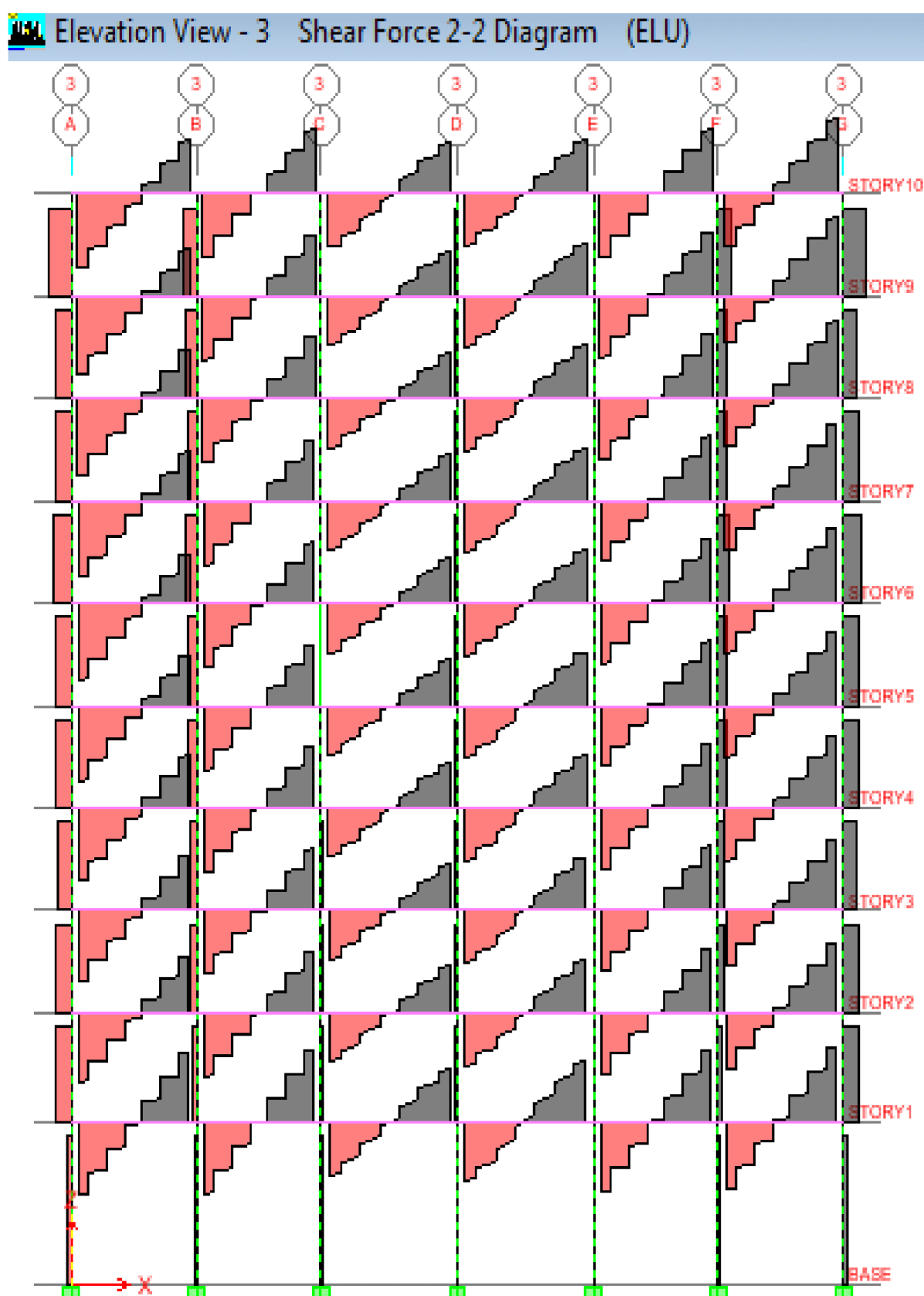


Figure. VI.10 : Diagramme des efforts tranchants du portique 3 (ULE).

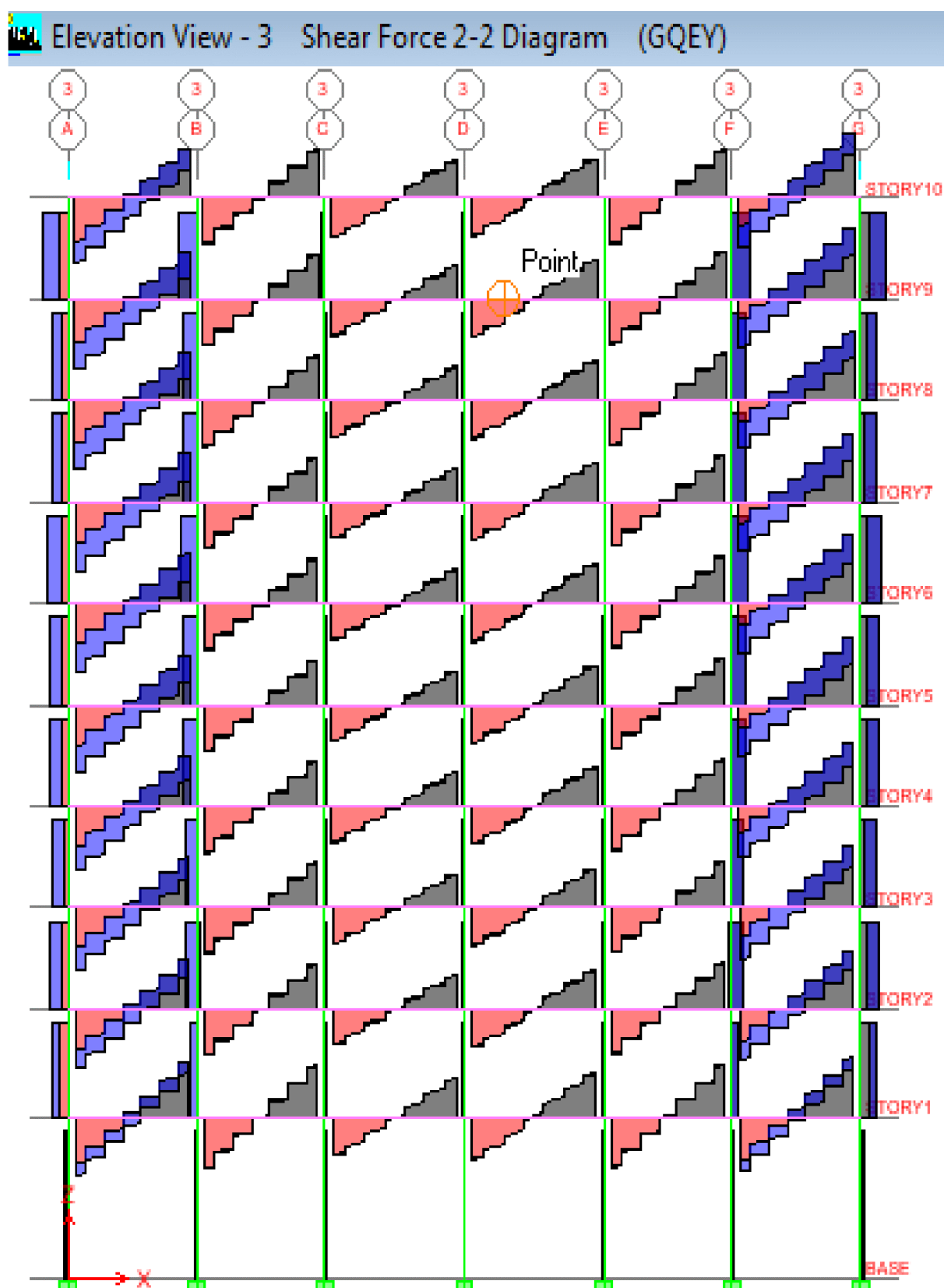


Figure. VI.11 : Diagramme des efforts tranchants du portique 3 (G+Q+E).

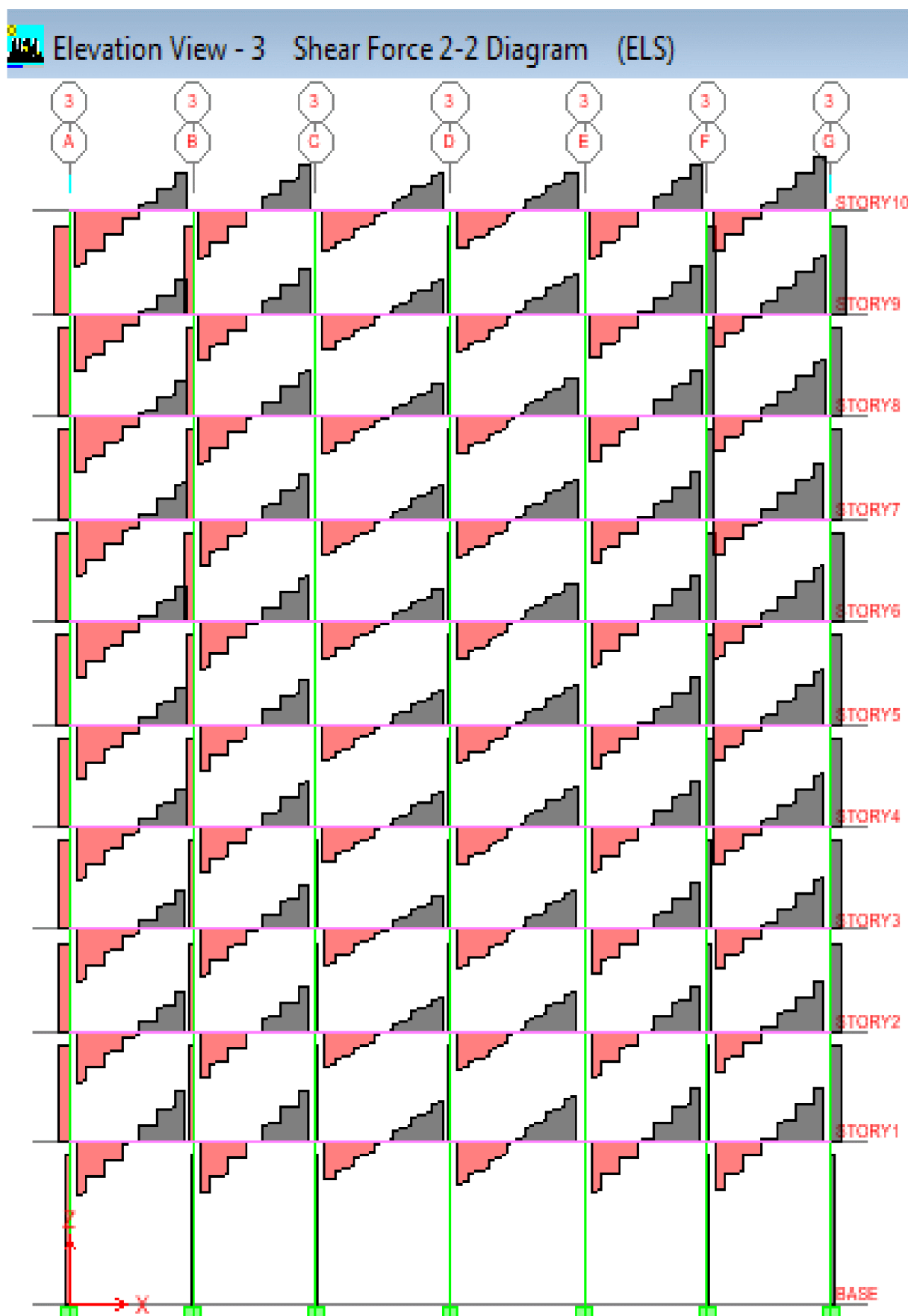


Figure. VI.12 : Diagramme des efforts normaux du portique 3 (ELS).

VII Ferrailage des poutres**VII.1 Introduction**

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible

➤ Les combinaisons de calcul

Ils sont ferrailés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- * $1,35G+1,5Q$ à l'ELU
- * $G+Q$à l'ELS
- * $G+Q\pm E$RPA 99 révisé 2003
- * $0,8G\pm E$RPA 99 révisé 2003

➤ Recommandations du RPA**❖ Pourcentage total minimum**

$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h)$, en toute section.

Poutres principales PP : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires PS : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

❖ Pourcentage total maximum

$A_{\max} = 4\% (b \times h) \rightarrow$ En zone courante,

$A_{\max} = 6\% (b \times h) \rightarrow$ En zone de recouvrement.

• Poutres principales PP

- Zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$,

- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$.

• Poutres secondaires PS

- Zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$,

- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$.

VII.2 Etapes de calcul de ferrailage**1) Calcul du moment réduit « μ »**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$: Dans le cas d'une situation durable.

$\gamma_b = 1,15$: Dans le cas de la situation accidentelle.

2) Calcul du moment réduit limite « μ_l »

Le moment réduit limite μ_l est égale à 0.392 pour les combinaisons aux états limites et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Nous avons deux cas à distinguer selon la valeur du moment réduit « μ » et celle du moment réduit limite « μ_l » :

➤ 1^{er} cas : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.

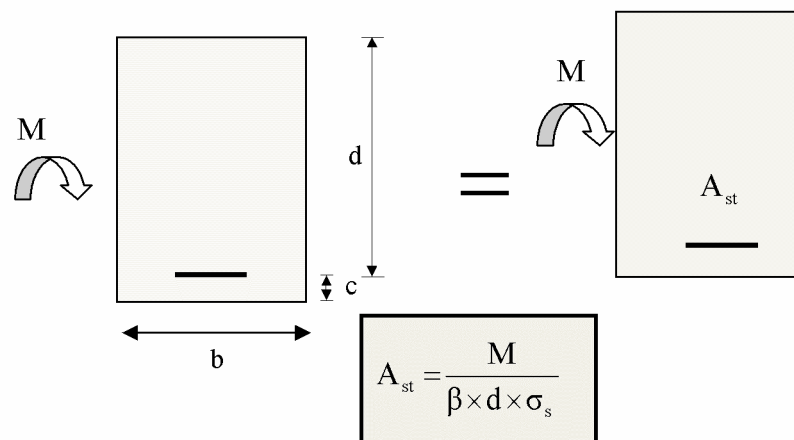


Figure VII.1. : Disposition des armatures tendus S.S.A

➤ 2^{ème} cas : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

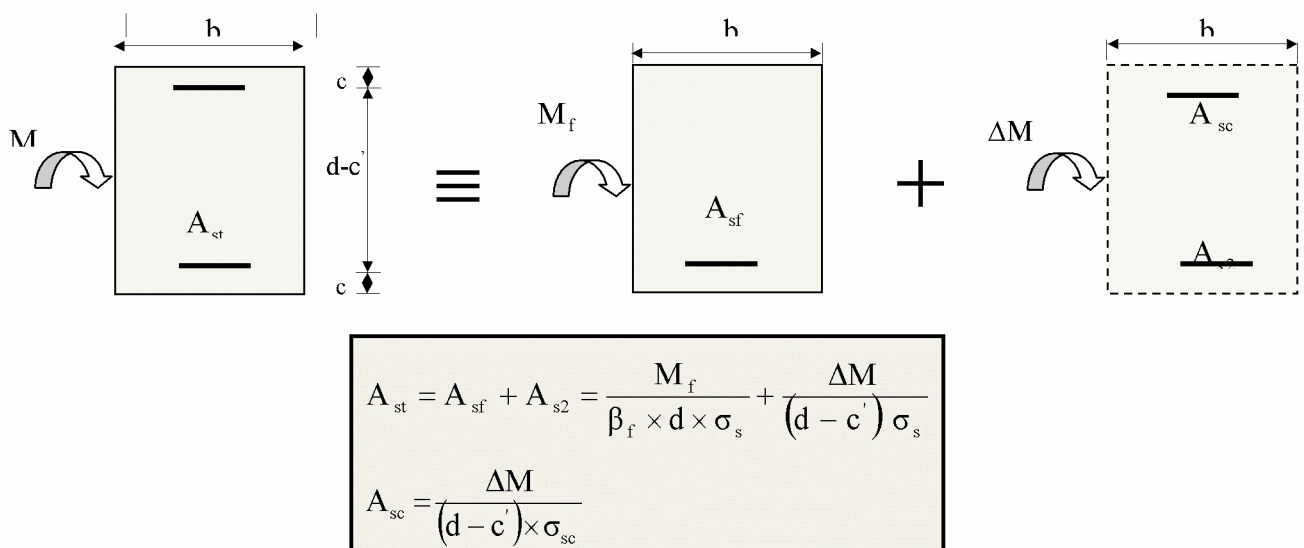


Figure VII.2. : Disposition des armatures transversale SDA

VII.3 Ferrailage des poutres

Après avoir extrait les moments, nous avons ferrailé comme suit :

Nous avons pris le moment maximal à l'ELU en travée et la valeur maximale en valeur absolue entre le moment minimal à l'ELU, le moment maximal et minimal accidentelle aux appuis et on adopte leurs ferrailages.

Remarque :

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{elu} : Moment max à l'ELU

M_{ca} : Moment max du aux combinaisons accidentelles.

VII.3.1 Etudes des poutres principales**➤ Ferrailage des poutres principales**

Niv	nature	Comb	M_U^{MAX} (KN.m)	A_{cl} [cm ²]	A_{smin} [cm ²]	Ferrailage	$A_{s\text{ adopté}}$ [cm ²]
1	travée	ELU	41.539	3.30	6,00	3HA12+3HA12	6.78
	appuis	G+Q+E _X	72.398	5.074	6.00	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
2	travée	ELU	37.337	2.95	6,00	3HA12+3HA12	6.78
	appuis	G+Q+E _X	87.964	6.24	6.00	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
3	travée	ELU	38.301	3.03	6,00	3HA12+3HA12	6.78
	appuis	G+Q+E _X	94.274	6.72	6.00	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
4	travée	ELU	39.184	3.11	6,00	3HA12+3HA12	6.78
	appuis	G+Q+E _X	100.566	7.20	6.00	3HA12+3HA14 (chapeaux)	8.01
5	travée	ELU	39.916	3.17	6,00	3HA12+3HA12	6.78
	appuis	G+Q+E _X	103.657	7.44	6.00	3HA12+3HA14 (chapeaux)	8.01
6	travée	ELU	40.54	3.22	6,00	3HA12+3HA12	6.78
	appuis	G+Q+E _X	104.44	7.50	6.00	3HA12+3HA14 (chapeaux)	8.01
7	travée	ELU	40.877	3.25	6,00	3HA12+3HA12	6.78

	<i>appuis</i>	G+Q+E _X	100.814	7.22	6.00	3HA12+3HA14 (chapeaux)	8.01
8	<i>travée</i>	ELU	41.293	3.28	6,00	3HA12+3HA12	6.78
	<i>appuis</i>	G+Q+E _X	97.119	6.94	6.00	3HA12+3HA14 (chapeaux)	8.01
9	<i>travée</i>	ELU	41.116	3.27	6,00	3HA12+3HA12	6.78
	<i>appuis</i>	G+Q+E _Y	102.253	7.33	6.00	3HA12+3HA14 (chapeaux)	8.01
10	<i>travée</i>	ELU	43.061	3.43	6,00	3HA12+3HA12	6.78
	<i>appuis</i>	G+Q+E _Y	82.986	5.86	6.00	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78

Tableau VII.1 : Ferrailage des poutres principales (30x40) .

Les poutres principales seront ferrillées comme suit

En travée :

Du 1^{er} au dernier étage : 3HA12+3HA12

Aux appuis :

Du 1^{er} au 3^{ème} étage+le dernier étage : 3HA12+3HA12 (chapeaux)

Du 4^{ème} au 9^{ème} étage : 3HA12+3HA14 (chapeaux)

❖ **Vérifications des sections minimales pour les poutres principales**

❖ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)..... [2]**

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 37,5 \times 2,1}{400} = 1,358 \text{ cm}^2 \quad A_s > A_{\min}$$

❖ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux (Art 7.5.2.1/RPA2003).....[2]**

Le **pourcentage total minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section

$$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) = 0,005 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2$$

Conclusion

La **section minimale** adoptée est égale à $3HA12+3HA12=6.78\text{cm}^2$, elle est **supérieure** aux sections minimales exigées par les règlements.

