



MEMOIRE

PRESENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLOME DE : MASTER

Filière : Génie Civil
Option : structures

Thème :

**Etude d'une mosquée caractérisée par une
coupole surhaussée en B.A**

Présenté par :

Silem samir
Remili khaled

Devant le jury :

Encadreur : Mr N. ABDEMEZIANE
Examineur :
Examineur :

Mémoire évalué sans soutenance (Covid-19)

ANNEE UNIVERSITAIRE 2019-2020

RESUME

Le présent projet de fin d'études a pour but d'étudier une mosquée dans (la zone sismique III)

La structure a une forme carrée, symétrique dans les deux sens de côté 30 m.

L'ouvrage est constitué d'un sous-sol semi enterré, d'un RDC, d'un étage, d'une coupole surhaussée en B.A

L'ouvrage sera réalisé en zone de forte sismicité (en zone III) d'après l'échelle du classement des Règles parasismiques Algériennes RPA99A/version 2003. La hauteur totale de la mosquée est de 16.33 m.

De par sa régularité, l'ouvrage satisfait les conditions requises pour l'application de la méthode statique équivalente, nous avons donc fait l'analyse de la structure suivant les trois méthodes (l'analyse statique équivalente, l'analyse modale spectrale et la méthode dynamique). La période principale de l'ouvrage avoisine les 0.60 secondes qui est sensiblement la même pour les trois méthodes utilisées. Les analyses ont prouvé que l'action sismique est prépondérante devant celle du vent.

Mot clés :

Mosquée , Coupole , structures en BA , Etude , Analyse , RPA .

نبذة مختصرة:

الهدف من مشروع نهاية الدراسة هذا هو دراسة مسجد في المنطقة الزلزالية 3. الهيكل ذو شكل مربع، متمائل في كلى الاتجاهين بأبعاد 30م . يتكون العمل من بدروم شبه مدفون ، طابق ارضي، طابق أ. قبة وجدار احتياطي مخطط لهما في الاطراف لدعم الارض . سيستند الهيكل على قواعد معزولة سيتم تنفيذ العمل في منطقة عالية الزلازل وفقا لمقياس تصنيف قواعد التطفل الجزائرية 2003. مجموع المسجد 16.33م. نظرا لانتظامها فان الهيكل يفي بالشروط المطلوبة لتطبيق طريقة RPA99A/ ثابتة مكافئة لذلك قمنا بتحليل الهيكل وفقا لثلاث طرق (التحليل الساكن المكافئ، التحليل الطيفي النموذجي والديناميكي) الفترة الرئيسية للعمل 0.60 ثانية وهو الى حد كبير نفس الشيء بالنسبة للطرق الثلاث المستخدمة. اظهرت التحليلات ذلك يكون العمل الزلزالي مرجحا قبل الرياح .

الكلمات المفتاحية :
مسجد، قبة، هيكل من الخرسانه المسلحة ، دراسة ، القانون الجزائري المضاد للزلازل ، تحليل .

Abstract

The aim of this end of studies project is to study a mosque in the area seismic 3. The structure has a square shape. symmetrical in both directions with a side of 30m. The work concisists of a semi-buried basement. a ground floor. a floor. a dome and a retaining wall planned at the periphery to support the land. The structure will rest on insulated footings. The work will be carried out in a zone of high seismicicity (in zon 3) according to the scal of classification of algerian parasismic rules RPA99A/2003 VERSION. Total of the mosque is 16.33m. Due yo its regularity. The structure satisfies the conditions required for the application of the equivalent static method we therefore analyzed the structure according to the three methods (equivalent static analysis .spectral modal analysis and the dynamic). the main period of the work is around 0.60seconds which is substantially the same for the three methods used. Analyses have shown that the seismic action is preponderant before that of the wind.

Table des matières

REMERCIEMENT.	I
RESUME.	2
TABLE DES MATIERES.	3
LISTE DES FIGURES.	7
LISTE DES TABLEAUX.	12
CHAPITRE I	DEFINITIONS ET GENERALITES.
1. Introduction.	13
2. Présentation du projet.....	13
2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	13
3. Les caractéristiques des matériaux de construction (béton-acier)	16
3.1. Définition de béton armée.....	16
3.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux.	20
4. Le principe du béton armé.....	26
4.1. Indications générales sur les règles du (BAEL 91)	26
5. Actions et sollicitations.....	29
5.1. Les actions.....	29
5.2. Les sollicitations.	30
6. Hypothèses de calcul.....	30
CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES.	
1. Introduction.....	33
2. Pré-dimensionnement des planchers	33
2.1. Les planchers à corps creux.	33
2.2. Les planchers à dalle pleine.	35
3. Descente des charges.	37
3.1. Introduction.	37
3.2. Planchers.....	37
4. Pré-dimensionnement des éléments structuraux :	39
4.1. Introduction	39
4.2. Pré-dimensionnement des poutres.....	39
4.3. Pré-dimensionnement des poteaux.....	40
4.4. Pré-dimensionnement des voiles	45

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES.	
1. Introduction.....	47
2. Etude de l'acrotère.	47
2.1. Définition.....	47
2.2. Ferrailage de l'acrotère	48
3. Etude des escaliers.	52
3.1. Introduction.....	52
3.2. Les Caractéristiques techniques	52
3.3. Escalier pour RDC	52
4. Etude de la poutre palière.....	58
4.1. Introduction.	58
4.2. Pré –dimensionnement.	58
4.4. Calcul a la flexion simple.	59
4.5. Vérification.	59
CHAPITRE IV : ETUDES DES PLANCHERS.	
1. Introduction :	63
2. Planchers à corps creux :	63
2.1. Fonctions nécessaires de plancher :	63
2.2. Conception des planchers :	64
2.3. Ferrailage de la dalle de compression	64
2.4. Etude des poutrelles	65
3. Planchers à Dalle pleine :	90
3.1. Détermination des sollicitations maximales	93
3.2. Calcul de ferrailage	93
3.3. Calcul de la flèche	99
4. Dalle pleine aux nervures	100
4.1. Etude des poutrelles	100
4.2. Détermination des sollicitations	100
4.3. Calcul du ferrailage des poutrelles	103
4.4. Vérification de la flèche	105
4.5. Calcul des sollicitations	106
4.6. Condition de non fragilité	107
4.7. Détermination des armatures	118
4.8. Condition de non fragilité	118
4.9. Armatures de répartition	109
4.10. Vérification des contraintes de cisaillement	109
4.11. Vérification de la flèche	109
CHAPITRE V : CALCUL D'UNE COUPOLE.	
1. Introduction.....	110
2. Coupole	110
2.1. Evaluation des charges	110
2.2. Calcul des sollicitations.	111

2.3.	Combinaison de charges	114
2.4.	vérifications de l'épaisseur de la coupole à l'ELS	114
2.5.	Armatures méridiennes	114
2.6.	Armatures parallèles	115
2.7.	Schémas de ferrailage	115
3.	La ceinture	116
3.1.	Armatures de la ceinture	116
4.	Poutre courbe	118
4.1.	Evaluation des charges à l'ELU	118
4.2.	Dalle pleine	119
CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE.		
1.	Introduction :	122
2.	Choix de la méthode de calcul	123
2.1.	Méthode statique équivalente	123
2.2.	Méthodes dynamiques	123
3.	Classification de l'ouvrage selon les RPA99/VER.2003	123
3.1.	Classification de la zone sismique	123
3.2.	Classification de l'ouvrage selon son importance	124
3.3.	Classification du site	124
3.4.	Classification des systèmes de contreventement	124
3.5.	Classification de l'ouvrage selon sa configuration	125
4.	Méthode statique équivalent	125
4.1.	Principe de la méthode	125
4.2.	Conditions d'application de la méthode statique équivalente	125
4.3.	Modélisation	126
4.4.	Estimation de la période fondamentale de la structure	126
4.5.	Calcul de la force sismique totale	127
4.6.	Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur	130
4.7.	Distribution du moment de renversement selon la hauteur	131
5.	méthodes dynamiques	132
5.1.	Hypothèses de calcul	132
5.2.	Méthodes de calcul	132
5.3.	Détermination des pulsations ω_i et de l'amplitude ϕ_{ki} de la structure	134
5.4.	Evaluation des forces sismiques des niveaux	140
5.5.	Résultante des forces sismiques de calcul.	140
5.6.	Calcul de déplacement.....	141

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX. ...

1. Introduction.	143
2. Les poteaux.....	143
2.1. Ferrailage des poteaux	143
2.2. Exemple de calcul	145
3. Les poutres	147
3.1. Les combinaisons des RPA99/version2003	147
3.2. Armatures longitudinales	147
3.3. Armatures transversales	148
3.4. Ferrailage par CBA93	148
3.5. Détermination des armatures transversale	149
3.6. Exemple de calcul poutres d'RDC	150

CHAPITRE VI : CALCULE DES FONDATIONS.

1. Introduction :	154
1.1. Différentes fonctions des fondations	154
1.2. Facteurs de choix du type de fondations	154
1.3. Différents types de fondations	154
1.4. Problème posé au constructeur.....	154
1.5. Reconnaissance du sol	155
2. Dimensionnement	155
2.1. Stabilité des fondations	155
2.2. Conception de la semelle isolée	155
2.3. Distance de la sous face de la fondation au sol extérieur	156
2.4. Dimension minimale d'une semelle encastree	156
2.5. Dosage de ciment	157
2.6. Charges à considérer	157
2.7. Répartition des contraintes	157
2.8. Ferrailage	157
3. Semelle isolée sous poteaux relies au voile (de rive)	157
3.1. Sollicitations de fondation	157
3.2. Prédimonssionement :	158
3.3. Ferrailage	159
4. Voile périphérique	160
4.1. Dimensionnement	160
4.2. Détermination des sollicitations	161
4.3. Ferrailages des voiles	162
Conclusion	167
Annexes.....	169
Bibliographie.....	170

Figure	Titre	Page
I.1	Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	20
I.2	Diagramme contraintes-déformation du béton à l'ELU.	22
I.3	Diagramme contraintes –déformation du béton à l'ELS.	23
I.4	Diagramme contrainte –déformation d'acier.	26
I.5	perte d'équilibre statique.	27
I.6	La résistance de chacun des matériaux (rupture).	27
I.7	La stabilité de forme vis-à-vis le flambement.	28
I.8	Ouverture des fissures	28
I.9	Déformation des éléments porteurs.	29
I.10	Le diagramme des déformations- Règle des trois pivots- (A, B, C).	31
II.1	Planchers à corps creux	33
II.2	Schéma de calcul	34
II.3	Planchers à corps creux avec dimensions.	35
II.4	Schéma du panneau considéré au calcul.	36
II.5	plancher terrasse.	37
II.6	Dimensions des poutres	39
II.7	poutre bi-encastée	40
II.8	Surface revenant à un poteau central	41
II.09	Dimensions de voiles	46
III.1	Coupe sur a acrotère.	47
III.2	Section théorique de pour le ferrailage de l'acrotère.	48
III.3	Détail de ferrailage de l'acrotère.	51
III .4	Vue en plan et coupe verticale d'escalier RDC	53

III .5	Schéma statique de l'escalier RDC.	54
Figure	Titre	Page
III .6	Diagramme de Moment et l'effort tranchant.	59
III.7	ferraillage de escaliers	62
IV.1	Corps Creux	63
IV.2	Coupe dans un plancher.	64
IV.3	Dimension de la poutrelle.	65
IV.4	Type des poutrelles.	66
IV.5	Type I des poutrelles.	68
IV.6	diagramme des moments fléchissant.	71
IV.7	diagramme de l'effort tranchant.	71
IV.8	Dimension de la poutrelle.	71
IV.9	section de calcul en appuis	73
IV.10	les fissures qui sont provoquées par l'effort tranchant.	74
IV.11	Ferraillage de la solive.	75
IV.12	Rayon de courbure.	76
IV.13	Type I des poutrelles.	78
IV.14	Diagramme des moments fléchissant.	81
IV.15	Diagramme de l'effort tranchant.	81
IV.16	Dimension de la poutrelle.	81
IV.17	Section de calcul en appuis	83
IV.18	les fissures qui sont provoquées par l'effort tranchant.	84
IV.19	Ferraillage de la solive	85
IV.20	Rayon de courbure	86
IV.21	Disposition des armatures de la nappe inférieure	91

Figure	Titre	Page
IV.22	Différents type de panneaux.	92
IV.23	Section de calcul en travée.	94
IV.24	Section de calcul en appui.	95
IV.25	Dimension de la poutrelle	100
IV.26	Diagramme des moments fléchissant.	103
IV.27	Diagramme de l'effort tranchant	103
IV.28	Section de calcul	104
IV.29	Section de calcul en appuis.	104
IV.30	schéma statique de panneau de la dalle.	106
IV.31	Dimension de panneau	107
V.1	Schémas de la coupole.	110
V.2	Charge sur la coupole.	111
V.3	Schémas de principe.	111
V.4	Schémas de calcul.	112
V.5	Schémas de ferrailage.	115
V.6	Schémas de la ceinture.	116
V.7	Diagramme du moment	117
V.8	ferrailage de la ceinture.	117
V.9	Ferrailage du poteau.	118
V.10	Diagramme du moment	119
V.11	Schémas de ferrailage.	120
V.12	Ferrailage de la dalle pleine.	121
VI.1	Distribution des forces sismiques, de l'effort tranchant et du moment de renversement	132

Figure	Titre	Page
VI.2	Déplacement de chaque niveau.	135
VI.3	vue axonométrique du modèle de calcul.	137
VI.4	vue en plan du modèle de calcul.	137
VII.1	Ferraillage des poteaux.	156
VII.2	Détail de ferraillage des poutres des planchers.	160
VIII.1	Coupe d'une semelle.	156
VIII.2	Ferraillage des semelles.	160

Tableau	Titre	Page
I.1	Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage	14
I.2	Compositions du béton	17
I.3	Les différents types de ciment.	18
I.4	Les caractéristiques géométriques d'acier.	24
I.5	Les valeurs de la limite d'élasticité f_e de l'acier.	25
II .1	Plancher terrasse non accessible	38
II .2	Plancher étage courant	38
II .3	Plancher dalle pleine sous-sol	39
II.4	Descente des charges	44
II.5	vérification critère de stabilité et condition du R PA99V2003	45
III.1	Descente des charges de Paillasse	53
III.2	Descente des charges de Palier	54
III.3	charges permanentes et d'exploitation	58
III.4	Charges permanentes et d'exploitation.	60
III.5	Choix des armatures.	62
IV.1	Evaluation des charges sur les poutrelles	66
IV.2	Tableau récapitulatif des moments fléchissant	92
IV.3	moment fléchissant des panneaux en appui et en travée.	92
IV.4	Evaluation des charges sur les poutrelles.	100
V.1	Efforts normales due déférentes charges.	113
V.2	Efforts (N_0) et (N_ϕ) sous les charges : G, Q, Sn à L'ELU.	114
V.3	Efforts (N_0) et (N_ϕ) sous les charges : G, Q, Sn à L'ELS.	114

Tableau	Titre	Page
V.4	Calcul du ferrailage du a la flexion à l'ELU.	119
VI.1	Valeurs de ξ(%)	127
VI.2	Valeurs des pénalités p_q.	129
VI.3	Résultats numériques.	131
VI.4	Les pulsations et l'amplitude	134
VI.5	MODE 1.	139
VI.6	MODE 2.	139
VI.7	MODE 3.	140
VI.8	Efforts tranchants à la base selon le mode i.	140
VI.9	Récapitulatif de la valeur θ.	141
VI.10	Récapitulatif finale de la valeur θ.	142
VII.1	Tableau de ferrailage d'une poutre en travée.	152
VII.2	Tableau de ferrailage d'une poutre en appuis.	152
VIII.1	Tableau récapitulatif des sollicitations	163

Chapitre I :

Définitions et généralités

1. Introduction :

Pour mieux étudier une structure de G.C, Il est préféré d'avoir toutes les détails des facteurs qui peuvent intervenir dans la détermination des efforts, ou de la résistance correspondante à cette structure.

- La situation de la construction.
- Les dimensions de la construction.
- Les éléments de l'infrastructure et la superstructure et différents matériaux.
- Constituantes de la construction.

Tous ces facteurs seront traités dans ce chapitre.

2. Présentation du projet :

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, il nous a été confié l'étude d'une mosquée, cet ouvrage est implanté dans une zone, classée selon le règlement parasismique algérien RPA99version2003, comme une zone de sismicité élevée (Zone III) et considéré comme un ouvrage de grande importance (groupe B₁).

Le bâtiment est constitué de :

- Un sous-sol semi enterré comportant : une salle d'ablution ; une salle de lecture et une salle de prière pour femmes :
- Un R.D.C comportant une salle de prière pour homme
- Un étage comportant une salle de prière pour homme
- Une coupole

Le bâtiment a une forme carré, symétriques dans les deux sens

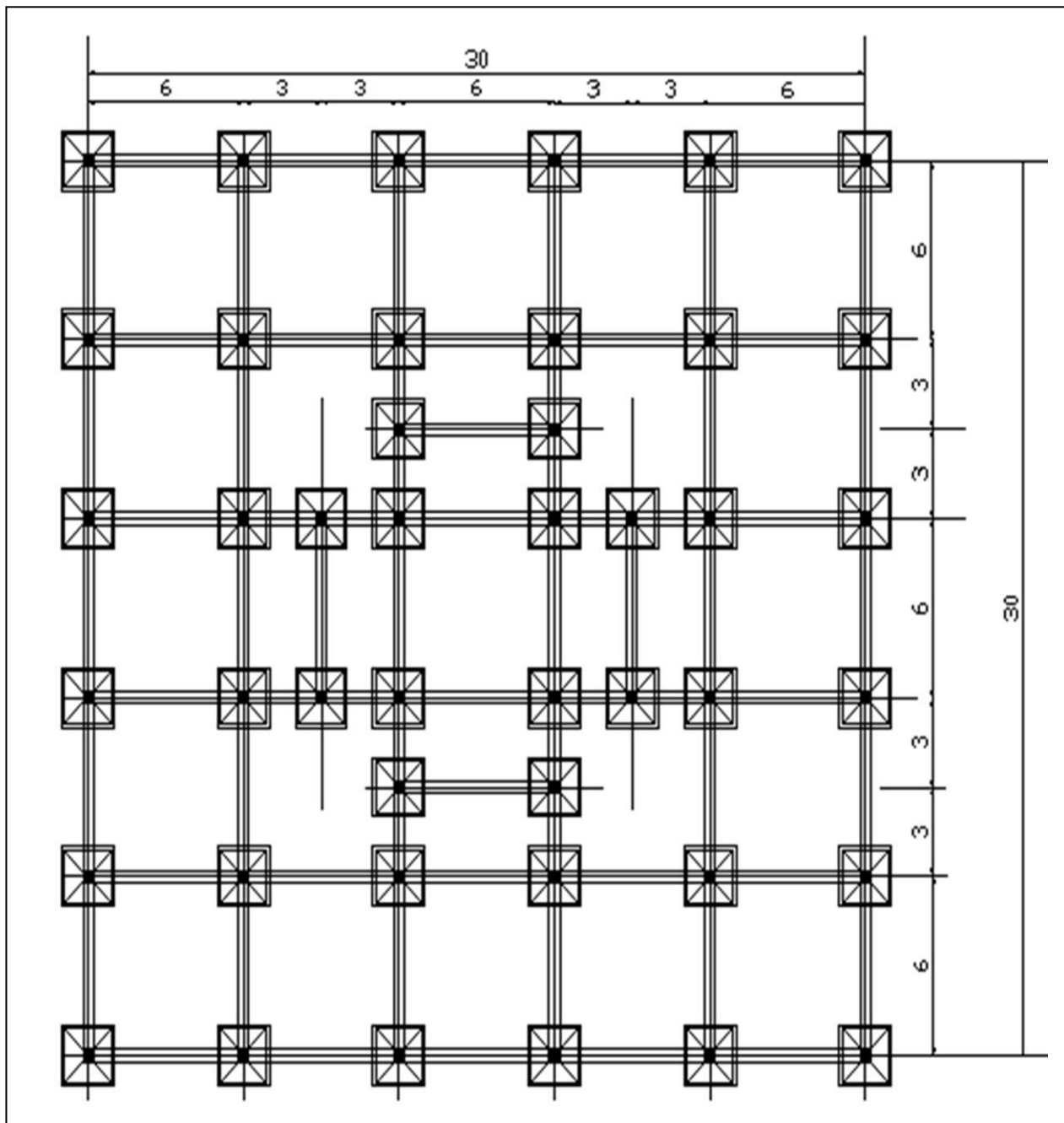
La circulation verticale est assurée par des escaliers qui permettent de descendre au sous-sol, et des escaliers assurent la montée jusqu'à l'étage

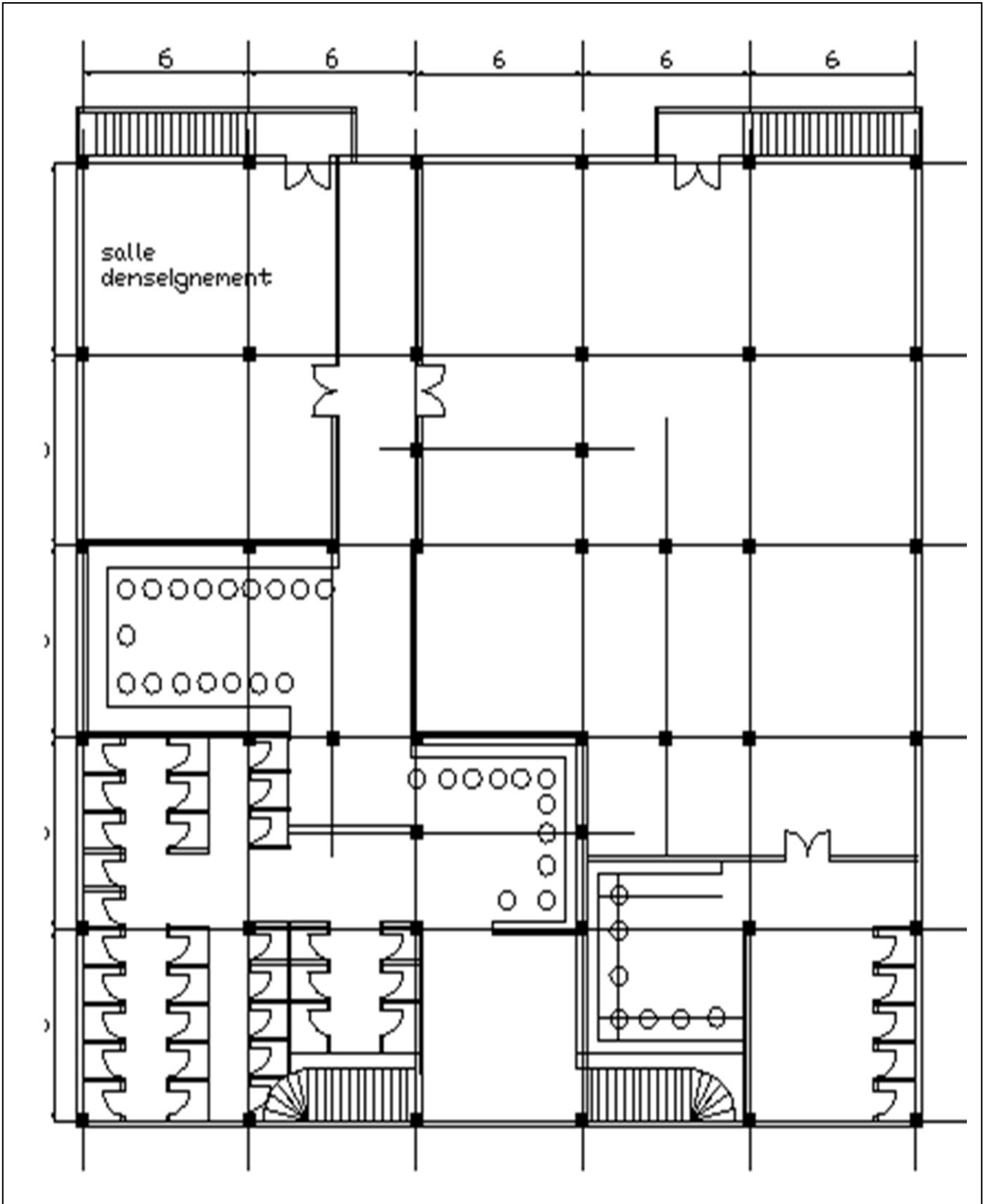
2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

Longueur totale	30m
Largeur totale	30m
Hauteur totale	16.33m
Hauteur du R D C	05.10m
Hauteur du 1er étage	5.65m
hauteur sous-sol	3.23 m

Tableau. I.1:Les caractéristiques géométrique de l'ouvrage





3. Caractéristiques des matériaux de construction (béton-acier) :

3.1. Définition de béton armé :

Nous définirons le béton armé ainsi : c'est un matériau complexe constitué par la réunion de deux matériaux : le béton et l'acier, disposés de façon à utiliser d'une manière économique et rationnelle les résistances propres de chacun d'eux (combinaison le béton et l'acier de façon que dans une même pièce les efforts de traction soient absorbés par l'acier, et les efforts de compression par le béton).

Défini ainsi au point de vue technique, le matériau béton armé doit l'être aussi sous le rapport constructif, et nous dirons à ce titre que le béton armé est un matériau artificiel venu de moulage qui nécessite la mise en œuvre des opérations ci-dessous :

- coffrage.
- le ferrailage (mise en place des barres d'aciers « armatures »).
- le bétonnage.
- décoffrage.

Le matériau le plus utilisé et le plus choisi pour la construction des bâtiments et les travaux publics c'est bien le béton armé ce choix est motivé par les raisons suivantes :

- l'absence de réaction chimique entre le béton et l'acier.
- la protection de l'acier par le béton contre la corrosion (enrobage).
- le béton a une très grande résistance à la compression et une faible résistance à la traction, ainsi l'acier est utilisé pour reprendre les efforts de compression, par des aciers comprimés lorsque le béton ne peut pas les reprendre.

Béton → compression (résistance à la compression = 20 Mpa à 40 Mpa).

(Résistance à la traction = 2 Mpa à 4 Mpa).

Acier → traction ou compression (200 Mpa à 500 Mpa).

- Le béton armé est un matériau économique par rapport aux autres matériaux.
- le coefficient thermique est sensiblement le même pour le béton et l'acier, ce qui empêche l'apparition de contraintes dues aux changements de température.

3.1.1. Avantages du matériau-béton armé:

- souplesse (on peut réaliser en béton armé des ouvrages de formes très divers et soumis à des efforts quelconques).
- mise en œuvre très simple.

- économie (Le béton est le moins coûteux des matériaux résistant à la compression et susceptible d'être associé à d'autres éléments).
- conservation, entretien.
- La disponibilité des matières premières.

3.1.2. Inconvénients du béton:

- Le poids : le béton est un matériau lourd que les autres matériaux de constructions.
- La faible résistance vis-à-vis des efforts de traction.
- La perméabilité à l'eau.

3.1.3. Compositions de béton armé:

Le béton armé constitué par un mélange, dans des proportions plus ou moins constantes du ciment, du granulat (gravier, sable) et de l'eau de gâchage, c'est plutôt produire un matériau d'une parfaite homogénéité, d'une bonne consistance, permettant d'obtenir, dans des conditions courantes, une résistance à la compression égale 25MPa.

Pour 1 m ³ de béton				
Composantes	Gravier 5mm ≤ D ≤ 25mm	Sable (D ≤ 5mm).	Ciment 25 CPA .	Eau
Volume/quantité	800 l	400 l	350kg	175 l

Tableau. I.2: Compositions du béton

a) ciment:

Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire capable de faire prise dans l'eau, il se présente sous l'aspect d'une poudre très fine qui est mélangée avec l'eau, forme une pâte faisant prise est durcissait progressivement dans le temps. (Tableau. I.3)

- Types du ciment :

Désignation	Type de ciment	Les compositions
Ciment naturelle	CN	Roche constitue 30- 40% d'argile
Ciment Portland sans ajout	CPA	95 -100 %clinker
Ciment portland composée	CPJ-CEM/A	80-94%clinker 6-20 %Pouzzolanes naturelle
	CPJ-CEM/B	65-79%clinker 21-35 % Pouzzolanes naturelle
Ciment de haut fourneau	CHF-CEM/A	35-64%CLINKER 36-65 %Laitier de haut fourneau
	CHF –CEM/B	20-34%CLINKER 66-80 %Laitier de haut fourneau
	CHF- CEM/C	5-19 %CLINKER 81-95 %Laitier de haut fourneau
Ciment Pouzzolane	CPZ-CEM /A	65-90%clinker 10-35 %Pouzzolanes naturelle
	CPZ-CEM/B	45-64%clinker 36-55 %Pouzzolanes naturelle

Tableau I .3: Les différents types de ciment.

b) Granulats :

Les traités de matériaux de construction et de procédés de construction donnent toutes les indications désirables pour obtenir un bon béton et utilisé convenablement dans ce but les matériaux inertes (granulats : sables et graviers), ils représentent environ (70-75%) du poids totale du béton , le choix des granulats doit être fait dans le but d'obtenir la capacité optimale.

b.1.Les caractéristiques des granulats :

- Elles doivent être roulées.
- Elles doivent être propres et présenter une granularité continue.
- granulats donne en béton une stabilité et une forte résistance à des facteurs externe et climatique comme l'humidité et la chaleur ; elles réduite l'exposition du béton à l'humidité et à la sécheresse.

b.1.1. Sable :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm.

b.1.2.gravier :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm Elles doivent être dures, propres. Et extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures .

b.1.3. L'eau :

L'eau utilisée doit être propre, elle ne doit pas contenir des matières Organiques qui influent sur le durcissement et la cohésion du béton.

c. Adjuvantes :

Ils sont incorporés à très faibles dose (< 5%de la masse du ciment) pour modifier les propriétés de plasticité, prise, compacité.

 **Rôle des adjuvants :** On ajoute les adjuvants pour :

- Améliorer la fluidité du béton.
- Accélérer la prise pour obtenir une résistance élevée dans un laps de temps court.
- Ralentir le processus de durcissement dans les climats chauds ou lors de déplacements sur de longues distances.
- Réduire la chaleur générée.
- Améliorer la résistance et réduire le retrait au cours du durcissement.
- Evité la corrosion de l'acier.

 **Types des adjuvantes :**

- Les accélérateurs
- Les retardateurs.
- Les plastifiants et les super plastifiants.
- Les entraineurs d'air.

3.1.4. Qualités recherchées pour un bon béton :

- Résistance mécanique élevée (25-40 MPa).
- Imperméabilité à l'eau et absence de réaction chimique avec l'acier.
- Bonne mise en œuvre (facile à couler).

- Bonne tenue dans le temps.

Ces résultats seront obtenus, en jouant sur les paramètres suivants :

- La qualité du ciment et des granulats.
- Le dosage (quantité).
- Un bon mélange (homogénéité) .

3.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

3.2.1. Résistance mécanique du béton :

a. Résistance du béton à la compression [CBA91 (A-2-1-1-1page5)] :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est Déterminée à partir des essais aux laboratoires sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité: f_{c28} est prise égal 25MPa.

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par des formules suivantes:

☞ $S_{ij} \leq 28$ jours:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} \times f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{cases}$$

☞ $S_{ij} > 28$ jours:

$$\begin{cases} f_{cj} = f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} = 1.1f_{c28} & \text{Pour et que sa résistance } f_{c28} \text{ atteigne au plus 40 MPa. (A .2.1.1.1).} \end{cases}$$

Fig. I.1:Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

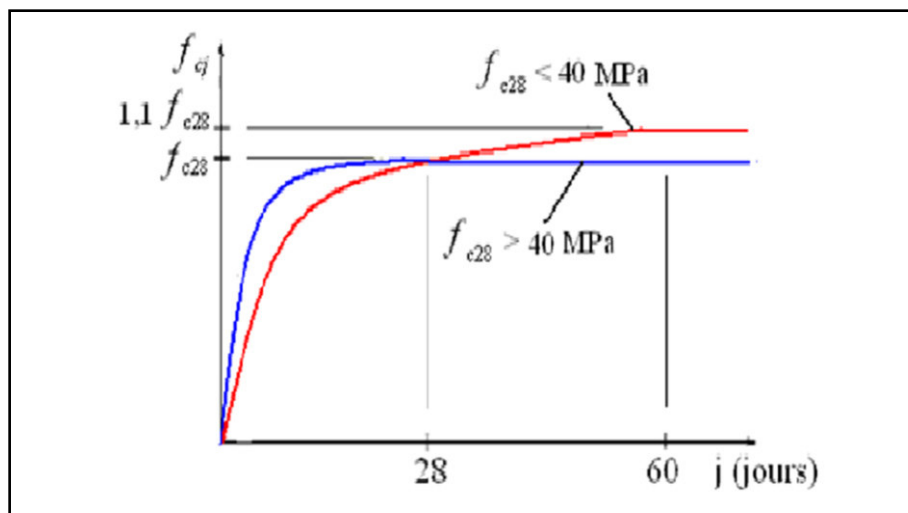


Fig. I.1:Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

b. En traction (f_{tj}) : C.B.A 93 (A: 2-1-1-2).

La résistance caractéristique à la traction déduite de la formule:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)}.$$

c. Déformation longitudinale du béton :

- **Déformation instantanée (E_{ij}) : C.B.A 93 (A: 2-1-2-1).**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, On admet à défaut de mesures qu'à l'âge de "j" jours, le module de déformation longitudinal instantané (E_{ij}) de béton est égale à :

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

Dans notre cas $E_{ij} = 32164,19512 \text{ MPa}$.

- **Déformation différée (E_{vj}) : C.B.A 93 (A: 2-1-2-2).**

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation, A défaut de mesures on admet que sous les contraintes de longue durée d'application les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au mêmes âge.

- Dans ce cas le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}.$$

Dans notre cas : $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$ (MPa).

d. Coefficient de POISSON : C.B.A 93 (A: 2-1-2-3).

Le coefficient de POISSON est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est donné par la formule suivante :

$$\nu = \frac{\Delta d/d_0}{\Delta L/L_0}.$$

Les règles de BAEL 91 donnent pour les valeurs de coefficient de poisson :

- Pour le calcul des sollicitations (E.L.U) : $\nu = 0$.
- Pour le calcul des déformations (E.L.S): $\nu = 0,2$.

e. Contraintes limites du béton :

- Etat limite ultime :

Pour le calcul à l'ELU. On adopte le diagramme parabole-rectangle donné sur la figure ci-après. La valeur de calcul la résistance en compression du béton f_{bc} est

$$\text{donnée par : } f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

f_{bc} : Contrainte ultime du béton à la compression.

γ_b : Coefficient de sécurité partiel égale 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

0.85: le facteur de réduction complémentaire.

θ : Le coefficient θ prend les valeurs :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{Pour une durée d'application } > 24 \text{ h.} \\ \theta = 0,9 & \text{Pour } 1 \leq \text{durée} \leq 24 \text{ h.} \\ \theta = 0,85 & \text{Si durée } < 1 \text{ h.} \end{cases}$$

👉 Donc :

$$\begin{cases} f_{bc} = 14.17 \text{ MPa} & \text{pour une situation durable.} \\ f_{bc} = 18.48 \text{ MPa} & \text{pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

Le diagramme contraintes-déformation du béton à l'ELU:

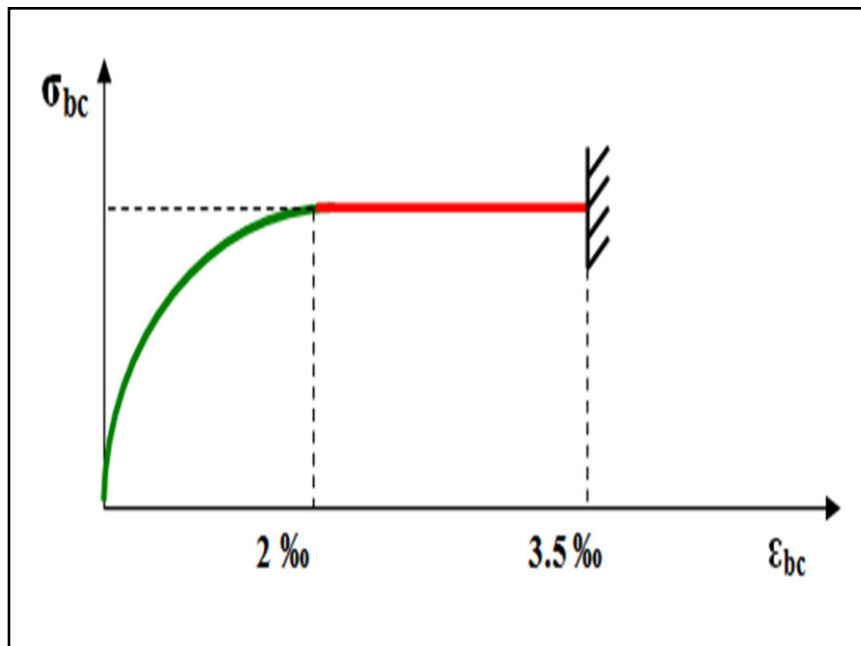


Figure. I.2 : Diagramme contraintes-déformation du béton à l'ELU.