VII.3.2 Etudes des poutres secondaires

Ces poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces sismiques, dans ce cas le RPA exige des **armatures symétriques** avec une section **en travée** au moins égale à **la moitié de la section sur appui**

➤ **Ferrailage des poutres secondaires**

Niv	nature	comb	M_u^{MAX} (KN.m)	A_{cl} [cm ²]	$A_{s\ min}$ [cm ²]	Ferrailage	$A_{s\ adopté}$ [cm ²]
1	travée	ELU	35.369	3.26	5.25	3HA12+3HA12	6.78
	appuis	G+Q+E _Y	45.945	3.68	5.25	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
2	travée	ELU	30.9	2.83	5.25	3HA12+3HA12	6.78
	appuis	G+Q+E _Y	52.147	4.21	5.25	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
3	travée	ELU	31.037	2.88	5.25	3HA12+3HA12	6.78
	appuis	G+Q+E _Y	57.299	4.64	5.25	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
4	travée	ELU	31.127	2.86	5.25	3HA12+3HA12	6.78
	appuis	G+Q+E _Y	62.553	5.10	5.25	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
5	travée	ELU	31.101	2.85	5.25	3HA12+3HA12	6.78
	appuis	G+Q+E _Y	65.801	5.38	5.25	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
6	travée	ELU	31.075	2.85	5.25	3HA12+3HA12	6.78
	appuis	G+Q+E _Y	68.079	5.58	5.25	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
7	travée	ELU	31.185	2.86	5.25	3HA12+3HA12	6.78
	appuis	G+Q+E _Y	67.943	5.57	5.25	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
8	travée	ELU	31.372	2.88	5.25	3HA12+3HA12	6.78
	appuis	G+Q+E _Y	67.599	5.54	5.25	3HA12+3HA12	6.78

						(chapeaux)	
9	<i>travée</i>	ELU	31.186	2.86	5.25	3HA12+3HA12	6.78
	<i>appuis</i>	G+Q+E _Y	69.638	5.72	5.25	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
10	<i>travée</i>	ELU	31.142	2.86	5.25	3HA12+3HA12	6.78
	<i>appuis</i>	G+Q+E _Y	62.389	5.09	5.25	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78

Tableau VII.2: Ferrailage des poutres secondaires (30x35)

Les poutres secondaires seront ferrillées comme suit :

En travée :

Du 1^{er} au dernier étage : 3HA12+3HA12

En appuis :

Du 1^{er} au dernier étage : 3HA12+3HA12 (chapeaux)

1) Vérifications des sections minimales pour les poutres secondaires

❖ Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91).....[2]

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 32,5 \times 2,1}{400} = 1,177 \text{ cm}^2 \quad A_s > A_{\min}$$

2) Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux : (Art 7.5.2.1/RPA2003).....[2]

$$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

Conclusion

La section minimale adoptée est égale à 3HA12+3HA12=6.78cm², elle est supérieure aux sections minimales exigées par le RPA et le BAEL.

❖ Vérification à l'ELU

❖ Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentielles (BAEL91.art A.5.1)..... [2]

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = T_u / b \cdot d$$

➤ **Poutres principales PP**

$$\tau_u = \frac{111.5 \times 10^3}{300 \times 375} = 0.991 \text{ MPa}$$

➤ **Poutres secondaires PS**

$$\tau_u = \frac{66.58 \times 10^3}{300 \times 325} = 0.68 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91.art A.5.1.21)..... [2]**

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte τ_u doit vérifier la relation suivante

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ 0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutres principales PP : $\tau_u = 0.991 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$Condition vérifiée

Poutres secondaires PS : $\tau_u = 0.68 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$Condition vérifiée

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (BAEL91 art 5.1.32).... [2]**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres principales PP

$$T_u = 111.5 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.375 \cdot 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 675 \text{ kN} \quad \text{.....Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires PS

$$T_u = 66.58 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.325 \cdot 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 585 \text{ kN} \quad \text{.....Condition vérifiée}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures**

$$A_s \geq \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{1.15}{f_e}$$

Avec M_u : est pris avec son signe.

Si $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right) < 0$ la vérification n'est pas nécessaire

Poutres principales PP

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 111,5 - \frac{104,44}{0,9 \times 0,375} = -197,95 < 0$$

Poutres secondaires PS

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 66,58 - \frac{69,638}{0,9 \times 0,325} = -171,49 < 0$$

❖ **Vérification de l'entraînement des barres** : (BAEL91 art. A6.13)..... [2]

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

U_i : périmètre utile des barres.

Poutres principales PP: 3HA12 $\rightarrow \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 12 \times 3,14 = 113,04 \text{ mm} = 11,30 \text{ cm}$.

$$\tau_{se} = \frac{111,5}{0,9 \times 375 \times 11,30} = 2,92 \text{ Mpa} \quad \text{.....Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires PS: 3HA12 $\rightarrow U_i = 11,30 \text{ cm}$.

$$\tau_{se} = \frac{66,58}{0,9 \times 325 \times 11,30} = 2,01 \text{ Mpa} \quad \text{.....Condition vérifiée}$$

❖ **Longueur de scellement droit des barres**

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un ancrage suffisant.

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon BAEL par la relation :

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{tj} = 2,835 \text{ Mpa}.$$

Pour les HA12 : $l_s = 45,00 \text{ cm}$.

Pour les HA14 : $l_s = 50.00$ cm.

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A

Pour les HA12 : $l_s = 18.00$ cm.

Pour les HA14 : $l_s = 20.00$ cm.

❖ Calcul des armatures transversales

a) Poutres principales

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(11.42\text{mm}, 12\text{mm}, 35\text{mm}) = 11.42\text{mm}$$

Soit : $\Phi_t = 8\text{mm}$.

Φ_l : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$.

b) Poutres secondaires

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(10\text{mm}, 12\text{mm}, 30\text{mm}) = 10\text{mm}$$

Soit : $\Phi_t = 8\text{mm}$.

Φ_l : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

Nous avons optées pour un cadre et un étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$.

❖ Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1, 22 / BAEL91)..... [2]

$$S_{t\max} \leq \min(0,9d ; 40\text{cm})$$

PP: $S_t \leq \min(33.75 ; 40\text{cm}) = \underline{\underline{33.75 \text{ cm}}}$

PS: $S_t \leq \min(29.25 ; 40\text{cm}) = \underline{\underline{29.25 \text{ cm}}}$

- ❖ Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante (**Art.A.5.1, 232 / BAEL91**)....[2]

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) \cdot b \cdot \gamma_s}$$

$$\text{PP: } S_t = \frac{2.01 \times 0,9 \times 400}{(0,991 - 0,3 \times 2,1) \cdot 1,15 \times 30} = 54,09 \text{ cm}$$

$$\text{PS: } S_t = \frac{2.01 \times 0,9 \times 400}{(0,68 - 0,3 \times 2,1) \cdot 1,15 \times 30} = 41,947 \text{ cm}$$

- ❖ **Condition complémentaire :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\text{PP: } \frac{2.01 \times 400 \times 10^2}{350 \times 54,09} = 0,43 > 0,4 \quad \text{..... condition vérifiée}$$

$$\text{PS: } \frac{2.01 \times 400 \times 10^2}{300 \times 41,947} = 0,6 > 0,4 \quad \text{..... condition vérifiée}$$

- ❖ **Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003).....[2]**

➤ **Poutres principales**

- **Zone nodale**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\left\{\frac{40}{4}; 12 \times 1,2\right\}\right) = \min(10 \text{ cm}; 14,4 \text{ cm}) = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

Nous avons optées pour **St_{max}=10 cm**.

- **Zone courante**

$$St \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm.}$$

Nous avons optées pour **St_{max}=15 cm**

➤ **Poutres secondaires**

Ces poutres sont sollicitées essentiellement par les charges sismiques, par conséquent l'effort tranchant est constant sur toute leurs longueurs ; on se doit de maintenir un écartement constant des armatures transversales.

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min \left(\left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.2 \right\} \right) = \min (8.75 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm}) = \mathbf{8.75 \text{ cm}}$$

Nous avons optées pour **St =8 cm.**

❖ **Délimitation de la zone nodale**

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L'est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales PP : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$.

Poutres principales PS : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.

❖ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\text{‰} S_t \times b$$

$$A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

❖ **Dispositions constructives pour les armatures longitudinales**

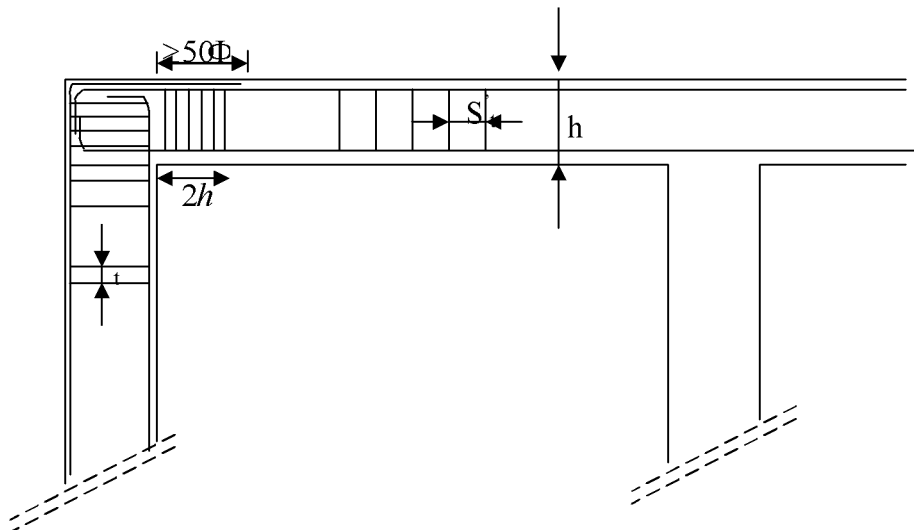


Figure VII.3 : **Dispositions constructives pour les armatures longitudinales**

Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

❖ Vérification à L'ELS

➤ Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ Etat limite de compression du béton

Les sections adoptées seront vérifiées à l'**ELS**, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ et } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_u}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \rightarrow K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ (tableau)}$$

σ_s : contrainte de traction des aciers.

A_{st} : armatures adoptées à l'ELU

β_1 et K_1 : sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1 .

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées et aux appuis des poutres principales

Niv	Nature	M _S MAX (KN.m)	A _u (cm ²)	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs
1	Travée	29.837	6.78	0.5165	31.30	0.892	131.56	4.2	15	Vérifiée

	<i>Appuis</i>	41.667	6.78	0.5165	31.30	0.892	183.72	5.86	15	Vérifiée
2	<i>Travée</i>	27.08	6.78	0.5165	31.30	0.892	119.40	3.81	15	Vérifiée
	<i>Appuis</i>	44.561	6.78	0.5165	31.30	0.892	196.48	6.27	15	Vérifiée
3	<i>Travée</i>	27.777	6.78	0.5165	31.30	0.892	122.47	3.91	15	Vérifiée
	<i>Appuis</i>	47.322	6.78	0.5165	31.30	0.892	208.65	6.66	15	Vérifiée
4	<i>Travée</i>	28.419	6.78	0.5165	31.30	0.892	125.31	4.00	15	Vérifiée
	<i>Appuis</i>	52.415	8.01	0.6102	28.36	0.885	231.11	8.14	15	Vérifiée
5	<i>Travée</i>	28.951	6.78	0.5165	31.30	0.892	127.65	4.07	15	Vérifiée
	<i>Appuis</i>	56.181	8.01	0.6102	28.36	0.885	181.56	6.40	15	Vérifiée
6	<i>Travée</i>	29.405	6.78	0.5165	31.30	0.892	129.65	4.14	15	Vérifiée
	<i>Appuis</i>	59.37	8.01	0.6102	28.36	0.885	223.33	7.87	15	Vérifiée
7	<i>Travée</i>	29.65	6.78	0.5165	31.30	0.892	130.37	4.16	15	Vérifiée
	<i>Appuis</i>	60.387	8.01	0.6102	28.36	0.885	227.16	8.01	15	Vérifiée
8	<i>Travée</i>	29.954	6.78	0.5165	31.30	0.892	132.07	4.21	15	Vérifiée
	<i>Appuis</i>	62.23	8.01	0.6102	28.36	0.885	234.09	8.25	15	Vérifiée
9	<i>Travée</i>	29.822	6.78	0.5165	31.30	0.892	131.49	4.20	15	Vérifiée
	<i>Appuis</i>	66.682	8.01	0.6102	28.36	0.885	250.84	8.84	15	Vérifiée
10	<i>Travée</i>	31.44	6.78	0.5165	31.30	0.892	138.62	4.42	15	Vérifiée
	<i>Appuis</i>	54.71	6.78	0.5165	31.30	0.892	241.23	7.7	15	Vérifiée

Tableau VII.3 : Vérification des contraintes en travées et en appuis à l'ELS PP :

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées et en appuis des poutres secondaires										
Niv	nature	M _{SMAX} (kn.m)	A _U (cm ²)	ρ _l	K ₁	β ₁	σ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs
1	<i>travée</i>	25.425	6.78	0.695	26.20	0.879	131.26	5.00	15	Vérifiée

	<i>appuis</i>	29.157	6.78	0.695	26.20	0.879	150.54	5.74	15	Vérifiée
2	<i>travée</i>	22.43	6.78	0.695	26.20	0.879	115.80	4.42	15	Vérifiée
	<i>appuis</i>	26.74	6.78	0.695	26.20	0.879	138.05	5.27	15	Vérifiée
3	<i>travée</i>	22.528	6.78	0.695	26.20	0.879	116.31	4.44	15	Vérifiée
	<i>appuis</i>	27.62	6.78	0.695	26.20	0.879	142.58	5.44	15	Vérifiée
4	<i>travée</i>	22.594	6.78	0.695	26.20	0.879	116.65	4.45	15	Vérifiée
	<i>appuis</i>	29.457	6.78	0.695	26.20	0.879	152.05	5.80	15	Vérifiée
5	<i>travée</i>	22.575	6.78	0.695	26.20	0.879	116.55	4.45	15	Vérifiée
	<i>appuis</i>	30.033	6.78	0.695	26.20	0.879	155.01	5.92	15	Vérifiée
6	<i>travée</i>	22.556	6.78	0.695	26.20	0.879	116.45	4.44	15	Vérifiée
	<i>appuis</i>	30.465	6.78	0.695	26.20	0.879	157.23	5.91	15	Vérifiée
7	<i>travée</i>	22.636	6.78	0.695	26.20	0.879	116.86	4.46	15	Vérifiée
	<i>appuis</i>	31.005	6.78	0.695	26.20	0.879	159.56	6.09	15	Vérifiée
8	<i>travée</i>	22.772	6.78	0.695	26.20	0.879	117.57	4.48	15	Vérifiée
	<i>appuis</i>	32.914	6.78	0.695	26.20	0.879	168.40	6.42	15	Vérifiée
9	<i>travée</i>	22.635	6.78	0.695	26.20	0.879	116.86	4.46	15	Vérifiée
	<i>appuis</i>	33.492	6.78	0.695	26.20	0.879	171.36	6.54	15	Vérifiée
10	<i>travée</i>	22.744	6.78	0.695	26.20	0.879	117.43	4.48	15	Vérifiée
	<i>appuis</i>	37.608	6.78	0.695	26.20	0.879	192.62	7.35	15	Vérifiée

Tableau VII.4 : Vérification des contraintes en travées et en appuis à l'ELS PS❖ ELS vis à vis des déformations

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier si la flèche donnée par ETABS inférieure à la flèche admissible :

La flèche admissible égale a :

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

Sens x-x :

$$\bar{f} = 440/500 = 0.88cm = 8.8mm$$

Sens y-y :

$$\bar{f} = 420/500 = 0.84cm = 8.4mm$$

- La flèche tirée d'ETABS :

Sens x-x

$$f = 0.004m = 4mm < 8.8mm \quad \dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens y-y

$$f = 0.002m = 4mm < 8.4mm \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VIII Ferrailage des poteaux

VIII.1 Introduction

Le calcul se fera en **flexion composée** sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G+Q \rightarrow$ à l'ELS
- $G+Q+E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VIII.2 Recommandation du RPA 2003

a) Armature longitudinale

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa),
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Pourcentage minimal

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8 %** de la section du béton :

poteaux (40 * 40): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8\text{cm}^2$

poteaux (45 * 45): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2\text{cm}^2$

poteaux (50 * 50): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 50 \times 50 = 20\text{cm}^2$

- Pourcentage maximal

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

Zone courante

poteaux (40 * 40): $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 40 \times 40 = 64,00\text{cm}^2$

poteaux (45 * 45): $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 45 \times 45 = 81,00\text{cm}^2$

poteaux (50 * 50): $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 50 \times 50 = 100,00\text{cm}^2$

Zone de recouvrement

poteaux (40 * 40): $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 40 \times 40 = 96,00\text{cm}^2$

poteaux (45 * 45): $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,50\text{cm}^2$

poteaux (50 * 50): $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 50 \times 50 = 150,00\text{cm}^2$

b) Armature transversale : (art 7.4.2.2 RPA 99 modifié 2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_l : Hauteur de la section brute.

f_e : Limite élastique des aciers.

ρ_a : Coefficient correcteur.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- L'espacement (S_t) des armatures est donné par :

$$S_t \leq \min (15 \text{ cm} ; 10 \phi_l) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15\phi_l \text{ en zone courante.}$$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,3 \times b_0 \times S_t$
- * Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0,8 \times b_0 \times S_t$
- Si $3 \leq \lambda_g \Rightarrow A_{\min} = L$ 'interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Avec :

λ_g : élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

a ; b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau ; qui égal dans cas 0, $7l_0$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par un crochet à 350° ayant une longueur $10\phi_t$ minimale.

Remarque

Efforts normaux

$N > 0$: compression.

$N < 0$: traction.

VIII.3 Calcul des armatures à L'ELU

a) Section partiellement comprimée (S.P.C)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limité par les armatures

($\forall$ L'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

-Le centre de pression se trouve à l'intérieur de segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c').b.h^2.f_{bc}$$

Avec :

$$g = e + \left(\frac{h}{2} - c'\right) \dots \dots \dots \text{Si } (N) \text{ étant un effort de compression}$$

$$g = e - \left(\frac{h}{2} - c'\right) \dots \dots \dots \text{Si } (N) \text{ étant un effort de traction.}$$

Détermination des armatures

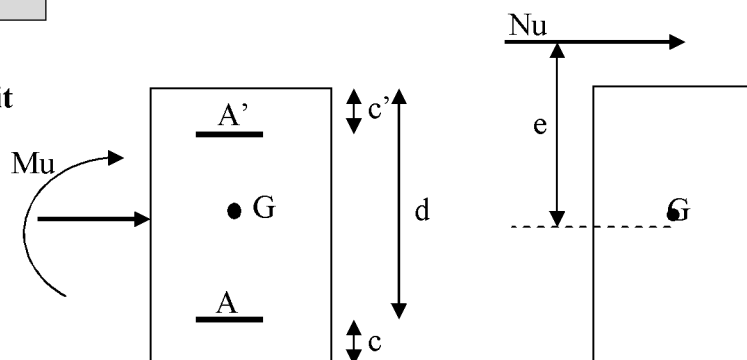
• Calcul du moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = N_u \times g$$

• Calcul du moment réduit

$$\mu_f = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bc}}$$

Si $\mu_f \leq \mu_l \Rightarrow \text{SSA } (A_{sc}=0)$



- Armatures fictives

Figure VIII.1 : Section partiellement comprimée

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

- Armatures réelles

$$A = \begin{cases} A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} & (-) \text{ si } N : \text{effort de compression.} \\ & (+) \text{ si } N : \text{effort de traction.} \end{cases}$$

Si $\mu_f > \mu_l \Rightarrow$ la section est doublement armée ($A_{sc} \neq 0$)

- Armatures en flexion simple :

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$$A_{st} = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

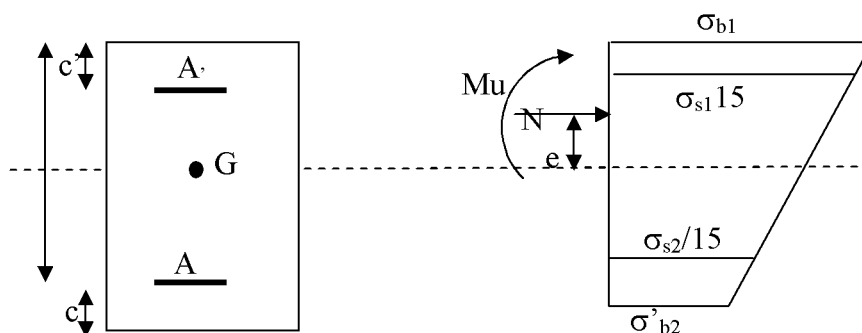
$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{sc}}$$

- Armatures en flexion composée :

$$A_{sc} = A_{sc}$$

$$A_{st} = A_{st} \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimé (S.E.C) :

Figure VIII.2 : Section entièrement comprimé

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

- N : effort de compression.
- et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c').b.h.f_{bc}$$

Détermination des armatures :

• 1^{er} cas:

$$N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c').b.h.f_{bc} \rightarrow S.D.A$$

$$A' = \frac{M_f - b.h.f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b.h.f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A' : Armatures comprimées

A : Armatures tendues.

• 2^{ème} cas:

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c').b.h^2.f_{bc} \rightarrow S.S.A$$

$$A' = \frac{N_u - \psi.b.h.f_{bc}}{\sigma'_{st}}$$

$$A=0$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b.h^2.f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$\varepsilon'_s = 2 + \left(3.437 - 8.437 \frac{c'}{h} \right) \sqrt{1 - \psi}$$

$$\varepsilon'_s \geq \varepsilon_e \Rightarrow \sigma'_{st} = \frac{f_e}{\delta_s}$$

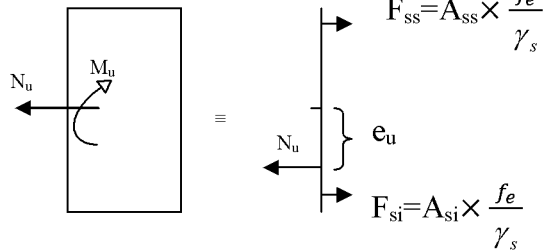
$$\text{Tel que : } \varepsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s.E_s}$$

c) Section entièrement tendu (S.E.T) :

$$A_{St1} = \frac{N \cdot a}{\sigma(d - c')} = \frac{N \cdot a}{\sigma_{St1} \cdot Z}$$

$$A_{St2} = \frac{N}{\sigma_{St2}} - A_{St1}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

• **Compression pure (centrée) :**

$$e = \frac{M}{N} = 0$$

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme à l'état limite ultime de résistance.

Calcul des armatures : (BAEL91/art B.8.4.1) :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_{sc} \sigma_{sc} \right)$$

B_r : Représentation l'aire obtenue en déduisant de la section droite du poteau 1cm de tout son périphérique.

A_s : Section d'armature

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_{sc}}$$

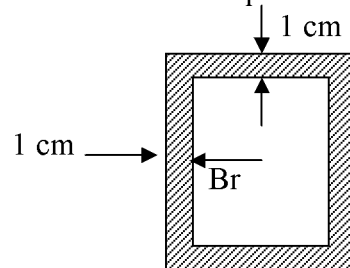


Figure VIII.3 : Section réduite (B_r)

Si plus de 1/2 des charges sont appliquées avant 90 jours " α " doit être divisé par 1,1

N_u : Effort normal donné par la combinaison la plus défavorable.

VIII.4 Vérification à l'ELS

- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.
- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Avec : M_{ser} : est le moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : est l'effort normal à l'ELS.

$B_0 = b.h + 15(A + A') \Rightarrow$ Section total homogène.

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b.h^2}{2} + 15(A.c' + A'.d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

I_0 = moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A.(V_1 - c)^2 + A'.(V_2 - c')^2]$$

On doit vérifier que :

a) **Section entièrement comprimée S.E.C :**

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} - M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

b) **Section partiellement comprimée S.P.C :**

$$\text{Avec } K = \frac{N_{ser}}{S} ; S = \frac{b}{2} \cdot y_{ser} + 15[A' \cdot (y_{ser} - c') - A \cdot (d - y_{ser})]$$

$$y_{ser} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{d}{2} \right)$$

y_c = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

$$p = -3 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

La solution de l'équation du 3^{ème} degré :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} ; y = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

$$\text{Si : } \Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \rho = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

- Choisir une solution parmi les trois solutions

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3}\right) ; y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ\right) \text{ et } y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ\right)$$

Les sections d'armature dans les poteaux sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens transversal								
Moment (KN.m)	Section n b×h (Cm ²)	Obs.	A _s ' (Cm ²)	A _s (Cm ²)	A _s ^{max} (Cm ²)	A _{min} (Cm ²)	A _{adopt} (Cm ²)	Choix des barres
M _{cor} =13.815	50*50	SPC	0	-7.34	16.42	20.00	20.60	4HA20+4HA16
M _{cor} =43.56		SPC	0	-16.42				
M _{max} =147.794		SPC	0	6.61				
M _{cor} =49.579	45*45	SPC	0	-1.06	14.78	16.2	18.71	4HA20+4HA14
M _{cor} =4.523		SPC	0	-14.78				
M _{max} =138.338		SPC	0	6.45				
M _{cor} =22.147	40*40	SPC	0	1.35	7.43	12.8	14.19	4HA16+4HA14
M _{cor} =4.75		SPC	0	-7.43				
M _{max} =98.163		SPC	0	5.92				

Tableau VIII.1 : Ferraillage des poteaux sens transversal a l'ELU

Sens longitudinal								
Moment (KN.m)	Section b×h (Cm ²)	Obs.	A _s ' (Cm ²)	A _s (Cm ²)	A _s ^{max} (Cm ²)	A _{min} (Cm ²)	A _{adopt} (Cm ²)	Choix des barres
M _{cor} =0.577	50*50	SPC	0	-8.11	19.72	20.00	20.60	4HA20+4HA16
M _{cor} =1.12		SPC	0	-19.72				
M _{max} =67.01		SPC	0	-1.69				
M _{cor} =4.237	45*45	SPC	0	-3.95	13.78	16.2	18.71	4HA20+4HA14
M _{cor} =13.039		SPC	0	-13.78				
M _{max} =79.401		SPC	0	2.29				
M _{cor} =4.568	40*40	SPC	0	0.16	6.81	12.8	14.19	4HA16+4HA14
M _{cor} =11.163		SPC	0	-6.81				
M _{max} =78.311		SPC	0	4.82				

Tableau VIII.2 : Ferraillage des poteaux sens longitudinal a l'ELU

Vérification des contraintes a L'ELS Sens transversal									
Ns (KN)	Ms (KN,m)	e (cm)	h/6 cm	Nature	σ_b MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Obs
-104.18	43.162	41.43	6.66	S.P.C	3,00	15	42,00	348	C.V
-505.67	3.052	0.60		S.E.C	1,80		22,24		C.V
-50.51	-9.182	18.17		S.P.C	3,00		45,00		C.V
-408.52	39.305	9.62	7.50	S.P.C	2,68	15	38,70	348	C.V
-1188.62	-3.181	0.26		S.E.C	0,55		7,80		C.V
-226.99	-7.677	3.38		S.E.C	3,60		53,80		C.V
-1091.72	29.655	2.71	8.33	S.E.C	1,83	15	27,30	348	C.V
-1750.18	-1.215	0.06		S.E.C	0,57		8,40		C.V
-475.95	-8.509	1.78		S.E.C	3,51		52,60		C.V

au VIII.3 : Vérification des contraintes dans les poteaux sens transversal a l'ELS

Vérification des contraintes a L'ELS Sens longitudinal										
n	Ns (KN)	Ms (KN,m)	e (cm)	h/6 cm	Nature	σ_b MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Obs
	-162.77	11.214	6.88	6.66	S.P.C	4,20	15	52,50	348	C.V
	-505.67	-5.75	1.13		S.E.C	0,40		5,00		C.V
	-50.51	-0.038	0.07		S.E.C	3,55		52,00		C.V
	-1016.9	10.431	1.02	7.50	S.E.C	2,80	15	40,50	348	C.V
	-1188.62	9.458	0.79		S.E.C	0,38		5,60		C.V
	-226.99	-0.03	0.01		S.E.C	4,12		60,90		C.V
	-1542.65	15.918	1.03	8.33	S.P.C	2,60	15	37,30	348	C.V
	-1750.18	4.368	0.25		S.E.C	0,47		8,80		C.V
	-475.95	-0.039	0.01		S.E.C	3,53		56,20		C.V

au VIII.4 : Vérification des contraintes dans les poteaux sens longitudinal a l'ELS

VIII.5 Armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Eviter le phénomène du flambement.

VIII.5.1 Diamètre des aciers

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}, \text{ soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Soit deux cadres de HA 8 = $A_t = 2.02 \text{ cm}^2$

VIII.5.2 Espacement des armatures**♦ Selon le BAEL 91**

Art A.1.3

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40 \text{ cm}; (a + 10) \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.4; 40 \text{ cm}; (40 + 10) \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm}$$

♦ Selon le RPA99 version 2003

Art 7.4.2.2

La valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l^{\min}\right\} = \min\left\{\frac{40}{2}; \frac{40}{2}; 10 \times 1.4\right\}$$

$$S_t \leq \min\{20; 20; 14\} = 14 \text{ cm}$$

Conclusion :

On adopte : $S_t = 8 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone courante

VIII.5.3 Longueurs de recouvrement

Pour les barres de 20 mm $\Longrightarrow L_r = 40\Phi_l = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

VIII.5.4 Vérification de la quantité d'armatures transversales

la quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suite :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : A_t^{\min} = 0.3\% S_{t.b}$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : A_t^{\min} = 0.8\% S_{t.b}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b}, \quad l_f = 0.7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0.7 \times 4.59 = 3.213 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{3.213}{0.5} = 6.426 > 5$$

$$\text{donc } A_t^{\min} = 0.3\% S_t \cdot b = 0.003 \times 50 \times S_t = 0.15 S_t$$

$$\text{En zone nodale : } A_{\min} = 0.15 S_t = 0.15 \times 8 = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone courante : } A_{\min} = 0.15 S_t = 0.15 \times 10 = 1.50 \text{ cm}^2$$

Donc

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.20 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.50 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

VIII.5.5 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 6.426 > 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0.075$$

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

• Poteaux (40 x 40)

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{77.01 \times 10^3}{400 \times 375} = 0.5113 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y : } \tau_b = \frac{62.87 \times 10^3}{400 \times 375} = 0.42 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

• Poteaux (45 x 45)

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{95.26 \times 10^3}{450 \times 425} = 0,498 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y : } \tau_b = \frac{56.88 \times 10^3}{450 \times 425} = 0,297 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

• **Poteaux (50 x 50)**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{103.52 \times 10^3}{500 \times 475} = 0,435 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y : } \tau_b = \frac{43.34 \times 10^3}{500 \times 475} = 0,182 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

Après avoir effectuée tout les calculs et toutes les vérifications nécessaires, on a adopté le ferrailage suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	A (cm ²)	A adopté
7,8et9	40X40	12.8	4HA16+4HA14 =14.19
3, 4,5et6	45X45	16.2	4HA20+4HA14 =18.71
RDC, 1et2	50X50	20	4HA20+4HA16 =20.60

Tableau VIII.5 : Ferrailage des poteaux

VIII.5.6 Condition de non fragilité

La sollicitation qui provoque la fissuration de la section supposée non armée et non fissurée doit entrainer dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right)$$

Poteaux (50x50) :

combinaison	N_s (kN)	M_2 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
$N_{\text{max}} \rightarrow M_2$	475.95	8.509	1.78	8.11	20.60

Poteaux (45x45) :

combinaison	N_s (kN)	M_2 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s\min}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{\max} \rightarrow M_2$	226.99	7.677	3.38	8.22	18.71

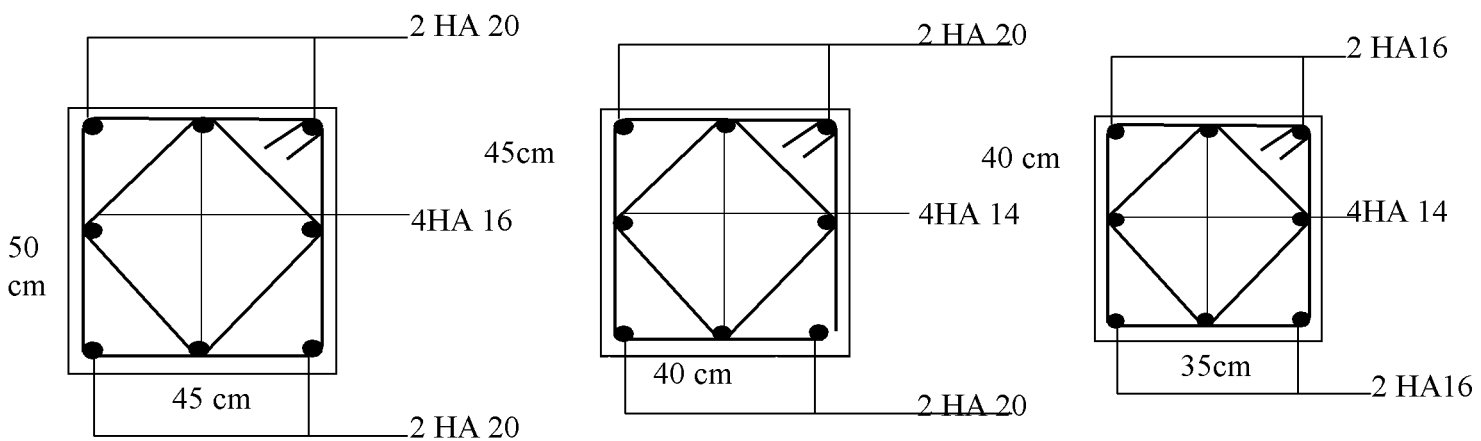
Poteaux (40x40):

combinaison	N_s (kN)	M_2 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s\min}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{\max} \rightarrow M_2$	50.51	9.182	18.17	0.178	14.19

Conclusion

Toutes les conditions à l'ELS sont vérifiées.

Le ferrailage adopté est comme suit :



❖ RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage.

❖ Du 3^{ème} au 6^{ème} étage.

❖ 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage.

Figure VIII.4 : Le ferrailage adopté pour les poteaux

IX Ferrailage des voiles**IX.1 Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement, soumis à des forces verticales dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation, et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul du ferrailage des voiles se fera en flexion composée, en utilisant la méthode du béton armé, il s'effectuera selon le règlement BAEL 91 et les vérifications selon le RPA99 version 2003.

Pour faire face à l'ensemble de ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures pour les voiles :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

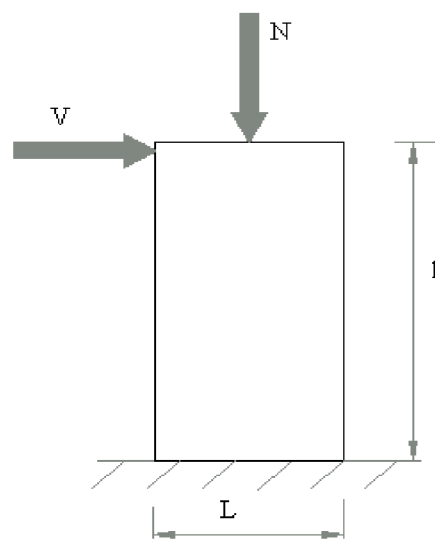


Figure IX.1 : Le couple d'efforts qui agit sur les voiles

IX.2 Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structures contreventées par voiles.
- structure mixtes.

Dans notre projet, la structure est constituée des voiles porteurs, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

✓ Rôle de contreventement :

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

✓ **Les avantages des voiles**

- Leur présence limite les déformations latérales.
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non structuraux et quelques poteaux existants.
- Leur présence permet d'affranchir des difficiles problèmes posés par la réalisation du ferrailage des nœuds des portiques
- il permet de ne pas être pénalisées dans le choix du coefficient de comportement en cas du panneau de remplissage.

IX.3 Superposition des sollicitations dans les refends :

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

- Selon le RPA99-modifié2003 :
$$\begin{cases} 0,8.G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$
- Selon le BAEL 91mod 99 :
$$\begin{cases} 1,35.G + 1,5.Q \\ G + Q \end{cases}$$

Au cours des calculs du ferrailage, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter une même section d'armatures pour un certain nombre de niveau d'un voile.

Pour cela, les zones de ferrailage sont comme suit :

- Zone I : RDC
- Zone II : 1^{er}, 2^{ème} étage.
- Zone III : 3^{em}, 4^{em} et 5^{em}, 6^{em} étage.
- Zone IV : 7^{em} 8^{em} et 9^{em}, étage.

IX.4 Ferrailage des trumeaux

Les trumeaux sont sollicités en générale en flexion composée avec un effort tranchant, cependant l'application des règles classiques de béton armé n'est possible que si la structure considérée est contreventée par des voiles suivant deux directions orthogonales dans ce cas le calcul des trumeaux se fera suivant la direction de leur plan moyen. Ce qui est le cas dans notre ouvrage.

IX.5 Méthode de calcul

M, N leur valeurs seront tirés du logiciel ETABS.

IX.5.1 Excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

IX.5.2 Calcul de la hauteur utile 'd'

Pour déterminer la hauteur utile nécessaire de la section transversale du trumeau pour les armatures tendues calculées soient convenablement disposées.

Trois possibilités se présentent :

a) La première consiste à choisir le ferrailage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres). Déterminer la hauteur utile par rapport à leur centre de gravité et de calculer le ferrailage (schéma 1).

Remarque : Si la section est trop importante et que l'on ne peut pas choisir 4 barres, on passe à la deuxième option.

b) La deuxième consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité ($L/10$). Choisir le centre de gravité des armatures à disposer dans cette zone (par rapport à l'espacement des armatures) et de calculer la hauteur utile correspondante. Ainsi on peut calculer les armatures liées à cette zone (schéma 2).

Remarque : Si la section est trop importante et qu'elle ne peut pas être disposée dans cette zone d'extrémité, alors on passe à la troisième option.

c) La troisième option consiste à disposer toutes les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (sur toute la longueur l_t). Déterminer leur centre de gravité et calculer le ferrailage correspondant

IX.5.3 La longueur de la zone tendue.

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \times L$$

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec :

B : Section du béton

I : Moment d'inertie $I = \frac{b \times h^3}{12}$

y : Bras de levier $y = L/2$

IX.5.4 Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues

$$M = M_u - N_u \left[d - \frac{L}{2} \right]$$

IX.5.5 Ferrailage

a) **Armatures verticales**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$A_v = \frac{M}{\beta d \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s}$$

b) Armatures horizontale

- **Exigence du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.4.1)**

- ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ
- ✓ $A_H \geq 0.15\%B$
- ✓ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Exigence du BAEL91 (Art A.8.2.4)**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

c) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticales sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 version 2003 les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par 4 épingle au mètre carré.

d) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dans la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{avec} \quad T = 1.4T_u$$

T_u : Effort tranchant calculée au niveau considère

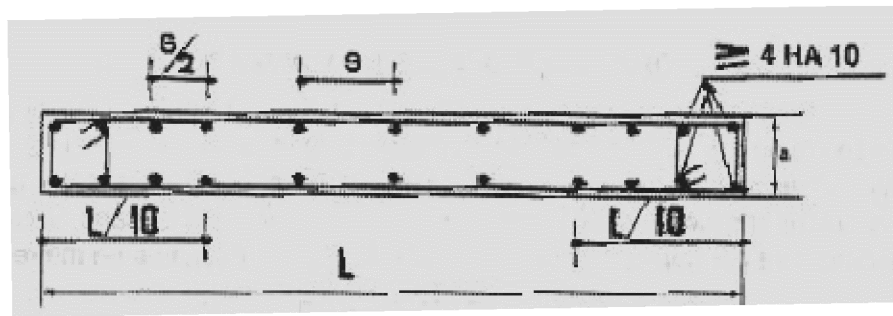
Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e) Les armatures dans les potelets :

On doit prévoir à chaque extrémité d'un voile ou d'un trumeau, un potelet armé par des barres verticales dont le nombre doit être supérieure ou égale à 4HA10.(RPA 2003)

Les armatures transversales dans les potelets sont des cadres dont l'espacement est inférieur ou égale à l'épaisseur du voile

f) Dispositions constructives :

Figure IX.2 : Disposition des armatures dans les voiles.(RPA99-modifié2003/Article 7.7.4.1)

➤ Espacements (RPA99-modifié2003/Art 7.7.4.3) :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit satisfaire la condition suivante :

$$St \leq \min(15.e ; 30\text{ cm})$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres est réduit de moitié sur une distance de $L/10$ de la longueur du voile. Cet espacement doit être au plus égale à 15cm.

➤ longueur de recouvrement (RPA99-modifié2003/Art 7.7.4.3) :

La longueur de recouvrement est égale à :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximal** : à l'exception des zones d'about, le diamètre des armatures verticales ne doit pas dépasser $L/10$ de l'épaisseur du voile.

IX.6 Vérification des contraintes

a) Exigence de RPA

Zone tendue : $A_t \geq 0.2\%bL_t$ (Art 7.7.4.1)

Globalement dans le trumeau : $A_t \geq 0.15\%B$ (Art 7.7.4.2)

Zone courante :

On doit vérifier que : $10A_c > 0.10\% \times 8 \times B$

A_c : Section d'armature dans la zone courante.

b) Exigence du BAEL

$$A_{min} = \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

IX.7 Vérification à l'ELS

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15.A}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 . f_{c28}$$

N_{ser} : Effort normal appliqué sous la combinaison à l'ELS.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures verticales adoptée.

IX.8 Vérification de la contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée par les conditions suivantes :

$$\tau_b = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1,4.T}{b.d}$$

- **RPA 99-modifié2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0,20 . f_{c28}$$

- **(BAEL 91) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \quad ; \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} . f_{c28} ; 4MPa \right\}$$

b : Épaisseur du linteau ou du voile.

$d = 0,9.h$: Hauteur utile.

h : Hauteur total de la section brute.

IX.9 Exemple de calcul :

Nous proposons le calcul détaillé du voile P1 au sens (xx) avec $L = 2,95m$.