- **Etat limite de service :**

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme des contraintes reste dans le domaine élastique linéaire et est défini par son module d'élasticité.

- La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

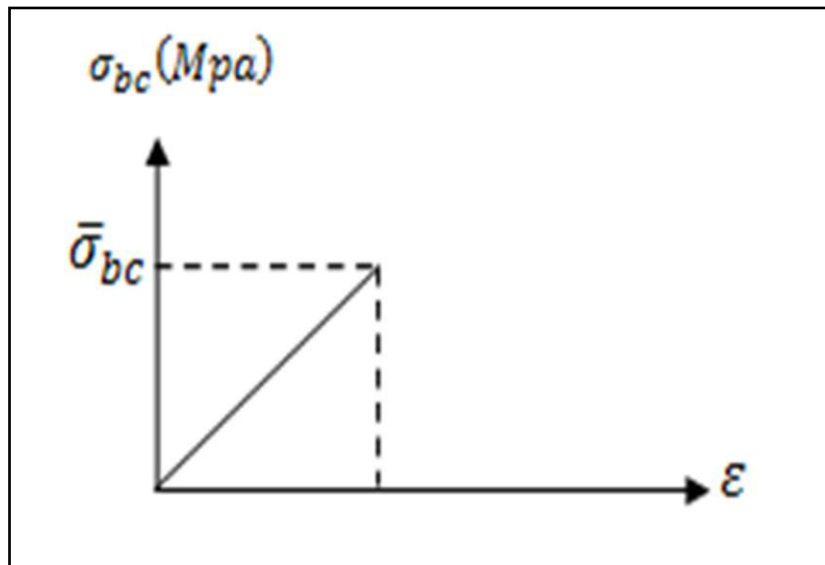


Figure. I-3 : Diagramme contraintes –déformation du béton à l'ELS.

- **Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement à L'ELU est définie par : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$ (MPa).

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa} \right\} \text{ Fissuration peu préjudiciable.} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa} \right\} \text{ fissuration préjudiciable très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

3.2.2. L'acier :

a. Définition :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber Les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Nuance douce (0,15 à 0,25) % de carbone.
- Nuance mi-dure et dur (0,25 à 0,40) % de carbone.

b. Différent types d'aciers :

- Acier rond lisse
- Acier haute adhérence.
- Treillis soudés.

c. Caractéristiques géométries:

Les barres des aciers définis par leurs diamètres.

ϕ (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Section (cm) ²	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.75
poids (kg/m)	0.222	0.395	0.616	0.888	1.208	1.579	2.460	3.854	6.313	9.864

Tableau .I.4: Les caractéristiques géométriques d'acier.

d. Caractéristiques mécaniques :

- La limite d'élasticité f_e de l'acier:

Les caractéristiques mécaniques le plus importante des aciers est limitée d'élastique f_e . Les valeurs de la limité d'élasticité f_e sont présentées dans le tableau-5 ci-après :

- ✓ Ronds lisses de nuance pour les armatures transversales.
- ✓ Haute adhérence de nuance pour les armatures longitudinales.
- ✓ Les treilles soudés pour les hourdis des plancher à cour creux.
- ✓ **Module d'élasticité de l'acier :**

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E=2 \times 10^5 \text{MPa}$

Type	Nuance	f_e (MPa)
Ronds lisses	F _e E215	215
	F _e E235	235
Barres HA	F _e E400	400
	F _e E500	500
Treillis soudés	TL505 $\Phi > 6\text{mm}$	500
	TL520 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520

Tableau .I.5: Les valeurs de la limite d'élasticité f_e de l'acier.

- **Caractères d'adhérence :**

👉 coefficient de fissuration: η

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour les ronds lisses (RL).} \\ \eta = 1.6 & \text{pour les ronds lisses (HA).} \end{cases}$$

👉 Coefficient de scellement : Ψ_s

$$\begin{cases} \Psi_s = 1.0 \rightarrow \text{pour les barres (RL).} \\ \Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{pour les barres (HA).} \end{cases}$$

- **les Contraintes limites d'acier : C. B. A.93 (A: 2.2.2)**

-Etat limite ultime:

La contrainte limite des aciers donnés par la formule suivante :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ Avec } \gamma_s : \text{coefficient de sécurité (C.B.A; Article A.4.3.2.)}$$

👉 Soit : $\begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{pour le cas accidentelle.} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{pour le cas général.} \end{cases}$

Les contraintes limites d'acier σ_s sont données en fonction des fissurations.

1- Fissuration peu préjudiciable \Rightarrow limitation à **Fe** (aucune vérification).

2- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.

3- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.

η : Coefficient de fissuration $\mathbf{n = \frac{E_s}{E_b} = 15}$

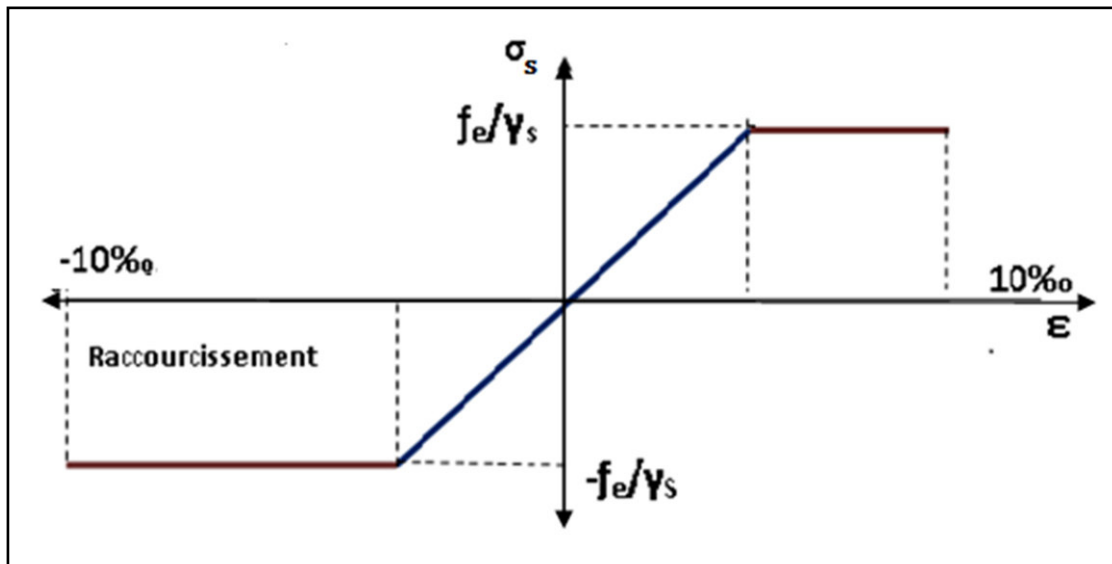


Figure I-4 : Diagramme contrainte –déformation d'acier.

- Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté «n» est le rapport suivant:

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation de béton

4. Principe du béton armé:

4.1. Indications générales sur les règles du (BAEL 91):

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites.

- Qu'est-ce qu'un état limite?

En construction un état limite est celui qui satisfait strictement aux conditions prévues sous l'effet des charges qui agissent sur la construction .Parmi ces conditions on cite :

La résistance, la stabilité, la durabilité, les déformations.

- Etats limites ultimes (ELU) :

C'est l'état dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure, On distingue :

✓ **L'équilibre statique de la construction (renversement)** : c'est la perte de la stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la construction (le renversement).



Figure I-5 : perte d'équilibre statique.

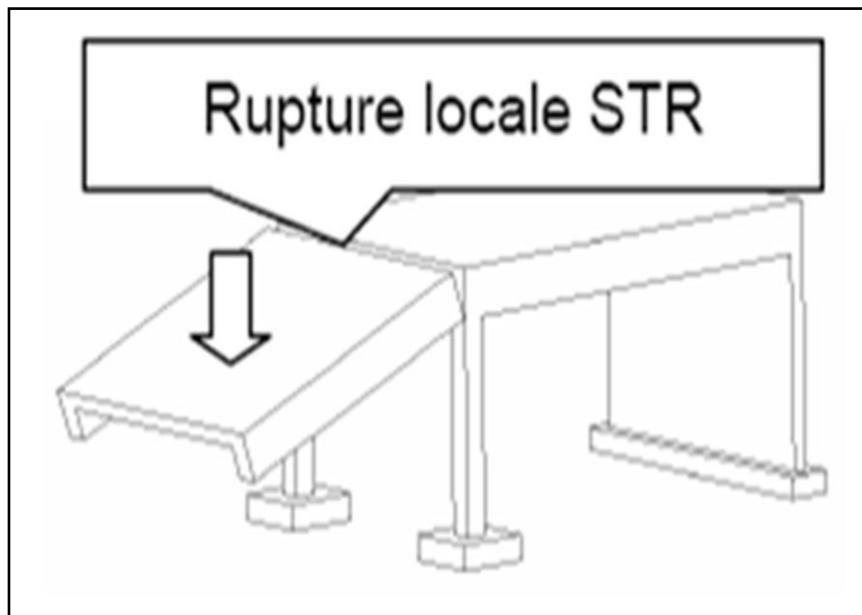


Figure I-6 : la résistance de chacun des matériaux (rupture).

✓ **la stabilité de forme (flambement) :**

les pièces élancées soumises à des efforts de compression subissent des déformations importantes et deviennent instable. (Figure I.7).

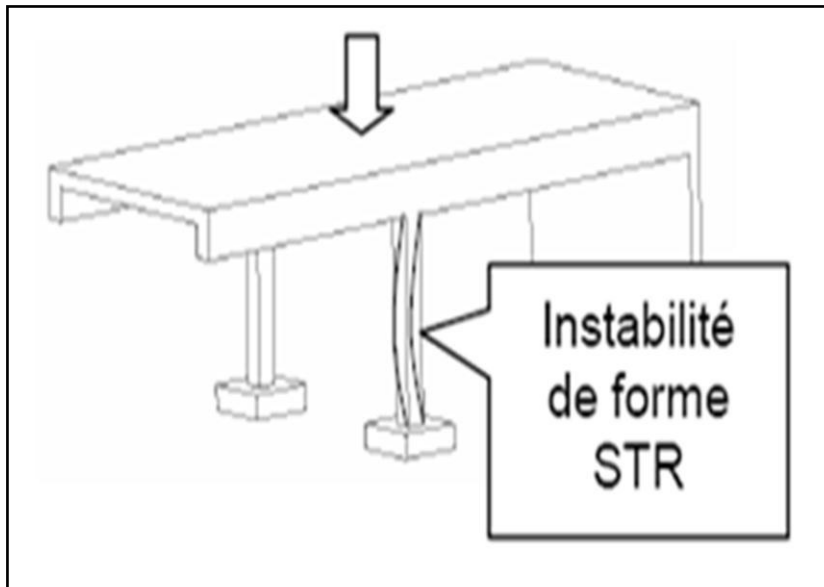


Figure I - 7 : La stabilité de forme vis-à-vis le flambement.

- **Etats limites de service (ELS) :**

Constitue les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- ✓ **Ouverture des fissures:**

Il consiste à assurer que les armatures sont convenablement disposées dans la section et les contraintes ne dépassent pas la valeur limite.

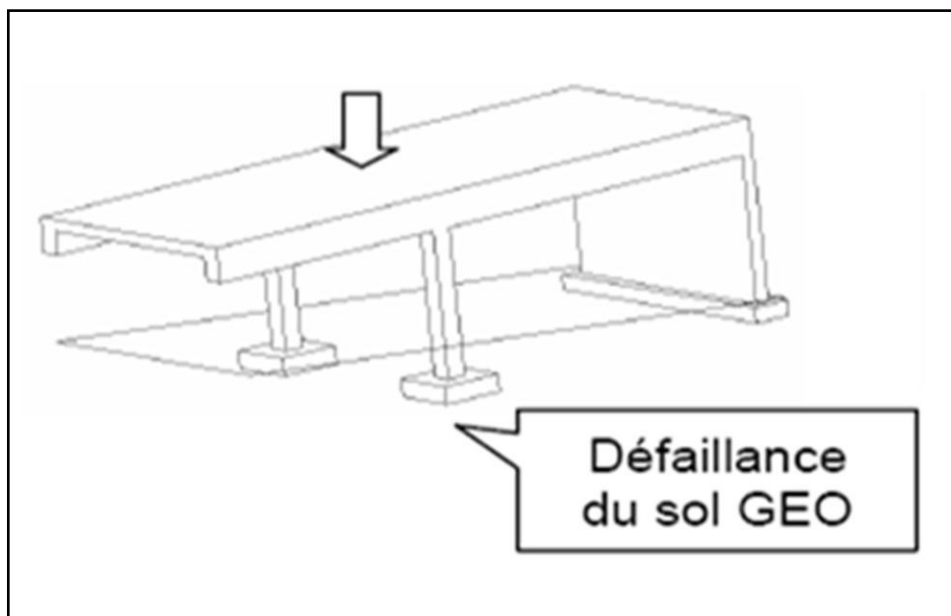


Figure I - 8 : Ouverture des fissures.

- ✓ **Déformation des éléments porteurs:**

il consiste à vérifier que les déformations sont inférieures à des déformations limites.

✓ **Compression dans le béton:** cette limitation à pour but d'empêcher la formation des fissures.

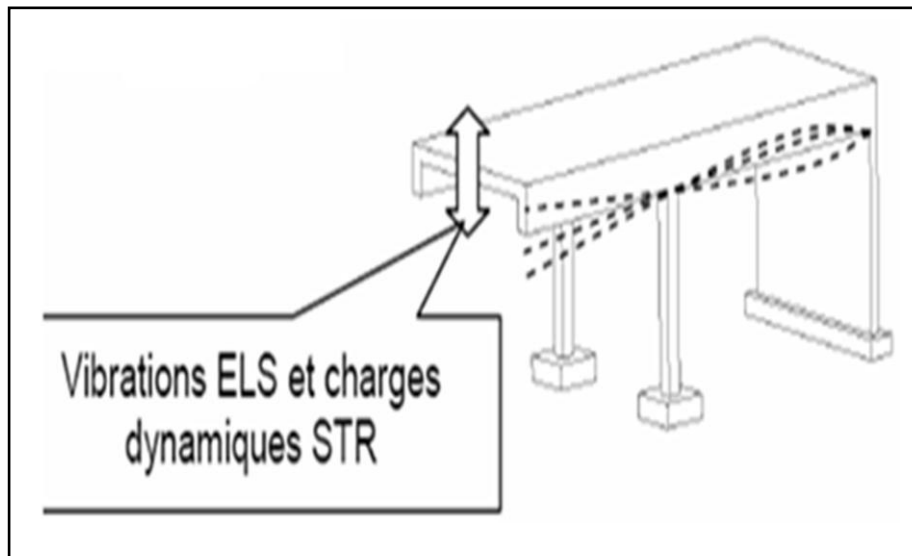


Figure I-9 : Déformation des éléments porteurs.

5. Actions et sollicitations :

5.1. Les actions :

5.1.1. Définition :

Les actions sont des forces appliquées sur une construction soit directement (action permanentes ; action variables d'exploitation ; action climatique et action accidentelle) soit indirectement (effet de retrait et de fluage ; variation de température et tassement)

5.1.2. Les actions permanentes (G) :

Elles ont intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Poids propre de la structure.
- Poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement).
- Effort (poids, poussée des eaux et des terres).
- Effort dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait).

5.1.3. Les actions variables (Q) :

Elles varient de façon importante dans le temps :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques.
- Explosion (gaze, bombes)
- Séismes.

5.2. Les sollicitations :

Les sollicitations sont définies comme étant les efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elles ; les sollicitations sont exprimées sous forme des forces ; d'efforts (normaux ou tranchants) de moment (de flexion, de torsionetc.)

- **Pour les justifications aux états limite ultimes.**

- **Situation durable et transitoire.**

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{q1} Q_1 + \sum 1,3. \Psi_{0i} Q_i$$

Avec :

G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : L'action variable de base.

Q_i : ($i > 1$) Les autres actions variables dites d'accompagnements.

γ_{q1} : dépend de la nature des actions considérées.

- **situation accidentelle.**

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} Q_1 + \sum \Psi_{2i} Q_i$$

Avec :

F_A : Valeur minimale de l'action accidentelle.

$\Psi_{11} Q_1$: Valeur fréquence d'une action variable.

$\Psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi permanente d'une action variable.

- **pour les justifications a l'état limites de service.**

La combinaison d'action à considérer est dite combinaison rare :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i$$

6. Hypothèses de calcul : C.B.A 93 [A.4.3.2] :

- ❖ **Etats limites ultimes de résistance** : Les hypothèses de calcul sont :

- Hypothèse de Navier : Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- En raison de faible résistant le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à : 10‰

- le raccourcissement unitaire du béton est limité à :
 - 3.5‰ dans le cas de la flexion simple.
 - 2‰ dans le cas de la compression simple.

Le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

❖ Règle des trois pivots.

Une section de béton soumise à des sollicitations normales se déforme mais reste plane (hypothèse de Navier)

Les positions limites que peut prendre la droite de déformation sont déterminées à partir des diagrammes Contraintes déformations du béton et de l'acier.

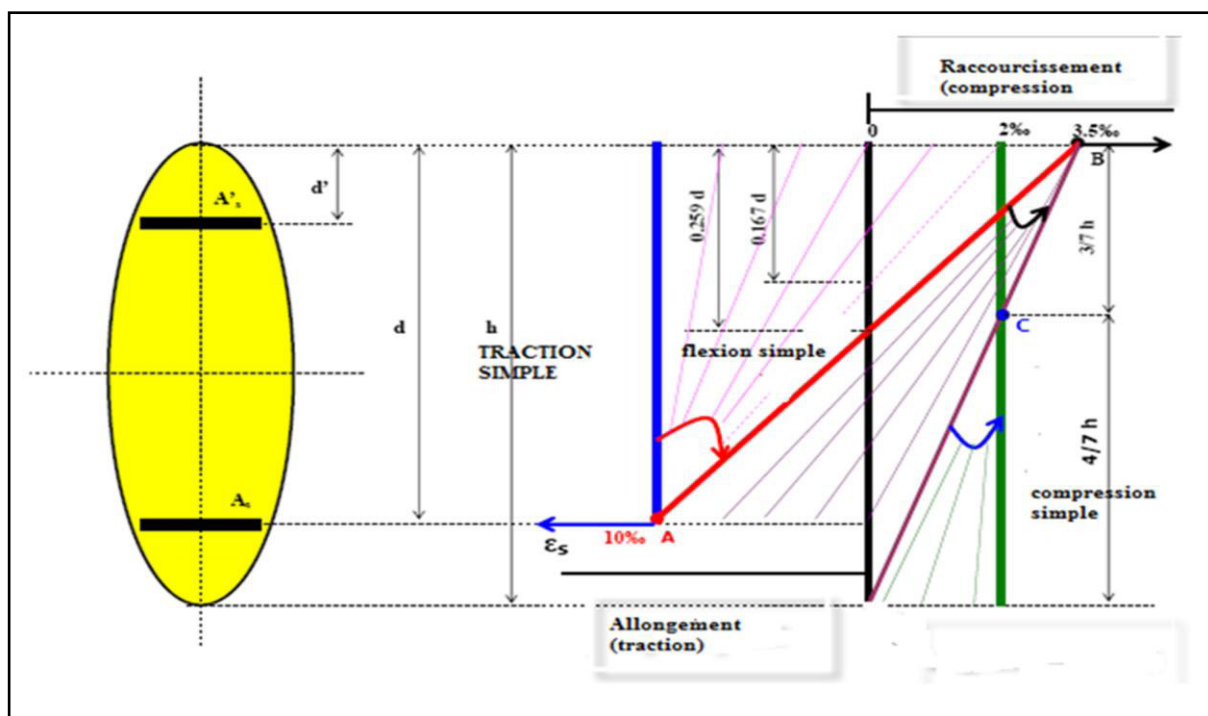


Figure. I-10:Le diagramme des déformations-Règle des trois pivots. [10]

Conclusion :

Pivot A : les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.

$$\varepsilon_s = 10 \text{ ‰} \quad 0 \leq \alpha \leq 0.259$$

Pivot B : les pièces soumises à la flexion simple ou composée.

$$\varepsilon_s = 3.5 \text{ ‰} \quad 0.259 \leq \alpha \leq 1$$

Pivot C : les pièces soumises à la compression et toute la section du béton comprimé

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$$

- ✓ h : Hauteur totale de la section.
- ✓ d : Hauteur utile de la section en flexion simple.

✓ As : Section des armatures tendues.

❖ **Etat limite de service:** Les hypothèses de calcul sont :

Hypothèse de Navier :(CBA 93;A 4.5.1)

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- En raison de faible résistante le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques.
- L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité.
- Le coefficient d'équivalence $\eta = \frac{E_s}{E_b}$ est fixé forfaitairement à : $\eta = 15..$

E_s =Module d'élasticité de l'acier.

E_b = Module d'élasticité du béton.

Dans mon étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance à la traction du béton: $f_{t28} = 2.1$ MPa
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865$ MPa.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164.19512$ MPa.
- limite élastique du l'acier : $f_e = 400$ MPa.
- Module d'élasticité : $E = 2.10^5$ Mpa.
- on utilise pour l'acier:
 - Acier haute adhérence: FeE400.
 - Les treillis soudés (TS).

conclusion:

Dans cet axe ,nous avons traite des généralités et des définitions de la présentations du projet et des caractéristiques des matériaux de construction.

Chapitre II :

Pré-dimensionnement et descente des charges.

1. Introduction :

A l'aide des préconisations du RPA99 version 2003, CBA93, aussi BAEL91 modifié 99, on va pré-dimensionner les différents éléments participant à la composition de notre structure.

Après avoir fait le pré-dimensionnement des éléments, on va les vérifier après la descente des charges, selon les conditions du BAEL, et l'RPA.

Le pré-dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des règles qui découlent généralement de la limitation des déformations (flèches..), parfois de la condition de résistance au feu. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous

commençons le pré-dimensionnement du sommet vers la base :

- Planchers.
- Poutres.
- Voiles.
- Poteaux.

2. Pré-dimensionnement des Planchers:

2.1. Planchers à corps creux :

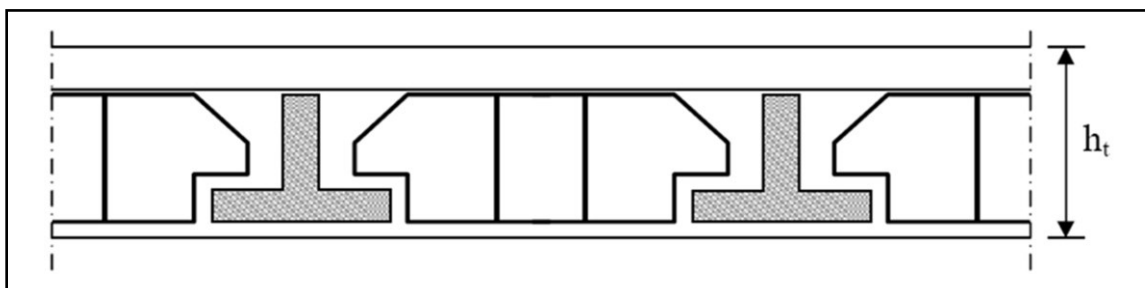


Figure II .1 . Planchers à corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles coulées sur place associées aux corps creux.

L'épaisseur du plancher de corps creux doit être telle que sa déformation reste suffisamment faible pour ne pas nuire à l'aspect architectural et à l'utilisation de la

construction pour la détermination de l'épaisseur du plancher on utilise la condition de flèche suivante : $\frac{L}{23} \leq h \leq \frac{L}{22}$ [3]

Généralement on choisit la valeur moyenne qui est : $h \geq \frac{L}{22.5}$ [4]

Ou :

h : épaisseur totale du plancher

l = la plus grand portée entre nus d'appui de la poutrelle

Dans notre cas nous avons

$$l = 6 - 2 \times (0,15) = 5,70 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{570}{22.5} \quad h \geq 25,33 \text{ cm}$$

On prend $h_t = (25 + 5) = 30 \text{ cm}$

Avec 5cm : épaisseur de la dalle de compression

25 cm : épaisseur de corps creux

▪ **Poutrelle :**

Les poutrelles forment avec la dalle de compression une section en T les entre axes les plus utilisées

Sont 56 cm et 65 cm

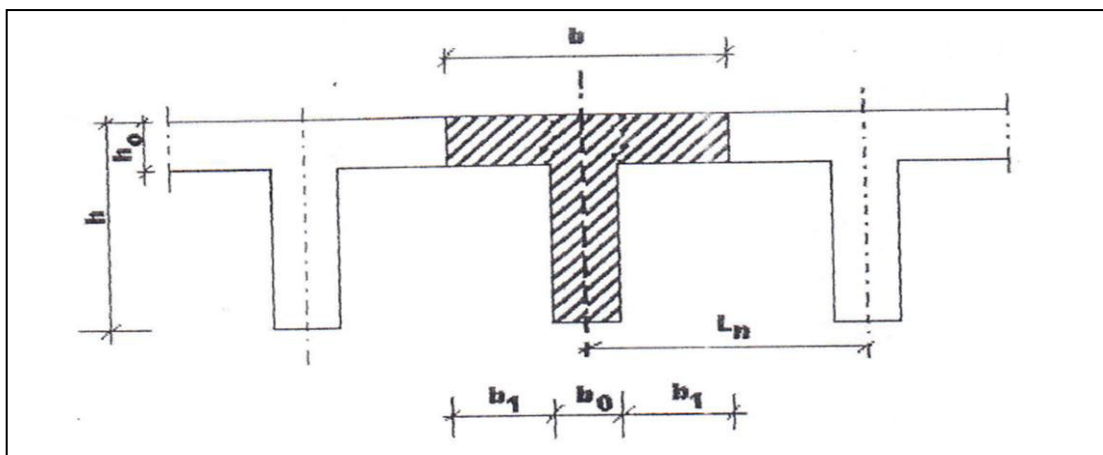


Figure II .2. Schéma de calcul

D'après les règles B A E L 91 (article A 4, 1,3) la largeur de la table de compression sera calculée a partir de la plus faible des valeurs suivantes de b_t

$$b_t = \min \left[\frac{l}{10} \cdot \frac{L_a - b_a}{2} \right] \dots \dots \dots [5]$$

L : la portée entre nus d'appuis de la poutrelle

L_n : distance entre axes des nervures

D'après les normes algériennes (DTR B C 22) la distance entre axes des nervures est prise :

- $l_n=60$ cm
- la hauteur de la nervure est égale à $h_0 = 4$ cm
- La largeur b_0

$$0.3 h_t \leq b_0 \leq 0.4 h_t \text{ (BAEL 91)}$$

$$b_0 = \left(\frac{0.3}{0.4}\right) 25 = 7.5 + 10 \text{ cm}$$

On prend $b_0 = 12$ cm (pour faciliter la mise en œuvre)

$$b_1 \leq \frac{L}{10} b_1 \leq \frac{600-30}{10} b_1 \leq 750 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L_n \cdot b_0}{2} = \frac{60 \cdot 12}{2} = 24 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \left[\frac{L_l}{10} \cdot \frac{L_a \cdot b_0}{2} \right] \dots \dots \dots = \min [24 \text{ cm} \cdot 57 \text{ cm}] \dots = 24 \text{ cm} \dots \dots \dots$$

➤ **Vitrification :**

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm (condition vérifiée)}$$

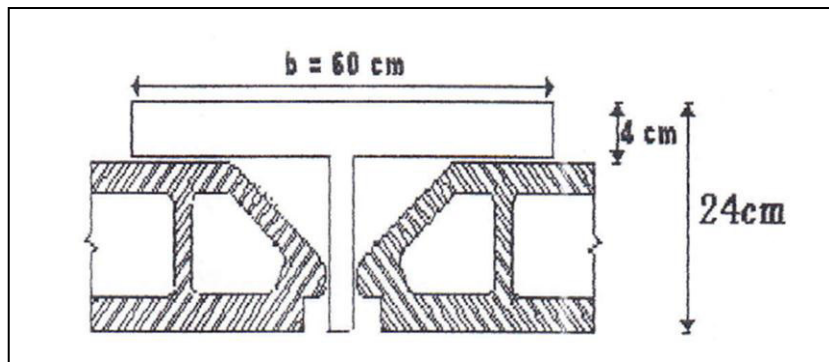


Figure II .3 . Planchers à corps creux avec dimensions.

2.2. Dalle pleine (Plancher à Dalle pleine) :

On utilise pour le plancher haut du « SOUS SOL », une dalle pleine à poutres apparentes qui résistent mieux aux effets des efforts horizontaux (séismes) .

a. Conditions de la résistance à la flexion :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle est donnée par :

- $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$ dalle travaille dans une seul sens $h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) L_x$ [6]
- $0.4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$ dalle travaille dans les deux sens $h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right) L_x$ [6]

Dans le cas où le panneau est irrégulier, on la transféré à un panneau régulier comme suit :

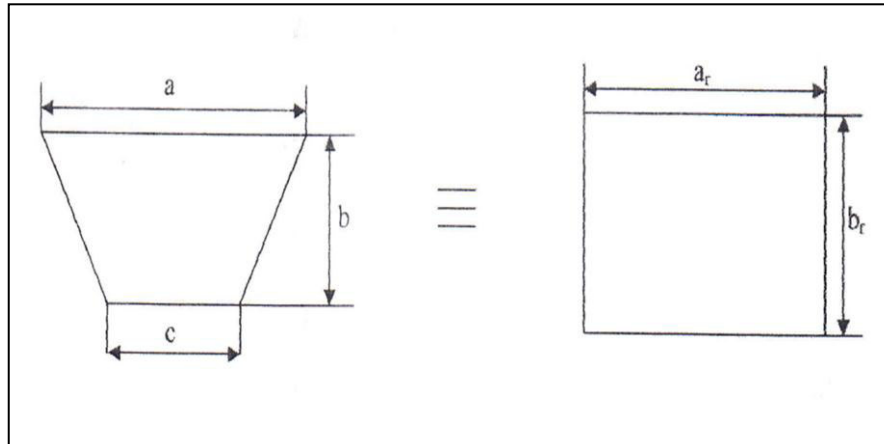


Figure II .4 .Schéma du panneau considéré au calcul.

$$a_r = \frac{2}{3}(2c + a) \frac{b}{a + c}$$

$$a_r = b - \frac{a(a - c)}{6(a - c)}$$

Donc $L_x = L_y = 6$ m

$p = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1}{1} = 1 \geq 0,4$ Les panneaux de la dalle travaillent dans les deux sens

$$h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right) L_x = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right) 60 = (12 \div 15) h_d = 12 \text{ cm}$$

b. Conditions d'isolation phonique :

Selon les règlements du CBA 93 est RBA 99 on prend $h_d = 14$ cm

c. Conditions de résistance au feu :

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis à vis du feu pour une durée moyenne

$$\begin{cases} e = 7\text{cm} & \text{pour une heure de coupe - feu} \\ e = 11\text{cm} & \text{pour deux heures de coupe - feu} \\ e = 17.5 \text{ cm} & \text{pour quatre heures de coupe - feu} \end{cases}$$

Satisfaisant la condition de flèche, les conditions d'incendie, et la moyenne des conditions acoustiques, on opte pour une épaisseur de la dalle pleine égale à $h_d = 16 \text{ cm}$

3. Descente des charges :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure. On aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge du plancher qu'il supporte.
- la part de cloisons réparties qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....).

3.1. Introduction :

La descente de charges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de La structure, la charge qui lui revient à chaque plancher :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

3.2. Planchers :

Plancher terrasse (inaccessible) :

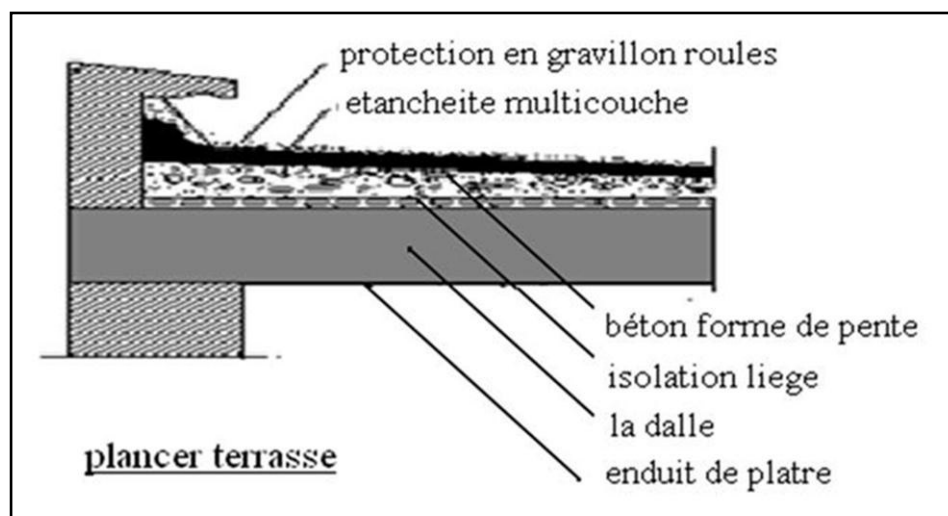


Figure II 5 : plancher terrasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Densité kg /m ³	Poids kg /m ²
Gravillon de protection	3	2000	60
Etanchéité multicouche	2	600	12
Chappe réglage en mortier	7	2200	154
Polystyrène	4	25	1
Corps creux +table de compression	25+5	/	400
Enduit plâtre	2	1000	20
		G	647
		Q	100

Tableau II .1 Plancher terrasse non accessible

Combinaisons fondamentales :

$$E.L.U : Q_U = (1.35 G + 1.5 Q) = (1.35 \times 647 + 1.5 \times 100) = 1023.45 \text{ kg/m}^2$$

$$E.L.S : Q_{ser} = (G + Q) = (647 + 100) = 747 \text{ kg/m}^2$$

Matériaux	Epaisseur (cm)	Densité kg /m ³	Poids kg /m ²
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Corps creux + table de compression	25+5	/	400
Enduit plâtre	2	1000	20
		G	540
		Q	500

Tableau II.2 Plancher étage courant

Combinaisons fondamentales :

$$E.L.U : Q_U = (1.35 G + 1.5 Q) = (1.35 \times 540 + 1.5 \times 500) = 1479 \text{ kg/m}^2$$

$$E.L.S : Q_{ser} = (G + Q) = (540 + 500) = 1040 \text{ kg/m}^2$$

Matériaux	Epaisseur (cm)	Densité kg /m ³	Poids kg /m ²
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle pleine	16	2500	400
Enduit plâtre	2	1000	20
G			540
Q			500

Tableau II.3 Plancher dalle pleine sous-sol

Combinaisons fondamentales :

$$E.L.U : Q_U = (1.35 G + 1.5 Q) = (1.35 \times 540 + 1.5 \times 500) = 1479 \text{ kg/m}^2$$

$$E.L.S : Q_{ser} = (G + Q) = (540 + 500) = 1040 \text{ kg/m}^2$$

4. Pré-dimensionnement des éléments structuraux :

4.1. Introduction

Il a pour but le calcul des sections des différents éléments résistants en utilisant les prescriptions du CBA93 et des RPA99/ version 2003. IL est aussi très important pour la détermination d'une épaisseur économique afin d'éviter un surplus d'acier et de béton.

4.2. Pré-dimensionnement des poutres

Une poutre est un solide à ligne moyenne droite ; de section rectangulaire, en T ou en I dont la portée est prise entre nu des appuis sauf cas particulier ;

L : portée de la poutre

H : hauteur de la poutre

B : largeur de la poutre

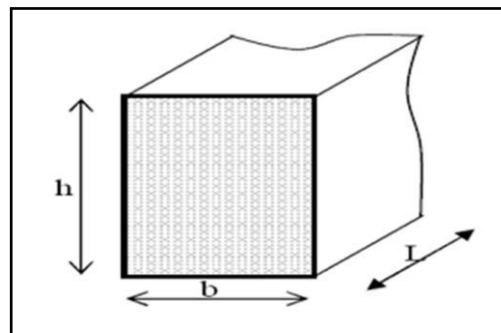
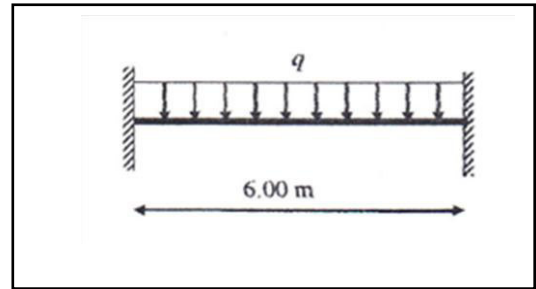


Figure II .6 .Dimensions des poutres.

➤ Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 de R P A 99 suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4.0$
- $b_{\max} \leq 1.5 h + b_1$



En générale, on prend :

Figure II.7.poutre bi-encastée

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots \dots \dots (\text{BAEL 91})$$

Pour $L = 6.00 \text{ m}$ on a :

$$40\text{cm} \leq h \leq 60 \text{ cm} \dots \dots \dots$$

✓ On choisit une hauteur de section $h = 50 \text{ cm}$

Pour la largeur b de la section on a :

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h$$

$$15 \leq b \leq 35$$

✓ On choisit une largeur de section $b = 30 \text{ cm}$

➤ **Vérification selon le RPA 99 v 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1.67 < 4 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

✓ Alors vu des charges et surcharges reprises par les poutres nous allons considérer une section 30×50 pour toutes les poutres de l'ouvrage

4.3. Pré-dimensionnement des poteaux :

4.3.1. Définition :

Les poteaux sont des éléments structuraux généralement verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations et à participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

On range dans cette catégorie les éléments porteurs dont le rapport des côtés de la section droite est compris entre 0.2 et 5. On distingue les poteaux à compression centrée et les autres dont le Moment n'est pas pris en compte dans la justification de la

stabilité et de la résistance Ils peuvent prendre plusieurs tel que carrée, rectangle, polygone et ou circulaire.

4.3.2. Pré dimensionnement du poteau central le plus sollicité

- Surface offerte revenant au poteau

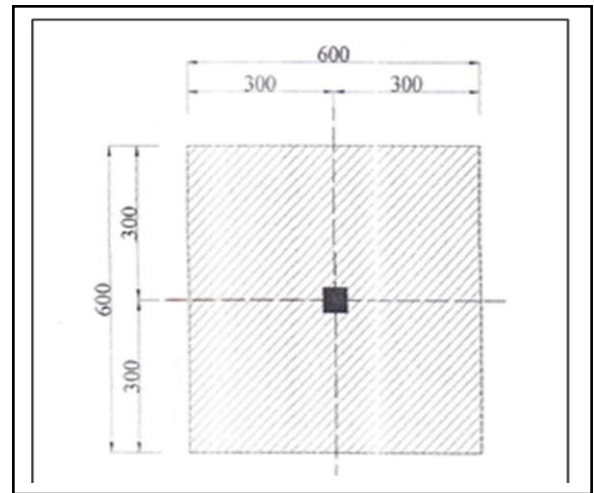


Figure II.8. Surface revenant à un poteau central

$$s = \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right) \left(\frac{L_{y1} + L_{y2}}{2} \right) = 6 \times 6 = 36 \text{ m}^2$$

On majore la surface de 10% pour prendre en compte le poids des éléments porteurs (poutres et poteaux) soit :

$$s = 36 \times 1.1 = 39.6 \text{ m}^2$$

Critère de stabilité de forme (flambement)

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \right) = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Avec : γ_b = coefficient de sécurité du béton $\gamma_b = 1.5$

$$N_U = 1.35 N_g + 1.5 N_q$$

a. Les règles parasismiques (R.P.A 99 V 2003)

Selon Les règles parasismiques

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les condition suivantes :

Pour la zone (III a) on a :

$$\begin{cases} \text{Min} (b1, h1) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min} (b1, h1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4 \end{cases}$$

b. Condition de flambement

On a le coefficient $\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance

En fixant $\lambda=35$ pour rester dans la compression centrée suivant l'article B.8.4.1 du C B A 93 on obtient

Donc

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1.2$$

On doit vérifier que :

$$B_r \geq \frac{K\beta N_u}{\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0.9}\right) + 0.85 \left(\frac{A}{B_r}\right) \left(\frac{F_e}{\gamma_s}\right)} \quad [8]$$

Avec

B_r : Section réduite obtenue en retirant 1 centimètre d'épaisseur de béton sur toute la Périphérie du poteau

Pour un poteau carrée dont le coté est égale à a on a :

$$B_r = (a - 0.02)^2$$

θ : Facteur de durée d'application des charges $\theta = 1$

K : facteur de coefficient correcteur pour la durée d'application des charges $K=1$

Les charges étant généralement appliquées après 90 jours

$\sigma_s = \left(\frac{F_e}{\gamma_s}\right)$ Résistance de calcul de l'acier à l'E L U, $\sigma_s = 348$ Mpa

σ_{bc} = Résistance de calcul de béton en compression à l'E L U $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa

En considérant le pourcentage minimal de l'acier dans une section en Zone III selon les

RPA99 on a $\frac{A}{B_r} = 0.009$

Donc $B_r \geq 0.066 N_u$ [9] à 0.9% de la section réduite

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad \text{Avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : Moment d'inertie de la section du poteau

B : Section du béton

λ : L'élanement

$$i = \alpha / \sqrt{12} \quad \lambda \geq 3.46 \frac{L_f}{\alpha} \quad \alpha \geq 3.46 \frac{L_f}{\lambda}$$

$$L_f = \mu \times L_0$$

Alors $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : Hauteur libre d'étage

▪ **Pour le sous-sol** $L_f = 0.7 \times 3.23 = 2.261 \text{ m}$ $L_0 = 3.23 \text{ m}$

$$\alpha = 3.46 \times \frac{2.261}{35} \quad \alpha = 0.22 \text{ m}$$

▪ **Pour R D C** $L_f = 0.7 \times 5.10 = 3.57 \text{ m}$ $L_0 = 5.10 \text{ m}$

$$\alpha = 3.46 \times \frac{3.57}{35} \quad \alpha = 0.3529 \text{ m}$$

▪ **Pour le l'étage** $L_f = 0.7 \times 4.65 = 3.255 \text{ m}$ $L_0 = 4.65 \text{ m}$

$$\alpha = 3.46 \times \frac{3.255}{35} \quad \alpha = 0.32 \text{ m}$$

❖ Exemple de calcul

Nous avons choisi le niveau du sous-sol

Plancher

$$G = 540 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 500 \text{ kg/m}^2$$

Poids propre des poutres principales et secondaires :

- Dalle = $540 \times 39.6 = 21384 \text{ Kg}$
- P_P (poutre principale) = $0.4 \times 0.50 \times 6 \times 2500 = 2250 \text{ Kg}$
- P_S (poutre secondaire) = $0.4 \times 0.5 \times 6 \times 2500 = 2250 \text{ Kg}$

Longueur de la poutre principale : $L_{\text{aff}}(\text{pp}) = 6 \text{ m}$

Longueur de la poutre secondaire $L_{\text{aff}}(\text{ps}) = 6 \text{ m}$

- Poids propre des poteaux := $0.4 \times 0.4 \times 2500 \times 3.23 = 1292 \text{ Kg}$

Niveau	Charge déterminée	G kg	Q kg
Etage	Terrasse +étanchéité	22849.2	3950
	- poutre principale	2250	
	- poutre secondaire	2250	
	- poteau	1860	
R D C	-venant d'étage 1	31981.2	3950
	- plancher	21384	
	- poutre principale	2250	
	- poutre secondaire	2250	
SOUS-SOL	- poteau	2040	19800
	-venant d'étage R D C	27924	
	- plancher	21384	
	- poutre principale	2250	
	- poutre secondaire	2250	
- poteau	1292		

Tableau II -4 Descente des charges

➤ **Vérification**

▪ **Critère de résistance**

$$N_U = 1.35N_g + 1.5 N_q \rightarrow N_U = 1.35(85101.2) + 1.5 (43550)$$

$$= 180211.62 \text{ Kg}$$

$$\sigma = \frac{N_U}{S} = \frac{180211.62}{1600 \times 10} = 11.26 < 14.20 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$B_r = (40 - 2)^2 = 11.26 < 1444 \text{ cm}^2 \text{ Donc } B_r \geq 0.066 N_u \text{ condition vérifiée}$$

▪ **Critère de stabilité :**

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{h} \leq 35L_f = 0.7 \times \mu$$

▪ **Conditions du R P A 99 V 2003 :**

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \quad 40 > 30 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

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

	$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{h}$	H	$\frac{h_e}{20}$	$\frac{b_1}{h_1}$	Observations
Etage	28.189	4.65	23.25	I	C V
RDC	30.917	5.10	25.5	I	C V
Sous -sol	19.58	3.23	16.5	I	C V

Tableau II.5 vérification critère de stabilité et condition du R PA99V2003

✓ Donc un poteau de (40X40) cm² est bien convenable

Les poteaux souffrent à cause de la torsion d'où la nécessité de leur donner une grande rigidité

Finalement, pour des raisons pratiques et d'esthétique architecturales, nous considérons une section constante de (40X40) cm² pour tous les niveaux de la structure

4.4. Prédimensionnement des Murs de soutènement :

Selon l'article 7 7 1 du RPA99/Ver 2003, sont considérés comme voile les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4e_v$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

L'épaisseur minimale des voiles est de 15 cm de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de condition de rigidité aux extrémités.

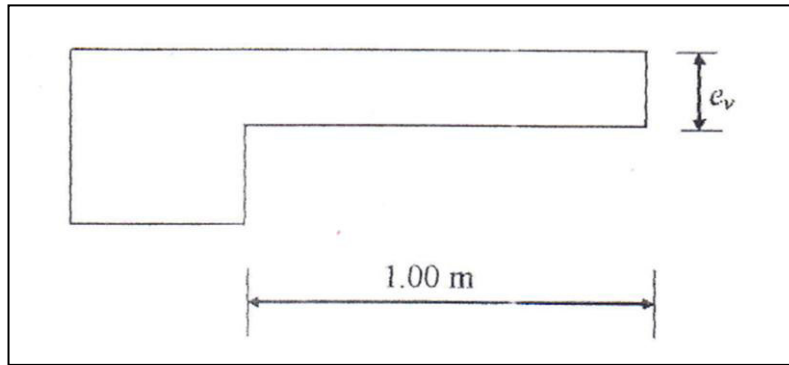


Figure II.9. Dimensions de Murs de soutènement.

- A partir de la figure

$$e_v \geq h_e/22$$

Pour le sous-sol : $h_e = (3.23 - 0.5) = 2.73 \text{ m}$

$$e_v \geq 12.41 \text{ cm}$$

- ✓ On adopte une épaisseur constante $e_v = 20\text{cm}$

conclusion:

Dans cet axe, nous avons traité des déterminations des dimensions des éléments d'origine, les solives et les colonnes.

Chapitre III :

Etude des éléments secondaires.

1. Introduction :

L'élément structural n'apportant pas de condition significative à la résistance aux actions sismique d'ensemble à leurs distributions peuvent être considérées comme élément Secondaire, à condition que leur résistance à cette soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autre origine.

2. Etude de l'acrotère :

2.1. Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Elle est considérée comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (3.1).

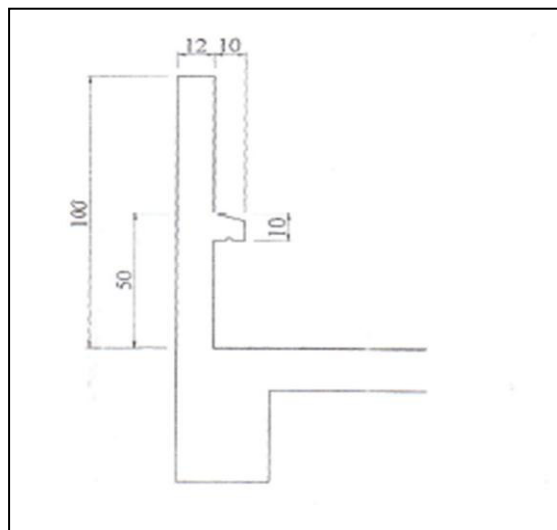


Figure III-1 : Coupe sur a acrotère.

▪ Charges de l'acrotère :

Poids propre de l'acrotère $G = 0,400 \text{ t/ml}$

Surcharge (la main courante) ; $Q = 0,150 \text{ t/ml}$

▪ Sollicitations

Etat limite ultime :

$$N_u = 1,35 N_G = 1,35 \times 0,4 = 0,54 \text{ tm/ml}$$

$$M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,150 \times 1,00 = 0,23 \text{ tm/ml}$$

Etat limite de service

$$N_{\text{ser}} = N_G = 0,400 \text{ tm/ml}$$

2.2. Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (Figure III-2)

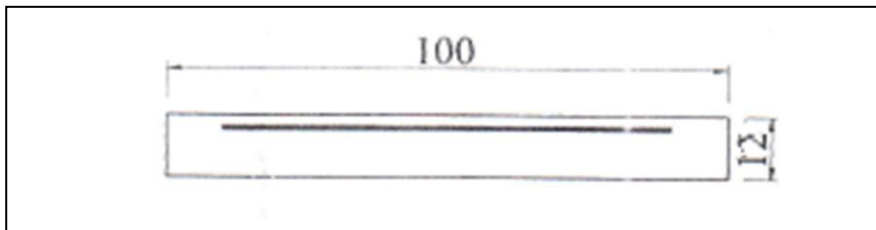


Figure III-2 : Section théorique de pour le ferrailage de l'acrotère.

Les dimensions de la section

$$h = 12 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 12 = 10,8 \text{ cm}$$

2.2.1. Calcul à ELU :

Selon l'articleDu CBA93. En adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

e_1 : Excentricité de la résultante.

e_2 : Excentricité dus aux effets second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,23}{0,54} = 0,42 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi)$$

Calcul de l'élancement:

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 1 = 2 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ Avec } I = \frac{b \cdot h^3}{12} ; B = b \times h ; i = 0,03$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2}{0,03} = 66,67$$

$$\lambda = 66,67 < 100$$

Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement

$$e_2 = \frac{3 \times 2^2}{10^4 \times 0,12} \times 2 = 0,02$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm} ; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 ; \frac{100}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0,46 \text{ m}$$

On a :

$$e \frac{l_f}{h} \leq \left(\frac{20e}{h}\right) 84 \Rightarrow \text{On tiendra compte des effets du second ordre.}$$

On majore N_u , M_u par le coefficient de majoration γ_f tel que

$$\gamma_f = \min\left[1 + 0,15 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \frac{h}{e_1} ; 1,4\right] \text{ Si } \frac{e_1}{h} \leq 0,75$$

$$\frac{e_1}{h} > 0,75 \Rightarrow \gamma_f = \min\left[1 + 0,15 \left(\frac{66,67}{35}\right)^2 \times \frac{0,12}{0,42} ; 1,4\right] = 1,155$$

Les sollicitations majorées :

$$N_u^* = \gamma_f \times N_u = 1,155 \times 0,54 = 0,63 \text{ t/ml}$$

$$M_u^* = \gamma_f \times M_u + N_u^*$$

$$e = 1,155 \times 0,23 + 0,63 \times 0,02 = 0,28 \text{ t.m/ml}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple :

$$M_{uA} = M_u^* + N_u^* \times (d - h/2) = 0,28 + 0,63 \times 0,048 = 0,31 \text{ t.m/ml}$$

▪ **1^{ere} étape : étape fictive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,0031}{1 \times (0,108)^2 \times 14,17} = 0,019$$

$$\mu_{bu} = 0,019 \leq 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow \varepsilon_s = 10\% \rightarrow \text{pas d'acier comprimé.}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,024$$

$$Z = 10,8(1 - 0,4\alpha) = 10,69$$

$$A_s = \frac{M_{uA}}{(Z \times \sigma_s)} = 0.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **2^{ème} étape : Retour a la section réelle**

La section des armatures tendues dont la section réelles est(A_u).

$$A_u = A_{ul} - \frac{N_u^*}{\sigma_{st}}$$

Avec $\sigma_{st} = \sigma_{s10}$

$$\Rightarrow A_u = 0,84 \times 10^{-4} - \frac{0.63 \times 10^{-2}}{348} = 0,66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2.2.2. Calcul à l'ELS :

$$M_{ser} = 0,150 \text{ t.m/ml}$$

$$N_{ser} = 0,400 \text{ t/ml}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,15}{0,4} = 0,38 \text{ m}$$

$h/6 = 0,17 \text{ m}$ $e > h/6 \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant.

Par Rapport au c. d. g des armatures tendues.

$$M_{serA} = M_{ser} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,15 + 0,4 \times 0.048 = 0,17 \text{ t.m/ml}$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{mim} (2/3 f_e; 110\sqrt{n f_{tg}})$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{rb} = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0,527$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha_{rb}}{2} \left(1 - \frac{\alpha_{rb}}{3} \right) = \frac{0,527}{2} \left(1 - \frac{0,527}{3} \right) = 0,217$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot b \cdot d^2 = 0,217 \times 15 \times 1 \times (0.108)^2 = 3,80 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{serA} = 0,17 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml} < M_{rb} = 3.80 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml}$$

$$z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_{rb}}{3} \right) = 0,108 \left(1 - \frac{0,527}{3} \right) = 0,089 \text{ m}$$

D'ou

$$A_{ser} = \frac{M_{ser/A}}{Z_r \cdot \bar{\sigma}_s} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0,17 \times 10^{-2}}{0,089 \times 201,63} - \frac{0,400 \times 10^{-2}}{201,63}$$

$$A_{ser} = 0,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2.2.3. Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max(A_{s \min}; A_{s \text{ ser}}; A_{s \text{ u}}) = 1,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}6 \text{ (} A_s = A'_s = 1,41 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\text{Espacement : } S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : (} S_t = 20 \text{ cm)}$$

Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère .donc le ferrailage sera identique pour la zone comprimée

2.2.4. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}6 \text{ 5 (} A_s = 1,41 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

2.2.5. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = V_u / b \cdot d \bar{\tau} = \min(0,15 f_{c28} / \delta_b , 4 \text{ MPA}) = 2,5 \text{ MPA (fissuration préjudiciable)}$$

$$V_u = 1,5 Q = 0,23 \text{ t}$$

$$\tau_u = 0,23 \times 10^{-2} / 1 \times 0,9 \times 0,12 = 0,02 \text{ MPA}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$: → La condition est vérifiée.

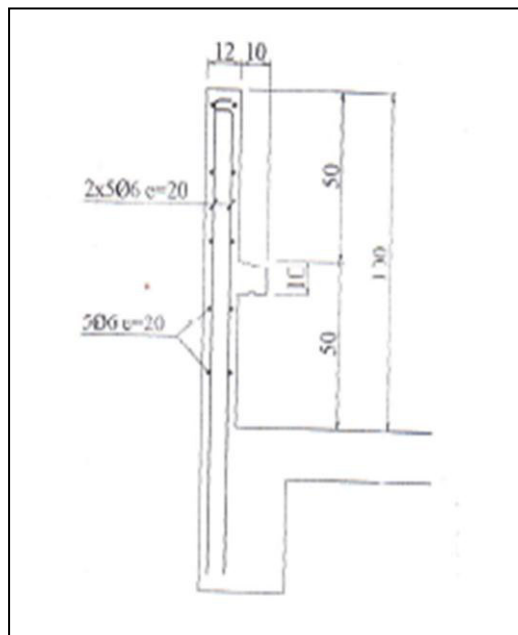


Figure III-3 : Détail de ferrailage de l'acrotère.

3. Etude des escaliers :

3.1. Introduction :

L'escalier est un ouvrage permettant de passer à pieds d'un niveau à un autre, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

3.2. Les Caractéristiques techniques :

Pour les dimensions des marches (g) et contremarche (h) ; on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

h: hauteur de Marche: $14 \leq h \leq 20$

On prend: $h = 17$ cm,

g: Longueur de Marche : $22 \leq h \leq 33$

On prend: $g = 30$ cm,

$$0,59 \leq 0,30 + 2 \times 0,17 \leq 0,66$$

$$0,59 \leq 0,64 \leq 0,66$$

L'emmarchement peut être variable la dimension de la cage d'escalier

$$E = (340 - 10)/2 = 165 \text{ cm}$$

❖ **N.B:** IL ya deux types d'escalier dans notre projet, ILs'agit de l'étudier le plus sollicitée.

3.3. Escalier pour RDC:

On note ici que la détermination du nombre de marches dépend aux aspects de plans d'architecture.

- Nombre de marche $n = H/h$

H : hauteur d'étage $\Rightarrow H = 510$ cm

$n = 510/17 = 30$ Marche avec 15 marches de chaque volée ; ($H/2 = 2,55$ m)

donc la hauteur de chaque volée c'est 2,55 m

- Longueur horizontale de la volée :

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

$$L = (15 - 1) \times 30 = 420 \text{ cm}$$

Angle d'inclinaison

$$\text{tg}\alpha = H/L = 255/420 = 0,607 \rightarrow \alpha = 31,26^\circ$$

- Epaisseur de la paillasse et de deux paliers :

$$L/40 \leq ep \leq L/30$$

$$L_T = L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}} = 420 + 180 = 600 \text{ cm}$$

$$600/40 \leq ep \leq 600/30$$

$$152 \leq ep \leq 20$$

On adopte

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

$$\text{Garde-corps} : 2 \times 5 = 10 \text{ cm}$$

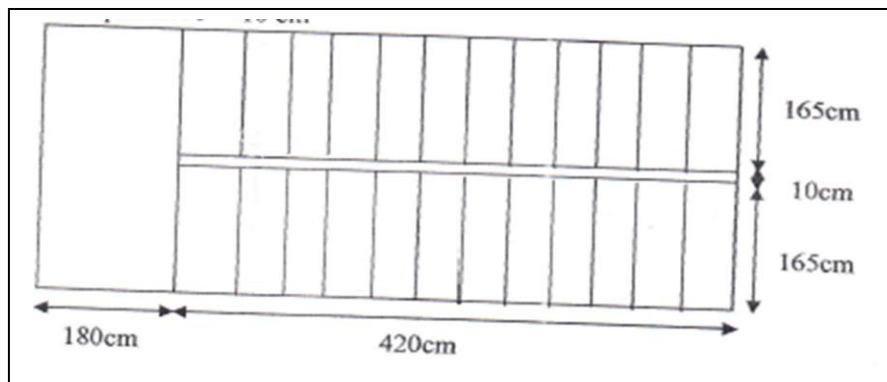


Figure III-4. Vue en plan et coupe verticale d'escalier RDC

3.3.1. Evaluation des charges:

Largeur de paillasse et palier = 1.65 m ; $\cos(31^\circ) = 0.854$

Poids propre de la paillasse $2500 \times 0,20 \times 1,65 / \cos 31,26$	965,11 kg/ml
Poids propre des marches $2200 \times 0,2 \times 1,65 \times (0,17/2)$	308,55 kg/ml
Poids de revêtement (horizontal) marche $200(0,03 + 0,015) \times 1,65$	148,5 kg/ml
Poids de revêtement (vertical) contre marche $200(0,03 + 0,015) \times 0,17/3 \times 1,65$	84,15 kg/ml
Poids de revêtement sous face de la paillasse $200(0,015 / \cos 31,26) \times 1,65$	57,90 kg/ml
Surcharge permanent	G = 1564,21 kg/ml
Surcharge d'exploitation	Q = 400 × 1,65 = 660 kg/ml

Tableau III -1 : Descente des charges de Paillasse

Poids propre du palier $2500 \times 0,20 \times 1,65$	825 kg/ml
Poids de revêtement (horizontal) marche $2000(0,03 + 0,015) \times 1,65$	148,5 kg/ml
Surcharge permanent	G = 973,5 kg/ml
Surcharge d'exploitation	Q = 400 × 1,65 = 660 kg/ml

Tableau III -2. Descente des charges de Palier

3.3.2. Evaluation des sollicitations à ELU et ELS:

- Calcul des charges équivalentes :

- **Charge sur paillasse:**

E.L.U : $P_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5Q \Rightarrow P_{u1} = 3101,684 \text{ kg /ml}$

E.L.S : $P_{s1} = G_1 + Q \Rightarrow P_{s1} = 2224,21 \text{ kg /ml}$

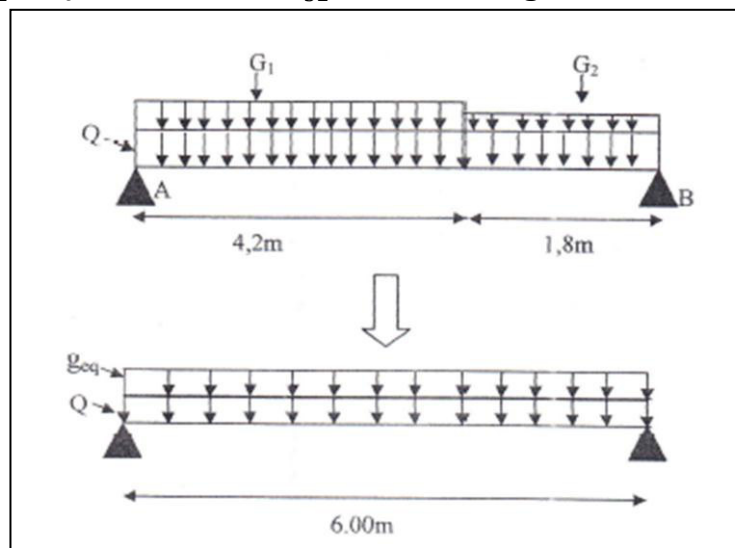


Figure III-5. Schéma statique de l'escalier RDC.

- **Charge sur palier:**

E.L.U : $P_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q \Rightarrow P_{u2} = 2034,225 \text{ kg /ml}$

E.L.S : $P_{s2} = G_2 + Q \Rightarrow P_{s2} = 1633,5 \text{ kg /ml}$

E.L.U :

$$q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i} = \frac{3101,684 \times 4,2 + 1034,255 \times 1,8}{4,2 + 1,8} = 2862,445 \text{ kg/ml}$$

E.L.S :

$$q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i} = \frac{2224,21 \times 4,2 + 1633,5 \times 1,8}{4,2 + 1,8} = 2046,997 \text{ kg/ml}$$

3.3.3. Calcul du moment de la paille et palier :

Le moment maximal et l'effort tranchant de la travée indépendante sont de portée L.

E.L.U :

$$M_a = 0,30 \times M_0 = 3864,300 \text{ Kg. m}$$

3.3.4. Calcul du ferrailage :

▪ **Armatures longitudinales :**

En travée :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} ; \theta = 1 ; d = 0,9h \quad (1) \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Article A. 4.3.41} \\ \text{Article A. 4.2.1B} \end{array} \right. \Rightarrow [4]$$

$$b = 165 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

En appui :

f_{bc} : Contraintes de déformation du béton à la compression. $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{90167,01}{14,17 \times 165 \times 18^2} = 0,119$$

$$\mu = 0,119 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$\Rightarrow 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,119 ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,146$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,936$$

$$A_s = \frac{M_t^{\max}}{\sigma_s \times z} = \frac{90167,01}{348 \times 18 \times 0,936} = 15,38 \text{ cm}^2$$

▪ **Choix d'armature 10 T 14** $\Rightarrow A_s = 15,39 \text{ cm}^2$

En appui :

$$M_a = 3864,300 \text{ kg. m}$$

$$\mu = 0,051 \quad \alpha = 0,065 \quad \text{et} \quad \beta = 0,974 \text{ cm} \quad A_s = 6,33 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature 10 T 10 $\Rightarrow A_s = 7,85 \text{ cm}^2$

▪ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s/4 = 3,845 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature 8 T 8 $\Rightarrow A_s = 4,02 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{mim}} \geq 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Article A. 4.2.1)[4]}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{mim}} \geq 0,23 \times 165 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 3,586 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{mim}} \text{ travée} = 3,586 \text{ cm}^2 < 15,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C'est vérifié}$$

$$A_{\text{mim}} \text{ appuis} = 3,586 \text{ cm}^2 < 7,85 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C'est vérifié}$$

3.3.5. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V = \frac{q_{\text{éq}} \times L}{2} = \frac{2862,445 \times 6}{2} = 8587,335 \text{ kg}$$

$$\text{On doit vérifier que } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left(0,2 \frac{f_{t28}}{\gamma_b} \text{ et } 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right) \quad [3]$$

$$\tau_u = \frac{8587,335}{165 \times 18 \times 100} = 0,289 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{c'est vérifié}$$

3.3.6. Vérification à l'état limite de service (E.L.S) :

Selon les règles B.A.E.L, pour les sections rectangulaires soumises à la flexion simple et dont les armatures sont de la classe Fe E400, il faut vérifier la formule :

$$\alpha = \frac{Y}{d} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad [1]$$

Pour que la contrainte maximale du béton soit vérifiée.

$$M_{\text{ult}} = -9016,701 \text{ Kg. m}$$

$$M_{\text{ser}} = -1432,893 \text{ Kg. m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9016,701}{1432,893} = 6.29$$

$$0,159 < 2,895 \Rightarrow \text{C'est vérifié.}$$

3.3.6. Vérification de la flèche :

Condition de non vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{20}{340} \geq \frac{0,7M_0}{10M_0} = 0,0588 < 0.07 \quad \text{C.N.V}$$

$$\frac{A_s}{b \times d^2} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{15,39}{165 \times (18)^2} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0048 < 0.005 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20} \Rightarrow 0,0588 > 0,005 \quad \text{C.V}$$

Donc il faut calculer la flèche :

3.3.7. Evaluation de la flèche :(BAEL91/ART 6 – 5 – 3)

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_s \left(d - \frac{h}{2}\right)^2 = 124774,4 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = 0,0048$$

ρ : Pourcentage des armatures.

On calcul :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{c28}}{\left[\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho\right]} = 4,375 \quad \text{Pour la déformation instantanée} \quad [8]$$

$$\lambda_{vi} = \frac{0,02 \times f_{c28}}{\left[\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho\right]} = 1,75 \quad \text{Pour la déformation différée}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{c28}}{(4\rho x_{os} + f_{t28})} = 0.581 \quad [8]$$

On peut admettre qu'il est défini par : (If : moment fictive)

$$I_{fi} = 1,1 \left(\frac{I_0}{(1 + \lambda_i \mu)}\right) = 38751,181 \text{ cm}^4 [8]$$

$$I_{fv} = 1,1 \left(\frac{I_0}{(1 + \lambda_v \mu)}\right) = 68055,951 \text{ cm}^4$$

3.3.9. Calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0.00413 \text{ m} \quad [8]$$

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0.007 \text{ m}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa} \quad [8]$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

Donc la flèche totale est :

$$\Delta f = f_v - f_i = 0,287 \text{ mm} \quad [8]$$

D'après les règles BAEL (Article b-6-6-3) la valeur limite de la flèche

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = 1,2 \text{ mm} \quad [8]$$

Donc : $\bar{f} = 1,2 \text{ mm} > 0,287 \text{ mm}$ OK

3.3.10. Calcul et vérification de la poutre palière :

Pour une poutre rectangulaire la hauteur h est comprise entre $\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$

l: longueur de la poutre = 340 cm

h: Hauteur de la poutre

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \quad 40 < h < 60 \quad \text{en prend } h = 40 \text{ cm}$$

a. Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre palier : $2500 \times 0,4 \times 0,35$	350 kg/ml
Poids du mur $1400 \times 0,2(2,25 - 0,5)$	574 kg/ml
Surcharge G = 924 kg/ml	
Réaction d'escalier le long de la poutre palier $8587,335/1,65 = 5204,445 \text{ kg/ml}$	

Tableau III-3. Charges permanentes et d'exploitation.

Donc :

$$P_u = 6451,845 \text{ kg/m}$$

b. Calcul des moments de la poutre palière a la flexion :

E.L.U :

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{8} = 9322,916 \text{ kg. m}$$

▪ **L'effort tranchant :**

$$V_u = \frac{P_u \times l}{2} = 10968.136 \text{ kg}$$

Sur appuis : $M_a = 0,3 \times M_0 = 2796,875 \text{ kg. m}$

Entravée : $M_t = 0,7 \times M_0 = 6526,041 \text{ kg. m}$

c. Ferrailage de la poutre palière :

❖ **Effet de flexion :**

En travée

$$M_t = 6526,041 \text{ kg. m}$$

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}; \theta = 1; d = 0,9h \quad (1) \Leftrightarrow \begin{cases} \text{Article A. 4.3.41} \\ \text{Article A. 4.2.1B} \end{cases} \quad [4]$$

$$h = 40 \text{ cm}, \quad b = 30 \text{ cm}, \quad d = 0,9h = 36 \text{ cm}, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

f_{bc} : Contraintes de déformation du béton à la compression $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = 0,118$$

$$\mu = 0,118 < \mu_L = 0,392 \text{ A'n'existe pas} \Rightarrow 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$$

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

$$\mu = 0,118;$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,157$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,937$$

Choix d'armature : 4T14

Sur appuis :

$$M_a = 2796,875 \text{ kg. m}$$

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = 0,051$$

$$\mu = 0,051 < \mu_L = 0,392$$

\Rightarrow A'n'existe pas.

$$\Rightarrow 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_b = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,09; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,065$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,974 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a \max}{\sigma_s \times z} = 2,29 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature : 3 T 10

d) Vérification :

➤ **Condition de non-fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_c} \quad (\text{Article A .4 .2.1}) \quad [4]$$

$$f_{t28} = 0,6 \times 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,304 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ tra}} = 1,304 \text{ cm}^2 < 6,16 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{c'est vérifié}$$

$$A_{\min \text{ app}} = 1,304 \text{ cm}^2 < 2,29 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{c'est vérifié}$$

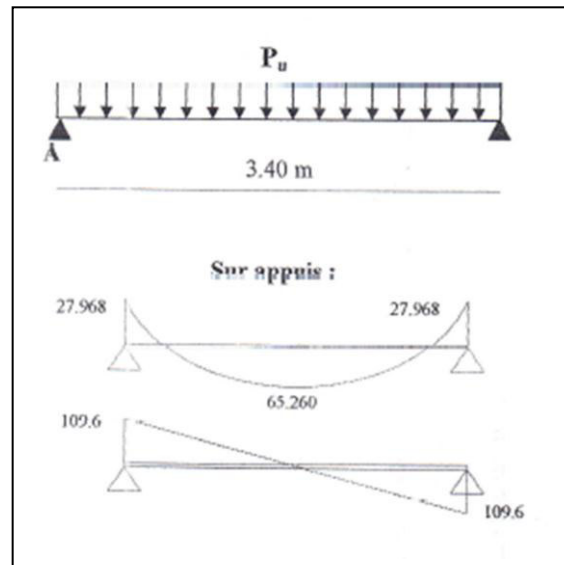


Figure III-6. Diagramme de Moment et l'effort tranchant.

➤ **Les armatures transversales :** [3]

Contrainte tangente dus à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{10968,163 \times 10}{300 \times 360} = 1,015 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{c'est vérifié}$$

Les fissurations sont peu préjudiciables

$$\tau_u = \left\{ 0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

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

K=1 (coefficient reprise de bétonnage)

$\alpha = 90^\circ$ (L'inclinaison des aciers transversaux)

$$\frac{A_t}{S_t} = \left(\frac{1,015 - 0,3 \times 1 \times 2,1}{0,9(1 + 0)} \right) \times \left(\frac{30 \times 1,15}{400} \right) = 0,036 \times 1 = 0,036 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

A_t : L'épaisseur entre les cadres.