- **Détermination des sollicitations :**

$$L = 3.7m$$

$$e = 0.25m$$

$$B = 0.925 m^2$$

$$I = (0,25 \times 3.70^3) / 12 = 1.055 \text{ m}^4$$

$$N_u = 859.97 \text{ KN (Effort de traction)}$$

$$M_u = 1717.52 \text{ kN.m}$$

$$V = 295.55 \text{ KN}$$

$$v = L / 2 = 3.7 / 2 = 1.85 \text{ m}$$

$$\Omega = 0,25 \times 3.7 = 0.925 \text{ m}^2$$

a) Diagramme des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{859.97}{0.925} + \frac{1717.25 \times 1.85}{1.055} = 2.08 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{859.97}{0.925} - \frac{1717.25 \times 1.85}{1.055} = -3.94 \text{ MPa} \end{cases}$$

b) Calcul de L_t

$$L_t = L \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} = 3.70 \cdot \frac{3.94}{3.94 + 2.08} = 1.28 \text{ m}$$

Avec L_t = Longueur de la zone tendue

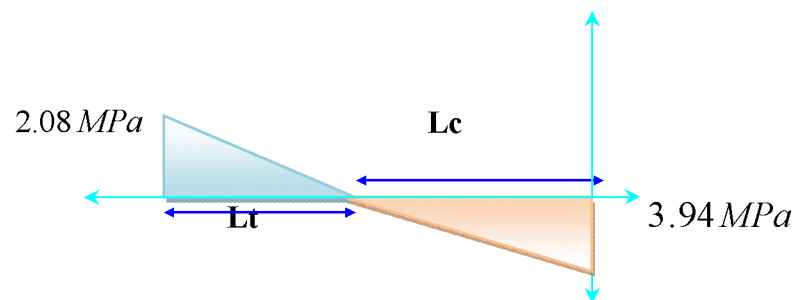


Figure IX.3 : Diagramme des contraintes

c) Calcul de la hauteur utile d

Longueur de la zone d'extrémité : $\frac{L}{10} = \frac{3.7}{10} = 37 \text{ cm}$

$$d = L - [(L/10)/2] = 370 - (37/2) = 351.5 \text{ cm}$$

d) Calcul du moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues

$$\begin{aligned} M &= M_u - N \left(d - \frac{L}{2} \right) \text{Erreur ! Signet non défini.} = 1717.52 - 859.97(3.515 - 1.85) \\ &= 285.67 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

e) Ferrailage

$$\mu = \frac{M}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{285.67 \times 10^6}{250 \times (3515)^2 \times 14,2} = 0,004 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,004 \rightarrow \beta = 0,998$$

$$A_1 = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{285.67 \times 10^3}{0,998 \times 351.5 \times 400} = 2.03 \text{ cm}^2$$

N étant une traction $A = A_1 + \frac{N}{\sigma_s} = 2.03 - \frac{859.97 \times 10}{400} = -19.47 \text{ cm}^2$

Soit 8HA20 = 25.13 cm².

f) Calcul des armatures verticales dans tout le voile**f.1) Calcul des armatures verticales dans la zone courante**

- Détermination de la zone courante : Lc



Figure IX.4: Détermination de la zone courante

$$L_c = L - (L/10 + L/10) = 370 - 74 = 296 \text{ cm}.$$

- Armatures verticales de la zone courante :

$$A_c = 0.10\% \times Bc$$

Avec : Bc = la section de la zone courante.

$$Bc = 2.96 \times 0.25 = 0.74 \text{ m}^2.$$

$$A_c = 0.10\% \times Bc = 0.001 \times 7400 = 7.4 \text{ cm}^2$$

Soit: $2 \times (13 \text{ HA8}) \text{ espacement} = 20 \text{ cm}$

$$A_{adopter} = 28 \text{ HA8} = 14.04 \text{ cm}^2$$

- **Section adoptée pour la zone tendue**

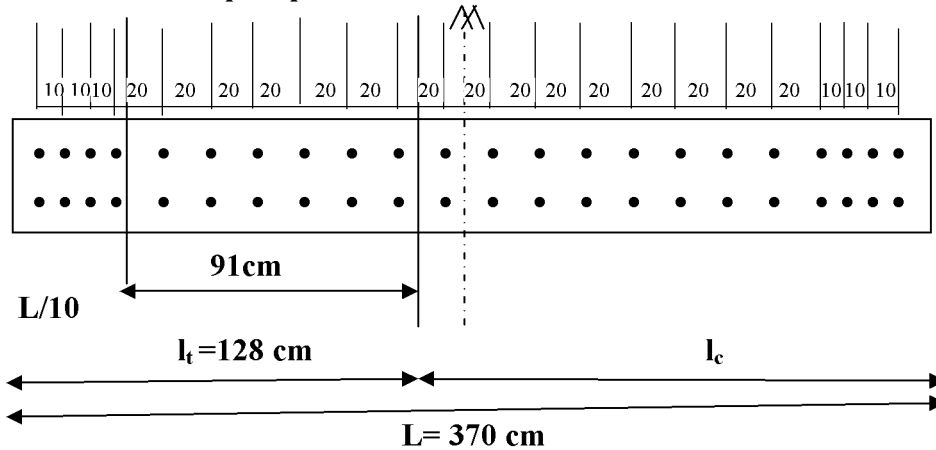


Figure IX. 5 : Schéma explicatif de la section adopté pour la zone tendu

$$\text{\AA } L/10: A_{\text{adopter}} = 25.13 \text{ cm}^2$$

$$\dot{A}L = 91 \text{ cm}: A_{\text{adopter}} = 12 \text{ HA } 8 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{total} = 25.13 + 6 = 31.13 \text{ cm}^2$$

f.2) Le pourcentage minimal dans la zone tendu :

- **Les armatures minimales d'après le RPA:**

$$A_{\min}(RPA) = \max(0, 2\% \cdot b \cdot L_t, 0.15\% B)$$

$$A_{\min}(RPA) = \max(0, 2\% \cdot 25 \times 242, 0.15\% \cdot 0.25 \times 3.7) = \max(12.1; 13.87)$$

$$A_{\min}(RPA) = 13.87 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures minimales d'après le BAEL 91 :**

$$A_{\text{str}} \geq A_{\text{min}} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} \cdot \left[\frac{es - 0,455 \cdot (d)}{es - 0,185 \cdot (d)} \right] \cdot b \cdot d$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{25.577 \times 10^2}{2201.12} = 1.16 \text{ cm}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \left[\frac{1,16 - 0,455 \times (351,5)}{1,16 - 0,185 \times (351,5)} \right] \times 100 \times 351,5 = 10,09 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{\min} = \max (A_{\min} \text{ RPA} ; A_{\min} \text{ BAEL}) = 13.87 \text{ cm}^2$

$$A_{LTadoption} = 31.13 cm^2. > A_{min} = 13.87 cm^2$$

f.3) Le pourcentage minimal dans tout le voile :

- **Les armatures minimales d'après le RPA (Article 7.7.4.3 RPA 99 modifié 2003)**

$$A_{min} = (0.15\%B) = 13.87cm^2$$

$$A_v = 64.24 \text{ cm}^2 > 13.87 \text{ cm}^2$$

La section totale adoptée est égale à :

La section totale adoptée est de **64.24 cm² (16 HA20 + 28HA8)**

g) Les Armatures horizontales

D'après le **BAEL91** : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{64.24}{4} = 16.06 \text{ cm}^2$

D'après le **RPA** : $A_H \geq 0,15\% \cdot B = 13.87 \text{ cm}^2$
 $A_H \geq \max(16.06 ; 13.87) = 16.06 \text{ cm}^2$

Soit $A_H = 22HA10 = 17.27 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

h) Armature transversale

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4)
 Epingles au mètre carré, soit : **4HA8**.

i) Vérification des contraintes de cisaillements

• D'après le **RPA 99 version 2003** Art 7.7.2

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times 0.9L} = \frac{1.4 \times 295.55}{0.25 \times 0.9 \times 3.7 \times 10^3} = 0.497 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.497 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• D'après le **BAEL91** Art A.5.1.1

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{295.55}{0.25 \times 0.9 \times 3.7 \times 10^3} = 0.355 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} 0.64 f_{cj}^{2/3} = 4.75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.355 \leq \bar{\tau}_u = 4.75 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

j) Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{2201.12 \times 10^3}{0.925 \times 10^6 + 15 \times 64.28 \times 10^2} = 2.20 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 2.20 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Remarque :

La même procédure de calcul à suivre pour le ferrailage des autres voiles dans les deux sens.

Les résultats obtenues après calcul pour les voiles VG2 et V2F dans les différentes zones sont présentés dans les tableaux ci-dessus.

Zone I : RDC

Zone II : 1^{er} ; 2^{eme} étage.

Zone III : 3^{em}, 4^{em} et 5^{em}, 6^{em} étage.

Zone IV : 7^{em} 8^{em} et 9^{em}, étage.

IX.10 Résumé de calcul

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Ferrailage du voile V2F	L (m)	3.70	3.70	3.75	3.80
	e (m)	0.25	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.925	0.74	0.75	0.76
	I(m ⁴)	1.055	0.844	0.879	0.915
	V(m)	1.85	1.85	1.875	1.9
	Mu (KN.m)	1717.152	-775.1	212.06	332.119
	Nu(KN)	-859.97	-756.967	-332.7	--249.10
	$\sigma_{\max}$ (KN/ m ²)	2.08	0.61	0.01	0.36
	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)	-3.94	-2.71	-0.90	-1.02
	L _t (cm)	1.28	0.68	0.04	1
	d (cm)	3.515	3.515	3.56	3.61
	At(cm ²)	19.13	23.15	10.76	6.88
	At _(adopter)	25.13	25.13	16.08	12.31
	Ac(cm ²)	7.40	5.92	6	6.08
	Ac _(adopté)	14.04	14.04	14.04	14.04
	Atot _(adopté) (cm ²)	64.28	64.28	46.20	38.66
	Amin	13.38	11.10	11.25	11.40

	A_V : Choix des barres		16HA20 e=10cm 28HA8 e=20cm	16HA20 e=10cm 28HA8 e=20cm	16HA16 e=10cm 28HA8 e=20cm	16HA14 e=10cm 28HA8 e=20cm
	A_h (cm²)		16.06	16.06	13.88	9.66
	A_H (adopté)		17.27	18.08	16.95	10.99
	A_h : Choix des barres		22HA10 e=20cm	2^{ème}étg 16HA12 e=20cm	1^{ère}étg 14HA12 e=20cm	14HA10 e=20cm
Vérification des contraintes à l'ELS	cisaillement	V_u(kN)	295.55	294.52	301.12	225.88
		$\bar{\tau}_u = 5MPa$	0.335	0.44	0.45	0.33
		$\bar{\tau}_b = 4.75MPa$	0.497	0.62	0.63	0.46
	ELS	N_s (KN)	2201.12	1849.50	1440.12	203.72
		$\sigma_{bc} = 15(MPa)$	2.15	2.50	1.92	0.27

Tableau IX.1 : Ferrailage du voile V2F dans les différentes zones

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Ferrailage du bout de voile VG2	L (m)	1.5	1.5	1.525	1.55
	e (m)	0.25	0.20	0.20	0.20
	B (m²)	0.375	0.30	0.305	0.31
	I(m⁴)	0.070	0.056	0.059	0.062
	V(m)	0.75	0.75	0.763	0.775
	Mu(kN.m)	660.03	597.34	134.71	-63.72
	Nu(Kn)	-570.11	-513.9	-690.85	374.26
	$\sigma_{\max}$ (KN/ m²)	5.52	6.25	9.35	4.47
	$\sigma_{\min}$ (KN/m²)	-8.56	-9.68	-8.47	-4.88
	L_t (cm)	0.59	0.62	0.72	0.74
	d (cm)	1.43	1.43	1.45	1.47
	At(cm²)	9.36	8.39	6.60	4.12

	$A_{t(adopte)}$		12.56	12.56	8.04	6.15
	$A_c(\text{cm}^2)$		0.30	2.40	2.44	2.48
	$A_{c(adopte)}$		5.02	5.02	5.02	5.02
	$A_{tot(adopte)} (\text{cm}^2)$		30.14	30.14	21.10	17.32
	A_{min}		5.63	4.50	4.58	4.65
	A_v : Choix des barres		8HA20 e=10cm 10HA8 e=20cm	8HA20 e=10cm 10HA8 e=20cm	8HA16 e=10cm 10HA8 e=20cm	8HA14 e=10cm 10HA8 e=20cm
	$A_h (\text{cm}^2)$		7.53	7.53	5.275	4.33
	$A_{H(adopte)}$		11.04	12.56	10.99	7.03
	A_h : Choix des barres		22HA8 e=20cm	2 ^{eme} étg 16HA10 e=20cm	1 ^{ere} étg 14HA10 e=20cm	14HA8 e=20cm
Vérifications des contraintes à l'ELS	cisaillement	$V_u(\text{kN})$	1009.6	860.11	748.69	472.28
		$\bar{\tau}_u = 5\text{MPa}$	2.99	3.19	2.73	1.69
		$\bar{\tau}_b = 4.75\text{MPa}$	4.19	4.46	3.82	2.37
	ELS	$N_s (\text{KN})$	2350.30	2487.44	1935.29	829.55
		$\sigma_{bc} = 15(\text{MPa})$	6.27	8.29	6.35	2.68

Tableau IX.2 : Ferrailage du bout voile V2F dans les différentes zones

X.1 Introduction

On appelle fondation la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise (sol) et qui a pour fonction de base d'interaction entre le sol et la structure. une fondation est donc forme la partie structurelle qui s'oppose au tassement et aux infiltrations.

Elle assure la transmission et la répartition des charges et surcharges de cet ouvrage dans le sol de façon a garantir la stabilité. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) où par des éléments intermédiaires (puits, pieux).

Les charges qui peuvent être transmis a la fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaitre les valeurs extrêmes ;
- **Une force horizontale** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- **Un moment** qui peut s'exercer dans de différents plans.

X.2 les différents types de fondation :

Il existe cinq types de fondations :

➤ Les fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

➤ Les fondations semi- profondes :

Se sont des fondations fichées utilisée dans le cas d'un sol stable en faible profondeur (puits).

➤ Les fondations profondes :

Ce type de fondation est généralement utilisé dans les cas des mauvais sols et qui ont une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol est assez profond

➤ Les fondations mixtes :

Dans certaines configurations, il arrive que le système de fondation est formé d'une fondation sur radier et pieux dites fondation mixte.

Le principe est de mobiliser les efforts simultanément dans les pieux et dans le radier. On utilise ce type de fondation, soit pour économiser le dimensionnement des pieux en faisant travailler la semelle coiffant les pieux comme un radier, soit pour limiter les tassements du radier en lui ajoutant des pieux.

Si plusieurs bloc séparés par des joints de dilatation présentent le même système de fondation et la même qualité de sol de fondation, il est conseillé de supprimer ces joints au niveau de fondation

X.3 Le choix de type de fondation

Le choix de type de fondation dépend :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement,...
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondage et définition des caractéristiques.
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,....
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau.....
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,.....
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

X.4 Dimensionnement des fondations :

On a deux impératifs de sécurité à respecter :

- **Non dépassement de la capacité portante du sol**

Les contraintes transmises au sol doivent être inférieures aux contraintes correspondantes à la capacité portante du sol (état limite de résistance).

- **Limitation des tassements sous la fondation**

Les déformations du sol causées par les contraintes transmises ne doivent causer aucun préjudice au bon fonctionnement de l'ouvrage, c'est-à-dire que les déplacements de la fondation doivent être inférieurs aux déplacements admissibles par la structure de l'ouvrage (état limite de service).

X.5 Rapport géotechnique du sol [Bureau d'étude]

Si la couche superficielle n'est pas assez résistante, une reconnaissance des sols devra être faite sur une profondeur plus importante.

Le choix de type repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Les objectifs assignés à la présente étude sont :

- la reconnaissance géologique du sol,
- la définition de notre structure,
- l'évaluation des caractéristiques de résistance à la pénétration des

Les investigations menées ont consisté en la réalisation de deux (02) sondages carottés, ainsi qu'une série d'essais de laboratoire permettant de déterminer les caractéristiques Pondérales, intrinsèques et de résistance mécanique

X.5.1 Sondage carotté

Afin d'identifier la lithologie exacte qui caractérise le site et évaluer l'état de compacité du terrain d'assise, on a effectué de 16m de profondeur

Les coupes géologiques de sondage ont mis en évidence la succession des faciès suivants :

❖ Sondage SC01 :

- **0.00 à 6.80m** : argile limoneuse ocre à jaunâtre cailloutis fréquents
- **6.80 à 8.40 m** : marne altéré ocre jaunâtre
- **8.40 à 16.00m** : marne grise à verdâtre, consistante

❖ Sondage SC2 :

- **0.00 à 6.50m** : argile limoneuse ocre à jaunâtre cailloutis fréquents
- **6.50 à 9.60 m** : marne altéré ocre jaunâtre
- **9.60 à 16.00m** : marne grise à verdâtre, consistante

X.5.2 Essai de pénétromètre dynamique

La pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol par battage et de manière quasi- continue une tige munie à son extrémité d'une pointe débordante. Le nombre de coup de mouton correspondant à un enfoncement donné est noté au fur et à mesure de la pénétration dynamique de la pointe de sol. Les essais de laboratoire réalisées ont pour but de déterminer les caractéristiques suivantes :

- **Caractéristiques pondérales**
 - Densité humide et sèche ($\delta h, \delta d$)
 - Teneur en eau naturelle ($w\%$)
 - Teneur en eau de saturation (w_s) et le degré de saturation (s_r %)
- **Caractéristiques intrinsèques**
 - Limite d'atterberge (LL)
- **Caractéristiques mécaniques**
 - Cohésion (Cu)
 - L'angle de frottement (φ_u)

Les essais sont représentés sous forme de diagramme (voir annexe). L'analyse des courbes conduit à établir la synthèse ci-dessous.

N° Sondage	Profondeur (m)	γ_h (t/m ³)	γ_d (t/m ³)	W (%)	Sr (%)	Cu (bar)	φ_u (°)
Sondage 01	0.00 à 6.80m	1.95	1.54	26.97	96.10	0.16	19.83

	6.80 à 8.40m	2.05	1.70	21.58	100	0.49	17.66
	8.40 à 16.00m	2.01	1.80	22.50	94.56	1.68	26.65
Sondage 02	0.00 à 6.50m	1.84	1.41	30.93	90.86	0.20	20.13
	6.50 à 9.60m	2.22	1.96	13.06	93.86	0.55	18.70
	9.60 à 16.00m	2.03	1.91	17.20	81.88	1.81	26.65

Tableau X.1 : Caractéristiques pondérales, intrinsèques et mécaniques

Remarque :

On peut donc résumer la structure de terrain à l'agencement de deux couches reposant sur un substratum de marne. Les deux couches superficielles sont constituées successivement d'argile limoneuse et marne altérée

X.5.3 Interprétation des résultats et recommandation

Au terme de la présente étude géotechnique on peut retenir ce qui suit :

Sur le plan géologique, le terrain est constitué par une formation argilo limoneuse avec de rares passées de sables grossiers, recouverte une couche de marne altérée reposant sur un substratum de marne de forme inclinée.

Les résultats obtenus sur des échantillons intacts analysés au laboratoire indiquent que les caractéristiques géotechniques des sols sont médiocres (faibles et variables).

Conclusion du rapport géotechnique

Étant donné que le sol est constitué de couches d'argile qui sont de point de vue mécanique vulnérable et que les charges de la structure sont très importantes, on doit impérativement éviter tout risque de désordres pouvant être engendré au niveau des fondations par les phénomènes cités ci-dessus. Tout cela nous a conduit vers le mode de fondation approprié qui est sans doute des pieux ancrés dans le substratum gisant à partir de 09.60 m de profondeur dans la formation marneuse, la couche d'ancrage doit se poursuivre sur une profondeur d'au moins $3 \times B$ sous la base du pieu.

X.6 Définition des pieux

Un pieu est une fondation élancée. Il traverse deux ou plusieurs couches de qualité plus ou moins bonne pour s'ancrer dans un horizon présentant des caractéristiques mécaniques plus favorables, appelé couche d'ancrage. Il transmet les charges de la structure sur cette couche. Le pieu est constitué de trois parties principales : la tête, la pointe, et le fût compris entre la tête et la pointe. L'ancrage h est la hauteur de pénétration de pieu dans la couche d'ancrage, si le

pieu est fiché dans un milieu homogène (monocouche) l'ancrage D est égal à la hauteur d'encastrement h **figure X.1** Cette profondeur varie en principe avec :

- Le type de sol
- La résistance
- Le diamètre du pieu

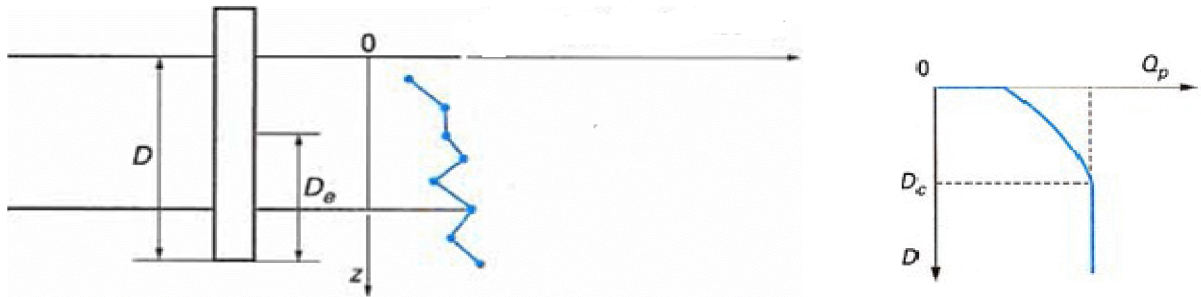


Figure X.1 : Définition de l'encastrement équivalent

X.7 Classification des pieux :

Les pieux peuvent être classés de différentes façons selon les paramètres d'intérêt. Ces paramètres sont regroupés dans le tableau (X.2), adapté du Manuel Canadien d'ingénierie des Fondation (MCIF,2006)

Classification selon	Type de pieu
Mode d'installation	Battu , foré,tubé, vissé, moulé
Nature de matériau	acier, béton ,bois , béton précontraint
Géométrie de forme	Vertical (section variable ou uniforme, Base élargie), incliné.
Rigidité	Long(flexibles),court (rigide).
Type de structure	tour, machinerie, bâtiment.
Déplacement de sol	Subissant un grand déplacement, Un faible déplacement Subissant pas de déplacement.
Mode de fonctionnement	Friction ,pointe

TableauX.2 : classification des pieux selon différents paramètres

Pour l'évaluation de la force portante, notamment ,il est plus important de considérer le type de sollicitation imposée au sol par la mise en place du pieu.