S_t : L'espace entre les cadres

➤ **Pourcentage minimale**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot f_{et} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > \frac{0,4 \times 0,3}{400} = 0,03 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \max\{0,036 ; 0,030\} = 0,036 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

❖ **Effet de torsion.**

Charge

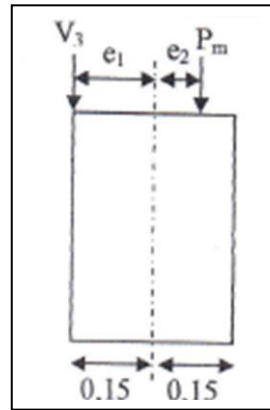
Poids propre de la poutre palier : $1,35 \times 350$	472.5 kg/ml
Poids du mur (ep =20 cm) $1,35 \times 574$	774.9 kg/ml
Réaction d'escalier le long de la poutre palier $V_3 \ 8587,335/1,65 = 5204,445$	kg/ml

Tableau IV-4. Charges permanentes et d'exploitation.

$$e_1 = 0.15 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.05 \text{ m}$$

$$e_1 = 0.00 \text{ m}$$



Couple de torsion repartie (c) :

La poutre est soumise un couple de torsion uniforme et considère bi encastree dans les poteaux.

$$c = \frac{8587,335}{1,65} \times 0,15 + 472,5 \times 0 - 747,9 \times 0.05 = 741,922 \text{ kg. m/m}$$

Couple de torsion max sur appuis :

$$T_{\text{umax}} = c \frac{l}{2} = 741,922 \times \frac{3.4}{2} = 1261,267 \text{ kg. m}$$

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

D'où

a: Diamètre du plus grand cercle inscriptible dans le contour.

$$a = \text{mim} \{h ; b\} = \text{mim} \{40 ; 30\} = 30 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - b_0) \times (h - b_0) = 875 \text{ cm}^2$$

Ω : Aire de contour tracé à une épaisseur des parois.

u : Périmètre de l'Aire Ω

$$u = 2 \times [(b - b_0) + (h - b_0)] = 120 \text{ cm}$$

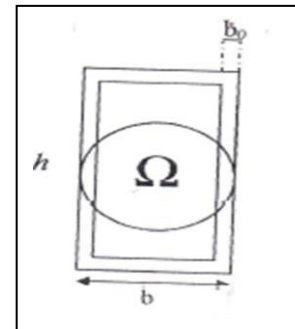
Section d'armature longitudinale A_1 :(torsion)

$$A_1 = \frac{u \cdot T_{\text{umax}}}{2\Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = 2,486 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimale

$$A_1 = \frac{f_e}{b_0 \cdot u} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_1 \geq \frac{0,4 b_0 u}{f_e} = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 2,486 > 0,6 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$



Section d'armature transversale

$$\frac{A_t}{S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{T_{umax}}{2\Omega} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{T_{umax}}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,021 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

➤ Pourcentage minimale

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4b_0}{f_e} = 5.10^{-3} \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,021 > 0,005 \text{ cm}^2/\text{cm} \quad \text{C.V}$$

	A (cm ²) flexion	A (cm ²) Torsion
Entravée	5,55	2,486
Sur appuis	2,29	2,486

Tableau III-5. Choix des armatures.

On adopte comme ferrailage finale

- ✓ En travée : $A_s = 4T14 = 6,6 \text{ cm}^2$
- ✓ Sur appuis : $A_s = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

➤ Armatures transversales (on note ici que $A_t \Rightarrow$ acier HA)

$$\frac{A_t}{S_t} = \left(\frac{A_t}{S_t}\right)^{\text{flexion}} + \left(\frac{A_t}{S_t}\right)^{\text{torsion}} = 0,036 + 0,021 = 0,057 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$S_t \leq \min\{0.9d ; 40 \text{ cm} ; 15\emptyset \text{ si } A' \neq 0\}; A' = 0$$

Alors :

$$S_t \leq \min\{32,42 ; 40\} \Rightarrow S_t \leq 32,24 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 30 \text{ cm}$$

D'ou

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,057 \Rightarrow A_t = 0,057 \times 30 = 1.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_t = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

conclusion:

Dans cet axe ,nous avons traite de l'étude des éléments secondaires de la structure tels que le mur de bordure de toit et l'escalier.

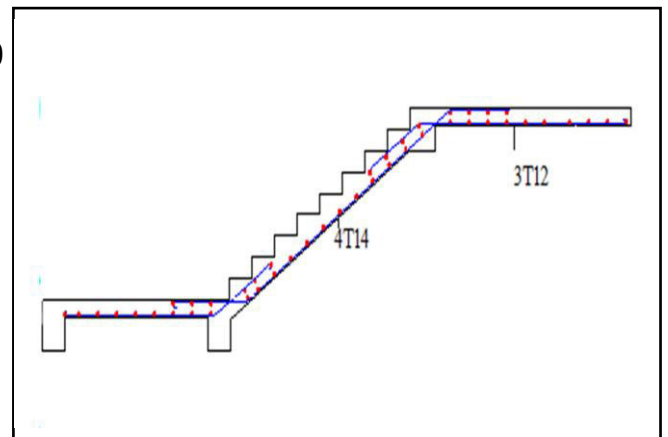


Figure IV ferrailage de escaliers

Chapitre IV :

Etude des planchers.

1. Introduction :

Les planchers sont des plates-formes horizontales qui divisent l'espace de construction en plusieurs niveaux aux étages.

Ce sont des ouvrages autoporteurs (de leur poids propre, de charges d'exploitation, des charges climatiques s'il s'agit d'une toiture, et les accessoires).

Pour transmettre les efforts horizontaux aux éléments verticaux le plancher doit être capable d'agir comme un diaphragme de très grande rigidité.

Ils servent essentiellement à l'acheminement des charges verticales aux éléments porteurs. Ils sont infiniment raides suivant leur plan à l'acheminement des efforts de vents des façades aux éléments de contreventement et à la répartition des efforts horizontaux, entre ceux-ci, ils servent aussi, à la liaison entre étages et permettent la circulation entre eux à l'aide d'escaliers ou d'ascenseurs.

2. Planchers à corps creux :

Il est constitué de :

- Hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- Poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.
- Poutre principale recevant les poutrelles et reposant.

2.1. Fonctions nécessaires de plancher :

- Résistance mécanique
- Rigidité aux déformations
- Isolation acoustique aux d'impact.
- Etanchéité
- Isolation thermique
- Résistance à l'incendie accidentel
- Exigences architecturales, planéité, esthétique ...
- Economique de matières et de fabrication

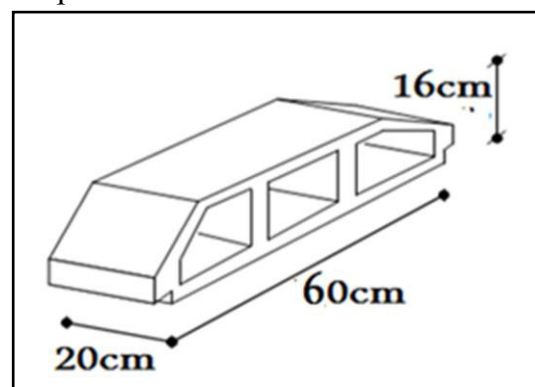


Figure IV.1 : Corps

2.2. Conception des planchers :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des plancher à **corps creux**... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) .de dimensions $(20 \times 16 \times 55) \text{ cm}^3$, avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

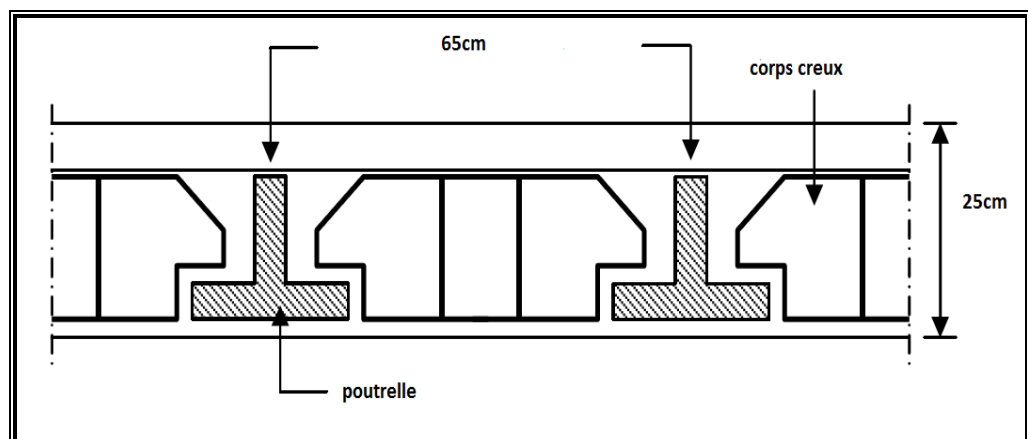


Figure IV.2.coupe dans un plancher.

2.3. Ferrailage de la dalle de compression :

Pour le ferrailage de la dalle de compression les conditions suivantes doivent être respectées (Art B.6.8.423) [4]

1- L'hourdi doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, et être armé d'un quadrillage de barres (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

2- Si A_{\perp} est la section des armatures perpendiculaires aux nervures en (cm^2/ml) on doit avoir :

- $A_{\perp} \geq 200/f_e$: si l'entre axe des parallèle $L_n \leq 50 \text{ cm}$.
- $A_{\perp} \geq 4 \cdot L_n/f_e$: si l'entre axe L_n est compris entre 50 cm et 80 cm.

3- Si A_{\parallel} est la section des armatures parallèles aux nervures, alors $A_{\parallel} \geq A_{\perp} / 2$ en (cm^2/ml) .

a- Armatures perpendiculaire aux nervures :

$$50\text{cm} \leq L_n = 60 \text{ cm} \leq 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4 \times L_n / f_e = 4 \times 60 / 520 = 0.46$$

f_e : Limite d'élasticité (treillis soudé) $\varnothing 6 \Rightarrow f_e = 520 \text{ MPa} \rightarrow 5 \varnothing 6 / \text{ml}$

$$\Rightarrow A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \text{ St} = 20\text{cm}.$$

b- Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{\parallel} \geq A_{\perp} / 2 \Rightarrow A_{\parallel} \geq 1,41 / 2 = 0,7 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow 5 \varnothing 6 / \text{ml}$$

$$A_{\parallel} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \quad \text{St} = 20 \text{ cm}$$

Donc on adopte un treillis soudés $\varnothing 6$ de maille $(200 \times 200)\text{mm}^2$

2.4. Etude des poutrelles :

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées $Q_B \leq 2G$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

a. Dimensions :

$$h_t = 30 \text{ cm}$$

$$h_0 = 5 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

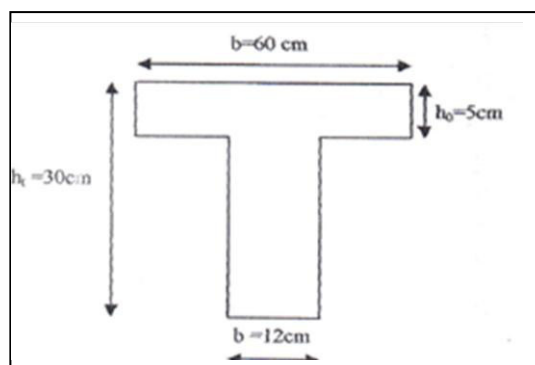


Figure IV-3: Dimension de la poutrelle.

b. Evaluation des charges:

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

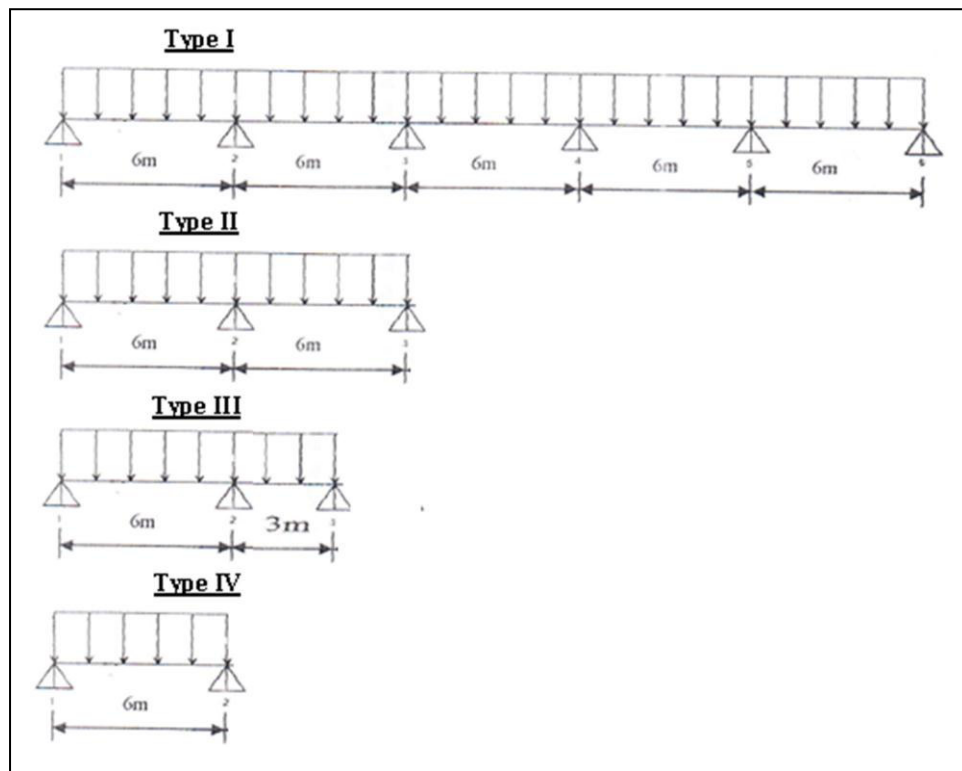
Terrasse: $G = 647 \text{ kg/m}^2$; $Q = 100 \text{ kg/m}^2$

Etage RDC: $G = 540 \text{ kg/m}^2$; $Q = 500 \text{ kg/m}^2$

Cas	Terrasse (Kg/ml)	Etage DRC (Kg/ml)
E.L.U	$(1,35 \times 647 + 1,5 \times 100) \times 0,6$ $= 614,07$	$(1,35 \times 540 + 1,5 \times 500)$ $\times 0,6 = 887,4$
E.L.S	$(647 + 100) \times 0,6 = 448,2$	$(540 + 500) \times 0,6 = 624$

Tableau IV -1 : Evaluation des charges sur les poutrelles

2.4.1. Type des poutrelles :



2.4.2. Détermination des sollicitations :

a. Méthode de travail:

Pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants, on vérifie si la méthode forfaitaire est applicable: [8]

- Les charges d'exploitations modérées : $Q \leq \max(2. G; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Inertie est constante: les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les Différents travées, en effet les poutrelles ont les mêmes dimensions.

- Le rapport des portées de deux travées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25 $\left(0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25\right)$
- La fissuration est considérée comme peu nuisible.

b. Principe de la méthode:

M_T : est le moment max en travée et (M_w, M_e) sont les moments sur les appuis qui sont en fonction du moment fléchissant isostatique maximal (M_0) :

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

Soit: $\alpha = (Q_B / (Q_B + G))$

Avec:

Q_B : Surcharge d'exploitation non pondérée.

G : Charge permanente non pondérée.

Les valeurs des moments en travée et sur appuis doivent vérifier les conditions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \quad M_T + (M_w + M_e)/2 \geq \max((1 + 0,3 \times \alpha); 1,05) \cdot M_0 \\ 2) \quad \begin{cases} M_T \geq (1,2 + 0,3 \times \alpha) \cdot M_0/2 & \text{En travée de rive.} \\ M_T \geq (1 + 0,3 \times \alpha) \cdot M_0/2 & \text{En travée intermédiaire.} \end{cases} \\ 3) \quad \text{Les valeurs des moments sur appuis intermédiaire doivent être} \\ \text{comme suit: } \begin{cases} M_a \geq 0,6 \times M_0 & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ M_a \geq 0,5 \times M_0 & \text{Appuis voisins des appuis de} \\ & \text{rive d'une poutre à plus de trois travées.} \\ M_a \geq 0,4 \times M_0 & \text{Appuis intermédiaires d'une} \\ & \text{poutre à plus de trois travées.} \end{cases} \end{array} \right.$$

▪ Plancher terrasse:

Conditions d'application de la méthode forfaitaire:

Poutrelle type I:

1. $Q = 500 \text{ kg/m}^2 < 2G = 1294 \text{ kg/m}^2$ condition vérifiée.
2. L'inertie est constante dans les différentes travées condition vérifiée.
3. Le rapport $(L_i / L_{i+1}) = \frac{6}{6} = 1 \in [0,8; 1,25]$ condition vérifiée.
4. La fissuration est peu nuisible condition vérifiée.

➤ **Remarque:**

Toutes les conditions sont vérifiées pour tous les types, donc on peut appliquer la méthode forfaitaire pour la détermination des moments fléchissant et les efforts tranchants.

▪ **Exemple de calcul:**

En appui:

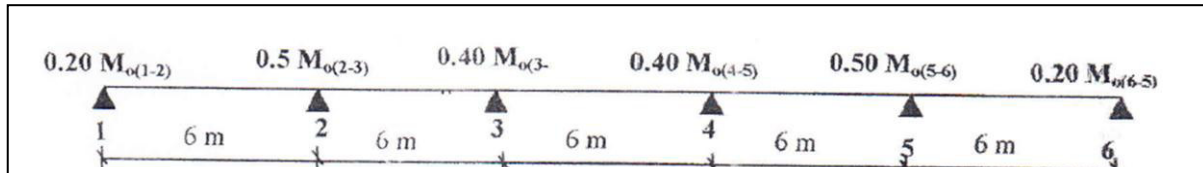


Figure IV -5- Type I des poutrelles.

- $M_{a1} = M_{a6} = 0,20 \times M_0$
- $M_{a2} = M_{a5} = 0,50 \times M_0$
- $M_{a3} = M_{a4} = 0,40 \times M_0$

En travée:

Travée de rive:

$$\text{Soit } \alpha = Q/(Q + G)100/(100 + 647) = 0,134$$

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

Travée intermédiaire:

$$\text{Soit } \alpha = 0,134$$

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

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

E.L.U :

$$q_u = 614,07 \text{ kg/ml}$$

$$M_{ou(1-2)} = M_{ou(2-3)} = M_{ou(3-4)} = M_{ou(4-5)} = M_{ou(5-6)}$$

$$M_{ou(1-2)} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 614,07 \times \frac{(6)^2}{8} = 2763,315 \text{ kg. m}$$

Les moments sur appuis :

$$M_{uA1} = M_{uA6} = 0,2M_{ou(1-2)} = 552,663 \text{ kg. m}$$

$$M_{uA3} = M_{uA4} = 0,5M_{ou(1-2)} = 1105,326 \text{ kg. m}$$

$$M_{uA2} = M_{uA5} = 0,4M_{0u(1-2)} = 1381,657 \text{ kg. m}$$

Les moments en travées :

$$\alpha = 0,134$$

$$1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,134 = 1,04$$

$$\text{Max} \{1 + 0,3\alpha; 1,05\} = 1,105$$

$$M_t = 1,105M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

Travée (1-2), (5-6)

$$M_t = 1,105M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 1934,321 \text{ kg. m}$$

Travée (2-3), (4-5)

$$M_t = 1,105M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 1657,992 \text{ kg. m}$$

Travée (3-4)

$$M_t = 1,105M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 1796,155 \text{ kg. m}$$

Les conditions :

Travée (1-2), (2-3), (3-4), (4-5), (5-6)

$$M_t = \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 = 1713,532 \text{ kg. m}$$

Donc :

Travée (1-2), (5-6)

$$M_t = \max\{1934,321; 1713,532\} = 1934,321 \text{ kg. m}$$

Travée (2-3), (4-5)

$$M_t = \max\{1657,992; 1713,532\} = 1713,532 \text{ kg. m}$$

Travée (3-4)

$$M_t = \max\{1796,155; 1713,532\} = 1796,155 \text{ kg. m}$$

➤ **Détermination des efforts tranchants :**

Abscisse : a et b

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}}$$

$$b = L - a$$

$$V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a}$$

$$V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b}$$

Travée (1-2), (5-6)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{6}{1 + \sqrt{\frac{552,663 + 1934,321}{1381,657 + 1934,321}}} = 2,785 \text{ m}$$

$$b = L - a = 6 - 2,785 = 3,215 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a} = -2 \times \frac{1381,657 + 1934,321}{2,785} = -1785,985 \text{ kg}$$

$$V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b} = 2 \times \frac{1996,65 + 3170,680}{3,215} = 2062,816 \text{ kg}$$

Travée (2-3), (4-5)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{6}{1 + \sqrt{\frac{1105,326 + 1713,532}{1381,657 + 1713,532}}} = 3,070 \text{ m}$$

$$b = L - a = 6 - 3,070 = 2,930 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a} = -2 \times \frac{1381,657 + 1713,532}{3,070} = -2016,409 \text{ kg}$$

$$V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b} = 2 \times \frac{1105,326 + 1713,532}{2,930} = 1924,131 \text{ kg}$$

Travée (3-4)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{6}{1 + \sqrt{\frac{1105,326 + 1796,155}{1105,326 + 1796,155}}} = 3 \text{ m}$$

$$b = L - a = 6 - 3 = 3 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a} = -2 \times \frac{1105,326 + 1796,155}{3} = -1934,321 \text{ kg}$$

$$V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b} = 2 \times \frac{1105,326 + 1796,155}{3} = 1934,321 \text{ kg}$$

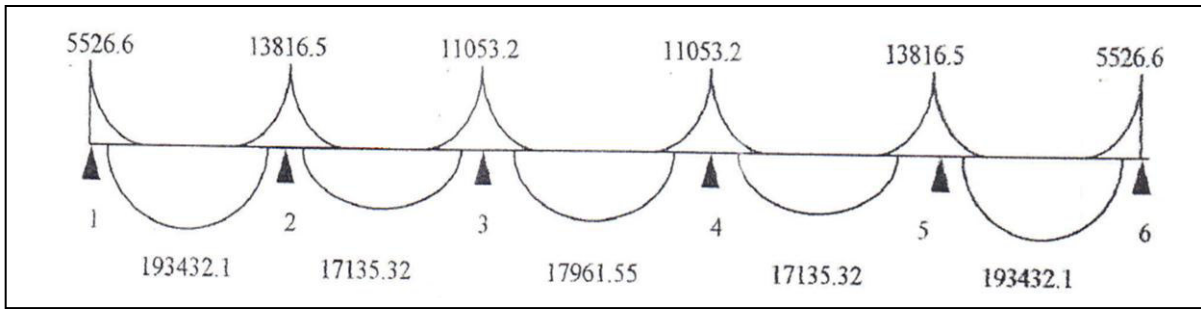


Figure IV -6 : diagramme des moments fléchissant.

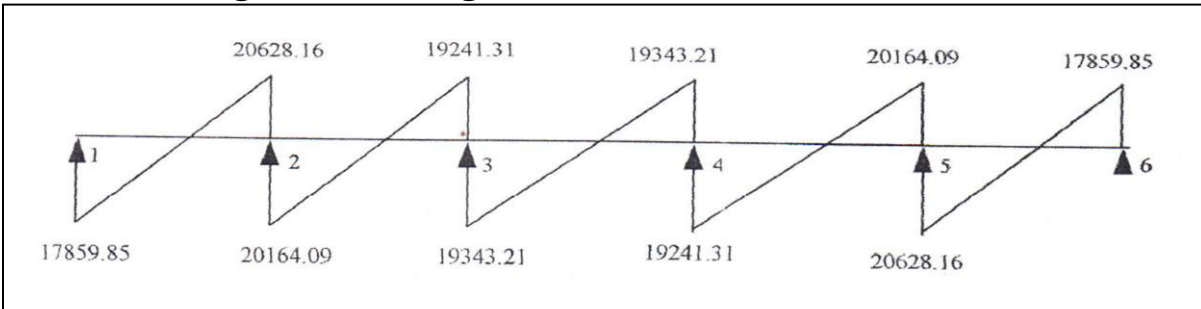


Figure- IV -7 : diagramme de l'effort tranchant.

2.4.3. Calcul du ferrailage des poutrelles :

E.L.U : $\begin{cases} M_a^{\max} = -13816,57 \text{ N.m} \\ M_t^{\max} = 19343,21 \text{ N.m} \end{cases}$

E.L.S : $\begin{cases} M_a^{\max} = -10084,5 \text{ N.m} \\ M_t^{\max} = 14118,3 \text{ N.m} \end{cases}$

➤ **Remarque :**

Les valeurs de moment maximum sont en valeurs absolues.

a. armature longitudinale :

E.L.U :

En travée : $M_t^{\max} = 19343,21 \text{ N.m}$

➤ **Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \theta = 1 \quad d = 0,9h \quad (1)$$

(1) $\Leftrightarrow \begin{cases} \text{Article A. 4.3.41} \\ \text{Article A. 4.2.1B} \end{cases} [4]$

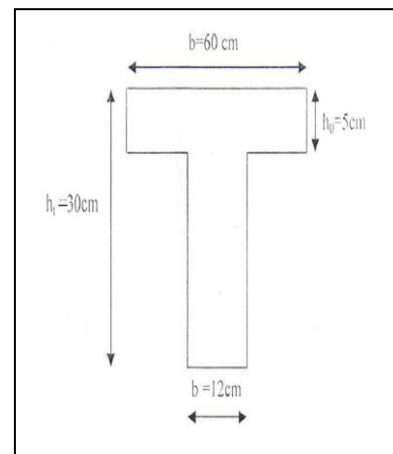


Figure IV -8 : Dimension de la poutrelle.

$M_o = MT$: moment fléchissant équilibré par la table de compression

$$M_{bc} = \sigma_b \times h_o \times \left(d - \frac{h_o}{2} \right)$$

$$M_{bc} = 14,2 \times 60 \times 5 \times \left(27 - \frac{5}{2} \right) = 104370 \text{ N.m} > M_t^{\max} = 19343,21 \text{ N.m}$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc le calcul sera considéré comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (60 \times 30)\text{cm}^2$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

En travée :

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{19343,21}{14,2 \times 60 \times (27)^2} = 0,0311$$

$$\mu = 0,0311 < \mu_L = 0,392$$

⇒ A'n'existe pas.

$$\Rightarrow 1000\varepsilon_x > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,0311: \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,0315$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 26,57 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_{t\max}}{\sigma_s \times z} = \frac{19343,21}{348 \times 26,57} = 2,09 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures minimales:** (Condition de non fragilité).

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \frac{f_{c28}}{f_e} \text{ (Article A. 4.2.1) [4]}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 0,23 \times 60 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 1,96 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \text{Max}(A_{\min}, A_{t\text{cal}}) = 2,09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix: } 2T10 + 1T12 \quad A_t = 2,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Au niveau des appuis: } M_a^{\max} = 13816,57 \text{ N.m}$$

Le moment en appuis est négatif, donc table de compression se trouve dans la partie tendue

⇒ La section de calcul est une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h)$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées (A.4.3.2) [4]

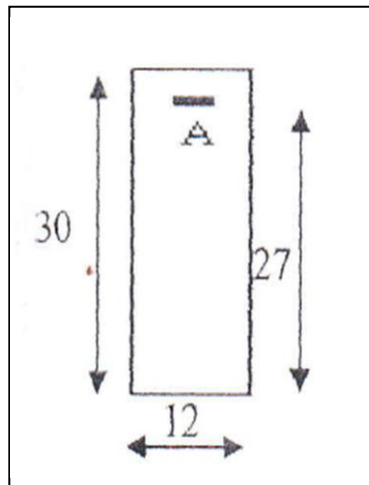


Figure IV -9: section de calcul en appuis

$$\mu = \frac{13816.57}{14.2 \times 12 \times 27^2} = 0.0222$$

$$\mu = 0.0222 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 0.0222\alpha = 0.281 \text{ et } z = 26.69 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{13816.57}{348 \times 26.69} = 1.49 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 27 \times \frac{2,5}{400} = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1,49 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures

$$1T14 \text{ (chapeau)} \rightarrow A_s = 1.54 \text{ cm}^2$$

La distance d'arrêt de barre (chapeau) est de :

$$h \geq I_{\max}/4 = 600/4 = 150 \text{ cm} \rightarrow \text{Appuis en travée de rive}$$

E.L.S

Au niveau des travées: $M_{ts}^{\max} = 14118.3 \text{ N}$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Section rectangulaire

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{19343,21}{14118,3} = 1,37; \quad \alpha = 0,031$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,685 > \alpha = 0,0315 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b (CV)$$

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \Rightarrow$ Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

Au niveau des appuis:

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s$ condition vérifiée

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = \frac{13816,57}{10084,5} = 1,370; \quad \alpha = 0,031$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,685 > \alpha = 0,0315 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b (CV)$$

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \Rightarrow$ Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

b. Calcul des armatures transversales:

A cause de l'effort tranchant, on peut avoir des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne. Pour remédier à cela, on utilise des armatures transversales.

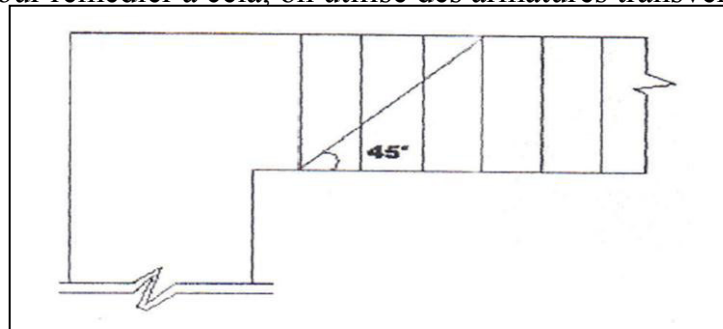


Figure IV -10 : les fissures qui sont provoquées par l'effort tranchant.

➤ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$T_{u\max} = 20634,59N$$

Il faut que vérifier $\tau_u < \bar{\tau}_u$ (Article A.5.I.I B.A.E.L.91)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{20634,59}{12 \times 27 \times 100} = 0,636 \text{ MPa}$$

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

Donc $\bar{\tau}_u = 3,33 > \tau_u = 0,636 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

➤ **Diamètre des armatures transversales:**

$$\phi_T \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10}\right) = \min(8,57; 14; 12) = 8,57 \text{ mm}$$

On prend $\phi_T = 8 \text{ mm} = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier Fe E 235

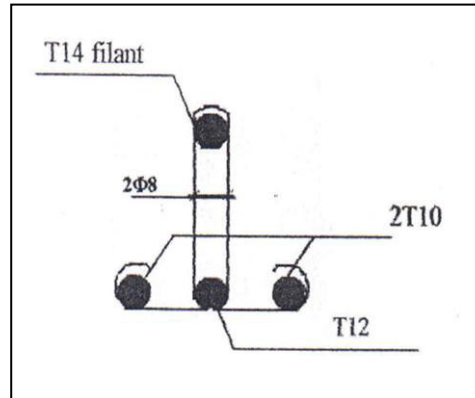


Figure IV -11 : ferrailage de la solive.

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant:**

$$A_a \geq \frac{T_u \gamma_s}{F_e} \text{ (Article A5.1.312 B.A.E.L.91)}$$

$$\frac{T_{amax} \gamma_s}{f_e} = \frac{13816.57}{100 \times 400} = 0.397 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.45 \text{ cm}^2 > 0.397 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. L'espacement des armatures :

$$\frac{A_t}{b_0 \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \cdot K}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin(\alpha) + \cos(\alpha))} \text{ (Article 5.1.23) [4]}$$

$$f_{tj} = f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}; \alpha = 90^\circ$$

$$\text{Flexion simple} \Rightarrow K = 1$$

$$\text{Donc: } \delta_n \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{101 \times 0.9 \times 215}{12 \times 1.15 (0.963 - 0.3 \times 2.1)} = 42,528 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \text{Min}(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = \text{min}(0.9 \times 27; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow \delta_{t2} \leq 24,3 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} = \frac{1.01 \times 215}{0.4 \times 12} = 45,239 \text{ cm} \text{ (Article 5.1.23) [4]}$$

$$\delta_t = \text{Min}(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 24,3 \text{ cm}$$

On prend: $\delta_t = 20 \text{ cm}$

d. Ancrage des aciers en barres :

Condition d'équilibres :

Pour assurer un ancrage correct la contrainte d'adhérence est supposée constante est égale à la valeur

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \varphi_s^2 \times f_{tj} \quad (\text{Article A6.1.21}) \quad [4]$$

φ_s : coefficient de scellement.

$$\varphi_s \begin{cases} 1 & : \text{pour les rends lisses} \\ 1.5 & : \text{armatures hautes adhérence} \end{cases}$$

$$f_{tj} = f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

Selon le B.A.E.L 91 les barres rectilignes de diamètre \emptyset et de limite d'élasticité F_e sont ancrées sur une longueur :

Ancrage rectiligne :

La longueur de scellement droit est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total (L_s)

$$L_s = \frac{\emptyset \times F_e}{4 \times \bar{\tau}_s}$$

Avec:

$$\Rightarrow L_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2,83} = 494,699 \text{ mm}$$

A défaut de calcul, on adopte

$$L_s = 40\emptyset \text{ Pour HA 400} \quad \varphi_s \geq 1,5 \quad (\text{Article A6.1, 221}) \quad [4]$$

$$L_s = 500 \text{ mm}$$

➤ Remarque:

$l_s = 500 \text{ mm} = 50 \text{ cm} >$ à la longueur de la poutre = 30 cm, On optera pour un ancrage courbe.

Donc on a besoin de faire un ancrage courbe :

Ancrage courbe:

- Ancrage par courbure des barres tendues :

Condition de non écrasement du béton,

rayon de courbure minimal

$$r = 5,5 \times \emptyset \quad \text{Haute adhérence}$$

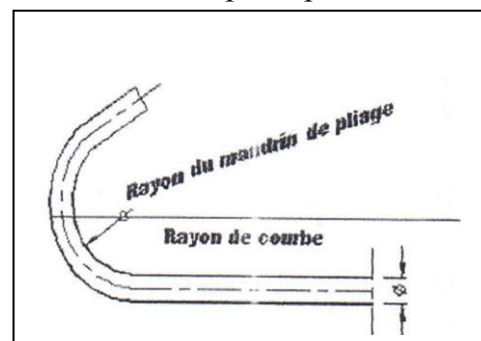


Figure IV -12 : Rayon de courbure.

(Article A6.1.252) [4]

$$r = 5,5 \times 12 = 66 \text{ mm} = 6,6 \text{ cm}$$

Ferrailage de la dalle de compression :

Pour le ferrailage de la dalle de compression on doit suivre les instructions citées dans

(Article B.6.8.4 .23) [4]

- L'hourdi doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm

Armature perpendiculaire aux nervures :

$$50 \text{ cm} \leq l_n \leq 80 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_n = 60 \text{ cm}$$

L_n : distance entre axes des nervures [cm]

$$\Rightarrow A \geq \frac{4L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \Rightarrow A \geq 0.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : $A = 5\emptyset 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\emptyset 6 \rightarrow (e = 20 \text{ cm})$

Armature parallèles aux nervures :

$$A_{\parallel} \geq A_{\perp} / 2 \Rightarrow A_{\parallel} \geq 1,41 / 2 = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\emptyset 6 \rightarrow (e = 20 \text{ cm})$$

Donc on adoptera un treillis soudé de $\emptyset 6$ mailles $(200 \times 200) \text{ mm}^2$ pour tous les planchers.

➤ Vérification de la flèche:

L'article (B-6-8-4-24) des règles B.A.E.L 91, nous montre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière es associée à un hourdi et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \left(\frac{M_t}{M_0} \right) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\text{Alors: } \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{30}{600} = 0.05 > \frac{1}{22,5} = 0.044 \quad \text{C, v} \\ \frac{h}{L} = 0.05 > \frac{1}{15} \left(\frac{1934.321}{2763.315} \right) = 0.046 \quad \text{C, v} \\ \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.71}{12 \times 27} = 0.008 < \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \text{C, v} \end{array} \right.$$

Donc l'étude de flèche pas nécessaire.

- **Plancher R.D.C. et sous-sol:**

Conditions d'application de la méthode forfaitaire:

Poutrelle type I :

- 1) $Q = 500 \text{ Kg/m}^2 < 2G = 1080 \text{ Kg/m}^2$ condition vérifiée
- 2) L'inertie est constante dans la différente travée condition vérifiée
- 3) Le rapport $(L_i / L_{i+1}) = \left\{ \frac{6}{6} = 1 \in [0,8; 1,25] \right.$ condition vérifiée
- 4) La fissuration est peu nuisible condition vérifiée

➤ **Remarque :**

Toutes les conditions sont vérifiées pour les toutes types , donc on peut appliquer la méthode forfaitaire pour la détermination des moments fléchissant et les efforts tranchants .

▪ **Exemple de calcul :**

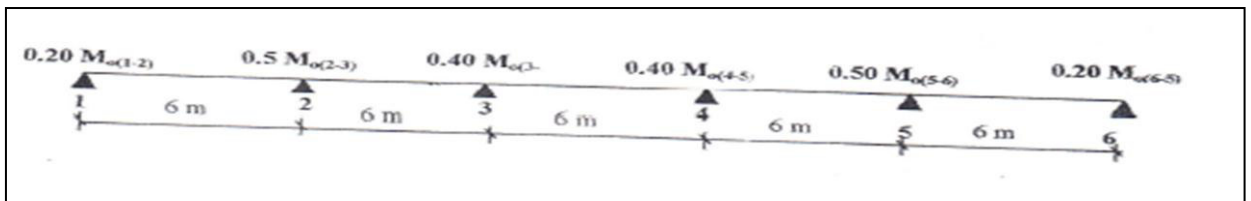


Figure IV -13. Type I des poutrelles.

En appui :

$$M_{a1} = M_{a6} = 0.20 \times M_0$$

$$M_{a2} = M_{a5} = 0.50 \times M_0$$

$$M_{a3} = M_{a4} = 0.40 \times M_0$$

En travée :

Travée de rive :

$$\text{Soit } \alpha = Q / (Q + G) = 500 / (500 + 540) = 0,481$$

$$M_t \geq \max[1.05; (1 + 0.3\alpha)] M_0 - (M_w + M_e) / 2$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3 \alpha) M_0 / 2$$

Travée intermédiaire :

$$\text{Soit } \alpha = 0.481$$

$$M_t \geq \max[1.05; (1 + 0.3\alpha)] M_0 - (M_w + M_e) / 2$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3 \alpha) M_0 / 2$$

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

E.L.U :

$$q_u = 830 \text{ kg/ml}$$

$$M_{ou(1-2)} = M_{ou(2-3)} = M_{ou(3-4)} = M_{ou(4-5)} = M_{ou(5-6)}$$

$$M_{ou(1-2)} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 830 \times \frac{(6)^2}{8} = 3613.5 \text{ Kg. m}$$

Les moments sur appuis :

$$M_{uA1} = M_{uA6} = 0.2M_{ou(1-2)} = 722.7 \text{ Kg. m}$$

$$M_{uA3} = M_{uA4} = 0.5M_{ou(1-2)} = 1806.75 \text{ Kg. m}$$

$$M_{uA2} = M_{uA5} = 0.4M_{ou(1-2)} = 1445.4 \text{ Kg. m}$$

Les moments en travées

$$\alpha = 0.481$$

$$1 + 0.3\alpha \times 0.481 = 1.144$$

$$\text{Max}\{1 + 0.3\alpha; 1.05\} = 1.144$$

$$M_t = 1.144M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

Travée (1-2), (5-6)

$$\begin{aligned} M_t &= 1.144M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 1.144 \times 3613.5 - \frac{722.7 + 1445.4}{2} \\ &= 3170.680 \text{ Kg. m} \end{aligned}$$

Travée (2-3),(4-5)

$$\begin{aligned} M_t &= 1.144M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 1.144 \times 3613.5 - \frac{1445.4 + 1806.75}{2} \\ &= 2771.35 \text{ Kg. m} \end{aligned}$$

Travée (3-4)

$$\begin{aligned} M_t &= 1.144M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 1.144 \times 3613.5 - \frac{1806.75 + 1806.75}{2} \\ &= 2971.015 \text{ Kg. m} \end{aligned}$$

➤ **Les conditions:**

Travée (1-2), (2-3),(3-4),(4-5),(5-6)

$$M_t = \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1.2 + 0.144}{2} (3613.5) = 2684.069 \text{ Kg. m}$$

Donc

Travée (1-2),(5-6)

$$M_t = \max\{3170,680; 2684,069\} = 3170,680 \text{ Kg. m}$$

Travée (2-3),(4-5)

$$M_t = \max\{2771,015; 2684,069\} = 2771,35 \text{ Kg. m}$$

Travée (3-4)

$$M_t = \max\{2971,015 + 2684,069\} = 2684,069 \text{ Kg. m}$$

➤ Détermination des efforts tranchants :**Abscisse : a et b**

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}}$$

$$b = L - a$$

$$V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a}$$

$$V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b}$$

Travée (1-2),(5-6)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{6}{1 + \sqrt{\frac{1996,65 + 3170,680}{798,66 + 3170,680}}} = 2,802 \text{ m}$$

$$b = L - a = 6 - 2,802 = 3,198 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a} = -2 \times \frac{798,66 + 3170,680}{2,802} = -2833,219 \text{ Kg}$$

$$V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b} = 2 \times \frac{1996,65 + 3170,680}{3,198} = 3231,60 \text{ Kg}$$

Travée (2-3),(4-5)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{6}{1 + \sqrt{\frac{1597,32 + 2771,350}{1996,65 + 2771,350}}} = 3,065 \text{ m}$$

$$b = L - a = 6 - 3,065 = 2,935 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a} = -2 \times \frac{1996,65 + 2771,350}{3,065} = -3111,256 \text{ Kg}$$

$$V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b} = 2 \times \frac{1597,32 + 2771,350}{2,935} = 2976,947 \text{ Kg}$$

Travée (3-4)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{6}{1 + \sqrt{\frac{1597,32 + 2971,015}{1597,32 + 2771,015}}} = 3\text{m}$$

$$b = L - a = 6 - 3 = 3\text{m}$$

$$V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a} = -2 \times \frac{1597,32 + 1597,32}{3} = -3045,556\text{Kg}$$

$$V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b} = 2 \times \frac{1597,32 + 1597,32}{3} = 3045,556\text{ Kg}$$

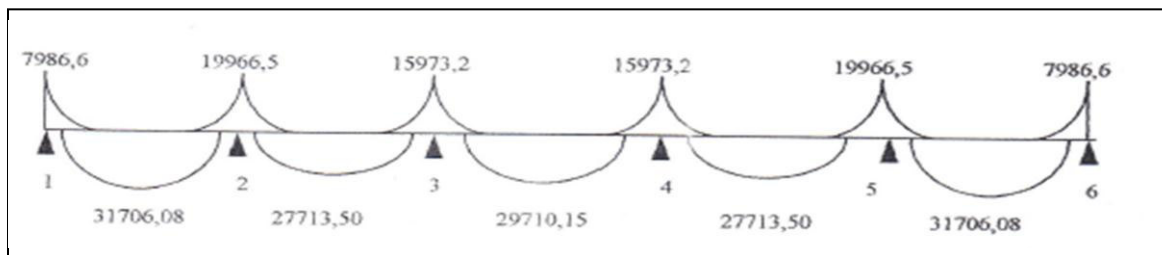


Figure IV -14 : Diagramme des moments fléchissant.

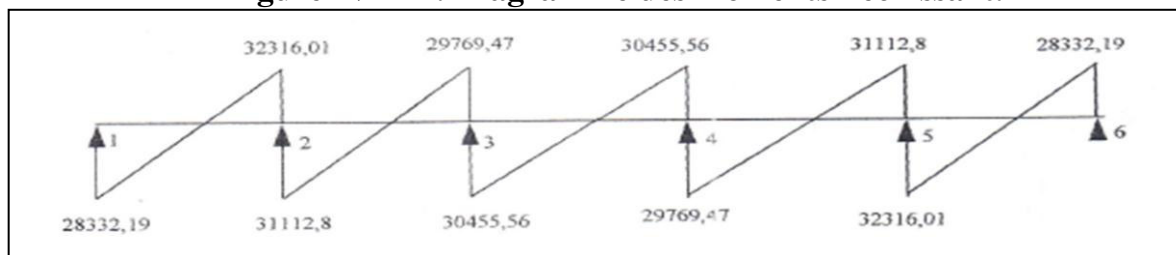


Figure IV -15 : Diagramme de l'effort tranchant.

➤ Calcul du ferrailage des poutrelles :

E.L.U :

$$\begin{cases} M_a^{\max} = -19966,5\text{N.m} \\ M_t^{\max} = 31706,80\text{N.m} \end{cases}$$

E.L.S :

$$\begin{cases} M_a^{\max} = -14040\text{N.m} \\ M_t^{\max} = 22295,52\text{ N.m} \end{cases}$$

➤ Remarque :

Les valeurs de moment maximum son en valeurs absolues.

a. Armature longitudinale :

E.L.U :

En travée : $M_t^{\max} = 31706,80\text{ N.m}$

➤ Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \theta = 1 \quad d = 0,9 h \quad (1)$$

(1) ⇔ $\begin{cases} \text{Article A. 4.3.41} \\ \text{Article A. 4.2.1B} \end{cases} \quad [4]$

$M_0 = MT$: Moment fléchissant équilibré par la table de compression.

$$M_{be} = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{be} = 14,2 \times 60 \times 5 \times \left(27 - \frac{5}{2}\right) = 104370 \text{ N.m} > M_t^{\max} = 31706,80 \text{ N.m}$$

-La zone comprimée se trouve dans la table de compression Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimension.

$$(b \times h) = (60 \times 30) \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

En travée :

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{31706,80}{14,2 \times 60 \times (27)^2} = 0,051$$

$$\mu = 0,051 < \mu_L = 0,392$$

⇒ A'n'existe pas.

$$\Rightarrow 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,051 ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,065$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 26,298 \text{ cm}$$

$$A_I = \frac{M_{I\max}}{\sigma_s \times z} = \frac{31706}{348 \times 26,298} = 3,46 \text{ cm}^2$$

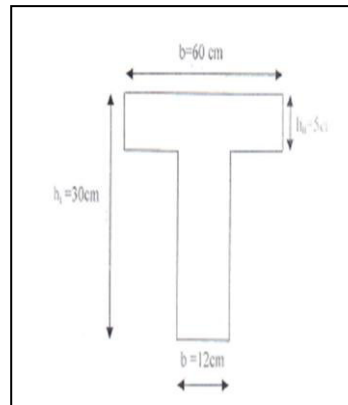


Figure IV -16 : Dimension de la poutrelle.

➤ **Calcul des armatures minimales :** (Condition de non fragilité)

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Article A.4.2. 1}) \quad [4]$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 0,23 \times 60 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 1,96 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \text{Max}(A_{\min}, A_{t\text{cal}}) = 3,46 \text{ cm}^2$$

Choix : 2 T 12 +1T 14 $A_t = 3,8 \text{ cm}^2$

Au niveau des appuis : $M_a^{\text{mas}} = 19966 \text{ N.m}$

Le moment en appuis est négatif, Donc table de compression se trouve dans la partie tendue.

⇒ La section de calcul est une section rectangulaire de dimensions ($b_0 \times h$)

➤ **Vérification de l'existence des armateurs comprimés :** (Article A.4.3.2) [4]

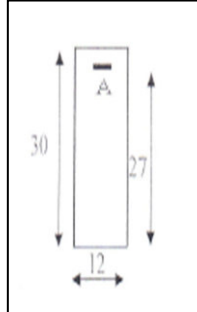


Figure IV -17 : Section de calcul en appuis

$$\mu = \frac{19966,5}{14,2 \times 12 \times 27^2} = 0,160$$

$$\mu = 0,160 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,160 ; \alpha = 0,219 \text{ et } z = 24,635$$

$$A_a = \frac{19966,5}{348 \times 24,635} = 2,33 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de l'armature minimale** (condition de non fragilité)

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{\text{acal}}; A_{\min}) = 2,33 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix d'armatures :**

$$1 \text{ T } 14 + 1 \text{ T } 12(\text{chapeau}) \rightarrow A_a = 2,67 \text{ cm}^2$$

La distance d'arrêt de barre (chapeau) est de :

$$h \geq l_{\max}/4 = \frac{600}{4} = 150 \text{ cm}$$

E.L.S

Au niveau des travées : $M_{ts}^{\max} = 22295,52 \text{ N.m}$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s$ condition vérifiée

$$\left. \begin{array}{l} \blacksquare \text{ Flexion simple} \\ \blacksquare \text{ Acier Fe E 400} \\ \blacksquare \text{ Section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{31706,80}{22295,52} = 1,422; \quad \alpha = 0,065$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} = \frac{1,422 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,461 > \alpha = 0,065 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \Rightarrow$ Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.

Au niveau des appuis :

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ condition vérifiée

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{31706,80}{22295,52} = 1,422; \quad \alpha = 0,219$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} = \frac{1,422 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,461 > \alpha = 0,219 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \Rightarrow$ Les armatures calculés à l'E.L.U seront maintenues.

b. Calcul des armatures transversales :

A cause de l'effort tranchant, on peut avoir des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne. Pour remédier à cela, on utilise des armatures transversales.

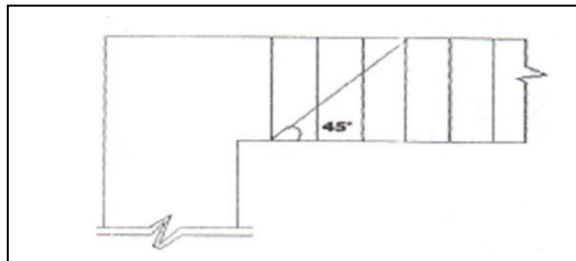


Figure IV -18 : les fissures qui sont provoquées par l'effort tranchant.

➤ Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à ligne moyenne :

$$T_{max} = 31204,66N$$

Il faut que vérifier $\tau_u < \bar{\tau}_u$ (Article A 5.1.1B.A.E.L 91)

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{31204,66}{12 \times 27 \times 100} = 0,963 \text{ MPa}$$

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

Donc $\bar{\tau}_u = 3,33 > \tau_u = 0,963 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_T \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; 5 \text{ MPa}\right) = \min(8,75; 14; 12) = 8,57 \text{ mm}$$

On prend $\phi_T = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier feE235

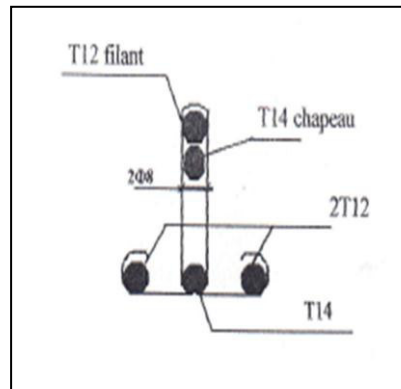


Figure IV -19 : Ferrailage de la solive

- Vérification de l'influence de l'effort tranchant :

$$A_a \geq \frac{T_u \gamma_s}{F_e} \quad (\text{Article A5.1.312.B.A.E.L.91})$$

$$\frac{T_{a \max} \gamma_s}{f_e} = \frac{312041.15}{100 * 400} = 0.897 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,67 \text{ cm}^2 > 0,897 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

L'espaceur des armateurs :

$$\frac{A_t}{b_a \delta_n} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times K}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin(\alpha) + \cos(\alpha))} \quad (\text{Article A5.1.23})[4]$$

$$f_{tj} = f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ$$

$$\text{Flexion simple} \Rightarrow K = 1$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,9 \times F_e}{b_o \times \gamma_s \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{101 \times 0,9 \times 215}{12 \times 1,15 (0,963 - 0,3 \times 2,1)} = 42,528 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \text{Min}(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = \text{min}(0,9 \times 27; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow \delta_{t2} \leq 24,3 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times F_e}{0,4 b_o} = \frac{1,01 \times 215}{0,4 \times 12} = 45,239 \text{ cm} \quad (\text{Article A5.1.23})[4]$$

$$\delta_t = \text{Min}(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 24,3 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \delta_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Ancrage des aciers en barres :**

Condition d'équilibres :

Pour assurer un ancrage correct, la contrainte d'adhérence est supposée constante est égale à la valeur.

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \varphi_s^2 \times f_{tj} \text{ (Article A6.1,21) [4]}$$

$$\varphi_s : \text{coefficient de scellement.} \rightarrow \varphi_s = \begin{cases} 1 : \text{pour les ronds lisses} \\ 1,5 : \text{armatures hautes adhérence} \end{cases}$$

$$f_{tj} = f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_s = 0.6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

Selon le B.A.E.L 91 les barres rectilignes de diamètre \emptyset et de limite d'élasticité f_e sont ancrées une longueur :

Ancrage rectiligne :

La longueur de scellement droit est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total L_s

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s}$$

Avec :

$$L_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2,83} = 494,699 \text{ mm}$$

A défaut de calcul, on adopte

$$L_s = 40\emptyset \text{ pour HA400} \quad \varphi_s \geq 1,5 \quad \text{(Article A6.1.221)} \quad [4]$$

$$L_s = 500 \text{ mm}$$

➤ Remarque

$L_s = 500 \text{ mm} = 50 \text{ cm} > \text{à la longueur de poutre} = 30 \text{ cm},$

On optera donc pour ancrage courbe

Donc on besoin de faire un ancrage courbe :

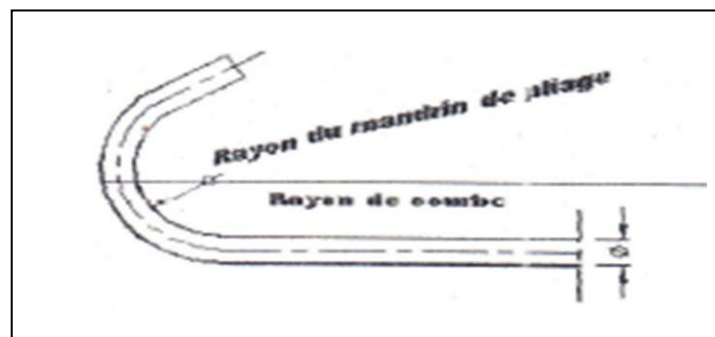


Figure IV -20 : Rayon de courbure

Ancrage courbe

- Ancrage par courbure des barres tendues :

Condition de non écrasement du béton, rayon de courbure minimal

$$r = 5,5 \times \emptyset \text{ Haute adhérence (Article A6.1. 252)} \quad [4]$$

$$5,4 \times 12 = 66 \text{ mm} = 6,6 \text{ cm}$$

Ferraillage de la dalle de compression : Pour le ferraillage de la dalle de compression on doit suivre les instructions citées dans Article B.6.8.4, 23) [2]

L'hourdi doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm

Armature perpendiculaire aux nervures :

$$50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm}; \text{ on prend } L_n = 60 \text{ cm}$$

L_n : Distance entre axes des nervures [cm]

$$\Rightarrow A \geq \frac{4L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \Rightarrow A \geq 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } A = 5 \emptyset 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\emptyset 6 \rightarrow (e = 20 \text{ cm})$$

Armatures parallèles aux nervures

$$A // \geq A / 2 \Rightarrow A // \geq 1,41/2 = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\emptyset 6 \rightarrow (e = 20 \text{ cm})$$

Donc on adoptera un treillis soudé de $\emptyset 6$ mailles $(200 \times 200)\text{mm}^2$ pour tous les planchers.

➤ Vérification de la flèche :

L'article (B-6-8-4-24) des règles B.A.E.L 91, nous montre qu'il n'est pas nécessaire de

Calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les Inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 \rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \\ 2 \rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \left(\frac{M_t}{M_0} \right) \\ 3 \rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \end{array} \right. \text{ Alors : } \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{30}{600} = 0,05 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad (\text{cv}) \\ \frac{h}{L} = 0,05 < \frac{1}{15} \left(\frac{31706,80}{39933} \right) = 0,0529 \quad (\text{cv}) \\ \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3,8}{12 \times 27} = 0,011 > \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad (\text{c non v}) \end{array} \right.$$

➤ Etude de flèche :

G : charge permanente après la mise en place de cloisons.

P : charge total appliquée en service.

J : poids propre de la dalle.

On a :

$$\begin{cases} G = 540 \times 0,6 = 324 \text{ kg / ml} \\ P = (540 + 500) \times 0,6 = 624 \text{ kg / ml} \\ J = [(400)] \times 0,6 = 240 \text{ kg / ml} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_t = 0,85M_0$$

$$M_G = 0,85 \times G \times \frac{L_x^2}{8} = 0,85 \times 3240 \times \frac{6^2}{8} = 12393 \text{ Nm}$$

$$M_P = 0,85 \times P \times \frac{L_x^2}{8} = 0,85 \times 6240 \times \frac{6^2}{8} = 23868 \text{ Nm}$$

$$M_J = 0,85 \times J \times \frac{L_x^2}{8} = 0,85 \times 2400 \times \frac{6^2}{8} = 9180 \text{ Nm}$$

Module de déformation :

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

Calcul de moment d'inertie :

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \quad [7]$$

Si $H > 0$ l'axe neutre se trouve dans la table

Si $H < 0$ l'axe neutre se trouve dans la nervure

$$H = \frac{60 \times 5^2}{2} - 15 \times 3,8(27 - 5) = -504$$

$H < 0$ Donc l'axe neutre se trouve dans la nervure :

$$\begin{cases} E = \frac{(b - b_0) \times h_0^2 + 30A \times d}{b_0} \\ D = \frac{(b - b_0) \times h_0^2 + 15A}{b_0} \\ y = -D + \sqrt{D^2 + E} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} E = 356,5 \text{ cm}^2 \\ D = 24,75 \text{ cm} \\ y_I = 6,379 \text{ cm} \end{cases} \quad [7]$$

$$I_0 = \frac{b \times y_1^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (y_1 - h_0)^3}{3} + n \times A \times (d - y_1)^2 = 25276,149 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} \theta = \frac{h_0}{d} = \frac{5}{27} = 0,185 \\ \alpha = \frac{y}{d} = \frac{6,379}{27} = 0,236 \\ \rho = \frac{\theta}{\alpha} = \frac{0,185}{0,236} = 0,78 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A \times Z} \quad \text{avec } z = d - \frac{h_0}{2} + C \times y$$

$$\beta = \frac{b_0}{b} = 0,2 \quad \rightarrow C = 0,0528 \quad [7]$$

$$\rho = 0,78$$

Donc

$$Z = 27 - \frac{5}{2} + 0,0776 \times 6,397 = 67,995 \text{ cm}$$

$$K = A \left(d - \frac{y}{3} \right) = 3,8 \left(27 - \frac{6,379}{3} \right) = 94,519 \text{ cm}^3$$

Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{K} = \frac{12393}{94,519} = 258,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{K} = \frac{23868}{94,519} = 252,520 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_J}{K} = \frac{9780}{94,519} = 103,471 \text{ MPa}$$

Calcul de μ_G ; μ_P ; μ_J

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_G = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_{SG} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 131,116 + 2,1} = 0,53$$

$$\mu_P = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_{SP} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 252,520 + 2,1} = 0,72$$

$$\mu_J = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_{SJ} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 103,471 + 2,1} = 0,45$$

Calcul des moments d'inerties fictives :

$$I_f = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda\mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{d}\right)\rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{60}\right) \times 0,011} = 3,67$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{d}\right)\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i = 1,47$$

$$I_{fi}^G = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu_G} = \frac{1,1 \times 25276,149}{1 + 3,67 \times 0,53} = 9440,686 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^P = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu_P} = \frac{1,1 \times 25276,149}{1 + 3,67 \times 0,39} = 7633,364 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^J = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu_J} = \frac{1,1 \times 25276,149}{1 + 3,67 \times 0,56} = 10486,051 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^G = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu_G} = \frac{1,1 \times 25276,149}{1 + 1,47 \times 0,53} = 15627,994 \text{ cm}^4$$

Calcul de flèche :

$$f_{Gv} = \frac{M_G L_n^2}{10E_v I_{fv}^G} = \frac{12393 \times (600)^2}{10 \times 1081886 \times 15627994} = 2,63 \text{ cm}$$

$$f_{Gi} = \frac{M_G L_n^2}{10E_i I_{fi}^P} = \frac{1070893 \times (600)^2}{10 \times 3216419 \times 9440686} = 1,47 \text{ cm}$$

$$f_{Gv} = \frac{M_P L_n^2}{10E_i I_{fi}^P} = \frac{839396 \times (600)^2}{10 \times 3216419 \times 7633364} = 3,49 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_J L_n^2}{10E_i I_{fi}^J} = \frac{1335966 \times (600)^2}{10 \times 3216419 \times 10486051} = 1,16 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_v^G - f_i^J + f_i^P - f_i^G = 2,63 - 1,16 + 3,49 - 1,47 = 3,49 \text{ cm} > 1,1 \text{ cm}$$

➤ Donc la flèche ne pas vérifier

❖ **Remarque :**

Le choix de plancher à corps creux pour le sous-sol et L'RDC n'est pas vérifiable dans ce cas on doit une dalle pleine d'épaisseur 16cm, puis 20cm.

3. Planchers à dalle pleine du sous-sol et L'RDC :

Les dalles sont des éléments rectangulaires de dimensions L_X et L_Y appuyés sur 2,3 ou 4 cotés. Nous désignons par (L_X) la plus petite dimension de la dalle et (L_Y) la plus grande.

Dans l'étude des dalles, on considère généralement une bonde 1m de largeur.

Pour le calcul des dalles, nous désignons 2 cas :

- a. Dalle portant deux (2) sens : $0,4 < L_x/L_y < 1$.
- b. Dalle portant que dans un (1) seul sens si : $L_x/L_y \leq 0,4$.

$$h_t = 16\text{cm}$$

Dalle non exposé aux intempéries $\Rightarrow c = 1,6\text{ cm}$

Et diamètre max :

$$\varnothing_{\text{max}} \leq \frac{h_d}{10} = 1,5\text{ cm}$$

\Rightarrow Nous prendrons $\varnothing = 12\text{ mm}$ (Article A-7-2-1) [4]

\Rightarrow La hauteur utile $d_x = 18\text{ cm}$

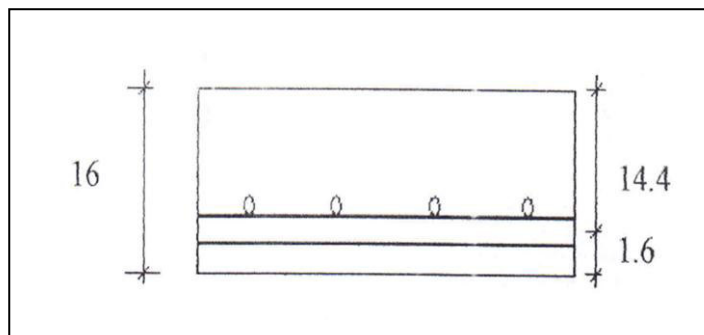


Figure IV -21 : Disposition des armatures de la nappe inférieure.

- D'après la décent des charges :

Plancher du sous-sol et RDC
$G = 540\text{ kg/m}^2$
$Q = 500\text{ kg/m}^2$

➤ Combinaison fondamentale

E.L.U

$$\bar{q}_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\bar{q}_u = 1,35 \times 540 + 1,5 \times 500 = 1479\text{ kg/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1 = 1479\text{ kg/ml}$$

E.L.S

$$\bar{q}_s = G + Q$$

$$\bar{q}_s = 540 + 500 = 1040\text{ kg/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_s = \bar{q}_s \times 1 = 1040\text{ kg/ml}$$

Schéma statique des différents types de panneau de dalle :

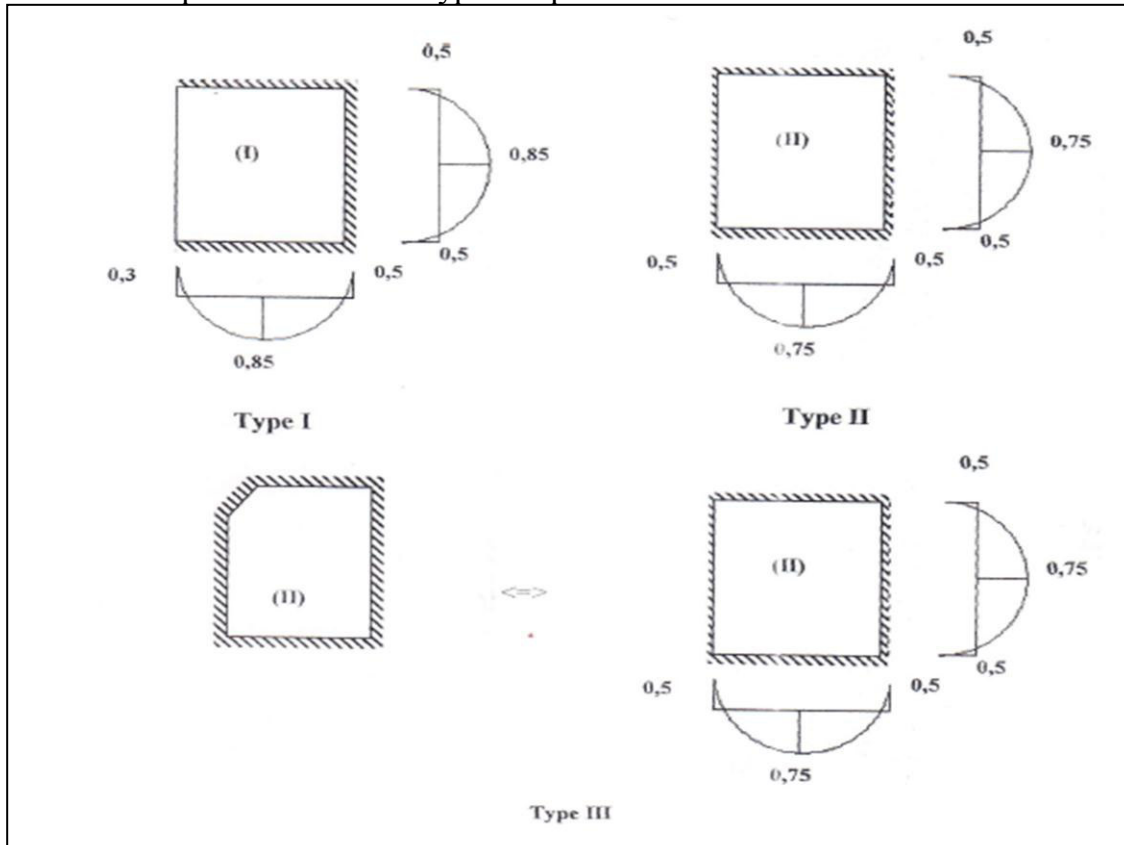


Figure IV.22 : Différents type de panneaux.

➤ Moments fléchissant des panneaux :

E.L.U

$$\begin{cases} M_{ux} = \mu_{xu} \times q_u \times L_x^2 \\ M_{uy} = \mu_{yu} \times M_{ux} \end{cases}$$

E.L.S

$$\begin{cases} M_{sx} = \mu_{xs} \times q_s \times L_x^2 \\ M_{sy} = \mu_{sy} \times M_{sx} \end{cases}$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, V)$ V : Coefficient de poisson

$$V = \frac{\Delta t}{\Delta L} \quad V = 0 \rightarrow \text{E. L. U} \quad L_x(\text{m}) = 5,6 \text{ m}$$

$$V = 0,2 \rightarrow \text{E. L. S}$$

Panneau	L_y (m)	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	$V = 0$	$V = 0,2$	E.L.U	E.L.S	M_{ux} (N. m)	M_{uy} (N. m)	M_{sx} (N. m)	M_{sy} (N. m)
			μ_x	μ_y	μ_x	μ_y				
I	5,6	1	0,097	1	0,044	1	42062,76	42062,76	16473,6	16473,6

II	2,8	0,5	0,095	_____	0,098	0,373	12645,45	_____	9172,8	3421,45
III	4,9	0,875	0,048	0,721	0,055	0,812	19567,17	14107,93	15765,75	12801,79

Tableau IV-2 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant.

Panneaux	M_{tx} [N. m]		M_{ax} [N. m]			
	E.L.U	E.L.S	E.L.U		E.L.S	
	M_{txu}	M_{txs}	0,3M ₀	0,5M ₀	0,3M ₀	0,5M ₀
(I)	35753,346	14002,56	_____	21031,38	_____	8236,8
(II)	9484,087	6879,6	_____	6322,725	_____	4586,4
(III)	14675,377	11824,312	_____	9783,585	_____	7882,875
Panneaux	M_{tx} [N. m]		M_{ay} [N. m]			
	E.L.U	E.L.S	E.L.U		E.L.S	
	M_{tyu}	M_{tys}	0,3M ₀	0,5M ₀	0,3M ₀	0,5M ₀
(I)	35753,346	14002,56	12618,828	21031,38	4942,08	8236,8
(II)	_____	2566,908	_____	_____	_____	1710,73
(III)	10580,947	9601,342	_____	7053,965	_____	6400,89

Tableau IV-3 : moment fléchissant des panneaux en appui et en travée.

3.1. Détermination des sollicitations maximales :

- Sens X-X et Sens Y-Y (par la symétrie)

$$\text{En travée} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 35753,346 \text{ N. m} \\ M_{tser} = 14002,56 \text{ N. m} \end{cases}$$

$$\text{En appui} \Rightarrow \begin{cases} M_{au} = -21031,38 \text{ N. m} \\ M_{aser} = -8236,8 \text{ N. m} \end{cases}$$

3.2. Calcul de ferrailage :

Le calcul de ferrailage c'est la même pour les deux sens

X – X et Y – Y a couse $L_x = L_y = 5,6 \text{ m}$

3.2.1. Calcul de ferrailage en sens X-X :

- a. En travée :

$$\text{E.L.U : } M_t = 35753,346 \text{ N. m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

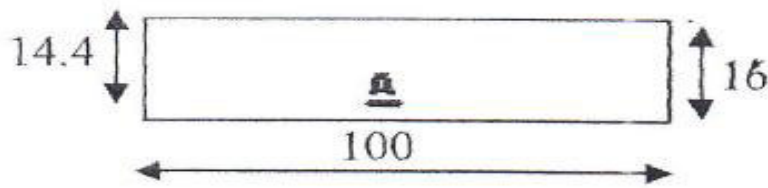


Figure IV-23 : Section de calcul en travée.

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times d^2 \times b} = \frac{35753,346}{14,2 \times (14,4)^2 \times 100} = 0,121$$

$$F_e E400 \Rightarrow \mu_1 = 0,3292$$

$$\mu = 0,121 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'n' \text{ existe pas}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,162$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,935$$

Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_t}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{35753,346}{0,935 \times 348 \times 14,4} = 7,63 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 14,4 \times \frac{2,1}{400} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 7,63 \text{ cm}^2$$

Choix : 7 T 12 → $A = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (e_p = 15 \text{ cm})$

D'après l'article A.8.2.42 on a : [4]

$$ex \leq \text{Min}(3h_d ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow ex \leq (48,33) \Rightarrow ex = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

✓ Donc condition vérifiée.

E.L.S : $M_{ts} = 14002,56 \text{ N.m}$

Fissuration peu nuisible ⇒ Aucune vérification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s)$

Flexion simple

Acier $F_e E400$

Section rectangulaire

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{35753,346}{14002,56} = 2,553$$

$$\alpha \leq \frac{2,53 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha = 0,162 \leq 1,026 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Alors $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

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

b. En appuis :

E.L.U : $M_{au} = -21031,38 \text{ N.m}$

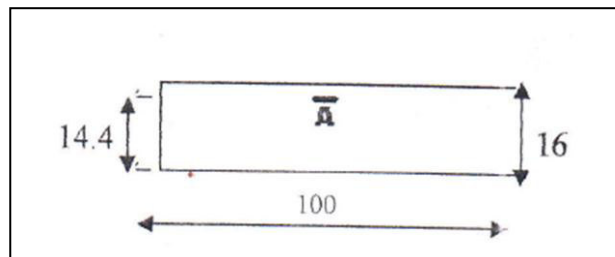


Figure IV-24 : Section de calcul en appui.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times d^2 \times b} = \frac{21031,38}{14,2 \times (14,4)^2 \times 100} = 0,071$$

$$F_e E400 \Rightarrow \mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0,071 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'n' \text{ existe pas}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,092$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,963$$

Détermination des armatures :

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{21031,38}{0,963 \times 348 \times 18} = 4,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3.2.2. Calcul des armatures minimales (Condition de non fragilité) :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 14,4 \times \frac{2,1}{400} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 4,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4 \text{ T } 12 \quad \rightarrow \quad A = 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow (e = 25 \text{ cm})$$

$$25 \leq \text{Min}(3h_d; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{E.L.S : } M_{as} = -8236,8 \text{ N.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour $\varepsilon_s (\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s)$

Flexion simple

Acier $F_e E400$

Section rectangulaire

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Acier } F_e E400 \\ \text{Section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \text{ et } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Avec

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{21031,38}{8236,8} = 2,553$$

$$\alpha \leq \frac{2,553 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha = 0,092 \leq 1,026 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Alors $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

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

➤ Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{u \max} = q_u \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 14790 \times \frac{5,6}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 27608 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d \times 100} = \frac{27608}{100 \times 14,4 \times 100} = 0,192 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,192 < \bar{\tau}_u = 1,25$$

Pas de reprise de bétonnage \Rightarrow

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3.2.3. Vérification de la flèche :

L'article (B-6-8-4-24) des règles B.A.E.L 91, nous montre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les

Inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1. \quad \frac{h_d}{L} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_x}\right) \\ 2. \quad \rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

On vérifie pour le panneau le plus défavorable

$$\frac{M_t}{20M_x} = \frac{0,85M_x}{20M_x} = 0,0425$$

$$\frac{h_d}{L} = \frac{16}{560} = 0,0286$$

$$\frac{3}{80} = 0,0375$$

$$\frac{h_d}{L} = 0,0286 \leq 0,0425 \quad \text{Condition nonvérifiée}$$

$$2) \rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{7,92}{100 \times 14,4} = 0,0055 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions (1) ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

➤ **Etude de flèche:**

G: charge permanente après la mise en place de cloisons.