C'est ainsi que l'on distingue :

- Les pieux dans la mise en place provoquent un refoulement du sol :

Dans ce groupe , on peut citer les pieux battus, qui sont des pieux soit façonnés à l'avance soit à tube battu exécutés en place. Pour les premiers, il s'agit essentiellement de pieux en métal et de pieux préfabriqués en béton armé .pour les seconds , il s'agit de pieux battus moulés. Les principaux types de pieux actuels entrant dans ce groupe sont les suivants :

- Pieux battus préfabriqué.
- Pieux en métal battu.
- Pieux en béton foncé.
- Pieux en métal foncé.
- Pieux battus pilonné.
- Pieux battus enrobé.
- Pieux tubulaires précontraints.
- Pieux vissés moulés.
- Pieux battus moulés .

➤ Les pieux dont l'exécution se fait après extraction du sol du forage et qui ,de ce fait, ne provoquent pas de refoulement du sol ;

➤ certains pieux particuliers dont le comportement est intermédiaire.

X.8 Principe d'exécution des différents types de pieux

Il existe des dizaines de types de pieux. Une description exhaustive est donnée par l'actuelle norme **P11-212/DTU 13-2 septembre 1992...** [4]

Les principaux types de pieux entrant dans le groupe de pieux refoulant le sol à la mise en place sont :

➤ Les pieux forés battus

Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance ; soit à tube battu exécutés en place. Pour les premiers il s'agit de pieux en métal préfabriqués en béton armé ou précontraint sont fichés dans le sol par battage ou vibor-fonçage et pour le seconds de pieux foré battus moulés

➤ Les pieux en béton foncé

Ces pieux sont constitués d'élément cylindrique en béton armé préfabriqué ou coffrés à l'avance.

➤ Les pieux battus moulés

Un tube muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, ou d'une plaque métallique raidie ou d'un bouchon de béton, est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube. Le tube est ensuite rempli totalement de béton d'ouvrabilité moyenne, avant sont extraction.

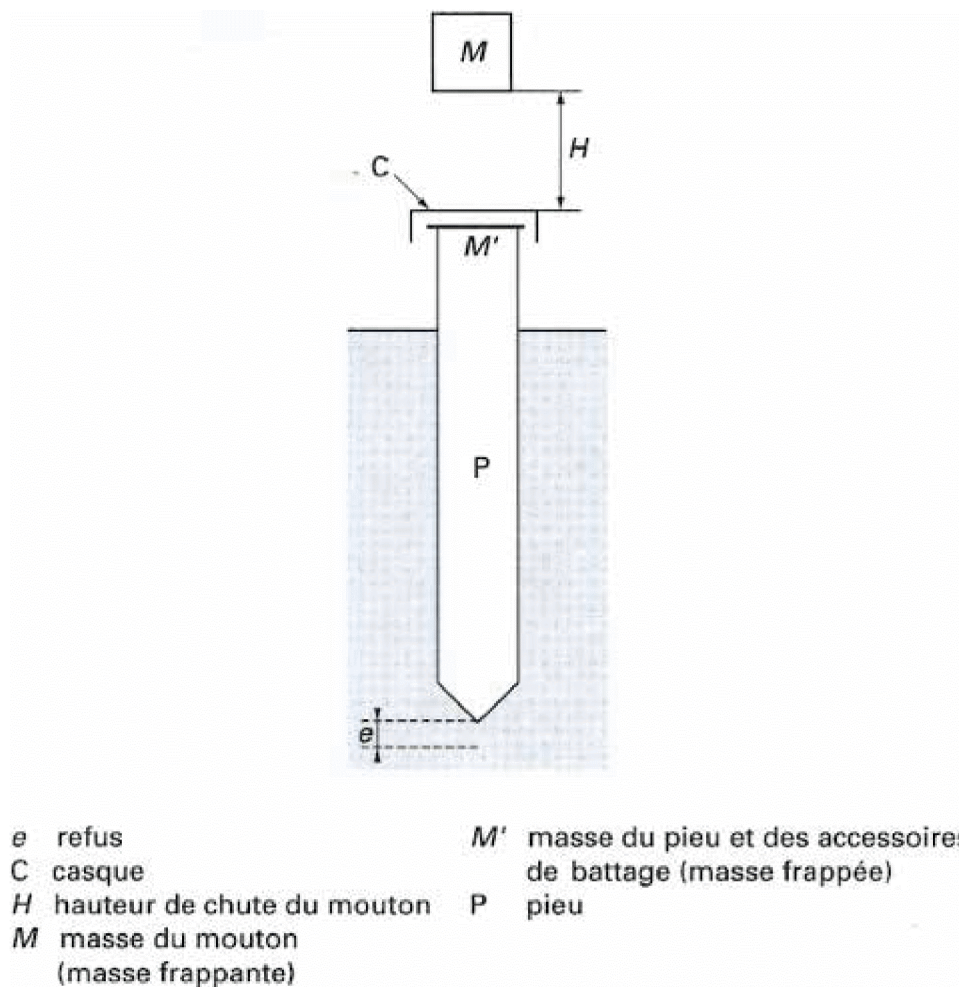


Figure X.2 : Exemple d'une Coupe verticale sur un pieu battu

Les principaux types des pieux entrant dans le groupe des pieux qui ne refoulent pas le sol à la mise en place.

➤ **Les pieux forés simple (et barrette exécutée dans les mêmes conditions)**

Mise en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne.....etc. Ce procédé qui n'utilise pas le soutènement de parois ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérent et situé au dessus des nappes phréatiques.

➤ **Les pieux forés à la boue et barrette**

Mise en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol sous protection d'une boue de forage est remplie de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage.

➤ **Pieux foré tubé**

Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration, ou fonder par louvoisement au fur et à mesure de l'avancement du forage, ce dernier est remplie partiellement d'un béton de grande ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se à moins de **1m** sous le niveau du béton. On peut trouver dans ce groupe aussi les puits ; qui sont des fondations creusées à la main.

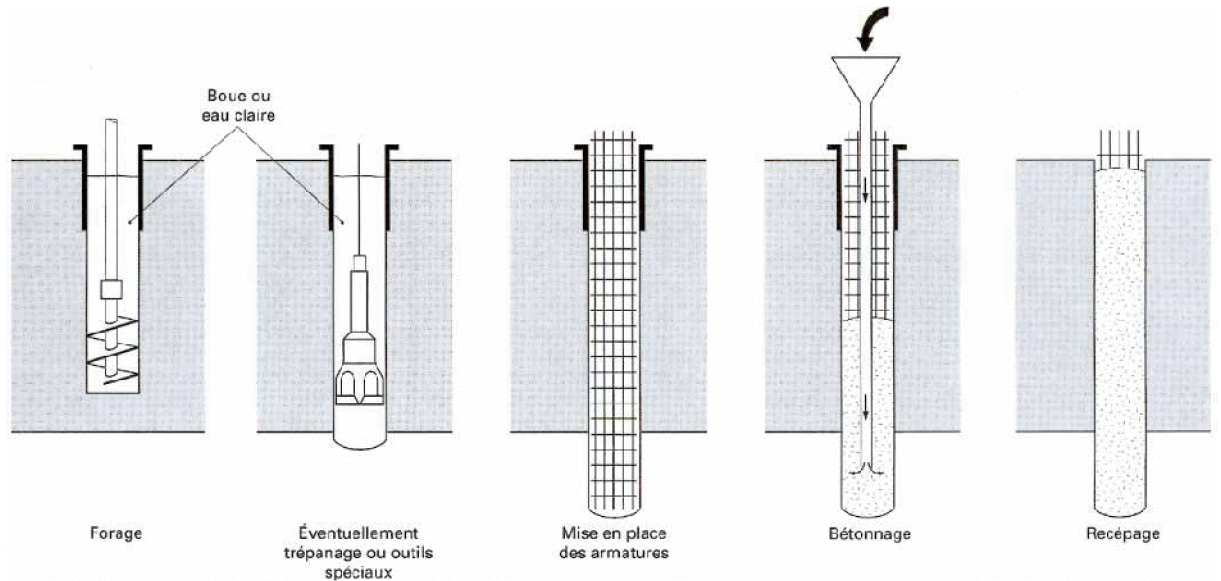


Figure X.3 : Mode opératoire d'un pieu foré simple

X.9 Classification suivant le mode de transmission des charges au sol

Les pieux agissant sur le sol soit :

- ✓ par effet de pointe : ϕ_p (pieu colonnes)
- ✓ par frottement latéral + effet de pointe
- ✓ par frottement latéral : ϕ_f (pieux flottants)

X.10 Choix de type de pieux

Le choix de type de pieux est souvent en fonction des données géotechniques, des méthodes d'exécutions envisagées pour la réalisation de la fondation, du coût, des habitudes locales et du comportement de la structure à fondée. Il est recommandé de choisir le même type de pieux pour l'ensemble de la fondation.

❖ Dimensionnement d'une fondation sur pieu :

Dimensionnement d'une fondation sur pieux ne peut se faire que par tâtonnement, on part d'un avant-projet établi de façon plus ou moins empirique : c'est le pré dimensionnement. On le soumet ensuite aux vérifications nécessaires. Si une ou plusieurs conditions ne sont pas satisfaites, on reprend le projet jusqu'à l'obtention d'une fondation capable de résister correctement aux charges transmises par l'ouvrage et résultant d'une descente de charge (ou donnée par le logiciel).

❖ Choix de diamètre de pieu

Le diamètre de pieu est subordonné à la portance, l'importance des efforts horizontaux à reprendre et à l'entraxe de deux pieux voisins doit d'un minimum de 3 fois le diamètre de pieu. Ce diamètre peut être aussi conditionné par sa longueur (problème de flambement)

En général les pieux forés un diamètre ($B \geq 0.8m$) sont réservés aux grands ouvrages et les petits pieux forés ayant ($B < 0.60m$) sont adaptés aux ouvrages à réactions modestes.

X.11 Le choix de longueur du pieu

La longueur de pieu dépend

- de l'épaisseur des couches du sol à traverser pour mobiliser un frottement latéral dans le cas des pieux flottants
- de la profondeur de substratum résistant et de l'écartement prévu dans le substratum en cas des pieux travaillant à la pointe.

X.12 La capacité portante des pieux

La détermination de la force portante d'un pieu peut se faire grâce à plusieurs méthodes :

- l'utilisation des formules basées sur les résultats du battage des pieux ;
- l'utilisation des formules statiques de force portante établies à l'aide de la mécanique théorique des sols ;
- L'interprétation des diagrammes de pénétrations obtenues soit avec le phénomène statique, soit avec le pénétromètre dynamique.
- l'interprétation des essais de mise en charge d'un ou de plusieurs pieux.

La destruction d'un système de fondation peut provenir de deux genres de rupture :

- La rupture du terrain dans le quelle est établie la fondation
- La rupture de corps de la fondation (exemple écrasement de béton)
On appelle **charge limite " Q_L "**
On appelle **la charge admissible " Q_a "**

❖ Tassement d'un pieu isolé :

Le tassement d'un pieu isolé sous les charges usuelles est généralement faible et ne constitue pas un paramètre de calcul déterminant pour la plupart des structures.

Par contre, dans certains cas où l'on a des pieux isolés, il est nécessaire de prendre en compte le tassement.

Expérimentalement, on remarque que le tassement en tête des pieux est en général de 1cm, sous une charge de référence égale à **$0.7Q_p$** et ce, pour une gamme de pieux dont la Longueur de fiche est comprise entre **6 et 45 m**, et dont le diamètre B varie entre **0.30 et 1.5m**.

Alors nous avons définis une valeur limite du tassement notée **S_{ref}** sous la charge de référence :

• Pour les pieux forés :

$S_{ref} = 0.006 B$ (avec des valeurs extrêmes de 0.003 et 0.010 B).

• Pour les pieux battus :

$S_{ref} = 0.009 B$ (avec des valeurs extrêmes de 0.003 et 0.010 B).

❖ **Méthode de calcul**

On admet que le terrain oppose à l'enfoncement de la fondation de types résistance :

- la réaction au niveau de la pointe (résistance de pointe) ; Q_p
- la réaction qui se manifeste le long du fût (frottement latéral + résistance au cisaillement) qu'on appellera résistance au frottement latéral (terme de frottement) ; Q_f .

D'où la charge limite de rupture : $Q_L = Q_p + Q_f \dots\dots\dots [10]$

En termes de contrainte : $q_1 = q_p + q_f$

On définit ainsi la charge admissible

$$Q_a = \frac{Q_p}{F_p} + \frac{Q_f}{F_f}$$

Avec

F_p et F_f : Sont des coefficients de sécurité dépendent de la longueur de pieu

$D \geq 3 \times D_0 \implies F_p = F_f = 3$ (Pieux élastiques) [4]

a) **Étude du terme de pointe**

C'est la résistance au poinçonnement du terrain de fondation.

- **Faible élancement** : $4 < \frac{D}{B} < 10$

Cette relation consiste à calculer la charge limite d'une fondation superficielle en tenant compte de la remarque suivante : D est grand devant B , le terme de surface est négligeable devant les deux autres :

$$q_p = (C \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + \gamma \cdot R \cdot N_\gamma)$$

$$Q_p = A \cdot (C \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + \gamma \cdot R \cdot N_\gamma)$$

S : La section de pieu,

R : Le rayon du pieu,

γ : Poids volumique du sol,

N_c , N_q , et N_γ sont des coefficients de portance ;

Si « D » est grand devant B , dans ce cas ; on néglige le terme de surface ($\gamma \cdot R \cdot N_\gamma$)

- **Fort élancement** ($\frac{D}{B} > 10$)

Dans ce cas le terme de pointe ne peut pas être calculé avec la même relation que précédemment. On voit donc apparaître un bulbe de rupture qui enveloppe la base du pieu sur une hauteur d'essai appelée fiche critique « D_c »

Si $D > D_c$ pas de soulèvement du sol.

Pour prendre ce bulbe de rupture dans l'expression de terme de pointe, il est nécessaire de majorer le facteur de portance $N_q = 10^{N \times \text{tg} \varphi}$

Avec $2,7 < N < 3,7$

En général, pour les pieux de diamètre inférieur à 0,90m, $N_{q\text{max}}$ est défini par :

$$N_{q\text{max}} = 10^{3,04 \times \text{tg} \varphi}$$

φ : Angle de frottement au dessous de la base de la fondation.

CAQUOT-KERIZEL recommande de calculer « D_c » par la formule suivant :

$$D_c = \frac{B}{4} \times N_q^{2/3} \dots \dots \dots [10]$$

b) Calcul du terme de frottement latéral

$$f_m = f_{m\varphi} + f_{mc} \dots \dots \dots [10]$$

f_m : Frottement latéral

$f_{m\varphi}$: Frottement unitaire moyen

f_{mc} : Frottement unitaire moyen dû à la cohésion

$$\begin{aligned} f_{m\varphi} &= \gamma D S_\varphi \\ f_{mc} &= C \times S_c \end{aligned} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma : \text{La densité humide.} \\ S_\varphi : \text{Coefficient donné par les abaques de Caquot – Kerisel.} \\ S_c : \text{Coefficient donné par les abaques de Caquot – Kerisel.} \\ \varphi : \text{Angle de frottement.} \end{array} \right.$$

On définit ainsi le frottement total moyen, comme la somme des deux frottements « $f_{m\varphi}$ et f_{mc} »

$$f_m = f_{m\varphi} + f_{mc} = \gamma \cdot \frac{D}{2} \cdot S_\varphi + C \cdot S_c$$

D'où la charge limite

$$Q_f = (f_{m\varphi} + f_{mc}) A$$

$$Q_f = \left(\gamma \cdot \frac{D}{2} \cdot S_\varphi + C \cdot S_c \right) A$$

Avec

S : Section latérale $A = \pi \times D \times B_f$

X.13 Application de la méthode de calcul d'un pieu

Notre projet est implanté sur des fondations profondes (**semelles et longrines sur pieux**)

a) Choix de diamètre

Soit : $B = 80 \text{ cm}$.

On a :

$$\frac{D}{B} = \frac{12.00}{0.8} = 15 \gg 10$$

Donc nous sommes dans le cas des pieux de fort élancement

Calcul de la charge limite :

$$Q_L = Q_p + Q_f \text{ et } Q_f \text{ Est négligeable pour les sols plastiques.}$$

Nous faisons remarquer que le terme de frottement est négligeable pour les sols plastiques

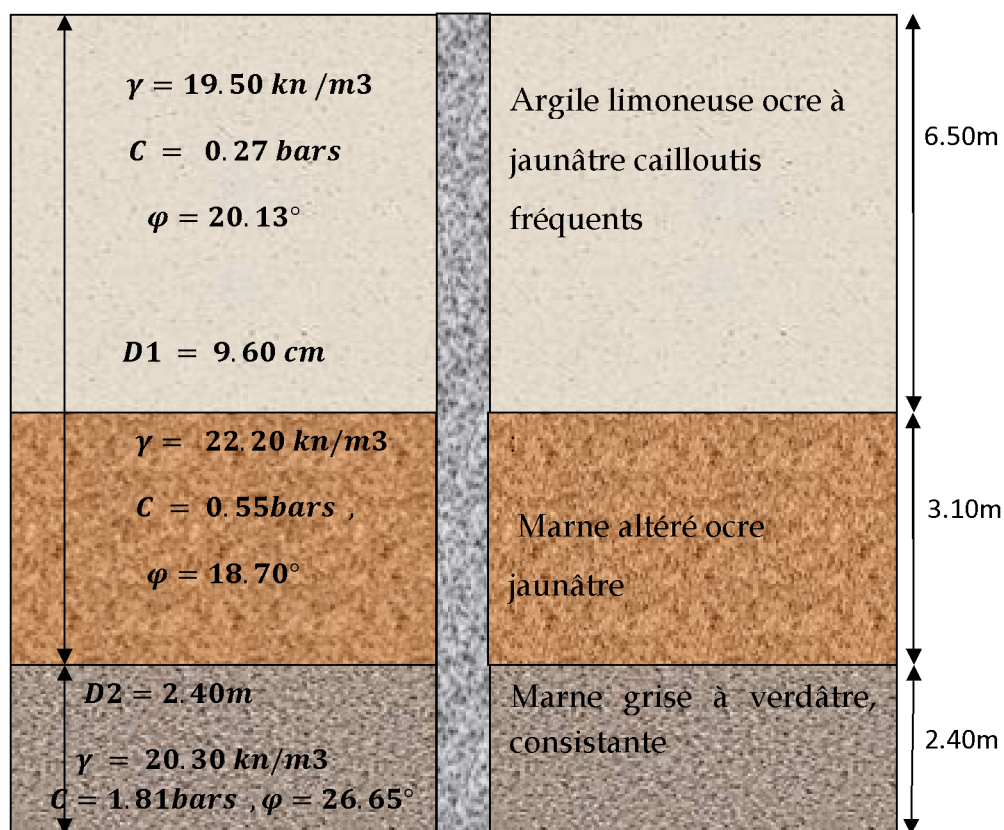
b) Calcul du terme de pointe

Figure X.4: Schéma représentatif du pieu à étudier.

$$Q_L = (C \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + \gamma \cdot R \cdot N_\gamma) A \dots \dots \dots (I)$$

C : cohésion de la couche porteuse

D : ancrage dans le sol.

γ : Densité humide

N_c, N_q, N_γ : Les coefficients de portances sont donnés par les tableaux... [10]

Comme on a l'élancement **D** est très grand devant le diamètre du pieu.
Donc le terme de surface (**γ.R.N_γ**) peut être négligé.

(I)..... Devient : **Q_L = (C.N_c + γ.D.N_q)A**

D'où :

$$q_p = (C.N_c + \gamma.D.N_q)$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi} \implies N_q = 10^{N \times \tan \phi} \dots\dots [10]$$

$$\gamma.D.N_q = \sum_{i=1}^n (\gamma_i \times h_i) N_q$$

$$\phi = 26.65^\circ \longrightarrow \begin{cases} N_q = 33.54 \dots\dots\dots [10] \\ N_c = 64.85 \end{cases}$$

Pour les pieux de diamètre supérieur a 0.90m, N=2.70

Pour les pieux de diamètre inférieur a 0.90m, N=3.04

Dans notre cas

(B = 0.80) en prend N=3.04

$$2.7 < N < 3.04 \dots\dots\dots [10]$$

AN :

$$q_p = C.N_c + \gamma.D.N_q$$

$$q_p = (19.50 \times 6.50 + 22.2 \times 3.10 + 20.3 \times 2.40) \times 33.54 + 64.85 \times 181.00 \\ = 19931.34 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow q_p = 1993.13 \text{ t/m}^2$$

La charge limite

$$Q_p = S \times q_p \longrightarrow S = \pi \times B_f^2 = 0.5024 \text{ m}^2$$

$$Q_p = 0.5024 \times 1993.13 = 1001.34 \text{ t}$$

$$Q_{adm} = \frac{1001.34}{3} = 333.78 \text{ tonnes}$$

La contrainte admissible

$$q_{adm} = \frac{1993.13}{3} = 664.37 \text{ t/m}^2$$

c) Sollicitations de calcul

Les sollicitations à considérer pour le calcul des éléments de la fondation sont

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q$$

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

$$\text{Sismiques} : \text{RPA} : \dots \dots \dots [4]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

d) Vérification de diamètre de pieu

Le choix de diamètre de pieu est essentiellement subordonné à la portance.

➤ **Première méthode de vérification (en fonction de la capacité portante) :**

- la charge admissible par le pieu : $Q_{\text{adm}} = 3337.8 \text{ Kn}$
- L'effort vertical maximal dû à l'ouvrage, donné par le logiciel :
 $N_s = 1750.18 \text{ Kn}$

$$Q_{\text{adm}} > N_s \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Deuxième méthode de vérification (en fonction de la contrainte admissible) :**

$$N_s \leq A \times q_{\text{adm}}$$

$N_s = 1750.18 \text{ KN}$ L'effort vertical maximal dû à l'ouvrage, donné par logiciel ETABS

$$B_p \geq \sqrt{\frac{4 \times N_s}{\pi \times q_{\text{adm}}}}$$

$$B_p \geq \sqrt{4 \times 1750.18 / 3.14 \times 6643.4} = 0.57 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc

$$B_p = 80 \text{ cm}$$

X.14 Ferrailages**X.14.1 Têtes de pieux**

La jonction entre un pieu isolé et un poteau est **toujours** assuré par une **semelle de liaison en béton armé**.

➤ Types de semelles courantes :

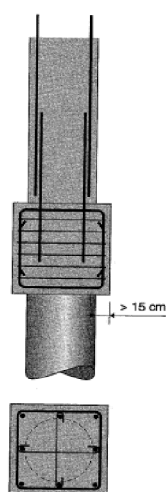


Figure X.5 : Semelle sur pieu unique

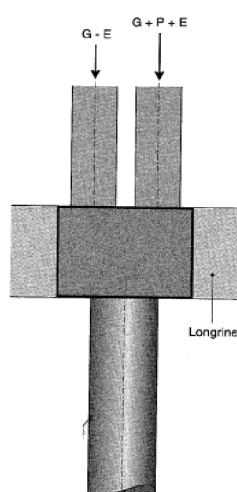


Figure X.6 : deux poteaux sur Un pieu unique

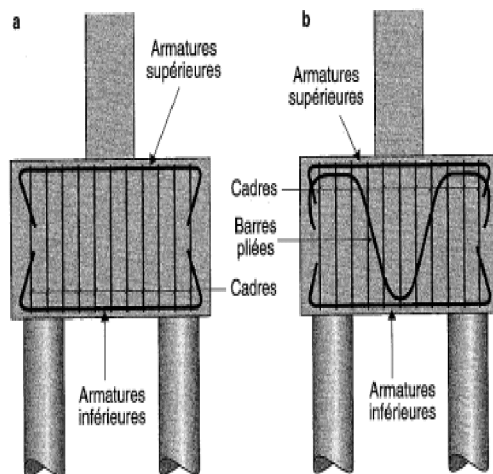


Figure X.7 : Semelle sur deux pieux.

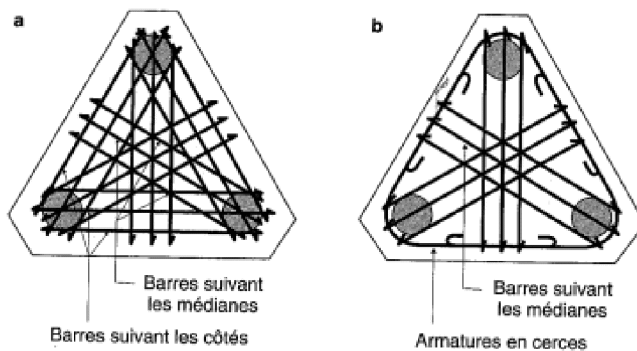
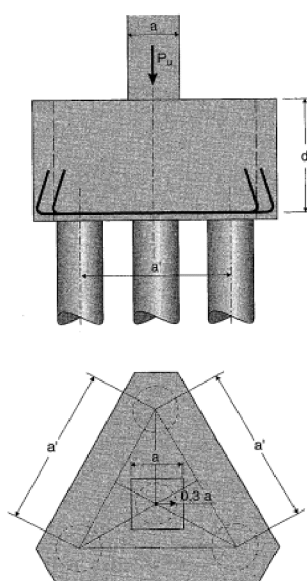
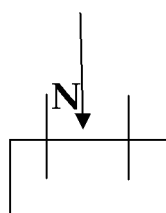


Figure X.8 : Semelle sur trois pieux.

• Semelle sur un seul pieu :





Pour ce cas de figure, on remarque bien que l'effort normal est transmis directement dans le pieu. Donc le ferrailage de la semelle sera forfaitaire tout en respectant le ferrailage minimum pour une section en béton armé qui est donné par la formule suivante:

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

Application

$$A_{\min} = 0.23 \times 80 \times 72 \times 2.1 / 400 = 6.95 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte: } 10\text{HA}14 = 21.56 \text{ cm}^2$$

X.14.2 Ferrailage des pieux

❖ **Recommandation (DTR.B.E1.32)..... [4]** (Travaux de fondations profondes)

Les pieux couramment adoptés dans les projets sont :

- Verticaux, - Calculés en compression pure
- Ferrailés sur toute leur longueur

Les cages d'armatures sont constituées par :

- Des armatures longitudinales,
- des armatures transversales, formées de cercles ou de spires.

X.14.3 Armatures longitudinales :

Les armatures sont des barres en acier à haute adhérence, leur nombre minimal est de :

- 6 pour les pieux de diamètre $B < 80 \text{ cm}$,
- 10 pour les pieux de diamètre $B \geq 80 \text{ cm}$.

La section totale d'armature doit être égale :

- Au moins 0,5% de la section nominale du pieu lorsque la largeur ou le diamètre de pieu est inférieure à 1 m.
- ou 0,35 % de la section nominale du pieu dans le cas contraire.
- Le diamètre minimal des barres à utiliser est de 12mm, les diamètres les plus couramment utilisés varient de 16 à 32mm.
- La distance de nu à nu des barres varie entre un minimum de 10 cm et un maximum de l'ordre de 30 cm.
- La longueur de recouvrement des armatures longitudinales est le maximum entre 40ϕ et 80cm.
- L'assemblage des barres longitudinales est assuré par des points de soudure à l'arc électrique ou par ligature.

X.14.4 Armatures transversales :

- Les armatures transversales seront constituées de spires en acier doux dont le diamètre dépend du diamètre des armatures longitudinales et égale au moins au quatre dixième de plus grand diamètre des armatures longitudinale de et de 6 mm au minimum.

-Pour les armatures longitudinales dont le diamètre ϕ_l varie entre 12 et 20 mm, on choisit le diamètre entre 6 et 10 mm.

-Pour les armatures longitudinales dont le diamètre ϕ_l est supérieur ou égal à 20 mm, il faut choisir le diamètre entre 10 et 12 mm.

-L'écartement maximal de nu à nu des spires est de $8\phi_l$ en partie courante et de $10\phi_l$ en tête du pieu, sur une longueur de $2,5 D$ (diamètre du pieu).

-L'épaisseur du béton qui enrobe les armatures doit être au moins de 7cm.

❖ Méthode de calcul

Le pieu à une section circulaire est sollicité par un effort normal de compression et un moment de flexion. Pour le calcul des pieux ; on tient compte du pieu le plus sollicité.

Détermination du pieu le plus sollicité

Le pieu le plus sollicité est celui correspondant au croisement d'axes (D-5).

- **Vérification au renversement**

- Détermination de $e = \frac{M}{N}$

- Comparer « e » à la moitié du tiers central de la section du béton du pieu

Si $e \leq \left(\frac{D}{6}\right)$ le pieu est considéré comme s'il est soumis à la compression centrée, Sinon le calcul se fera en flexion composée.

- Dans notre cas nous avons des pieux de diamètre 80cm

On a

$$N_u = 2024.75 \text{ Kn}$$

$$M_u = 9.589 \text{ Kn.m}$$

- **Calcul de l'excentricité « e »**

$$e = \frac{9.589}{2024.75} = 0.004735 \text{ m} \implies e = 4.73 \text{ cm}$$

$$\frac{D}{6} = \frac{80}{6} = 13.33 \text{ cm} \quad \text{Donc } e < \frac{D}{6}$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur du tiers central, par conséquent le calcul se fera en compression centrée.

Détermination des contraintes

$$\sigma = \frac{N_u}{A} \pm \frac{M_u}{I} \times V$$

N_U : Effort normal à l'ELU

M_U : Moment à l'ELU

A : Section du pieu

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \implies A = \frac{\pi \times 80^2}{4} = 0.5024 \text{ m}^2$$

I : moment d'inertie du pieu par rapport à ces axes principaux des pieux

$$I = \frac{\pi D^4}{64} \implies I = \frac{\pi \cdot 0.8^4}{64} = 0.020 \text{ m}^4$$

M_u : moment de flexion à l'ELU

$$V = B/2 \implies V = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2024.75 \times 10^3}{0.5024 \times 10^6} + \frac{9.589 \times 10^6}{0.020 \times 10^{12}} \times 400 = 4.22 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{2024.75 \times 10^3}{0.5024 \times 10^6} - \frac{9.589 \times 10^6}{0.020 \times 10^{12}} \times 400 = 3.83 \text{ MPA}$$

Donc on aura un effort :

$$N = \sigma_{\max} \times A \implies N = 4.22 \times 10^{-3} \times 0.524 \times 10^6 = 2120.12 \text{ kn.}$$

Calcul des armatures

a) Calcul des armatures longitudinales :

Les armatures sont données par la formule générale suivante :

$$A_u \geq \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{A \times f_{c28}}{1.35} \right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$$

$$\alpha = (0.85) / [1 + 0.2(\lambda / 35)^2] \dots\dots\dots \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6(50/\lambda)^2 \dots\dots\dots \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : La longueur de flambement de pieux

i : Le rayon de giration, il donné par la formule suivantE :

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \implies i = \sqrt{\frac{\frac{\pi D^4}{64}}{\frac{\pi D^2}{4}}} = \sqrt{\frac{D^2}{16}} = \frac{D}{4}$$

$$i = \frac{80}{4} = 20\text{cm}$$

Comme le pieu est encastré à sa base dans le substratum et sa tête dans les semelles donc il est considéré encastré, d'où la valeur de l_f vaut $0.5l_0$.
 l_0 : étant la longueur libre du pieu considéré.

➤ La longueur du pieu

La hauteur des couches à traversée pour mobiliser un frottement latéral suffisant c'est de 9.60m, est la longueur d'ancrage dans le substratum c'est résistant est de 03 fois le diamètre du pieu dans le cas de pieux travaillant à la pointe.

Donc la longueur totale trouver c'est : **12.00m**

Ainsi en aura :

$$l_0 = 15 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } l_f = 0.5 \times 12.00 = 6.00 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{6.00}{20} = 0.30 \Rightarrow 30 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\alpha = 0.85/1 + 0.2 (30/35)^2 = 0.74$$

On a :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e, 110 \sqrt{n f_{t28}}) \right]$$

Comme la fissuration est considérée comme très préjudiciable la formule devienne comme suit :

$$\overline{\sigma}_{st} = 0.8 \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e, 110 \sqrt{n f_{t28}}) \right]$$

AN:

$$\overline{\sigma}_{st} = 0.8 \min \left[\frac{2}{3} 400 ; \max (0.5 \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right] = 161.3 \text{MPa}$$

D'où :

$$A_u = \left(\frac{2120.12 \times 10^3}{0.74} - \frac{0.5024 \times 10^6}{1.35} \times 25 \right) \times \frac{1}{161.3} = -39917.40 \text{mm}^2 < 0$$

Nous avons trouvé une section négative par conséquence le béton seul peut reprendre l'effort de compression. On adopte ainsi un ferrailage minimal donné par le règlement (DTR.B.E 1.32)..... [4]

$$A_{\min} \geq 0.5 \% A \rightarrow A_{\min} \geq 0.005 \times \frac{3.14 \times 80^2}{4} = 25.12 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte une section de **10HA20 = 31.41 cm²**

➤ Vérification des contrainte dans le béton à l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{A+nA} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$N_s = 1750.18 \text{ KN}$$

$$M_s = 4.368 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_s}{N_s} \rightarrow e = \frac{4.368}{1750.18} = 0.25\text{cm} < 13.33\text{cm}$$

Calcul des contraintes

$$\sigma_{\max} = \frac{1750.18 \times 10^3}{0.5024 \times 10^6} + \left(\frac{4.368 \times 10^6}{0.020 \times 10^{12}} \times 400 \right) = 3.57\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1750.18 \times 10^3}{0.5024 \times 10^6} - \left(\frac{4.368 \times 10^6}{0.020 \times 10^{12}} \times 400 \right) = 3.356\text{MPa}$$

$$N_s = \sigma_{\max} \times B = 3.57 \times 10^{-3} \times 0.5024 \times 10^6$$

$$N_s = 1793.568\text{kn}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1793.568 \times 10^3}{\pi \times \frac{800^2}{4} + 15 \times 31.41 \times 10^2} = 3.26\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Calcul des armatures transversales

Selon le règlement (DTR.B.E 1.32)..... [4], le choix du diamètre doit être compris entre 6 et 10mm, vu le ferrailage que nous avons adopté pour les armatures longitudinales, les armatures transversales seront constituées de spires de Ø10.

X.14.5 Ferrailage des poutres de redressement (longrines)

Les longrines sont des poutres en béton armé ou en béton précontraint dont les appuis sont les massifs et qui assurent la liaison entre ces massifs. Elles peuvent être coulées en place si elles sont en béton armé, mais le plus souvent elles sont préfabriquées, ce qui permet de réduire le temps d'exécution sur le chantier. Elles doivent être calculées pour résister à la traction d'une force égale :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\text{KN} \text{ (RPA99 Ver. 2003/Art 10 .1.1.b)} \dots\dots [1]$$

N: L'effort normal maximal qui support la fondation

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considéré, donné par le tableau (10.1.1.b du RPA99ver 2003)..... [1]

Zone II_a, site 4 → $\alpha = 10$

➤ Calcul des armatures longitudinales

$$N_{\max} = 2524.75 \text{ KN}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

$$F = \frac{2524.75}{10} = 252.475 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{252.475 \times 10^3}{348} = 725.50 \text{ mm}^2 \rightarrow A = 7.25 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum donné par le **RPA99ver 2003... [1]** est de 0.6% de la section du béton.

➤ **Détermination de la section des longrines**

Les dimensions minimales des longrines doivent être égales à :

$$\left. \begin{array}{l} - (25 \times 30) \text{ cm}^2 \rightarrow \text{site de catégorie } S_2 \text{ et } S_3 \\ - (30 \times 30) \text{ cm}^2 \rightarrow \text{site des catégorie } S_4 \end{array} \right\} \dots\dots\dots [4]$$

Nôtre ouvrage est implanté dans le site 4, donc On optera pour une section $(35 \times 40) \text{ cm}^2$

➤ **Vérification des résultats**

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ)

$$A_{\min} = 0.6\%bh$$

$$A_{\min} = 0.006 \times 35 \times 40 = 8.4 \text{ cm}^2$$

On optera pour une section d'armatures longitudinales de,
 $A_s = 6\text{HA}16 = 12.05 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}, \phi, \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t = \min(1, 4.5) = 1 \text{ cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$ Un cadre de 8 ϕ

➤ **Espacement**

Selon le **RPA99.Ver. 2003... [1]** $e \leq \max(20 \text{ cm}, 15\phi_t) = 20 \text{ cm}$

Donc on peut prendre **$e = 15 \text{ cm}$**

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage multiple, est la première expérience qui m'a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de ma formation. Et Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, m'ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que je n'avais pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela m'a permis d'approfondir d'avantage mes connaissances en génie civil.

Ce projet de fin d'étude m'a conduit à tirer une conclusion que j'avais choisit de présenter sous forme de remarques :

En premier lieu, le calcul d'une structure composée de portiques et de voiles s'est avéré très intéressant, il est relativement complexe puisqu'il nécessite l'étude de deux systèmes qui travaillent conjointement, et qui se comportent de deux manières différentes

Concernant les voiles, ils présentent un facteur important dans la détermination du comportement d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations, en effet, nous nous sommes aperçu que leur disposition est beaucoup plus importante que leur quantité dans la structure.

Et ce modeste travail nous à permis aussi de prendre conscience de la responsabilité qui pèse lors de l'élaboration de tels projets et de mettre en application les différents règlements à savoir : « BAEL91 », « RPA99/version2003 » ainsi que les divers documents techniques.

En fin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le coté pratique, nous espérons que ce modeste travail sera un apport et support pour les promotions à venir.

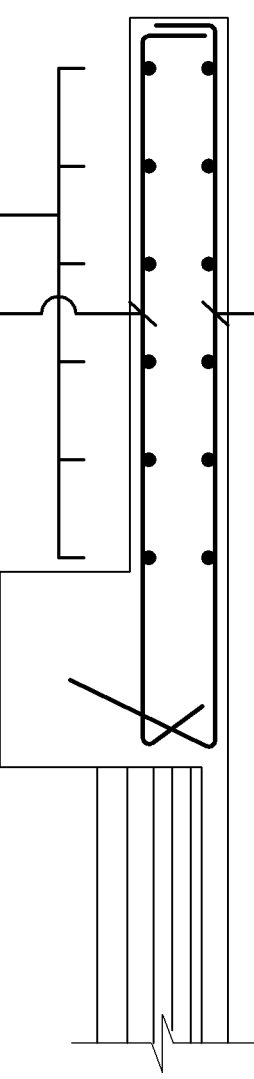
10 140 /25

T12 e=20

2x1T8 e=25

T12 e=20

10 140 110



REPUBLIQUE /
UNIVERS
FACUL

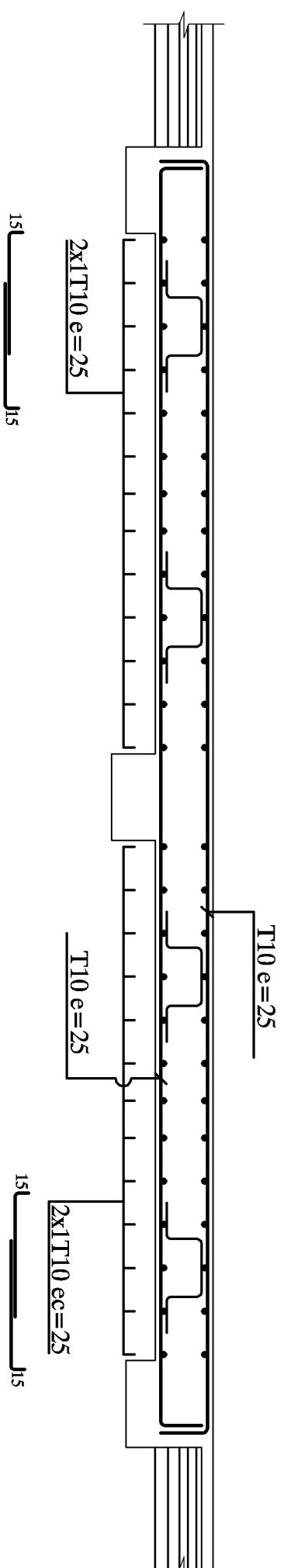
ETUDIE PAR :

Mlle TALEM Hour

DIRIGE PAR :

Mme BELAIDI O

PROMOTION 20



REPUBLIQUE
UNIVER
FACU

ETUDIE PAR :

Mlle TALEM Houria

DIRIGE PAR :

Mme BELAIDI Ou

PROMOTION 20

T12 e=15

e=15

2T10
e=15

2T10 e=15

T8 ec

T12
e=15

T8 e=30

2T10
e=15

2T10 e=20

T12 e=15

T12 e=15

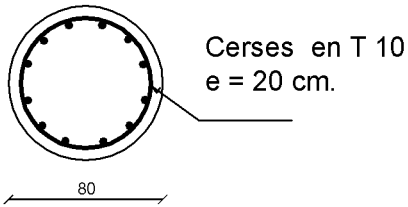
épi. T8
3/m²

T12 e=15

épi. T8
3/m²

2T10
e=15

coupe 1- 1



ferraillage de la semelle sur pieu .

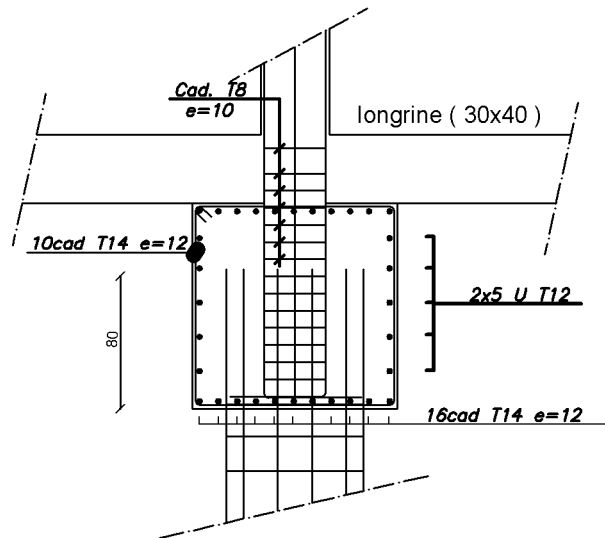
Niveau coulage
+0.00 m

Niv recepage

c = 7 cm

1 1

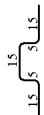
Cercles en T 10
e = 20 cm.