P: charge total appliquée en service.

J: poids propre de la dalle.

On a:

▪ **Calcul des moments fléchissant:**

$$M_t = 0,85M_0$$

$$M_G = 0,85 \times G \times \frac{L_x^2}{8} = 0,85 \times 5400 \times \frac{5,6^2}{8} = 17992,8 \text{ N.m}$$

$$M_P = 0,85 \times P \times \frac{L_x^2}{8} = 0,85 \times 10400 \times \frac{5,44^2}{8} = 34652,8 \text{ N.m}$$

$$M_J = 0,85 \times J \times \frac{L_x^2}{8} = 0,85 \times 4000 \times \frac{5,44^2}{8} = 13328 \text{ N.m}$$

▪ **Calcul de moment d'inertie**

Position de l'axe neutre

$$by^2 + 2n(A_s + A_s')y - 2n(dA_s + d'A_s') = 0$$

$$n = 15 ; A_s' = 0$$

$$\text{Alors : } by^2 + 30A_s y - 30dA_s = 0$$

$$100y^2 + 237.6y - 3421.44 = 0 \quad A_s = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$\Delta = (237.6)^2 - 4[100(-3421.44)] = 1425029.76$$

$$\sqrt{\Delta} = 1193.746$$

$$y = 4.78 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A \times \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 = \frac{100 \times 16^3}{12} + 15 \times 7.92(8 - 14.4)$$

$$I_0 = 38999.38 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A \times Z}$$

$$Z = d - \frac{y}{3}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A \left(d - \frac{y}{3}\right)} = \frac{M}{K}$$

$$K = A \left(d - \frac{y}{3}\right) = 7.92 \left(14.4 - \frac{4.78}{3}\right) = 101.43 \text{ cm}^3$$

3.2.4. Calcul des contraintes d'acier suivant la sollicitation :

$$\sigma_{sG} = \frac{M_g}{k} = \frac{17992.8}{101.43} = 177.39 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{k} = \frac{39780}{101.43} = 341.64 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{k} = \frac{13328}{101.43} = 131.40 \text{ Mpa}$$

Calcul

de μ_G ; μ_p ; μ_j

μ_G ; μ_p ; μ_j

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_G = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_{sG} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0055 \times 177.39 + 2.1} = 0.387$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0055 \times 341.64 + 2.1} = 0.617$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0055 \times 131.4 + 2.1} = 0.263$$

Calcul des moments d'inerties fictives :

$$I_f = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda\mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{d}\right)\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{14.4}\right) \times 0.0055} = 0.84$$

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{d}\right)\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{14.4}\right) \times 0.0055} = 0.34$$

$$I_{fi}^G = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu_G} = \frac{1.1 \times 38999.38}{1 + 0.84 \times 0.387} = 32374.889 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = \frac{1.1 \times 38999.38}{1 + 0.84 \times 0.617} = 28255.208 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1.1 \times 38999.38}{1 + 0.84 \times 0.263} = 35136.878 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^G = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu_G} = \frac{1.1 \times 38999.38}{1 + 0.34 \times 0.387} = 37910.989 \text{ cm}^4$$

3.3. Calcul de flèche :

$$f_{Gv} = \frac{M_G f_X^2}{10E_v I_{fv}^G} = \frac{17992.8 \times (560)^2}{10 \times 10818.86 \times 37910.989} = 1.37$$

$$f_{Gv} = \frac{M_G f_X^2}{10E_j I_{fj}^G} = \frac{17992.8 \times (560)^2}{10 \times 32164.19 \times 32374.889} = 0.54$$

$$f_{pi} = \frac{M_p f_X^2}{10E_i I_{fi}^G} = \frac{34652.8 \times (560)^2}{10 \times 32164.19 \times 2855.208} = 1.19$$

$$f_{ji} = \frac{M_j f_X^2}{10E_i I_{fi}^j} = \frac{13328 \times (560)^2}{10 \times 32164.19 \times 35136.878} = 0.67$$

$$\Delta f_i = f_v^G - f_i^j + f_i^p - f_i^G = 1,37 - 0,67 + 1,9 - 0,54 = 1,35 \text{ cm}$$

La flèche maximale admissible (Article B6. 5.3 BAEL91)

$$L \geq 5m \Rightarrow f_{\max} = 0.5 + \frac{L}{100} = 0.5 + \frac{600}{1000} = 1,1 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 1,1 \text{ cm} < 1,35 \text{ cm}$$

Donc la flèche n'est pas vérifiée.

➤ Conclusion :

On remarque que l'utilisation des planchers a corps creux d hauteur(ht = 30 cm)Pour l R.D.C et sous-sol, la flèche ne pas vérifiée, c'est la même pour une dalle pleine d'atureur(16 cm et 20 cm) ; pacque la portées égal a 6 m

Dans ce cas on doit choisir une dalle pleine nervurée, comme solution

4. Dalle pleine aux nervures :

4.1. Etude des poutrelles :

- Dimensions :

$$\begin{cases} ht = 40 \text{ cm} \\ ho = 12 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} b = 145 \text{ cm} \\ bo = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

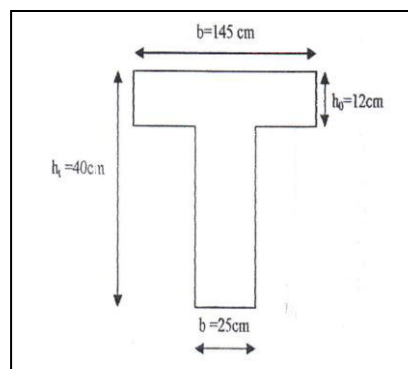


Figure IV-25. Dimension de la poutrelle.

Evaluation des charges :

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

RDC

et

sous-sol :

$$G = 440 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q = 500 \text{ Kg/m}^2$$

Cas	RDC et sous-sol (Kg/ml)
E.L.U	$(1.35 \times 440 + 1.5 \times 500) \times 1.45 = 1948.8$
E.L.S	$(440 + 500)1.45 = 1363$

Tableau IV-4. Evaluation des charges sur les poutrelles.

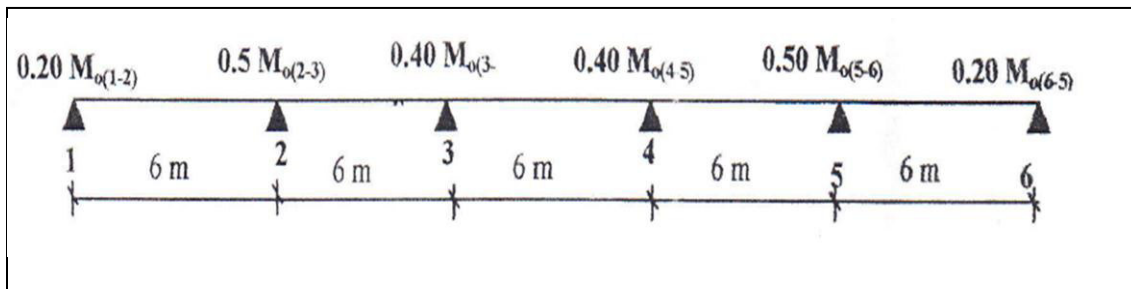
4.2. Détermination des sollicitations :

4.2.1. Méthode de travail :

Pour détermine les moments fléchissant et efforts tranchants ; on vérifie si la méthode Forfaitaire est applicable :[8].

4.2.2. Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- 1) $Q = 500 \text{Kg/m}^2 < 2G = 880 \text{Kg/m}^2$ Condition vérifiée.
- 2) L'inertie est constante dans la différente travée Condition vérifiée.
- 3) Le rapport $\frac{L_i}{L_{i+1}} = \left\{ \frac{6}{6} = 1 \in [0.8 ; 1.25] \right.$ Condition vérifiée.
- 4) la fissuration est peu nuisible Condition vérifiée.



a. En appui :

$$M_{a1} = M_{a6} = 0.20 \times M_0$$

$$M_{a2} = M_{a5} = 0.50 \times M_0$$

$$M_{a3} = M_{a4} = 0.40 \times M_0$$

b. En travée :

b-1 Travée de rive :

$$\text{Soit } \alpha = Q/(Q + G) = 0.532$$

• Calcul des moments fléchissant :

E.L.U :

$$q_u = 1948.8 \text{ Kg/ml}$$

$$M_{ou(1-2)} = M_{ou(3-3)} = M_{ou(3-4)} = M_{ou(4-5)} = M_{ou(5-6)}$$

$$M_{ou(1-2)} = q_u \times l^2 / 8 = 8769.6 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Les moments sur appuis :

$$M_{uA1} = M_{uA6} = 0.2M_{ou(1-2)} = 1753.92 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{uA3} = M_{uA4} = 0.5M_{ou(1-2)} = 3507.84 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{uA2} = M_{uA5} = 0.4M_{ou(1-2)} = 4384.8 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Les moments en travées

$$\alpha = 0.532$$

$$1 + 0.3\alpha = 1.159$$

$$\text{Max}\{1 + 0.3\alpha ; 1.05\} = 1.159$$

$$M_t = 1.159M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

Travée (1-2), (5-6)

$$M_t = 7094.606 \text{ kg.m}$$

Travée (2-3), (4-5)

$$M_t = 6217.646 \text{ kg.m}$$

Travée (3-4)

$$M_t = 6656.126 \text{ kg.m}$$

- **Les conditions :**

Travée (1-2), (2-3), (3-4), (4-5), (5-6)

$$M_t = 5961.574 \text{ kg.m}$$

Donc

Travée (1-2), (5-6)

$$M_t = 7094.606 \text{ kg.m}$$

Travée (2-3), (4-5)

$$M_t = 6217.646 \text{ kg.m}$$

Travée (3-4)

$$M_t = 6656.126 \text{ kg.m}$$

- **Détermination des efforts tranchants :**

Abscisse : a et b

Travée (1-2), (5-6)

$$\alpha = 2.805 \text{ m}$$

$$b = 3.195 \text{ m}$$

$$v_w = -6309.109 \text{ kg}$$

$$v_e = 1185.856 \text{ kg}$$

Travée (2-3), (4-5)

$$\alpha = 3.064 \text{ m}$$

$$b = 2.936 \text{ m}$$

$$v_w = -6920 \text{ kg}$$

$$v_e = 6624,990 \text{ kg}$$

Travée (3-4)

$$\alpha = b = 3 \text{ m}$$

$$v_w = v_e = 6775,977 \text{ kg}$$

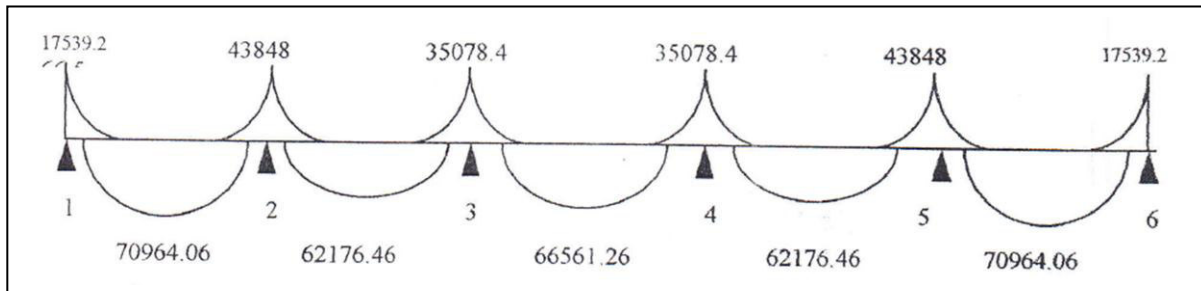


Figure IV-26. Diagramme des moments fléchissant.

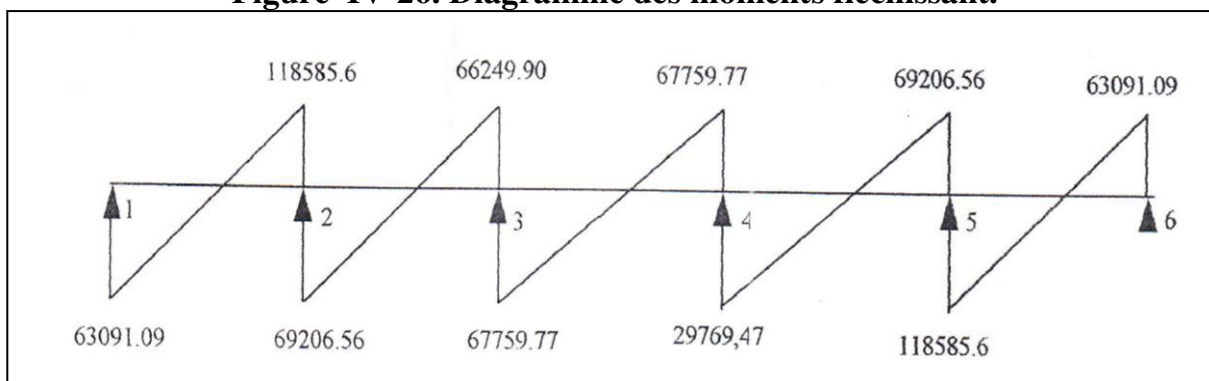


Figure IV-27. Diagramme de l'effort tranchant

4.3. Calcul du ferrailage des poutrelles :

E.L.U

E.L.S

$$\begin{cases} M_{\alpha}^{\max} = -43848 \text{ N.m} \\ M_t^{\max} = 70946.06 \text{ m} \end{cases} \begin{cases} M_{\alpha}^{\max} = -30667.5 \text{ N.m} \\ M_t^{\max} = 49620.01 \text{ m} \end{cases}$$

4.3.1. Armature longitudinale :

E.L.U

En travée : $M_t^{\max} = 70946.06 \text{ N.m}$

Vérification d'Inétendue de la zone comprimée :

$$M_{bc} = \sigma_b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{bc} = 14.2 \times 145 \times 12 \left(36 - \frac{12}{12} \right) = 741240 \text{ N.m} > M_t^{\max} = 70946.06 \text{ N.m}$$

- La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la sanction de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimension
- $(b \times h) = (145 \times 40) \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

En travée:

$$\mu = 0,026 < \mu_L = 0,392$$

⇒ A' n'existe pas

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,033$$

$$z = 35,52 \text{ cm} \quad A_t = 5,74 \text{ cm}^2$$

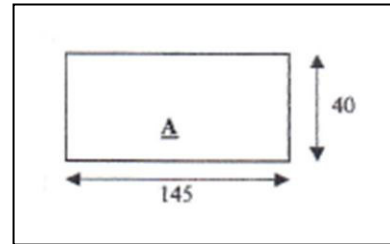


Figure IV-28 : Section de calcul

➤ **Calcul des armatures minimales:** (Condition de non fragilité)

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Article A.4.2.1}) \quad [4]$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 0,23 \times 145 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 6,3 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \text{Max}(A_{\min}, A_{t\text{cal}}) = 6,3 \text{ cm}^2$$

Choix : 6 T 12

$$A_t = 6,79 \text{ cm}^2$$

Au niveau des appuis : $M_a^{\max} = 43848 \text{ N.m}$

Le moment en appuis est négatif, donc table de compression se trouve dans la partie tendue

La section de calcul est une section rectangulaire de dimensions ⇒ ($b_o \times h$)

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :** (A.4.3.2) [4]

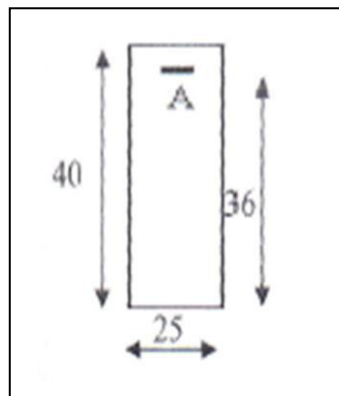


Figure IV -29. Section de calcul en appuis.

$$\mu = 0,016 < \mu_L = 0,392$$

$$\alpha = 0,020$$

$$z = 35,712 \text{ cm}$$

$$A_t = 3,53 \text{ cm}^2$$

4.3.2. Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)

$$A_{\min} = 1,086 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{a_{\text{cal}}}; A_{\min}) = 3.53 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures

$$2T 12 + 1T 14 \rightarrow A_a = 3,8 \text{ cm}^2$$

Au niveau des travées : $M_{ts}^{\max} = 49620 \text{ N.m}$

Flexion simple

Acier FeE400

Section rectangulaire

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow s\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$A_a \quad \gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = 1,429; \quad \alpha = 0,020$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{e28}}{100} = 0,464 > \alpha = 0,020 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \text{ (CV)}$$

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \Rightarrow$ Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues

Au niveau des appuis :

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s$ Condition vérifiée

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = 1,429; \quad \alpha = 0,020$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,464 > \alpha = 0,020 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \text{ (CV)}$$

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \Rightarrow$ Les armatures à l'E.L.U seront maintenues.

4.4. Vérification de la flèche :

$$1. \frac{h}{L} = \frac{400}{600} = 0.06 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$2. \frac{h}{L} = 0.06 > \frac{1}{15} \left(\frac{70946.06}{87696} \right) = 0.0539. \quad \text{condition vérifiée}$$

$$3. \frac{A}{b_0 d} = \frac{6.79}{25 \times 36} = 0.0075 < \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc l'étude de flèche pas nécessaire

Etude de la dalle :

- Combinaison fondamentale

E.L.U

$$q_u = \bar{q}_u \times 1 = 1344 \text{ kg/ml}$$

E.L.S

$$q_s = \bar{q}_s \times 1 = 940 \text{ kg/ml}$$

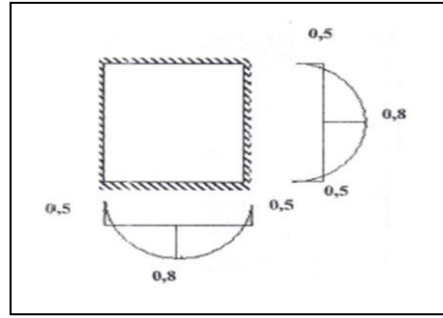


Figure IV-30. schéma statique de panneau de la dalle.

4.5. Calcul des sollicitations :

Le rapport des portées pour les panneaux de la dalle vérifiée la condition :

$$p = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$$

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,65}{5,60} = 0,29 < 0,4$$

Alors les panneaux de la dalle portent donc dans un seul sens ; ils seront calculés comme une poutre dans le sens de la petite portée, le ferrailage sera déterminé par le panneau le plus sollicité.

Moment isostatique:

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m.

Ferrailage à I E L U :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 440 + 1,5 \times 500 = 1334 \text{ Kg/ml}$$

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{1334 \times 1,65^2}{8} = 457,38 \text{ kg/ml}$$

Le panneau considéré étant un panneau de rive ; on prendra les moments en travée et en appuis les valeurs suivantes :

$$M_{u_t} = 0,8M_{ou} = 3659,04 \text{ N.m}$$

$$M_{u_A} = 0,5 M_{ou} = -2286,9 \text{ N.m}$$

Calcul des armatures :

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times d^2 \times b} = \frac{3659,04}{14,2 \times (10)^2 \times 100} = 0,026$$

$$FeE400 \Rightarrow \gamma_1 = 0,392$$

$$\gamma = 0,026 < \gamma_1 = 0,0329 \Rightarrow \text{A'n'existe pas}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0329$$

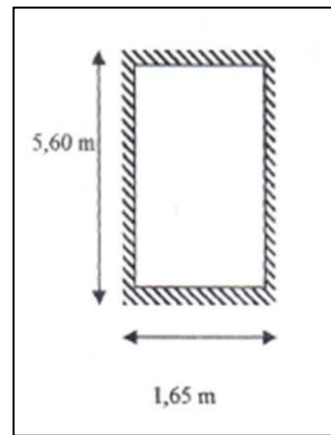


Figure IV-31. Dimension de panneau.

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.987$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{3659,04}{0,987 \times 348 \times 10} = 1.065 \text{ cm}^2$$

4.6. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 4 T 10} \Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (e_p = 15 \text{ cm})$$

D'après l'article A.8.2.42 on : [4]

$$e_x \leq \text{Min}(3h_d; 33\text{cm}) \Rightarrow e_x \leq (36; 33) \Rightarrow e_x = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

Donc condition vérifiée.

E.L.S

On travée :

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 440 + 500 = 940 \text{ Kg/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}}L^2}{8} = \frac{440 \times 1,65^2}{8} = 319,894 \text{ Kg/ml}$$

$$M_{\text{sert}} = 0.8M_{0\text{ser}} = 2559.152 \text{ N. m}$$

$$M_{\text{serA}} = -0.5M_{0\text{ser}} = -15599.47 \text{ N. m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour $\varepsilon_s (\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s)$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} ; \text{ et } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}$$

Section rectangulaire

Avec

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3659.04}{2559.152} = 1.429$$

$$\alpha \leq \frac{1,429 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha = 0,465 \leq 0.0329 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Alors $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Donc les armatures calculées a l E.L.U conviennent.

En appuis : $M_{au} = -2286.9 \text{ N. m}$

E.L.U :

$$\mu = 0.016$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0,016 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'n' \text{ existe pas.}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,02$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,992$$

4.7. Détermination des armatures :

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times \sigma_s \times d} = 0,662 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

4.8. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,4 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 4 T 10} \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (e_p = 15 \text{ cm})$$

D'après l'article A.8.2.42 on : [4]

$$ex \leq \text{Min}(3h_d ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow ex = (36; 33 \text{ cm}) \Rightarrow ex = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

Donc condition vérifiée.

4.9. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.45}{4} 0.36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\emptyset 6 = 0,59 \text{ cm}^2$$

4.10. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{u \max} = q_u \times \frac{Lx}{2} = 13440 \times \frac{1,65}{2} = 11088 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d \times 100} = \frac{11088}{100 \times 10 \times 100} = 0,0111 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,011 < \bar{\tau}_u = 1,25$$

Pas de reprise de bétonnage

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

4.11. Vérification de la flèche :

L'article (B-6-8-4-24) des règles B.A.E.L 91 nous montre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées

$$1) \frac{h_d}{L} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_x}\right)$$

$$2) \rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$$

On vérifie pour le panneau le plus défavorable.

$$\frac{M_t}{20M_x} = \frac{0,8M_x}{20M_x} = 0,04$$

$$\frac{h_d}{L} = \frac{12}{165} = 0,0727$$

$$\frac{3}{80} = 0,0375$$

$$\frac{h_d}{L} = 0,0727 \leq 0,04 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 10} = 0.00314 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Les deux conditions sont vérifiées, donc l'étude de la flèche pas nécessaire.

conclusion: Dans cet axe, nous avons traité de l'étude et du calcul de plancher à corps creux et de plancher pleins

Chapitre V :

Calcul du Coupole.

1. Introduction :

Les coupoles sont des coques destinées à couvrir un espace de forme dans la plupart du temps circulaire, mais aussi polygonal ou de toute autre forme selon sa flèche (f), la coupole est surbaissée, en plein centre, ou sur haussée.

La forme de la méridienne peut être très variée. En principe, la coupole comporte une coque mince, généralement de révolution elle est munie généralement d'une ceinture de base reposant sur des appuis soit continus, soit ponctuels.

On peut classifier les coupoles, selon la forme en plan, la forme de la méridienne, la disposition au sommet, la conception des rives inférieure, les dispositions constructives, le mode de construction, la montée de la coupole,etc.

Dans notre cas : la coupole est en ogival ou torique (sur haussée par ce $Q_{\text{uef}} > r/2$) avec une ceinture inférieure reposant sur des appuis ponctuels (au dessus d'une poutre en arc de cerce), avec :

$$R = 6\text{m}$$

$$\theta_0 = 11.66^\circ, \quad R \sin\theta_0 = 0.95\text{m}$$

$$r = 6.00\text{m}, f = 6\text{m}, e = 0.10\text{m}$$

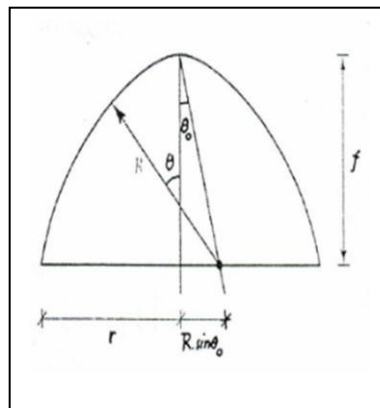


Figure V.1.Schémas de la coupole.

2. Coupole

2.1. Evaluation des charges :

Charge permanente (KN/m^2) :

Poids propre de la coupole..... $0,1 \times 25 = 2,50$

Etanchéité (bitume)..... $0,02 \times 11 = 0,22$

Mortier de ciment..... $0,02 \times 20 = 0,40$

Isolation (liège)..... $0,02 \times 3 = 0,06$

Enduit de plâtre..... $0,02 \times 15 = 0,3$

$G = 3.48 \text{ KN/m}^2$

Sur charge $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Neige avec l'altitude $H = 440\text{m}$

$S_n = 0.07 \times 440 + 15/100 = 0.46 \text{ KN/m}^2$

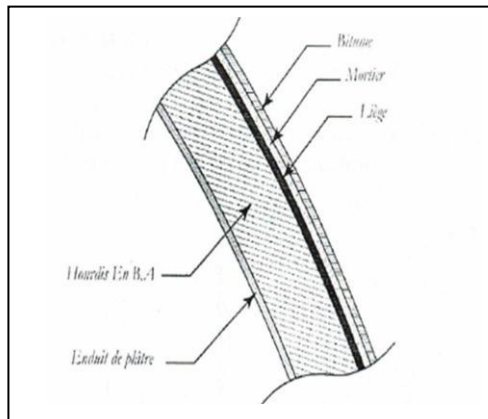


Figure V.2. Charge sur la coupole.

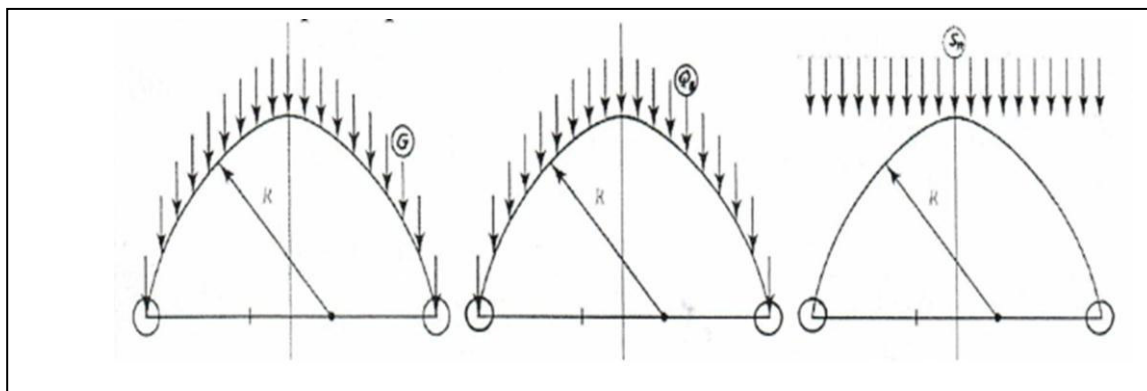


Figure V.3. Schémas de principe.

2.2. Calcul des sollicitations :

Il existe plusieurs méthodes de calcul de la coupole :

- Méthode élastique malheureusement forte complexe et à peu près inapplicable
- Théorie des membranes faisant abstraction des moments de flexion, beaucoup plus simple, elle est utilisable.
- Méthode approchées.
- Enfin on peut aussi calculer une coupole à la rupture de W.JOHANSEN.

Les sections les plus fatiguées sont les naissances (encastrement) sous l'effort de compression ou de traction.

De plus le béton de la coupole est soumis à des contraintes de traction dues :

- aux flexions d'encastrement sous les charges.
- Aux contraintes thermiques causées par les variations de température
- Aux tassements des appuis

Selon TIMOSHENKO et FLUGGER on peut calculer les efforts méridiens N_θ et les efforts parallèles N_φ , connaissant le rayon et les charges extérieures.

$$\theta_0 = 11.66^\circ, \cos\theta_0 = 0.979, \sin\theta_0 = 0.202, \theta = 90^\circ, \cos\theta = 0, \sin\theta = 1$$

$$\theta_0 = 1.571_{\text{rad}}, \theta = 0.203_{\text{rad}}$$

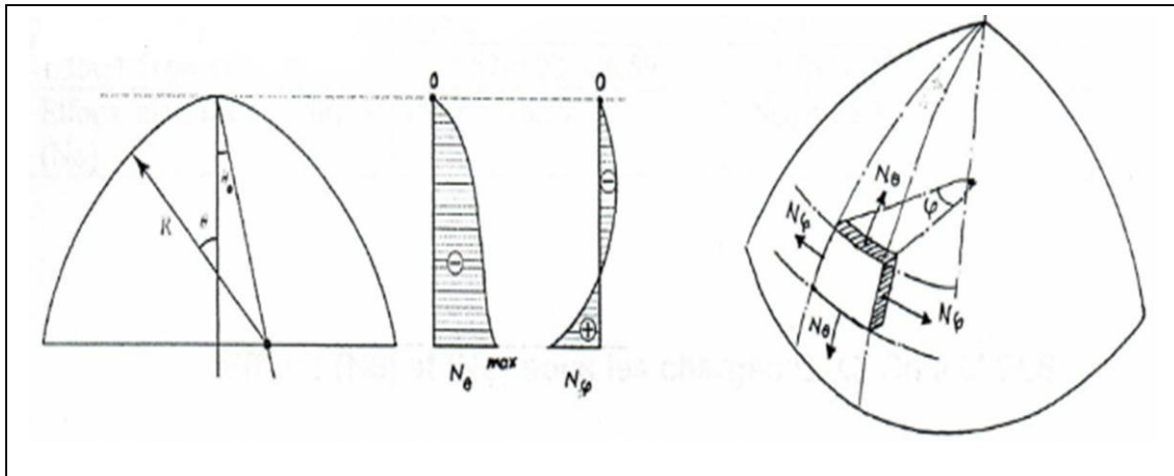


Figure V.4.Schémas de calcul. [16]

Le tableau suivant résume les résultats, avec le signe (+) pour l'effort de traction (-) pour l'effort de compression :

Chargement En KN/m ²	Effort en KN /m (θ = 90°)	
	Méridien (Nθ)	parallèle (Nφ)
G = 3,48	$= G$ $\times R \left(\frac{\cos \theta_0 - \cos \theta - (\theta - \theta_0) \sin \theta_0}{(\sin \theta - \sin \theta_0) \sin \theta} \right)$ $= -3,48 \times 6$ $\times \left(\frac{0,979 - 0 - (1,571 - 0,203) \times 0,202}{(1 - 0,202) \times 1} \right)$ $= -18.4$	$G \times R((\theta - \theta_0) \sin \theta_0$ $- (\cos \theta_0 - \cos \theta)$ $+ (\sin \theta$ $- \sin \theta_0) \sin \theta$ $\times \cos \theta)$ $= -3,48 \times 6 \times$ $[(1,571 - 0,203) \times 0,202$ $- (0,979 - 0)$ $+ (1 - 0,202) \times 0$ $\times 1]$ $= +14.67$
QB = 1	$= -1 \times 6$ $\left[\frac{0,979 - 0 - (1,571 - 0,203) \times 0,202}{(1 - 0,202)} \right]$ $= -5.28$	$= -1 \times 6[(1,571 - 0,203) \times 0,202$ $- (0,979) \times 0 \times 1]$ $= +4.22$
Sn = 0,46	$= -S_N \frac{R}{2} \left(1 - \frac{\sin \theta_0}{\sin \theta} \right)$ $= -0,46 \times \frac{6}{2} \times \left(1 - \frac{0,202}{1} \right)$ $= -1.1$	$= -S_N \frac{R}{2} \left[\cos 2\theta$ $+ 2 \sin \theta$ $\times \sin \theta_0 - \frac{\sin^2 \theta_0}{\sin \theta} \right]$ $= -0,46 \times \frac{6}{2} \left[-1 + 2 \times 0,202$ $- \left(\frac{0,979}{1} \right)^2 \right]$ $= -2.14$

Tableau V.1.Efforts normaux due différentes charges.

2.3. Combinaison de charges :

Efforts ($N\theta$) et ($N\varphi$) sous les charges : G, Q, S_n à L'ELU :

Chargement	$N\theta$ (KN/m)	$N\varphi$ (KN/m)
1,35G + 1,5Q	$= -1,35 \times 18.4 - 1,5$ $\times 5.28$ $= -32.76$	$= 1,35 \times 14.67 + 1,5 \times 4.22$ $= 26.13$
1,35G + 1,5Q + 1,3 Ψ Q _B	$= 1,35 \times 18.4 - 1,5$ $\times 1.1 - 1,3$ $\times 0,77$ $\times 5.28$ $= 17.90$	$= 1,35 \times 14.67 + 1,5 \times 2.14$ $+ 1,3 \times 0,77$ $\times 4.22 = 27.24$
1,35G1,5Q _B + S_n	$= -32.76 - 1.1$ $= -33.86$	$= 26.13 + 2.14 = 28.27$
Efforts maximaux($N\theta$)	($N\theta$) = -33.86	($N\varphi$) = 28.27

Tableau V.2. Efforts ($N\theta$) et ($N\varphi$) sous les charges : G, Q, S_n à L'ELU.

Efforts ($N\theta$) et ($N\varphi$) sous les charges : G, Q, S_n à L'ELS

Efforts ($N\theta$) et ($N\varphi$) maximaux à l'ELS sous le même chargement		
G+Q	$= -18.4 - 5.28 = -23.68$	$= 14.67 + 4.22 = 18.89$

Tableau V.3. Efforts ($N\theta$) et ($N\varphi$) sous les charges : G, Q, S_n à L'ELS.

2.4. vérifications de l'épaisseur de la coupole à l'ELS :

L'effort maximal de compression est : 23.34 KN/m

$$\sigma_b = 23.68 \times \frac{10^3}{100} \times 1000 = 0.2368 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 15 \text{ MPa OK}$$

Donc : l'épaisseur de 10 cm est suffisante

Ferrailage de la coupole : on place généralement un réseau unique d'armatures à mi épaisseur, parce que les contraintes dans l'épaisseur est à peu près constantes.

2.5. Armatures méridiennes :

Pas d'acier de traction, mais il y a un pourcentage minimal de 0.3% à 0.2% (BAEL)

$$A_m = 0.3/100 \times 0.1 \times 104 = 3 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ soit : } 5T10 \text{ pm espacées de } S_T = 20 \text{ cm}$$

2.6. Armatures parallèles :

Il y a un effort de traction, donc les parallèles se calculent et est ferrailles comme des tirants.

En cas de fissuration préjudiciable la section d'armatures est déterminée à l'ELS.

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, \mu l 10\right) = \min(267, 176) = 176 \text{ MPa}$$

$$A_p = 18.89 \times 10 / 176 = 1.0732 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ on adopte : } 5\text{T}12 \text{ pm} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

▪ Condition de non fragilité :

$$A_p = 5,65 \geq 10 \times 100 \times 2,1 / 400 = 5,25 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ OK}$$

Espacement entre deux armatures est 20 cm.

Les armatures sont rayonnantes, il faut des interromprez une sur deux en plusieurs en droit.