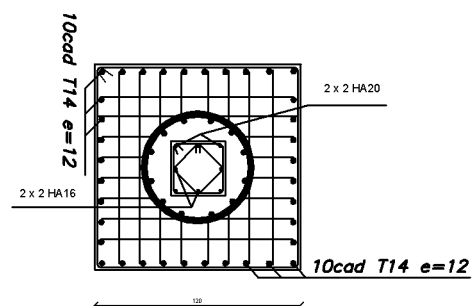
coupe vertical

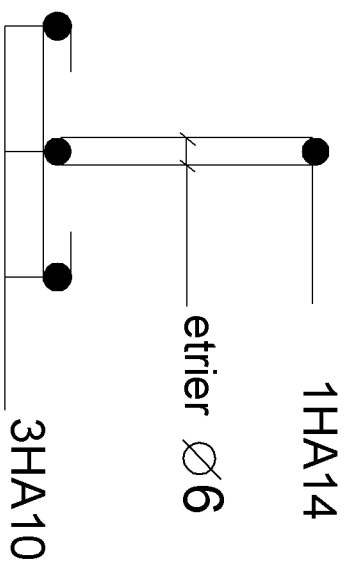
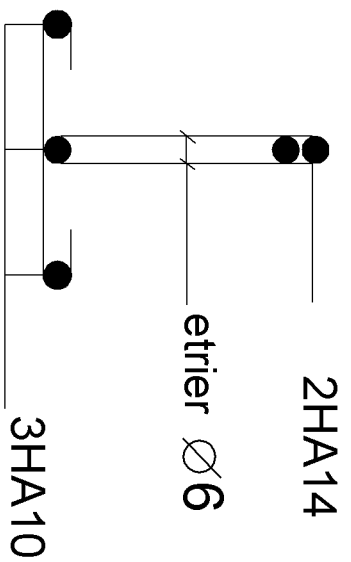
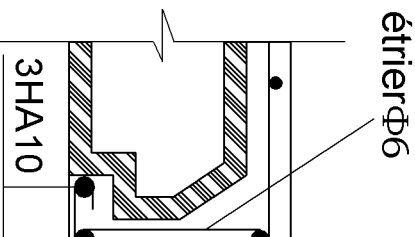
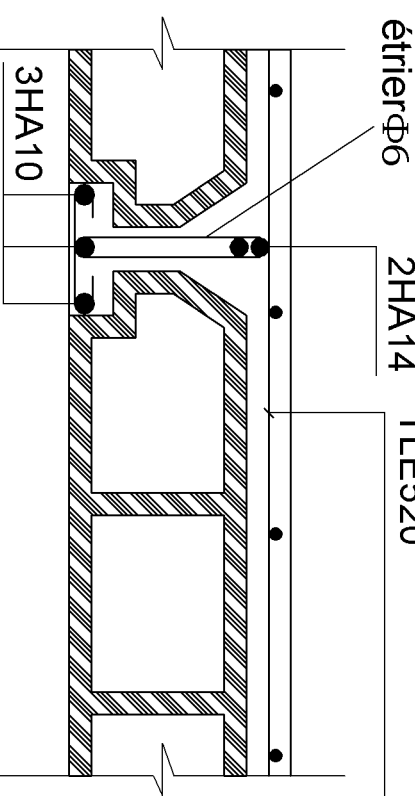
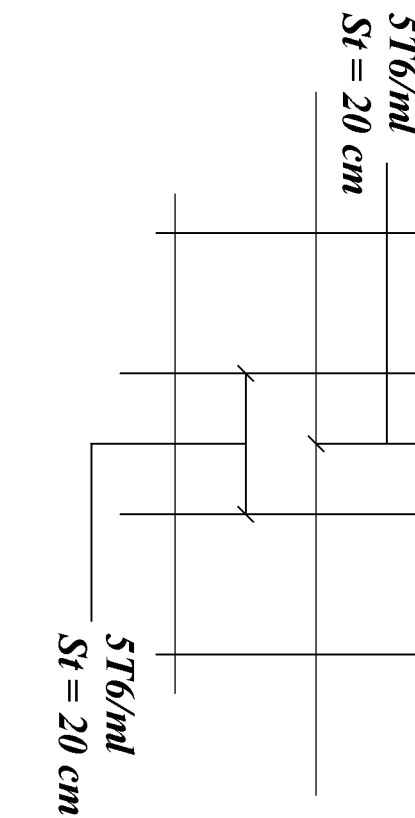
ferraillage de la semelle sur pieu
coupe horizontale

D=12.00 m

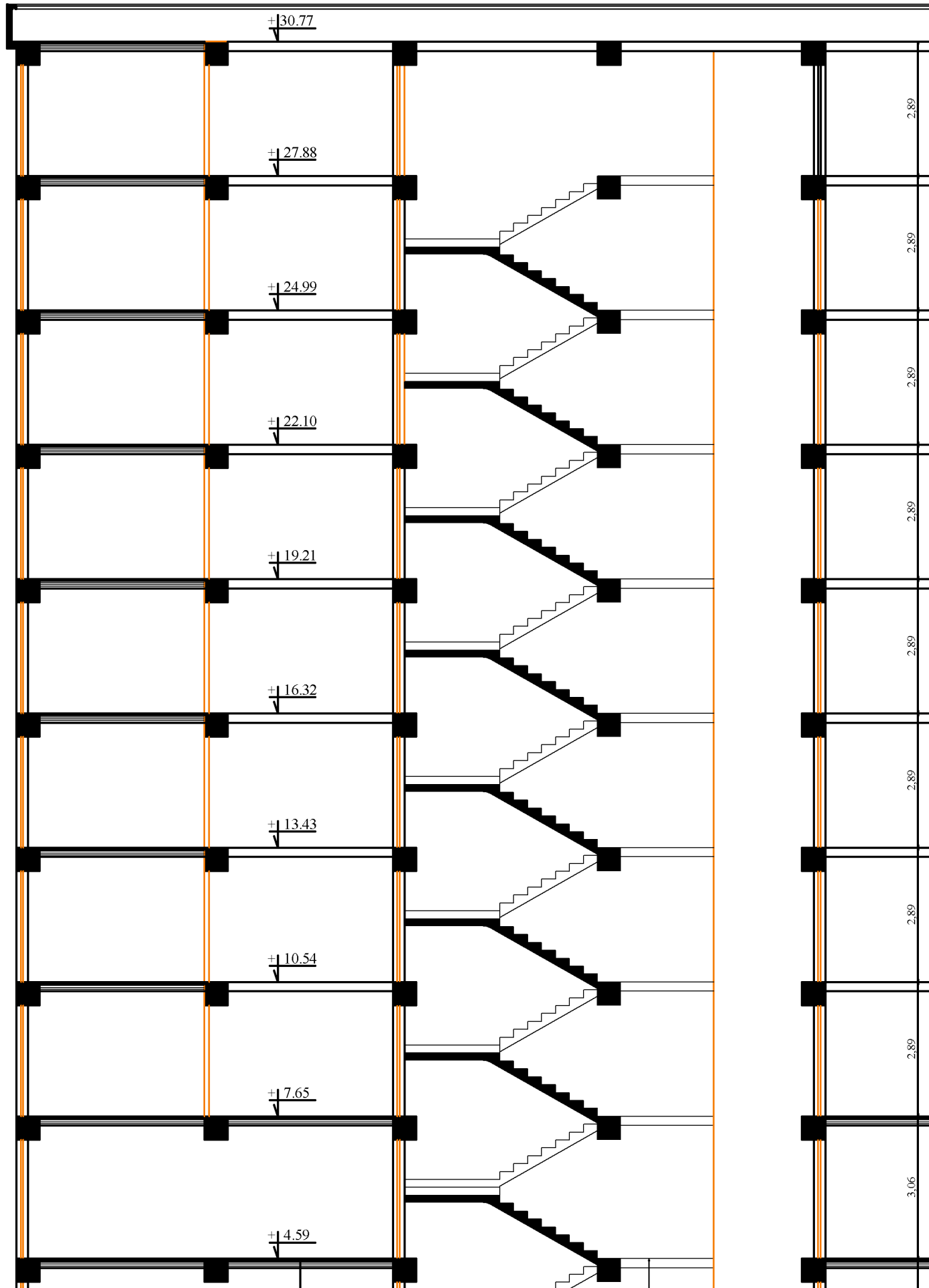


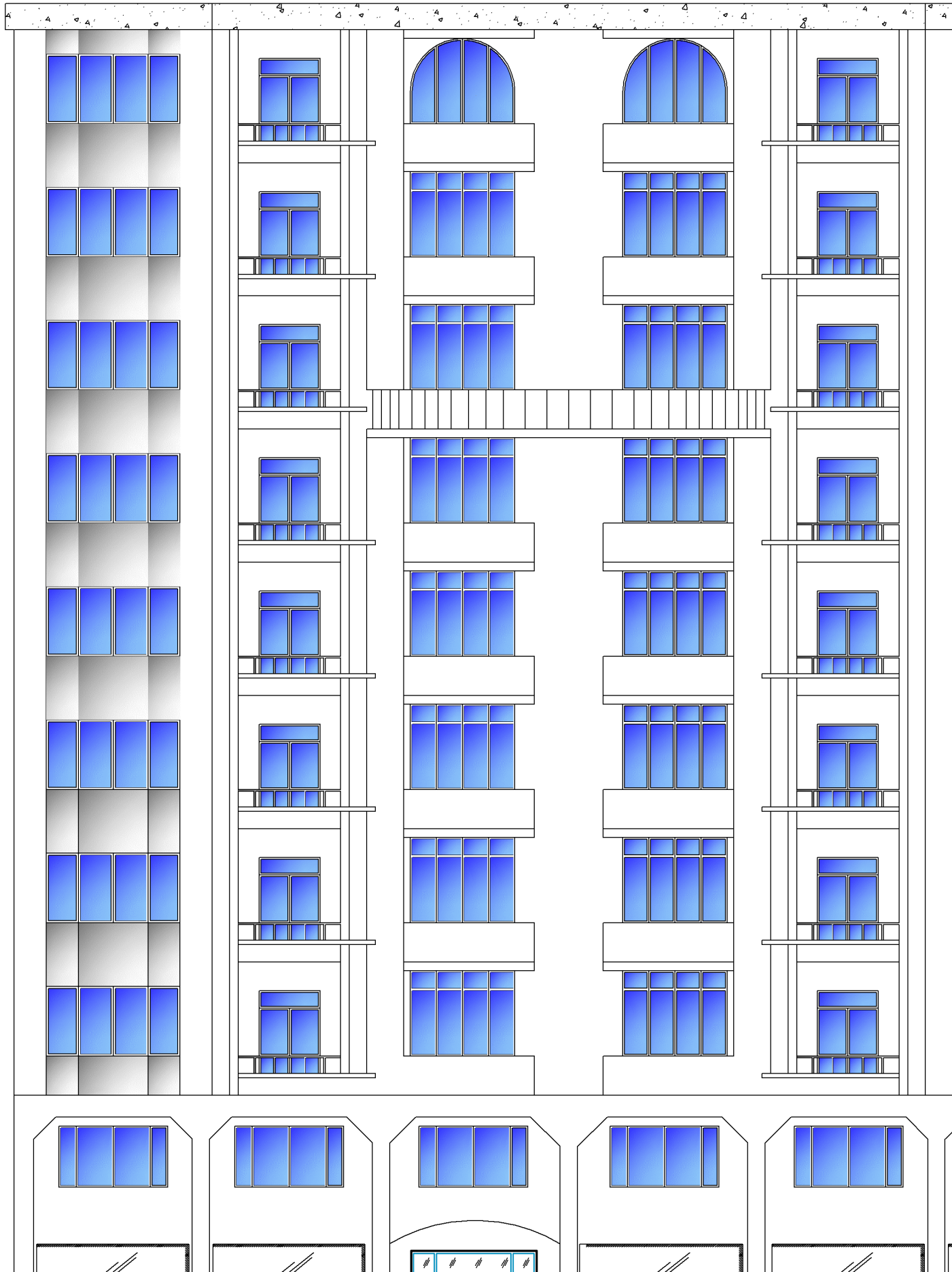
10 HA 20

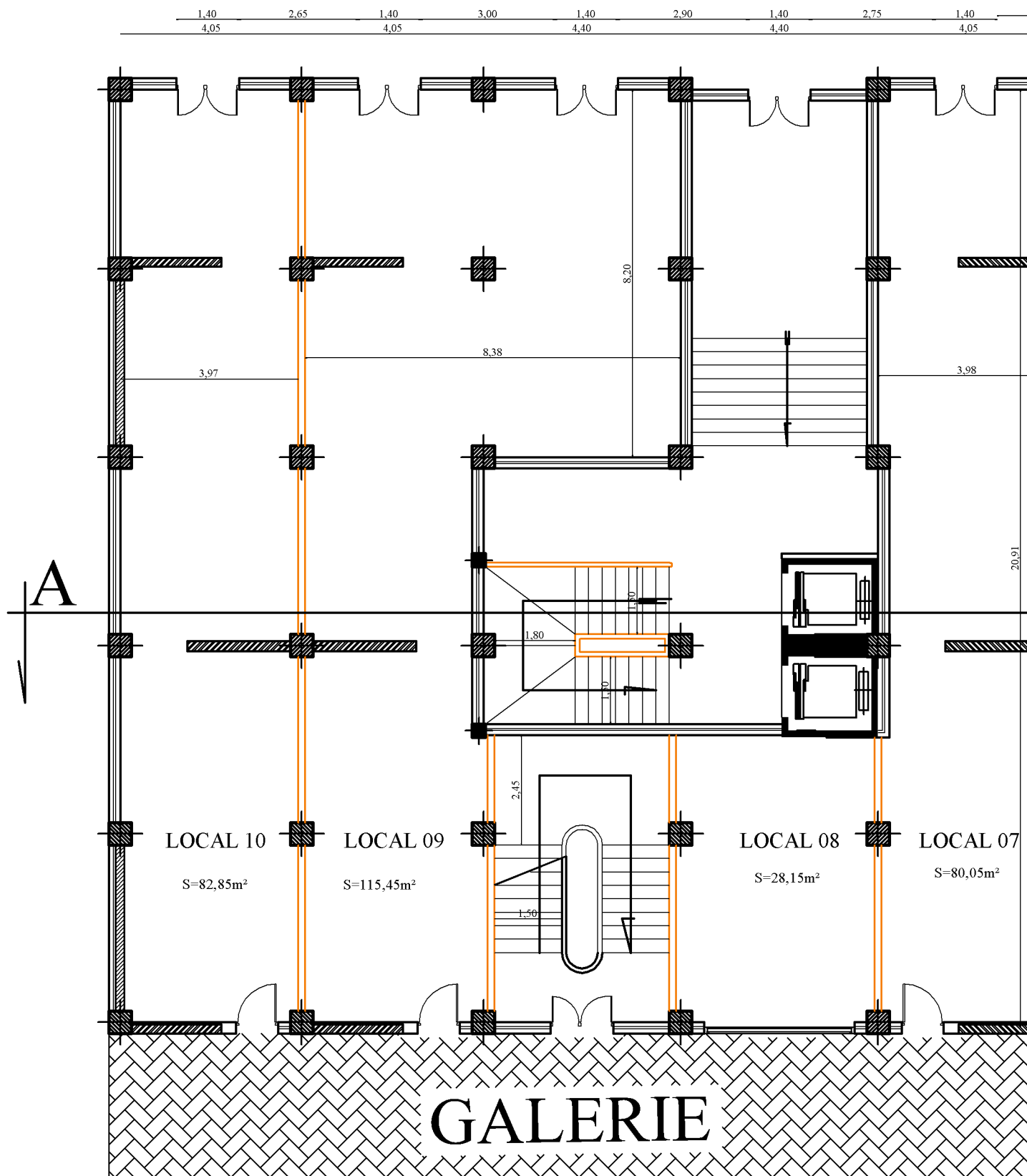




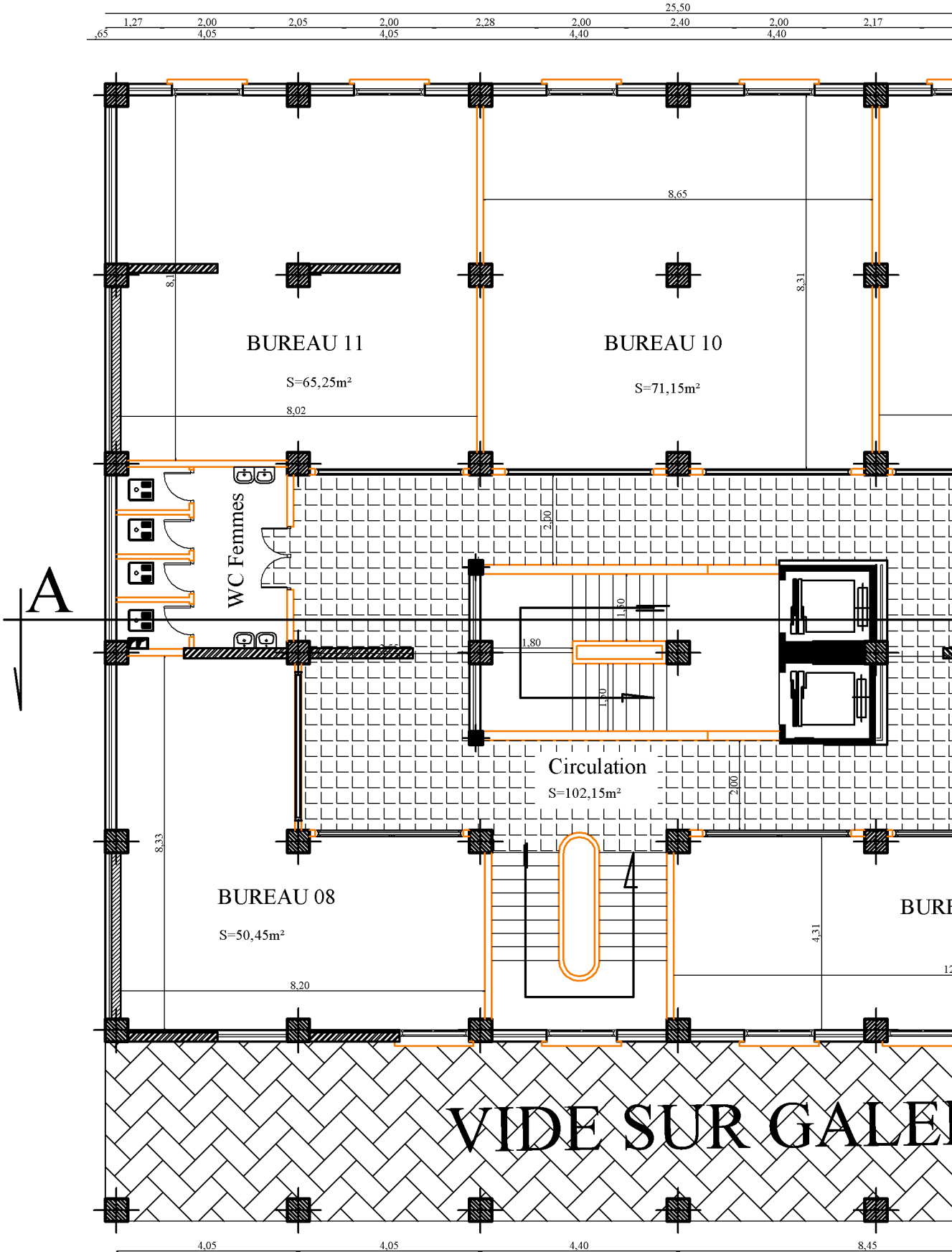
F	ETUDIE
	Mlle TAL
	DIRIGE F
	Mme BE
	Quardia
	PROMO



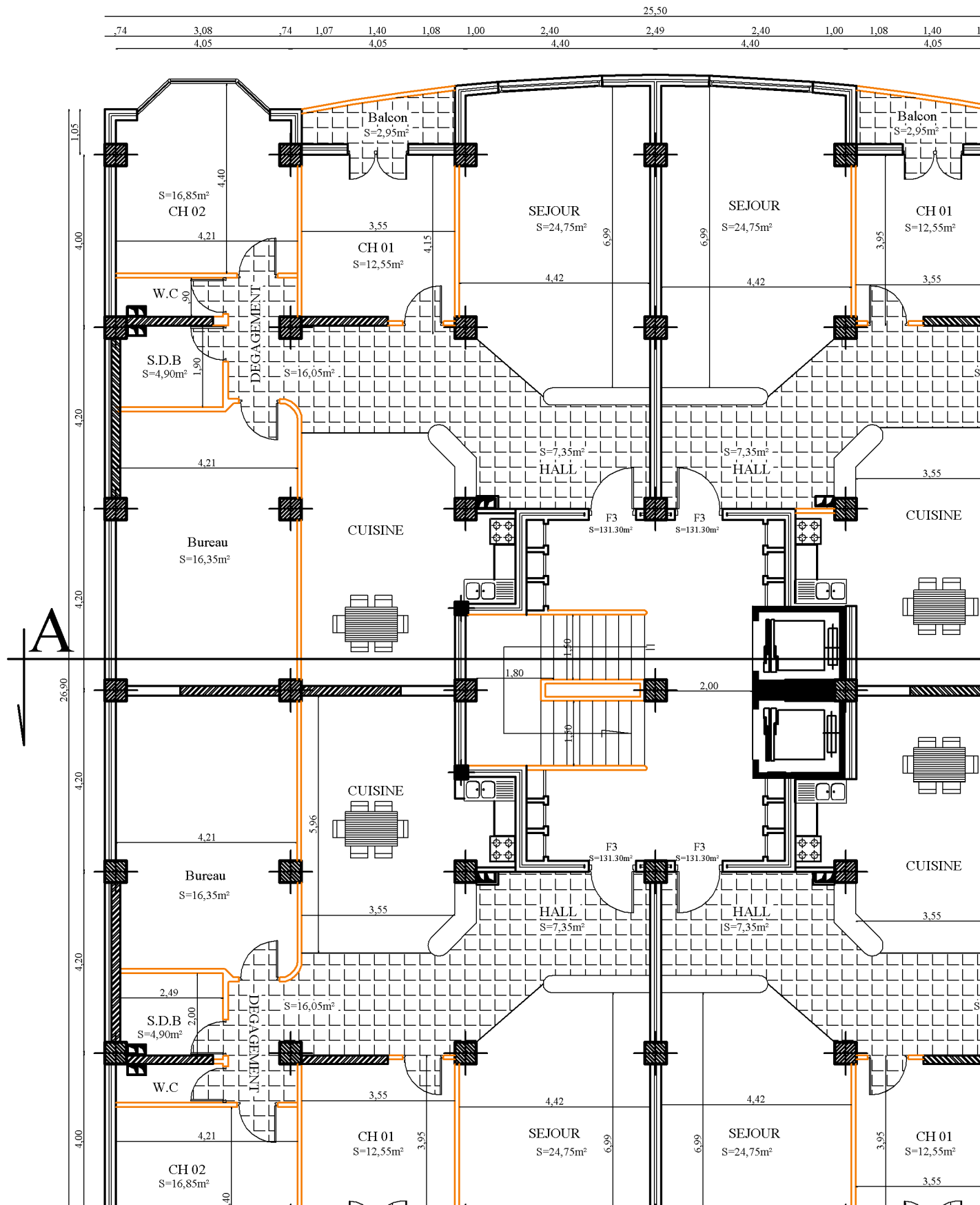


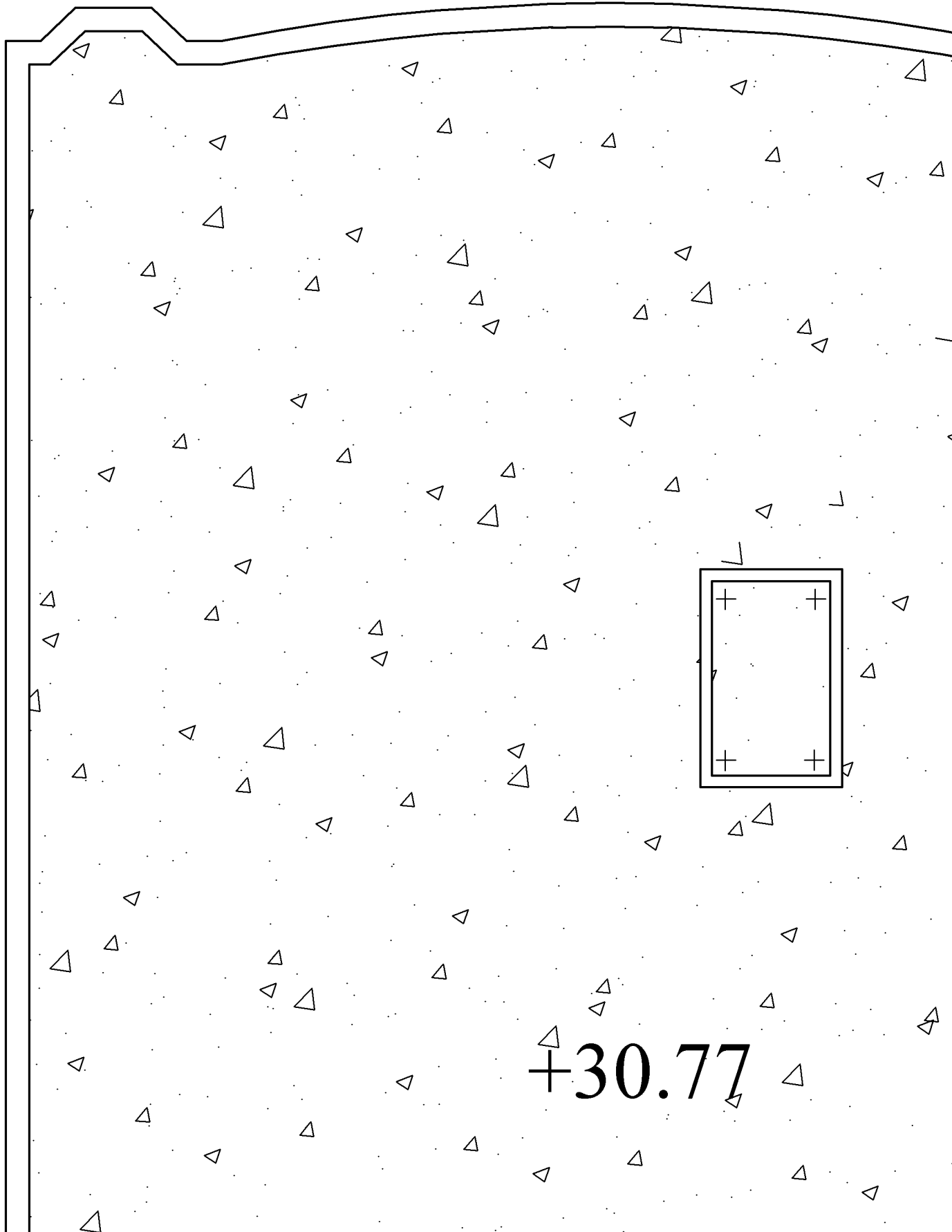


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

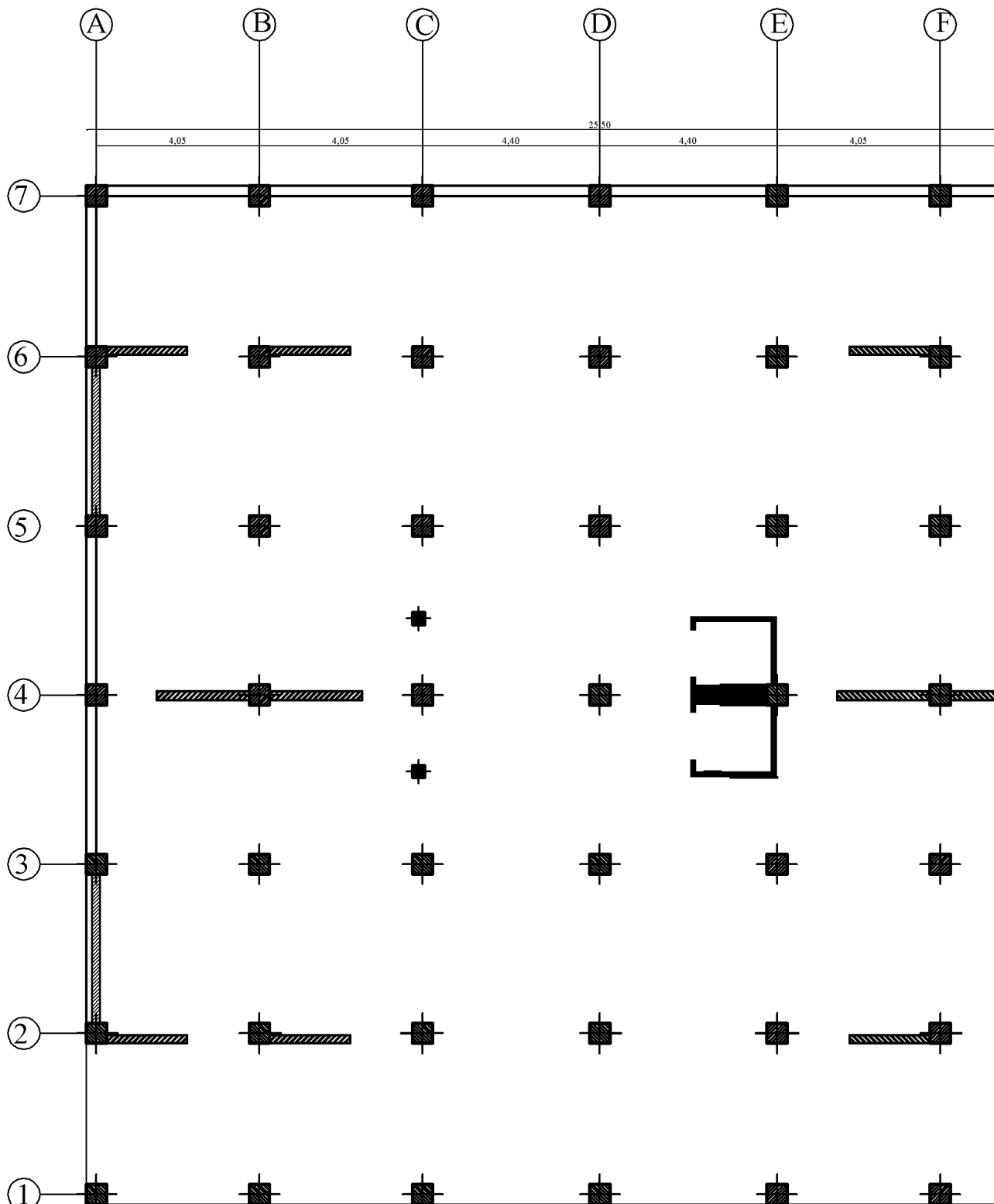


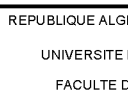
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

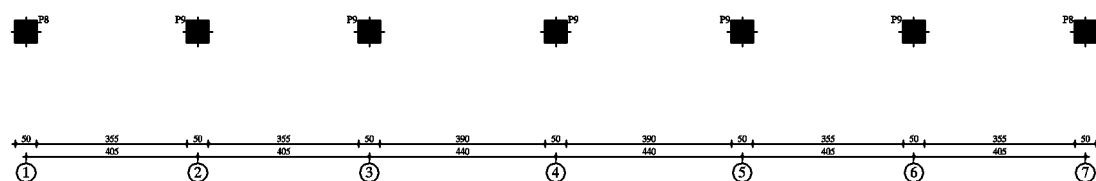
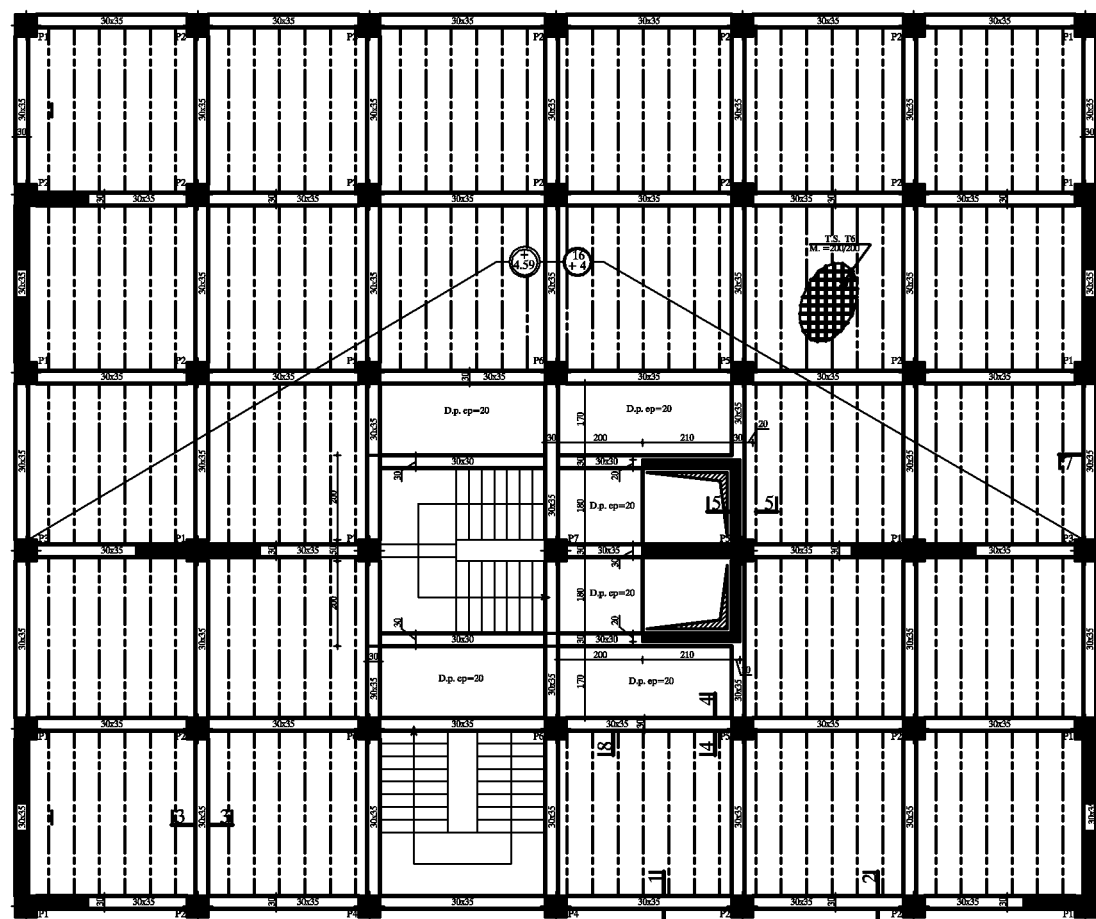
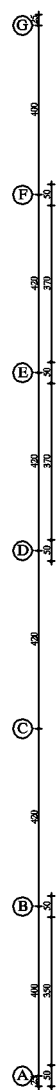




+30.77







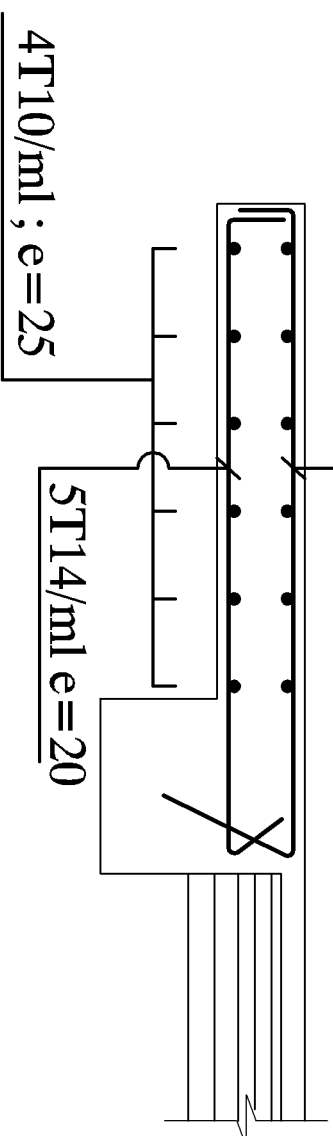


PROMOTION 2

150

10 170 /25

5T14/ml e=20



10 170 10

REPUBLIQUE ALGERIENNE

UNIVERSITE

FACULTE

DI

ETUDE PAR :

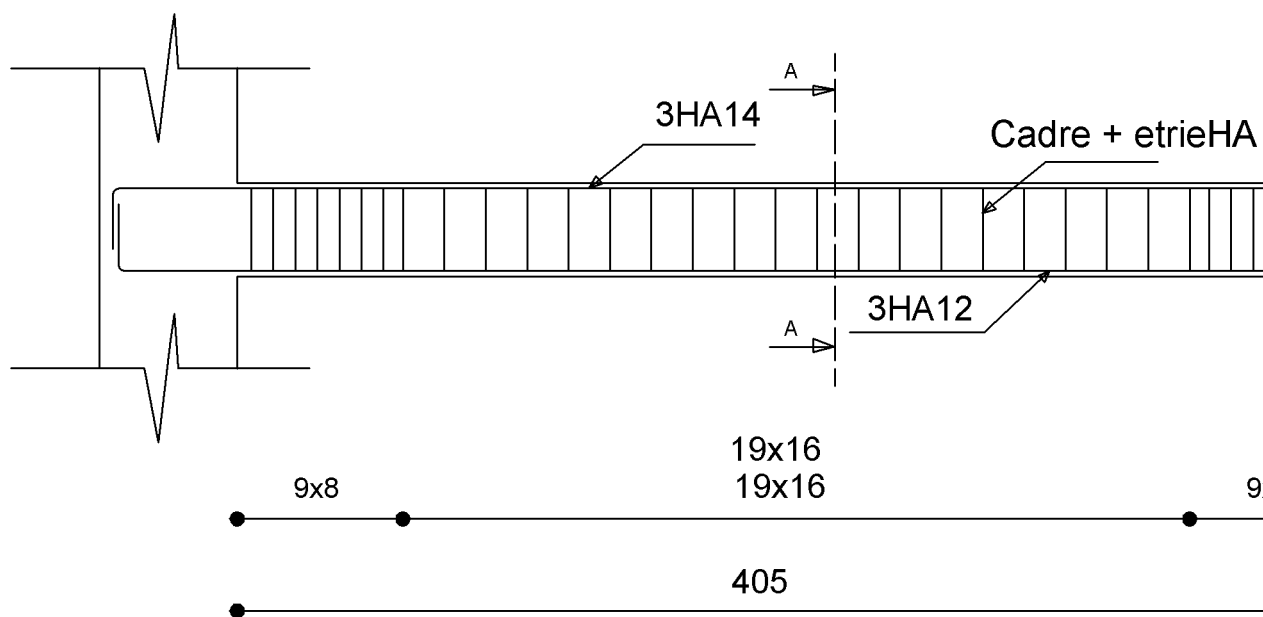
Mlle TALEM Houria

DIRIGE PAR :

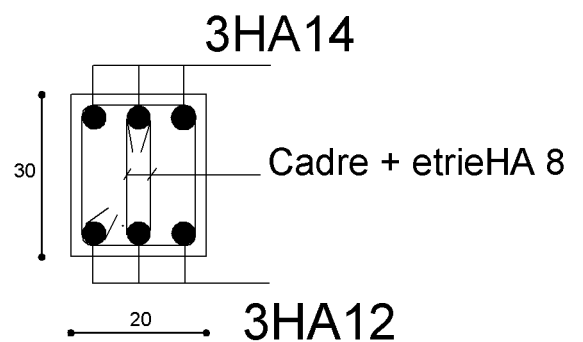
Mme BELAIDI Ouah

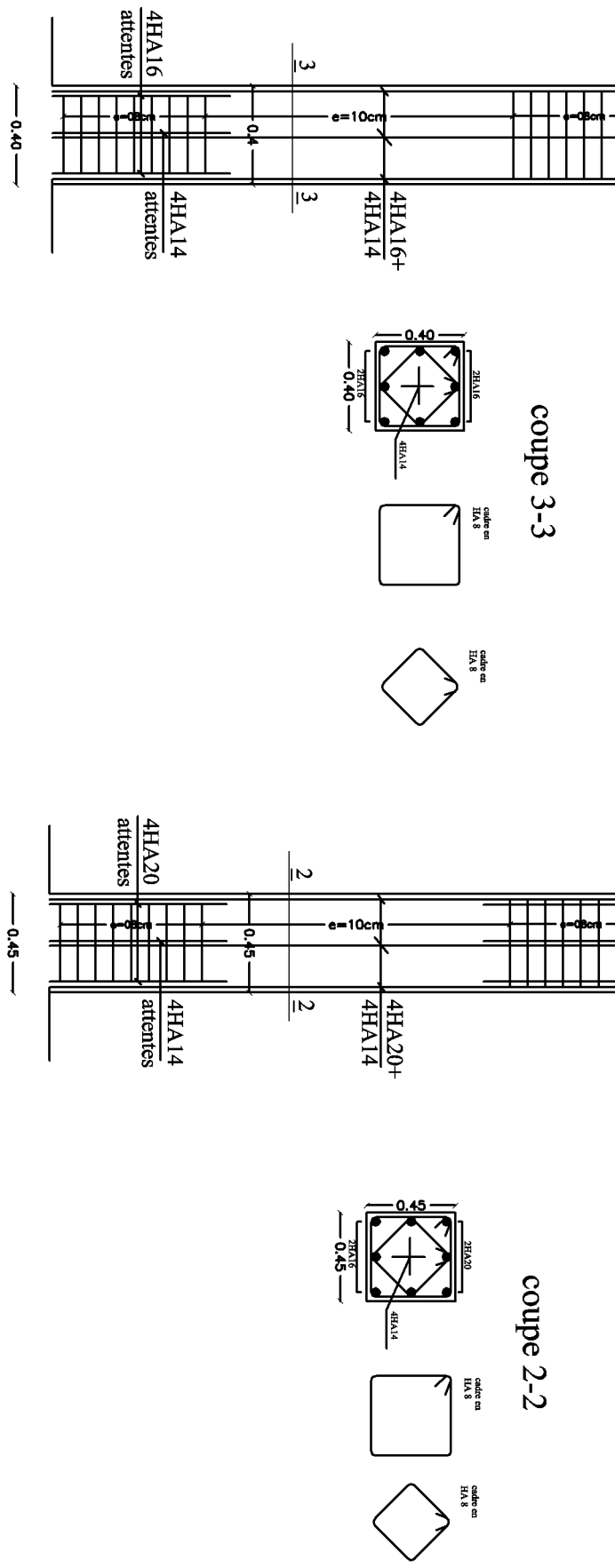
PROMOTION 2012-

POUTRES PALIERES (20x30)



Coupe A -A





ferrailage des Poteaux 40x40 en Zone III

ferrailage des Poteaux 45x45 en Zone II

ferrailage des Poteaux dans les déférentes Zones