2.7. Schémas de ferrailage :

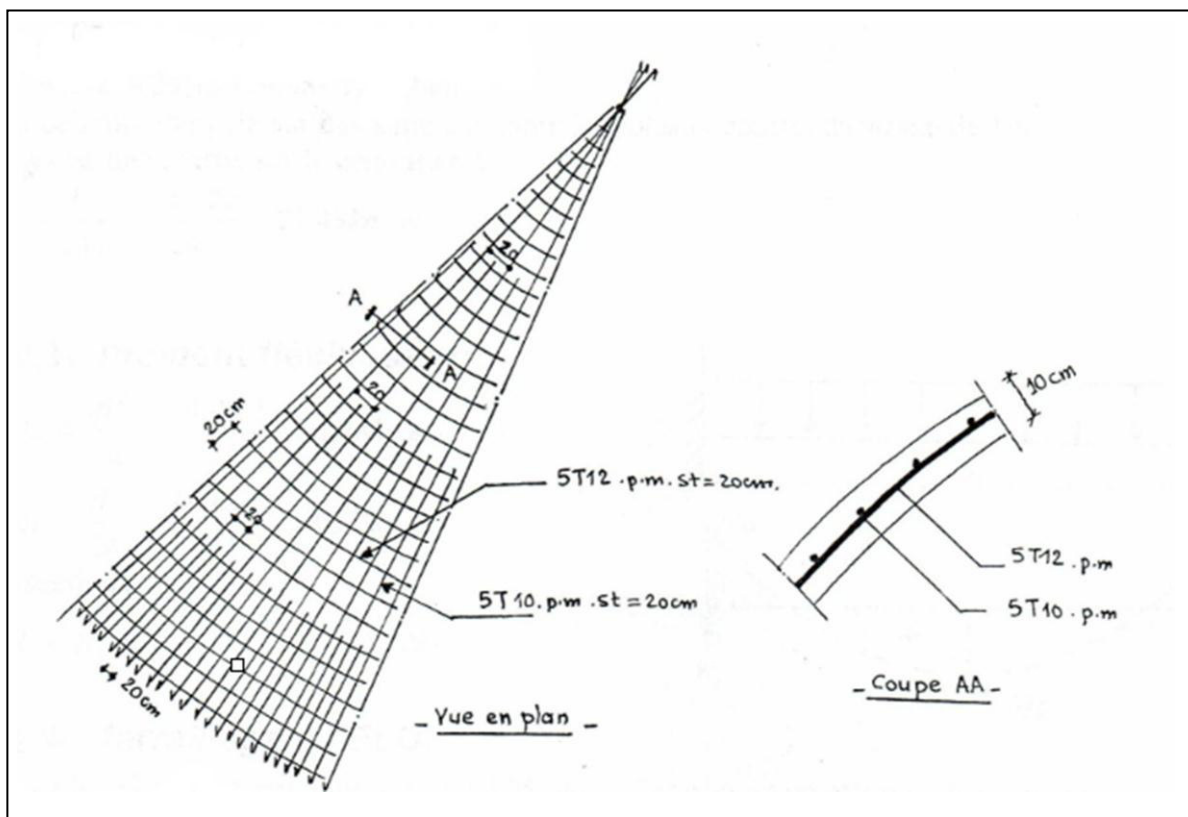


Figure V.5.Schémas de ferrailage.

3. La ceinture :

3.1. Armatures de la ceinture :

Généralement au contact de deux surfaces dont les méridiens ne sont pas dans le même prolongement, s'exerce une force radiale (ou centripète), donc un effort de compression ou de traction la jonction, que nous reprendrons dans une ceinture dans ce cas la ceinture est soumise à une force de traction. On prend comme section de ceinture une section carrée de 15 cm de côté. La ceinture doit donc équilibrer, d'une part cet effort de traction et d'autre part le moment de flexion introduit par son poids, poids de la coupole et par et par l'effet de la neige (flexion composée avec en négligeant le moment de torsion d'encastrement qui introduit par in petite courbe de la ceinture.

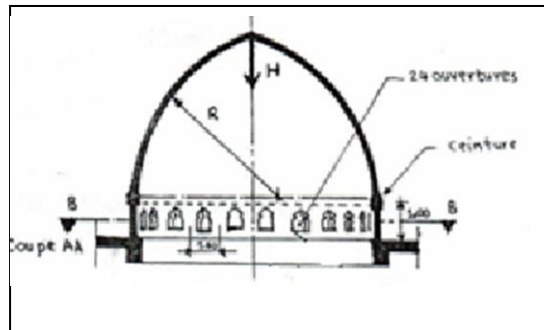


Figure V.6. Schémas de la ceinture.

➤ Evaluation des charges à l'ELU :

$$\alpha = 90^\circ, r = 4,00 \text{ m}, \cos(\alpha) = 0$$

▪ Poids propre de la coupole :

$$1,35 \times 2 \times \pi \times P_p \times r^2 (1 - \cos \alpha) = 1,35 \times 2 \times 3,14 \times 3,48 \times 6^2 \cdot (1 - 0) \\ = 1062,12 \text{ KN}$$

▪ Poids de la neige :

$$1,3\psi_0 \cdot \pi \cdot r^2 \cdot S_n = 1,3\psi_0 \times \pi \times r^2 \times S_n = 52,05 \text{ KN}$$

▪ Poids propre de la ceinture :

$$1,35 \times 0,15 \times 0,15 \times 25 \times (2 \times 3,14 \times 6) = 28,61 \text{ KN}$$

Donc le poids total est:

$$H = 1062,12 + 52,05 + 28,61 = 1142,78 \text{ KN}$$

La ceinture s'appuie sur des appuis ponctuels (poteaux courts) d'entraxe de 1 m.

La charge répartie sur la ceinture est:

$$q = \frac{H}{24,1} = \frac{1142,78}{24,1} = 47.62 \text{ KN/m}$$

▪ **Moment fléchissant:**

$$M_a = \frac{ql^2}{12} = \frac{47.62 \times 1^2}{12} = 3.97 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \frac{ql^2}{24} = \frac{47.62 \times 1^2}{24} = 1.98 \text{ KN.m}$$

▪ **Réaction:**

$$R_1 = R_2 = \frac{ql}{2} = \frac{47.62 \times 1}{2} = 23.81 \text{ KN}$$

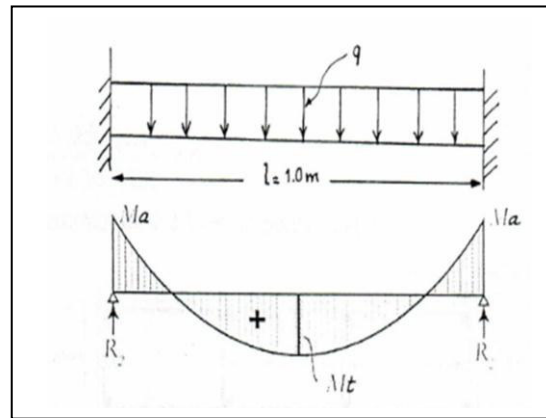


Figure V.7. Diagramme du moment

➤ **Ferrillage à l'ELU:**

Pour le calcul du ferrillage, on prend $M_{\max} = 3.97 \text{ KN/m}$, et un effort de traction de 15,58 KN/m

▪ **Excentricité:**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3.97}{18.89} = 0.210 \text{ m} > \frac{h}{6} = \frac{0,15}{6} = 0,025 \text{ m}$$

On, à une section partiellement tendue

$$M_a = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 3.97 + 18.89 \left(0,135 - \frac{0,15}{2} \right) = 9.16 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 d^2 \sigma_b} = \frac{9.16 \times 10^3}{15 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0.24 < \mu_l = 0,392; \beta = 0,964$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} - \frac{N}{\sigma_s} = \frac{9.16 \times 10^3}{0,964 \times 13,5 \times 348} - \frac{18.89 \times 10}{348} = 1.48 \text{ cm}^2$$

Soit: 2T10 = 1,57 cm²

Ecartement des cadres: $st = 15\phi_l = 15 \times 10 = 150 \text{ mm} = 15 \text{ cm}$ sauf au droit des recouvrements décalés des aciers des cerces (4T10)

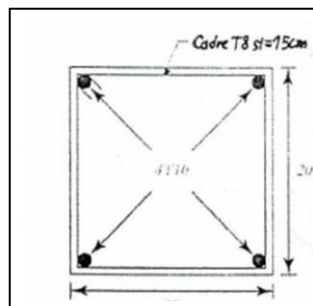


Figure V.8. ferrillage de la ceinture.

➤ **Ferrailage des poteaux courts à l'ELU:**

Les poteaux sont des poteaux courts de 1m de hauteur et de section rectangulaire:

$a = 10 \text{ cm}$; $b = 50 \text{ cm}$; Sollicité par un effort N_u :

$$N_u = 1,35 \times 0,1 \times 0,5 \times 1 \times 25 + 23,81 = 25,5 \text{ KN}$$

$$\lambda = \frac{3,464 \times 0,7 \times 1}{0,1} = 24,25 < 50$$

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{24,25}{35} \right)^2 = 1,096$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1,096} = 0,776$$

$$B_R = (50 - 2) \times (10 - 2) = 384 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_R \times f_{c28}}{0,9\gamma_s} \right] \frac{\gamma_s}{f_s} = \left[\frac{25,5 \times 10^2}{0,776} - \frac{384 \times 250}{0,9 \times 1,15} \right] \frac{1,15}{400} = -262,06 < 0$$

Donc: pas d'acier, mais il y a un pourcentage minimal de 0,2% et un pourcentage maximal de 5%.

$$A_{\min} = \frac{0,2}{100} \times 10 \times 50 = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \frac{5}{100} \times 10 \times 50 = 5 \text{ cm}^2$$

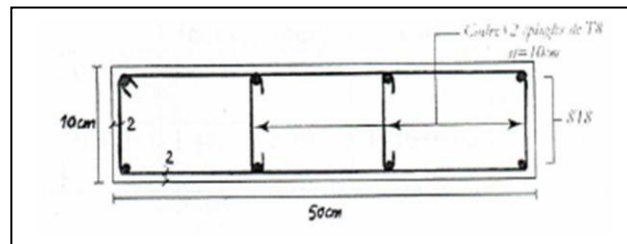


Figure V.9.ferrailage du poteau.

On adopte une section de 8 T8 = 4,02

Ecartement des aciers transversaux : (BAEL).

$$S_t = \min(15\phi, 40\text{cm}, a + 10\text{cm}) = \min(12, 40, 20) = 20 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 10 \text{ cm}$

Donc toute la hauteur du poteau (poteau court).

4. Poutre courbe:

On considère que cette poutre courbe est encastree aux deux extremités de section rectangulaire de $(45 \times 30 \text{ cm}^2)$, s'appuie sur deux poteaux du portique.

En plus des moments de flexion (1), et des efforts tranchants (2), cette poutre est soumise à un moment de torsion aux extremités (3).

4.1. Evaluation des charges à l'ELU:

Poids propre de la poutre courbe:

$$1,35 \times 0,45 \times 0,3 \times 25 = 4,55 \text{ KN/m}$$

Réaction répartie des poteaux courts:

$$\frac{12,41 \times 24}{2 \times 3,14 \times 4} = 11,86 \text{ KN/m}$$

4.2. Dalle pleine:

$$0,12 \times 1 \times 25 = 3 \text{ KN/m}$$

Donc: la charge uniformément répartie le long de l'arc est:

$$q = 4,55 + 11,86 + 3 = 19,41 \text{ KN/m}$$

➤ Calcul des sollicitations:

D'après "PRUDON poutre circulaire charges normalement à leur plan"

Moment positif

$$\text{Entravé: } M_0 = qr^2 \left[\left(2 \sin \frac{\alpha}{2} \right) \alpha - \cos \frac{\alpha}{2} - 1 \right] = qr^2 \gamma_1$$

$$\text{Moment négatif d'encastrement: } M_e = qr^2 \left[1 - 2 \sin 2\alpha - \cos^2 \frac{\alpha}{2} \right] = qr^2 \gamma_2$$

$$\text{Moment de torsion d'encastrement: } M_t = qr^2 \left[\frac{\alpha}{2} - \frac{\sin \alpha}{2} - \left(2 \sin \frac{\alpha}{2} \right) \alpha \right] = qr^2 \gamma_3$$

$$\text{Effort tranchant: } T = \frac{q\pi r}{4} = 19,41 \times \frac{3,14 \times 4}{4} = 60,95 \text{ KN}$$

Pour: $\alpha = 90^\circ$, $\gamma_1 = 0,113$, $\gamma_2 = 0,230$, $\gamma_3 = 0,007$ on a

$$M_0 = 35,09 \text{ KN.m}, M_e = 71,43 \text{ KN.m}, M_t = 2,17 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul du ferrailage du a la flexion à l'ELU:

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 40 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2, \mu_1 = 0,392$$

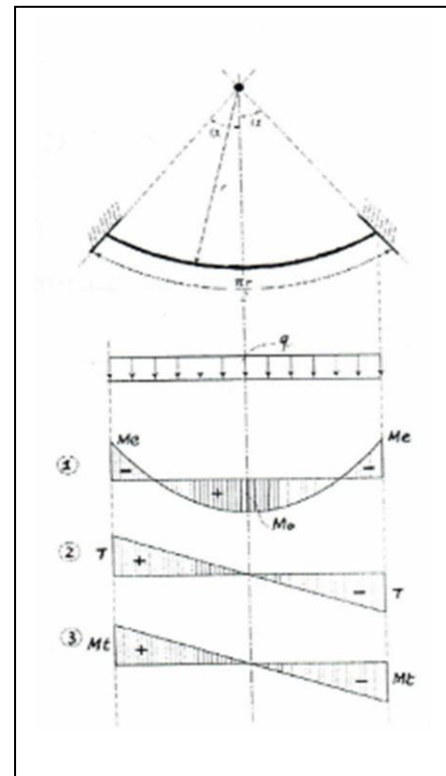


Figure V.10. Diagramme du moment

section	M(KN.m)	b ₀ (cm)	D(cm)	M	B	A _{min} (cm ²)	A _S (cm ²)	A _S adopté (cm ²)
En travée	35,09	30	40	0,051	0,972	1,45	2,59	3T12=3,39
Sur appui	71,43	30	40	0,105	0,943	1,45	5,44	3T16=6,03

Tableau V.4. Calcul du ferrailage du a la flexion à l'ELU.

➤ **Calcul du ferrailage de torsion à l'ELU:**

$$e = \frac{0,3}{6} = 0,05 \text{ m}$$

$$\mu = 2(0,3 + 0,45 - 2 \times 0,05) = 1,3$$

$$\Omega = (0,3 - 0,05)(0,45 - 0,05) = 0,1 \text{ m}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_t}{2\Omega_e} = \frac{2,17 \times 10^{-3}}{2 \times 0,1 \times 0,05} = 0,22 \text{ MPa}$$

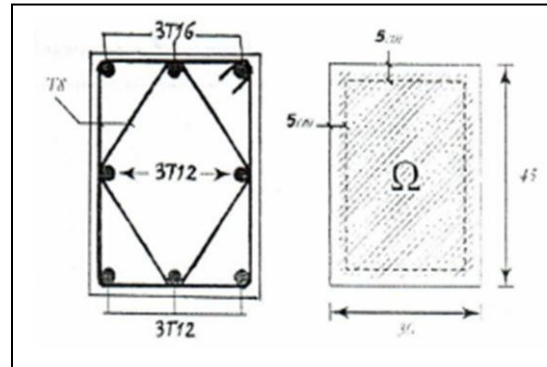


Figure V.11. Schémas de ferrailage.

▪ **Armatures transversale:**

$$\sum A_l = \frac{M_t \gamma_s \mu}{2\Omega_e} = \frac{2,17 \times 10 \times 1,15 \times 0,3}{2 \times 0,1 \times 400} = 0,09 \text{ cm}^2, \text{ Soit: 2 cadres de T8}$$

▪ **Espacement:**

Dans les régions courants $S_t = 20 \text{ cm}$

Au milieu: $S_t = \min(24\phi, 8\phi, d/4) = 10 \text{ cm}$ dans la région critique de 0,6 m de longueur.

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS:**

$$\tau_t = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\tau_v = \frac{T}{b_0 d} = \frac{60,95 \times 10}{30 \times 40} = 0,51 \text{ MPa}$$

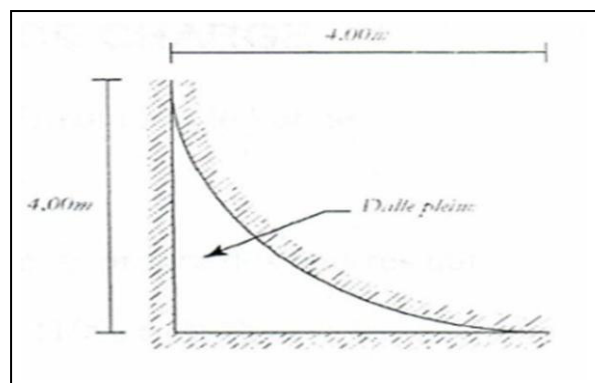
On peut vérifier le cisaillement:

$$\sqrt{\tau_v^2 + \tau_t^2} = \sqrt{(0,51)^2 + (0,22)^2} = 0,56 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

▪ **Ferrailage de la dalle pleine:**

C'est une dalle pleine en castrée sur son pourtour, d'épaisseur de 12 cm.

Cette dalle est ferrillée par un quadrillage d'acier perpendiculaire de même section unitaire. (5T8 pm, $s_t = 20 \text{ cm}$). Dans la partie inférieure tendue est suffisant pour prendre les moments s'exerçant dans direct toutes les directions de la dalle.



▪ **Armature supérieure:**

Pour les appuis, on peut mettre un ancrage de forme.

Pour reprendre le moment négatif.

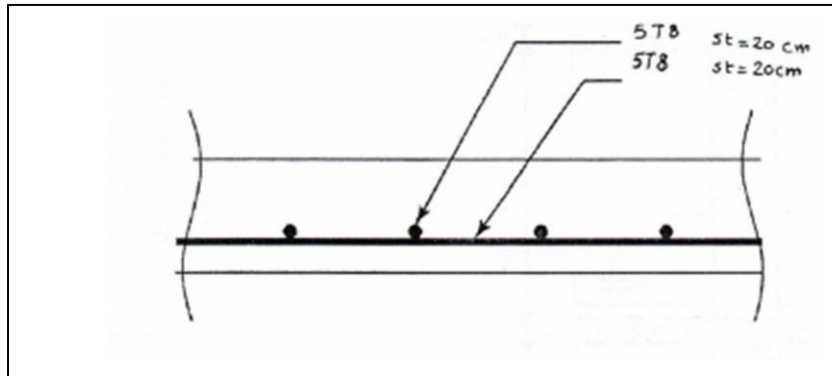


Figure V.12. Ferrailage de la dalle pleine.

conclusion:

Dans cet axe ,nous avons traite de l'étude du coupole.

Chapitre VI:

Etude sismique.

1. Introduction :

Un tremblement de terre correspond à une vibration transitoire du sol provoquée par les ondes sismiques émises lors d'un déplacement du sol (rupture) le long d'une faille active à partir d'un point appelé foyer hypocentre.

Le point en surface (champs libre) situé à la verticale de l'hypocentre est appelé l'épicentre du tremblement de terre. La distance entre ce point et l'endroit d'enregistrement de l'accélérogrammes est appelée distance épacentrale.

La rupture cesse de se propager lorsque l'énergie potentielle des déformations est épuisée Une faille est ainsi réactivée par le séisme coupe les terrains, sans égard pour les morphologies superficielles. Dans une région éprouvée par un grand séisme vont ce succéder pendant un certain temps des séismes plus petits les répliques, Ces répliques achèvent souvent de détruire les constructions endommagées par la secousse principale.

Le processus de rupture peut durer de quelques secondes (pour les séismes de courte durée) à quelques dizaines de secondes (pour les séismes de longue durée)

Dans les conditions réelles ,les mouvements séismiques (accélération, vitesse et déplacement) sont des mouvements qui se propagent au hasard dans les trois directions de l'espace, les structures sont donc soumises à un mouvement de translation à trois composantes, qui s'exercent dans deux directions horizontales perpendiculaires et dans la direction verticale et à un mouvement de rotation correspond à une torsion autour d'un axe verticale et à deux mouvements de bascule autour des axes horizontaux.

Le mouvement vertical est généralement plus faible que le mouvement horizontal (entre $1/2$ à $1/3$), sauf dans la zone épacentrale ou la composante verticale du mouvement peut être plus forte.

Pour l'essentiel, on supposera que le séisme peut se produire à la verticale du bâtiment et que l'action sismique est constituée par un mouvement d'ensemble qui

affecte la fondation de la construction : autrement dit que le terrain se meut comme un bloc sous la structure. On entend ici par fondation l'ensemble des points d'appuis supposés rigidement liés les uns aux autres.

2. Choix de la méthode de calcul :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissant sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique.

Connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées :

2.1. Méthode statique équivalente :

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

2.2. Méthodes dynamiques :

Il est plus intéressant d'utiliser la méthode qui peut être basée sur l'utilisation d'accélérogrammes ou sur un spectre de réponse adoptée à l'activité sismique de la région où l'étude a été faite, et pour un sol donné.

Pour cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par ces forces

3. Classification de l'ouvrage selon les RPA99/VER.2003

3.1. Classification de la zone sismique :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit

- ✓ zone 0 : sismicité négligeable
- ✓ zone 1 : sismicité faible
- ✓ zone 2 : sismicité moyenne

- ✓ zone 3 : sismicité élevée

Notre ouvrage est implantée dans la wilaya d'Alger donc en zone III

3.2. Classification de l'ouvrage selon son importance :

De par sa fonction de mosquée, l'ouvrage est destiné à recevoir un nombre important de personnes en même temps. L'ouvrage est donc classé dans le groupe 1B : ouvrage abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes :

- Les bâtiments recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes tels que grande mosquée, bâtiments industriels et commerciaux, scolaires, universitaire, constructions sportives et culturelles, pénitenciers, grands hôtels.
- Les bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur dépasse 48m.

On retrouve aussi les ouvrages publics d'intérêt national ou ayant une importance socioculturelle et économique certaine tel que :

- Bâtiments de bibliothèque ou d'archives d'importance régionale, musée, etc.
- Bâtiments des établissements sanitaires autres que ceux du groupe 1A.
- Bâtiments de centres de production ou de distribution d'énergie autres que ceux du groupe 1A.
- Châteaux d'eau et réservoirs de grande à moyenne importance.

3.3. Classification du site :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S_3 .

Dans la catégorie S_3 (site meuble), on retrouve les dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argiles moyennement denses ou d'argile moyennement raide caractérisé par une vitesse de l'onde de cisaillement $V_s \geq 200$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

3.4. Classification des systèmes de contreventement :

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R

3.5. Classification de l'ouvrage selon sa configuration :

La structure de l'ouvrage est classée selon sa configuration en plan et en élévation, le bâtiment présente une configuration symétrique vis-à-vis des deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celles des masses.

Ainsi on peut dire que le bâtiment est classé régulier en plan et en élévation et par conséquent c'est un bâtiment classé régulier.

4. Méthode statique équivalent :

4.1. Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statique pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées pour la structure sous les effets d'un séisme majeure pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

4.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zone III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a),les conditions complémentaires suivantes

Zone I : tous groupes

Zone II a : groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux 23m.

Groupe d'usage 1B si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m

Zone II b et III : groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

- ✓ Notre structure satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, situées en zone III de hauteur 16,33m.

4.3. Modélisation

Le modèle du bâtiment à utiliser chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

4.4. Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de formule empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser les cas est la suivante :

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

Avec

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N). $h_N = 16,33$ m

- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, et du type de remplissage.

Il est donné par le tableau 4,6 de RPA99 Ver.2003.pour les portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie $\Rightarrow C_T = 0,075$

$$T = 0,075 \times 16,33^{3/4} \quad \Rightarrow \quad T = 0,60 \text{ s}$$

4.5. Calcule de la force sismique totale :

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : coefficient d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement global de la structure

W : poids total de la structure

❖ Coefficient d'accélération de zone A

Le coefficient d'accélération de zone A est donné par le tableau 4.1 des RPA 99/Ver.2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Pour un ouvrage du groupe IB en zone III on a $\Rightarrow A = 0,30$

❖ Pourcentage d'amortissement critique ξ

La réponse des structure soumises aux force sismiques variables au cours du temps, dépend en particulier des propriétés d'amortissement des matériaux constitutifs des la structure, du type de structure et de l'importance des remplissages.

	portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau VI-1. Valeurs de ξ (%)

Ouvrage en B, A, Remplissage léger $\Rightarrow \xi = 6\%$

❖ Coefficient de comportement global de la structure R

Les valeurs du coefficient du comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement), des matériaux utilisée et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages , c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieurs à la limite élastique.

Selon le tableau 4.3 des RPA99/version 2003, pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction $\Rightarrow R = 5$

❖ Facture d'amplification dynamique moyenne D

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement(η), et de la période fondamentale de la structure

$$(T) \cdot \begin{cases} 0 \leq T \leq T_2 \rightarrow 2.5\eta \\ T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \rightarrow 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} \\ T \geq T_2 \rightarrow 2.5\eta \left[\frac{3}{T} \right]^{\frac{5}{3}} \left[\frac{T_2}{3} \right]^{\frac{2}{3}} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site donnée par le tableau 4.7 art 4.2.3 des RPA99/VER.2003. On a pour un site meuble $S_3 \rightarrow T_2 = 0.5\text{sec}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} \geq 0.7$$

Pour $\varepsilon = 6\% \rightarrow \eta = 0.93$

Pour un période $T=0.6 \text{ sec}$ on a : $D = 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} = 2.04 \rightarrow D = 2.5$.

❖ Facteur de qualité Q

Le facteur de qualité de la structure est fonction de

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q$$

p_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 des RPA99/Ver.2003.

Critère Q	p_q
1. condition minimales sur les files de contreventement	0(Observé)
2. Redondance en plan	0(Observé)
3. Régularité en plan	0(Observé)
4. Régularité en élévation	0(Observé)
5. contrôle de la qualité des matériaux	0.05 (N/observé)
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0.10 (N/observé)

Tableau VI-2. Valeurs des pénalités p_q .

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1 \rightarrow Q = 1.15$$

❖ Poids totale de la structure

W : poids de la structure est égale à la somme des poids calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i = W_{Gi} + W_{Qi}$$

Avec :

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau 4.5 du RPA, $\beta=0.3$.

On a : $W=2021.834t$

❖ **Calcul de la force sismique totale V**

A	R	Q	D
0.3	5	1.15	2.04

$$V = \frac{A \cdot B \cdot Q}{R} \times W = \frac{0.3 \times 1.15 \times 2.04}{5} \times 2021.834$$

$$= 284.593t$$

4.6. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum_{q=1}^n F_i$$

Avec :

F_t : Force concentrée au sommet de la structure.

F_i : Force horizontale au niveau i.

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des Modes supérieures de vibration, Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0.07TV$

Ou T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucune cas 0.25V et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0.7 sec.

Pour : $T = 0.6\text{sec} \rightarrow F_t = 0.00 t$

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

W_i : Poids du niveau i

h_i : Niveau du plancher (à partir de la base) ou s'exerce la force F_i

$$\sum_{j=1}^n W_j h_j = 16204.582t$$

Dans le cas de structure comportant des planchers rigides dans leur plan, est distribué aux éléments verticaux de contreventement proportionnellement à leurs rigidités relatives.

$$V_4 = F_4 = 21.617 \text{ t}$$

$$V_3 = F_4 + F_3 = 151.885 \text{ t}$$

$$V_2 = F_4 + F_3 + F_2 = 245.443 \text{ t}$$

$$V_1 = F_4 + F_3 + F_2 + F_1 = 288.902 \text{ t}$$

4.7. distributions du moment de renversement selon la hauteur

Le moment renversement au niveau de l'étage k est donné par la formule :

$$M_k = M_{k+1} + (V_{k+1} \times h_{k+1})$$

On aura alors :

$$M_4 = 0 \text{ m}$$

$$M_3 = 21.617 \times 3.35 = 72.417 \text{ t.m}$$

$$M_2 = 21.617 \times 8 + 130.298 \times 4.65 = 778.822 \text{ t.m}$$

$$M_1 = 21.617 \times 13.10 + 130.298 \times 9.75 + 93.558 \times 5.10 = 2030.734 \text{ t.m}$$

Le moment à la base :

$$M_{\text{base}} = M_0 = 21.617 \times 16.33 \div 130.298 \times 12.98 \div 93.558 \times 8.33 \div 43.459 \times 3.23 = 2963.984 \text{ t.m}$$

Nous donnons dans le tableau 4.2 récapitulatif des résultats numériques des forces sismiques, de l'effort tranchant et du moment de renversements, obtenus à chaque niveau de la structure.

Niveaux	Hauteur(m)	Force F_i (t)	Effort tranchant V_i (t)	Moment M_i (t.m)
Coupole	0	21.617	0	0
Terrasse	3.35	130.298	21.617	72.417
Etage	8	93.558	191.885	778.822
RDC	13.10	43.459	245.443	2030.984
BASE	16.33	0.00	288.902	2963.984

Tableau VI-3. Résultats numériques.

Dans la figure.....nous représentons la distribution des forces sismiques, de l'effort tranchant et du moment de renversement à chaque niveau de la structure.

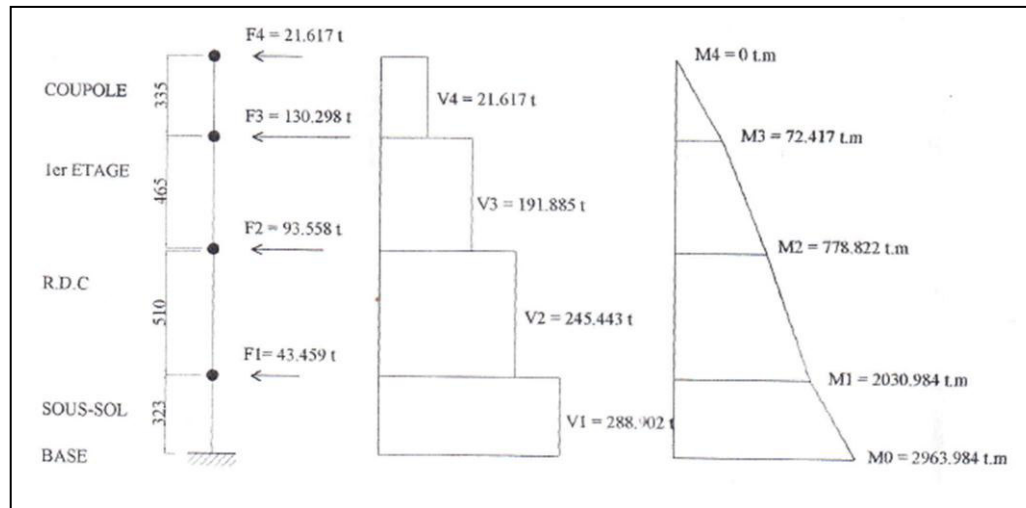


Figure VI-1 Distribution des forces sismiques, de l'effort tranchant et du moment de renversement

5. méthodes dynamiques :

Il est plus intéressant d'utiliser la méthode qui peut être basée sur l'utilisation d'accélérogrammes ou sur un spectre de réponse adoptée à l'activité sismique de la région ou l'étude a été faite, et pour un sol donné.

Pour cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par ces forces.

5.1. Hypothèses de calcul

- Les planchers sont supposés infiniment rigide dans leur plans et souple en dehors de leur plan.
- Chaque masse sera considérée avec deux degré de liberté correspondant aux déplacements horizontaux suivant X et Y.

5.2. Méthodes de calcul :

Nous disposant de plusieurs méthodes de calcul des modes propres de vibration, parmi elles on peut citer.

- a) méthode exacte par analyse modale.

b) les méthodes approximatives : ces méthodes permettent de trouver les caractéristiques (mode de vibration vecteur propre, pulsation) avec une précision satisfaisante, parmi ces méthodes nous citons :

- Méthode de **VIANELLO-STODOLA**.
- Méthode de **RAYLEIGH**.
- Méthode de **JACOBIE**.
- Analyse par logiciel **SAP2000**.

Le choix de l'une des méthodes dépend :

- De type de structure.
- La précision de calcul souhaitée.
- Le nombre de mode propre non lu.

Par conséquent la méthode qu'on a choisi est celle d'analyse par logicielle **SAP2000**.

La matrice de masse :

Les termes de matrices M_{ij} sont : la force d'inertie en i due à une accélération en j .

La matrice de rigidité :

C'est une matrice symétrique dont les termes K_{ij} représentent la force du niveau i induit par un déplacement appliqué au niveau j .

➤ **Matrice des masses :**

$$[K] = \begin{bmatrix} M_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & M_1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & M_1 \end{bmatrix} \text{ (KN)}$$

[K]: Matrice de rigidité :

$$[K] = \begin{bmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 & 0 & 0 \\ -K_2 & K_2 + K_3 & -K_3 & 0 \\ 0 & -K_3 & K_3 + K_4 & -K_4 \\ 0 & 0 & -K_4 & K_4 \end{bmatrix} \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}} \right)$$

$$K_x = n \times 12E \times \frac{I_x}{h^3} \dots \dots \dots [10]$$

$$K_y = n \times 12E \times \frac{I_y}{h^3} \dots \dots$$

I : moment d'inertie de la section de poteau par rapport à l'axe considéré

h : hauteur d'étage.

n : nombre des poteaux.

Les donnée : poteau sens X, sens Y;(40 × 40) $I_x = I_y = 21.33 \times 10^{-4} m^4$

$$E_{ji} = 11000 \sqrt{f_{cj}} \text{ pour } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 25 \text{Mpa on a } E_{i28} = 321642 \text{Mpa}$$

5.3. Détermination des pulsations ω_i et de l'amplitude ϕ_{ki} de la structure :

Pour déterminer les pulsations et l'amplitude, il faut trouver la solution de l'équation :

$$\det([K_i] - \omega^2 [m]) = 0 \quad [10]$$

[K]: Matrice de rigidité

[ω]: Pulsation propre

[ω]: Matrice de masses

Les pulsations propres sont calculées à partir de la méthode **JAKOBIE**

➤ Nombre de mode à considérer

Pour les structures représentés 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 a 90%au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure a 5%de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois(03) dans chaque direction considérée.

pulsation	$[\omega]_1 = 7.535 \text{rad/s}$	$[\omega]_2 = 19.223 \text{rad/s}$	$[\omega]_2 = 24.068 \text{rad/s}$
Niveau	ϕ_k	ϕ_k	ϕ_k
4	1	1	1
3	0.884	-0.246	-0.183
2	0.684	-0.237	-0.181
1	0.325	-0.384	0.210

Tableau VI-4. Les pulsations et l'amplitude.

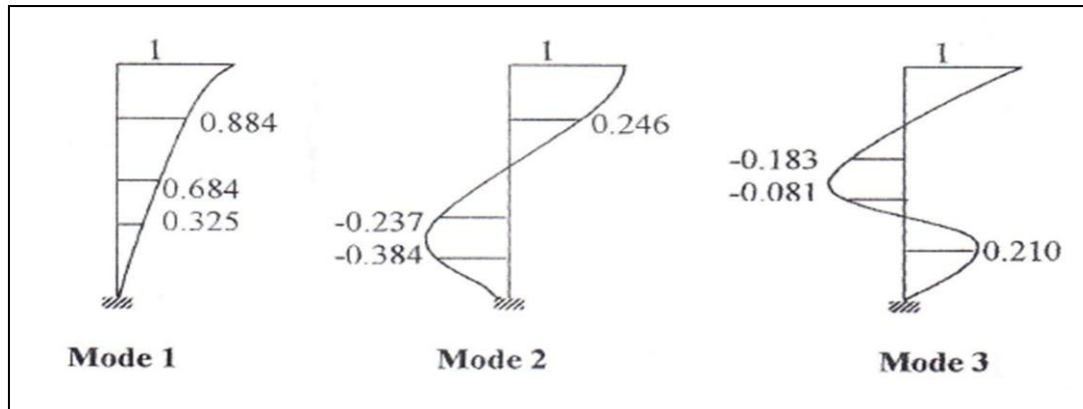


Figure VI-2. Déplacement de chaque niveau.

➤ **Modélisation de la structure étudiée**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

Dans le cas des bâtiments en bétons armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Par ailleurs, vu complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre porté : il s'agit du logiciel SAP2000.

➤ **Modélisation de la rigidité**

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

Chaque poutre et chaque poteau a été modélisé par un élément fini de type poutre à deux nœuds (6 d.d.1 par nœud)

Les voiles par du élément plaque à quatre nœuds.

Les planchers ne sont pas modélisés, cependant pour tout les nœuds d'un même plancher nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan (donc indéformable).

➤ **Modélisation de la masse**

Nous avons concentrés la masse de chaque plancher en un nœud maître qui représente le centre de gravité du plancher rigide. la masse est calculée à partir de la masse des dalles, des murs extérieurs (maçonnerie), et des escaliers ainsi que la quantité BQ (dans notre cas $\beta=0.3$).

La masse volumique attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2.5 \frac{t}{m^3}$

➤ **Présentation du logiciel SAP2000**

Notons tout d'abord que ce logiciel a été conçu par l'université de Berkeley en Californie. A l'heure actuel, les ingénieurs utilisent beaucoup plus des logiciels informatiques pour le calcul des structures. Cela permet :

D'effectuer des calculs complexes

D'apporter un gain de temps important lors des calculs

D'optimiser la structure (dimension, section, forme etc.....) en facilitant les études des variantes.

Pourquoi analyser une structure ?

Le rôle de l'analyse d'une structure est la prédiction et la performance du comportement de cette dernière sous l'influence d'un chargement donné.

Les étapes de modélisation sur le SAP2000 sont les suivantes :(définition de la géométrie, des matériaux, du chargement, etc) de façon numérique.

Selon les éléments structuraux sont modélisée sur le SAP2000. Quant aux éléments secondaires, ils sont modélisée soit par des masses concentrées aux nœuds, soit par des charges qui s'ajoutent aux poids des éléments structuraux.

Dans les figures (VI.3-VI.4) nous représentons respectivement une vue axonométriques, une vue en plan et une élévation du modèle de calcul SAP2000. (Voir l'annexe)

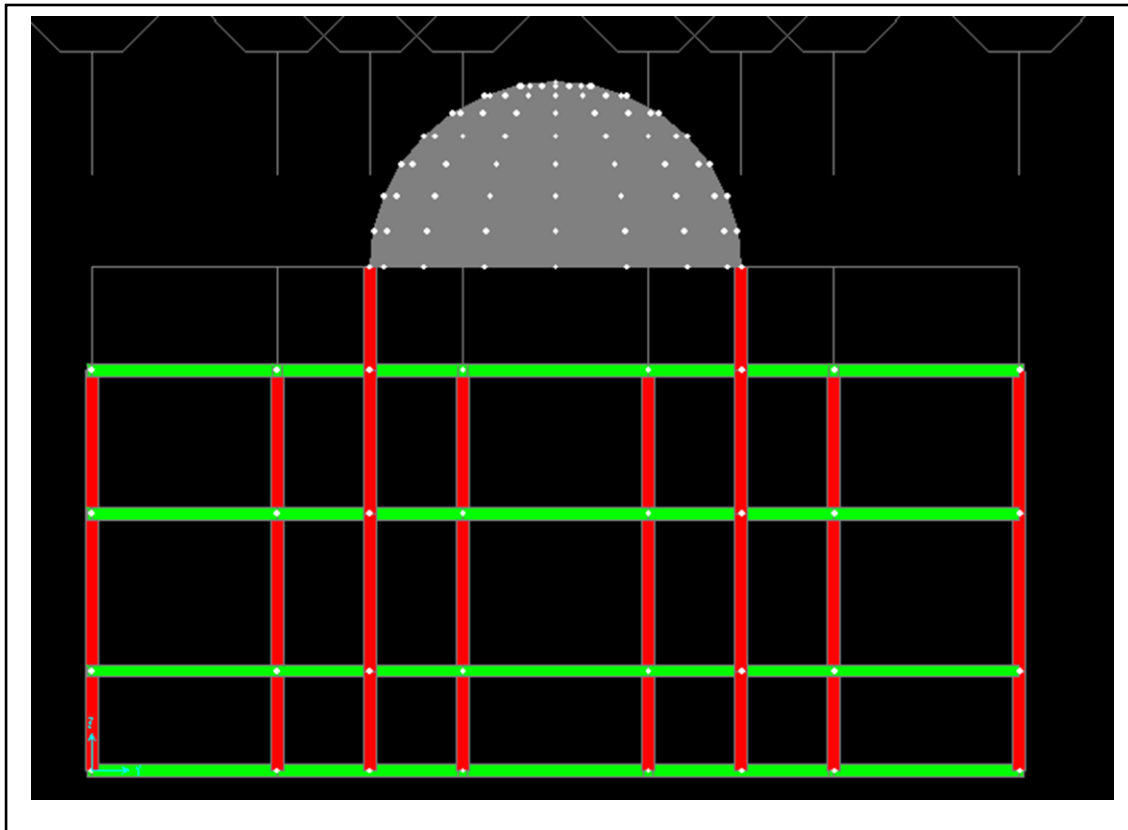


Figure VI-3..deux dimensions

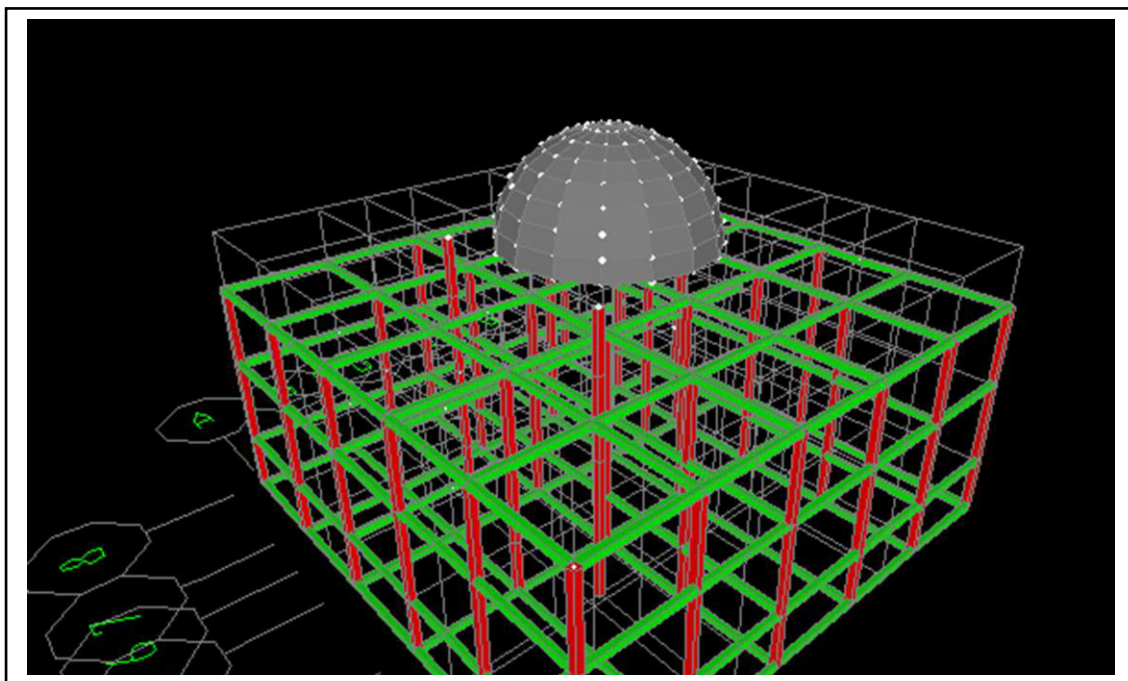


Figure VI-4..bâtiment tridimensionnel

Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

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

Avec

S_a : spectre en accélération

g : accélération de l'apesanteur

A : coefficient d'accélération de zone A=0.3

Q : coefficient de qualité Q=1.15

R : coefficient de comportement global de la structure R=5

T₁ T₂ : période caractéristiques associées à la catégorie de site pour

Un site S3 : T₁=0.15 sec et T₂=0.5sec

Nombre de modes à considérer

Pour les structures représentés 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 a 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 structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Détermination du coefficient de participation α_i :

$$\alpha_i = \frac{(\sum_{k=1}^n W_k \times \phi_{ki})^2}{\sum_{k=1}^n W_k \times \phi_{ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{k=1}^n W_k} \dots \dots \dots [10]$$

W_k : Poids de l'étage K

ϕ_{ki} : Amplitude au niveau K dans le mode

$\frac{S_a}{g}$: Le spectre de calcul

α_i : Coefficient de participation massique du mode i.

Selon RPA 99/v2003

Nombre des modes et l'ensemble des coefficients α_i doit être supérieur ou égale à 90%

C'est-à-dire :

$\bar{\alpha}_1 + \bar{\alpha}_2 + \bar{\alpha}_3 \geq 90\% \dots \dots \dots [10]$ c'est vérifier

Niveau	$W_k(t)$	ϕ_k	$W_k \times \phi_k$	$W_k \times \phi_{ki}^2$	α_i
5	39.715	1	39.715	39.715	0.8670
4	54.233	0.9612	52.12876	50.10616	
3	54.233	0.8715	47.26406	41.19063	
2	54.233	0.7356	39.89379	29.34588	
Somme	313.571	4.4854	229.6975	184.6402	

Tableau VI.5. MODE 1.

Niveau	$W_k(t)$	ϕ_k	$W_k \times \phi_k$	$W_k \times \phi_{ki}^2$	α_i
5	39.715	1	39.715	39.715	0.0998
4	54.233	0.6561	35.58227	23.34553	
3	54.233	0.0041	0.222355	0.000912	
2	54.233	-0.6498	-35.2406	22.89934	
Somme	313.571	-0.8666	-63.8801	183.9638	

Tableau VI.6. MODE 2.

Niveau	$W_k(t)$	ϕ_k	$W_k \times \phi_k$	$W_k \times \phi_{ki}^2$	α_i
5	39.715	1	39.715	39.715	0.0237
4	54.233	0.0876	4.750811	0.416171	
3	54.233	-0.9339	-50.6482	47.30035	

2	54.233	-0.7919	-42.9471	34.00982	
Somme	313.571	0.7444	28.66729	189.8509	

Tableau VI.7. MODE 3.

modes	Ti (sec)	Sa/g	α	W(T)	Vi(T)	V(T)
Mode 1	0.834	0.143	0.8670	2021.834	251.426	257.201
Mode 2	0.327	0.202	0.0998	2021.834	40.681	
Mode 3	0.261	0.202	0.0237	2021.834	9.860	

Tableau VI.8. Efforts tranchants à la base selon le mode i.

5.4. Evaluation des forces sismiques des niveaux :

$$F_{ki} = \frac{V_i \times W_k \times \phi_{ki}}{\sum W_k \times \phi_{ki}} \dots \dots \dots [10]$$

Selon RPA :

Les réponses aux deux modes de vibration i et j de période et d'amortissement ε_i et ε_j sont considérées comme indépendantes si le rapport est :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \quad (T_i \leq T_j) \quad \text{Vérifier la relation} \dots \dots \dots [11]$$

$$r \leq \frac{10}{\left(10 + \sqrt{(\varepsilon_i + \varepsilon_j)}\right)} \quad (T_i \leq T_j) \quad \text{Vérifier la relation} \dots \dots \dots [11]$$

Donc les forces sismiques totales aux niveaux sont :

$$F = \sqrt{\left((|F_1| + |F_2|)^2 + \sum_{i=3}^k F_i^2 \right)} \dots \dots \dots [11]$$

5.5. Résultante des forces sismiques de calcul.

Dans cette partie, nous allons vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V dynamique obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V statique pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t \leq 0.80V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (déplacements, forces, moments) dans le rapport $\frac{0.80V}{V_t}$.

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique

$$V_{\text{dynamique}} = 257.207t$$

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique

$$V_{\text{statique}} = 288.902t$$

✓ $0.8V_{\text{statique}} = 231.122t \rightarrow V_{\text{dynamique}} \geq 0.8V_{\text{statique}} \rightarrow \text{vérifié.}$

5.6. calcul de déplacement

D'après le R.P.A article (4-4-3) le déplacement horizontal à chaque niveau est égale à :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

$R=3.5$: coefficient de comportement de la structure.

δ_{ek} : Déplacement du aux force sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

Δ_k : Déplacement relatif au niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le déplacement horizontal à chaque niveau est limité par $\delta_j \leq 1\%$ de la hauteur de étage il faut vérifie que :

$$\Delta_k \leq \delta_{\text{max}}$$

Les détails de calcul du coefficient θ sont présentés dans le tableau 4.3.

Niveau	$P_k(t)$	$\Delta_k(m)$	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$V_k(t)$	$h_k(m)$	θ	obs
Masse4	74.249	0.07685	0.07685	0.07685	28.458	16.33	0.0305	oui
Masse3	637.175	0.07536	0.15222	0.07536	110.854	12.98	0.0421	oui
Masse2	1267.149	0.04279	0.19051	0.04279	99.519	8.33	0.0784	oui
Masse1	2021.834	0.03924	0.23416	0.03914	96.369	3.23	0.1435	non

Tableau VI.9. Récapitulatif de la valeur θ .

➤ Justification de la sécurité

Justification vis à vis de l'effet P – Δ :

Les effets du 2ème ordre (ou effet P – Δ) Peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids de la structure des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau «k»

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : Hauteur de l'étage k

Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, les effets $P - \Delta$ Peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$.

Si $\theta_k \geq 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Niveau	$P_k(t)$	$\Delta_k(m)$	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$V_k(t)$	$h_k(m)$	θ	obs
Masse4	74.249	0.07685	0.07685	0.07685	28.458	16.33	0.0305	Oui
Masse3	637.175	0.07536	0.15222	0.07536	110.854	12.98	0.0421	Oui
Masse2	1267.149	0.04279	0.19051	0.04279	99.519	8.33	0.0784	Oui
Masse1	2021.834	0.03924	0.23416	0.03914	112.517	3.23	0.1435	oui

Tableau VI.10. Récapitulatif finale de la valeur θ .

❖ Distribution des forces sismiques

La répartition des efforts de niveau aux différents portiques est proportionnelle à leur rigidité comme suit :

Sens longitudinal :

$$F_{ij}^{(x)} = F_{ij}'^{(x)} + F_{ij}''^{(x)}$$

$$F_{ij}'^{(x)} = F_j^{(x)} \times \frac{R_{ij}^{(x)}}{\sum R_{ij}^{(x)}}$$

$$F_{ij}''^{(x)} = F_j^{(x)} \times e_y \times y'_i \times \frac{R_{ij}^{(x)}}{R_{yij}}$$

Sens transversal :

$$F_{ij}^{(y)} = F_{ij}'^{(y)} + F_{ij}''^{(y)}$$

$$F_{ij}'^{(y)} = F_j^{(y)} \times \frac{R_{ij}^{(y)}}{\sum R_{ij}^{(y)}}$$

$$F_{ij}''^{(y)} = F_j^{(y)} \times e_x \times x'_i \times \frac{R_{ij}^{(y)}}{R_{xij}}$$

conclusion:

Dans cet axe ,nous avons traite de l'étude sismique a laide de sap 2000.

Chapitre VII :

Calcul des éléments structuraux.

1. Introduction.

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre ouvrage, Il est maintenant possible de procéder au ferrailage de ces éléments. Le ferrailage des éléments résistants s'effectuera selon le règlement BAEL.91 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ Version 2003), et par fois les règles CBA 93. Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, La ductilité. Et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

2. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des effets des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normale N et à un moment de flexion M dans les deux sens longitudinale et transversal, donc ils sont calculés en flexion composée.

Les poteaux sont soumis efforts suivants :

*Effort normal.

*Effort tranchant.

*Moment fléchissant.

2.1. Ferrailage des poteaux.

2.1.1. Les combinaisons des RPA 99/version2003

المقالة I. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

المقالة II. $G + Q + 1, 2E$

$0,8G + E$

➤ Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

❖ Le Pourcentage minimal de l'acier par rapport a la section du béton est de :

$$\begin{cases} 0.7 \% \text{ en zone I} \\ 0.8\% \text{ en zone II} \\ 0.9\% \text{ en zone III} \end{cases}$$

- Le pourcentage maximal sera de :
 - { 4% en zone courante
 - { 6% en zone de recouvrement
 - ✓ Le diamètre minimum de barre d'acier est de 12mm
- ❖ La longueur minimale des recouvrements est de :
 - { 40∅ en zone I et II
 - { 40∅ en zone III
- ❖ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - { 25 cm en zone I et II
 - { 20 cm en zone III

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par. Effort tranchant ; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique dans la direction Considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (7.1) ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

Zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_1, 15 \text{ cm}) \text{ En zone I et II}$$

$$t \leq 10 \text{ cm En zone III}$$

Zone courante :

$$t' \leq 15\phi_1 \text{ En zone I et II}$$

$$t' \leq \left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_1 \right) \text{ En zone III}$$

Où ϕ_1 est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales en % est donnée comme suit :

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

Avec a et b, dimensions de la section droit du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau. Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum. Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ Cheminées $> 12\text{cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux. Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites).

2.2. Exemple de calcul :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des moments fléchissant et à des Efforts tranchants, ils seront calculés en flexion composée :

$$N = 203,067\text{KN}$$

$$M = 135,53 \text{ KN.m}$$

$$T = 91,258 \text{ KN}$$

$$C = C'5\text{cm}; S = 40 \times 40 \text{ Acier } F_e E400; f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

2.2.1. Armatures longitudinales :

$$N = 203,067\text{KN}$$

$$M = 135,53 \text{ KN.m}$$

$$b = N_u(d - c') - M_{ua} = 0,010 \text{ MN.m}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$= 135,52 \times 10^{-3} + 203,067 \times 10^{-3} \times (0,36 - 0,2)$$

$$= 0,16 \text{ MN.m}$$

$$\alpha = 0,28 \text{ MN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{bd^2f_{bu}} = 0,167 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu a}}{0,8} = 0,22$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,32$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left(\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right) = 8,53 \text{ cm}^2$$

❖ **Le ferrailage minimum donné par le RPA.**

$$A_{\min} = 0,9\%bh = 14,4 \text{ cm}^2$$

La section considérée est celui de RPA99

Soit :

$$8HA16 = 16,08 \text{ cm}^2$$

2.2.2. Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

Espacement :

D'après le RPA99 article 7.4.22.

La valeur maximale est fixée comme suit :

En zone nodale (zone III)

$$t \leq 10\text{cm}$$

On prend une valeur de $t = 10\text{cm}$

En zone courante (zone III)

- $\text{Min}(b_1; h_1) > 30\text{cm}$
- $t \leq \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\emptyset)$

\emptyset : Diamètre minimal longitudinal

On prend la valeur de $t = 15\text{cm}$

Détermination de ρ_a

❖ Calcul de λ_g :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,23}{0,4} = 5,65 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

Détermination de A_t

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \times t = \frac{2,5 \times 91,258 \times 10^{-3}}{0,4 \times 400} = 1,4 \text{ cm}^2$$

$$t = 1,4 \text{ cm}^2 \text{ Soit 3 cadres de } \emptyset 10 \text{ } A_t = 2,36 \text{ cm}^2$$

2.2.3. Vérification des cadres des armatures minimales :

Soit la quantité d'armatures minimales.

$$\frac{A_t}{tb} \% = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Dans notre cas $\lambda_g = 5,65 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b} = 0,59\% \geq 0,3\%$

✓ Alors la condition est vérifiée.

2.2.4. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$V = 91,258 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{V}{bd} = 0,63 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,13f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau < \bar{\tau}$ Conditions vérifiées.

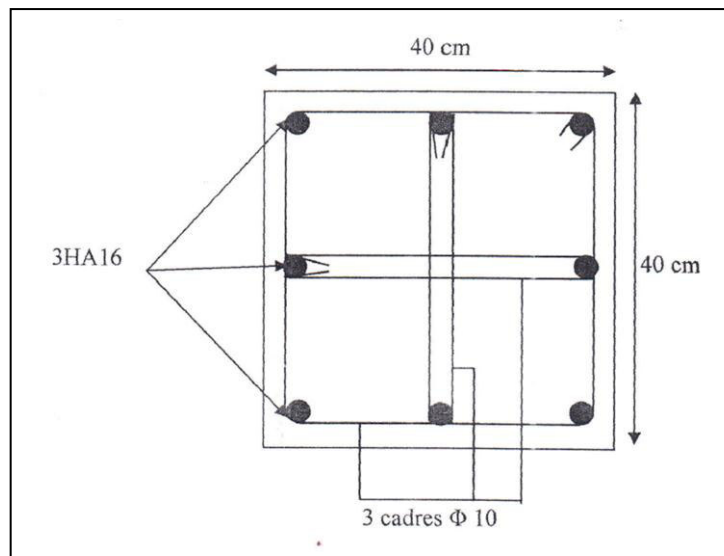


Figure.VII.1.Ferrailage des poteaux.

3. Les poutres

3.1. Les combinaisons des RPA99/version2003 :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

✓ $G + Q \pm E$

✓ $0.8G \pm E$

3.2. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4% En zone courante et 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de :
40 \emptyset En zone I et II
50 \emptyset En zone III

3.3. Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
Minimum de (h/4, 12 \emptyset)
- En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$

La valeur du diamètre \emptyset des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

3.4. Ferrailage par CBA93 :

Les poutres sont soumises aux efforts suivant :

- ✓ Moment fléchissant.
- ✓ Effort tranchant. (les efforts normaux sont négligeables).

➤ Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_{u \max} = \frac{V_{u \max}}{b_0 \times d}$$

On doit vérifier que $\tau_{u \max} \leq \bar{\tau}$

$\bar{\tau} = \min(0,13f_{e28}, 4\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau} = \min(0,1f_{e28}, 3\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

3.5. Détermination des armatures transversale :

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Espacement $S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm})$.

Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \times f_t}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \text{Soit pratiquement } S_t \leq \frac{A_t \times f_t}{0,4 \times b_0}$$

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min(h/35, b_0/10)$ d'après le BAELA7.2.2.

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : Largeur de l'âme.

La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \times k}{0,8 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Dans le cas courant de la flexion simple sans prise de bétonnage et avec des armatures droites : $k = 1, \alpha = \frac{\pi}{2}$ alors :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{-\tau_u - 0,3f_{tj}}{0,8f_e}$$

➤ Condition de non fragilité :

$$\frac{A_t}{bd} \geq \frac{0,23f_{tj}}{f_e}$$

➤ Vérification de la flèche

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{f_e (\text{MPa})}$$

$$\frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Avec

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment isostatique minimal.

B_0 : Largeur de la poutre.

d : Hauteur utile.

A_t : Section d'armature

3.6. Exemple de calcul poutres d'RDC :

➤ Ferrailage des travées :

$$B = 30 \times 50 \quad ; F_e = 400 \text{ MPa}$$

$$M_u = 113,234 \text{ KN.m}$$

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \times f_{bu}} = 0.124$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.145$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0.42 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_{\sigma s}} = 7.67 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimum prévu par le RPA art-7.5.21

$$A_{s \min} \geq 0.5\% b \cdot h = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\text{HA}14 + 2\text{HA}16 = 9.11 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}16 = 6.16 \text{ cm}^2$$

➤ Ferrailage en appuis :

$$B = 30 \times 50 \quad ; F_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$M_u = 117.6007 \text{ KN.m}$$

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.129$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0.173$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,41m$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_{\sigma s}} = 8,057 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_{\sigma s}} = 8,057 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimum prévu par le RPA art-7.5.21

$$A_{s \text{ min}} \geq 0,5\%b \times h = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\text{HA}14 + 2\text{HA}16 = 9,11 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}16 = 6,16 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification nécessaire pour les poutres :**

La condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} > 0,23bd \frac{f_{c28}}{f_e} f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{min}} > 0,23 \times 30 \times 50 \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 \text{ C'est vérifié}$$

➤ **Pourcentage exigé par RPA99 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section : $A_{\text{min}} = 0,5\% \times b \times h$

$$A_{\text{min}} = 0,5\% \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales :**

$$V = 319,2 \text{ KN}$$

$$\tau_{u \text{ max}} = \frac{0,319}{0,3 \times 0,40} = 2,66 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ max}} = \min(0,13f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible}).$$

$$\tau_{u \text{ max}} < \bar{\tau} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Disposition constructive :**

$$\text{Espacement : } S_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm})$$

$$\text{Donc } S_t \leq 40\text{cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20\text{cm}$$

Section minimale des armatures transversales BAEL ART.1.2.2 :

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4b_0}$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e}$$

$$A_t = 0,4 \times 0,3 \times \frac{0,2}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$$

Soit 2HA16+3HA14 d'armature longitudinale et 3HA14 d'armature de répartition.

☞ Les calculs des autres poutres sont dans les tableaux récapitulatifs ci-après.

Tableaux récapitulatifs

TRAVÉE											
Poutres	M _{ul} (KN.m)	V (KN)	μ	A	Z (m)	A _s (cm ²)	A _r (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	τ (MPa)	τ̄ (MPa)	choix
coupole	4,920	57,1	0,005	0,006	0,44	6,315	1,58	7,5	0,47	3,25	2T16+3T14
Entage	111,244	214,1	0,122	0,163	0,42	7,601	1,87	7,5	1,78	3,25	2T16+3T14
RDC	113,234	322,14	0,124	0,145	0,42	7,67	1,91	7,5	2,68	3,25	2T16+3T14
S/SOL	99,53	319,2	0,109	0,145	0,42	6,747	1,68	7,5	2,66	3,25	2T16+3T14

Tableau VII.1. Tableau de ferrailage d'une poutre en travée.

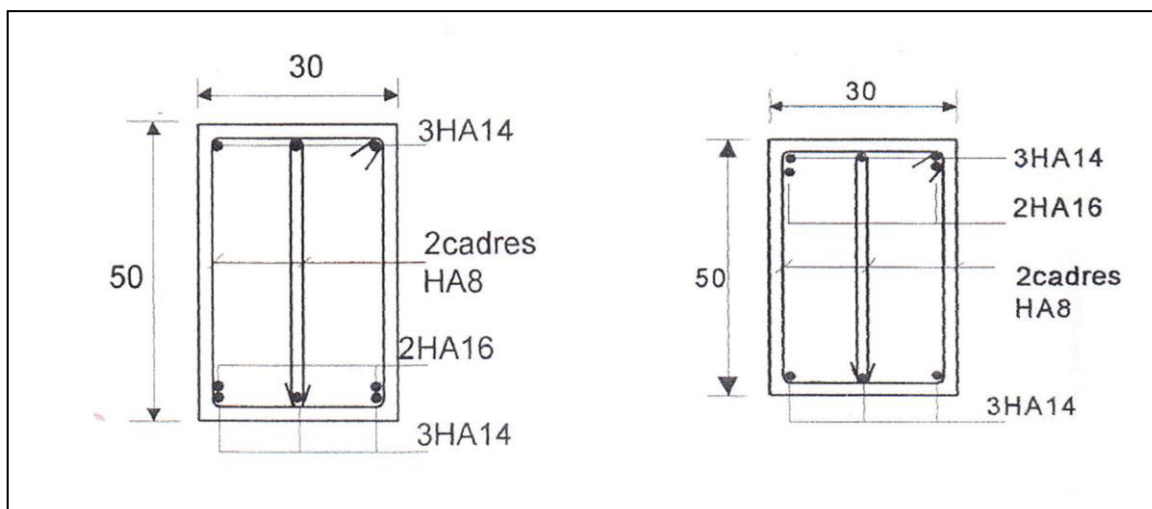
APPUIS											
Poutres	M _{ul} (KN.m)	V (KN)	μ	A	Z (m)	A _s (cm ²)	A _r (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	τ (MPa)	τ̄ (MPa)	choix
coupole	103,11	57,1	0,113	0,15	0,42	7,007	1,78	7,5	0,47	3,25	3T14+2T16
Entage	116,6	214,1	0,128	0,172	0,41	7,99	2	7,5	1,78	3,25	3T14+2T16
RDC	117,43	322,14	0,129	0,173	0,41	8,05	2,01	7,5	2,68	3,25	3T14+2T16
S/SOL	116,23	319,2	0,127	0,171	0,42	7,96	1,98	7,5	2,66	3,25	3T14+2T16

Tableau VII.2. Tableau de ferrailage d'une poutre en appuis.

☞ Les croquis de ferrailage des poutres en travée et en appui sont présentés dans les figures suivantes

En travée

Sur appuis



conclusion:

Dans cet axe ,nous avons traite du calcul des éléments structurels tels que les poteaux et les poutrelles.

Chapitre VIII :

Calcul des fondations.

1. Introduction :

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage. Elles doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

1.1. Différentes fonctions des fondations :

- a) Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations.
- b) Assurer la résistance des massifs de fondations.
- c) Vérifier la résistance du terrain de fondations.
- d) S'assurer de la durabilité des fondations.
- e) Trouver la solution la plus économique.

1.2. Facteurs de choix du type de fondations :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, habitation, industriel, soutènement
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages 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.

1.3. Différents types de fondations :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.
- Les fondations surfacique ou radier.

1.4. Problème posé au constructeur :

- **La déformation du sol porteur peut s'effectuer par :**
 - *Tassement du terrain d'assise
 - *Poinçonnement ou rupture localisé
- **La stabilité du complexe situé :**

*Dans le sol (infrastructure).

*Au-dessus du sol (superstructure).

1.5. Reconnaissance du sol :

▪ Se renseigner

La première démarche consiste à se renseigner préalablement, les « bons terrains » se font rares car ce sont les premières qui ont été bâties par nos ancêtres qui ne disposaient pas de tous les moyens de calculs actuels.

Il y a donc lieu de se renseigner afin de savoir si :

*Le terrain n'est pas inondable.

*Le terrain ne se situe pas dans une cuvette, à l'emplacement d'une ancienne décharge publique.

*Il n'y a pas de problème de glissement ou de tassement

On peut aussi consulter les services techniques de la mairie et les cartes géologiques.

▪ Reconnaître le sol :

La reconnaissance du sol peut être effectuée à l'aide de 2 types d'essai :

*Essai en laboratoire : prélèvements d'échantillons de sols analyses ensuite en laboratoire.

*Essai sur le terrain « in situ » : pénétromètre.

2. Dimensionnement :

Pour le dimensionnement des fondations ; on choisit une semelle qui se trouve sous le poteaux (le poteau central de sous-sol) les autres poteaux doivent être calculés de la même manière

2.1. Stabilité des fondations :

Les massifs de fondation doivent être en équilibre sous l'action :

Des sollicitations dues à la superstructure

Des sollicitations dues au sol.

2.2. Conception de la semelle isolée

En générale ; on dit qu'une fondation est superficielle lorsque sa plus petite dimension est plus grande que la profondeur minimale de son niveau.

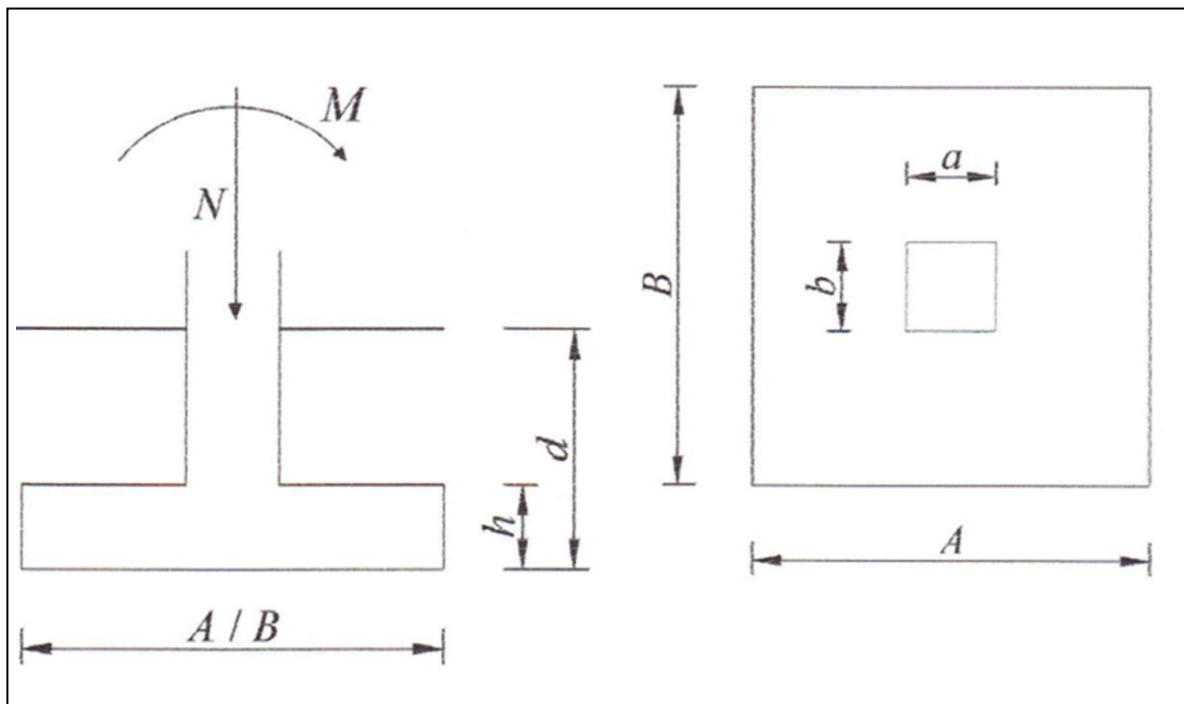


Figure VIII.1.Coupe d'une semelle.

Le rapport de ces dimension doit vérifier l'inégalité

$$\frac{\text{profondeur}}{\text{largeur}} < 4$$

Toutefois, cette définition n'est pas valable pour les immeubles comprenant des sous-sols dans ce dernier cas ; on parle de fondation superficielle lorsqu'elle est placée directement sur le dernier sous-sol

2.3. Distance de la sous face de la fondation au sol extérieur

Afin d'être certain que le sol sous la semelle ne sera pas remanié ou qu'il correspond bien au bon sol ; on encastre la semelle de $\frac{1}{2}$ à 1 fois sa petite dimension

2.4. Dimension minimale d'une semelle encastrée

La dimension minimale B d'une semelle encastrée est :

$B > 60\text{cm}$; Dimension minimale permettant le travail d'un ouvrier

La semelle sera toujours protégée dans cette partie inférieure par un béton de propreté de 5 cm d'épaisseur au minimum.

2.5. Dosage de ciment

On utilise généralement les dosages suivants pour la confection des semelles

_ Béton de propreté : 150 Kg/m^3

_ Béton pour semelle non armée : 250 kg/m^3 en terrain sec , 300 kg/m^3 en terrain humide

2.6. Charges à considérer :

La combinaison à considérer est essentiellement :

$$1.35G + 1.5Q$$

S'il y'a lieu de tenir compte de l'action sismique E les fondations doivent être dimensionnées selon les combinaisons suivantes

$$G + Q + E$$

$$0.8 G + E$$

Et ce compte tenu de l'application de la résistance ultime du sol σ_{sol} d'un coefficient de sécurité de 2

2.7. Répartition des contraintes

La pression existante entre la base de la fondation et la surface du sol appelé pression de contact joue un rôle important dans les projets de fondation puisqu'elle conditionne la répartition des moments et des efforts de cisaillement dans ces ouvrages .

2.8. Ferrailage

La méthode utilisée est la méthode de bielles elles supposent que les armatures jouent le rôle de tirant équilibrant les composantes des efforts de compression dans les bielles de béton inclinées qui transmettent l'effort du mur au sol d'assise.

3. Semelle isolée sous poteaux reliés au voile (de rive)

3.1. sollicitations de fondation

$$N = 317.562 \text{ KN}$$

$$M = 365.626 \text{ KN} \quad 0.8 G \mp E$$

$$N = 567.89 \text{ KN}$$

$$M = 110.1 \text{ KN} \quad G + Q \mp E$$

La résistance à la traction RPA 99/version 2003 article 10.1.b

α : Coefficient de zone sismique et de la catégorie de site considérée l'effort normale

Est la somme des efforts créés par le sol et celui de poteau

$$0.8 G \pm E \begin{cases} N_1 = 591.032 \text{KN} \\ M_1 = 135.626 \text{KN.m} \end{cases} \quad N_1 M_1: \text{l'effort normal et le moment}$$

$$G + Q \pm E \begin{cases} N_2 = 841.36 \text{KN} \\ M_2 = 110.1 \text{KN.m} \end{cases} \quad N_2 M_2: \text{l'effort normal et le moment}$$

3.2. Prédimensionnement :

$$S = \frac{A \times B}{\sigma'_{\text{sol}}}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 2.78 \text{bar} = 27.8 \text{ t/m}^2 \quad \text{et } a = b = 40 \text{cm}$$

$$A^2 \geq \frac{N_1}{\sigma'_{\text{sol}}} = \frac{591.032}{27.8} = 2.126 \text{m}^2 \quad \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow a = b \Rightarrow A = B \geq \sqrt{2.126} \geq 1.46 \text{m}$$

On prend $A=B=1.8 \text{ m}$

➤ Calcul de l'épaisseur du sol

$$(h_c - c) \geq \text{Max} \left\langle \frac{B - b}{4}, \frac{A - a}{4} \right\rangle = \left(\frac{1.8 - 0.4}{4} \right)$$

$$(h_c - c) \geq 0.27 \text{m}$$

On prend : $h=30 \text{cm}$ e: enrobage d'acier

$$h=30 \text{cm} \quad \text{et } c=5 \text{cm}$$

➤ Vérification de la stabilité :

$$e_1 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{135.626}{591.032} = 0.23 \text{m}$$

$$4e_1 = 4 \times 0.23 = 0.92 \text{m}$$

Pour la stabilité il faut que cette condition soit vérifiée : $A > 4e$

e_1 : Excentricité

$$A \geq 4e_1$$

Condition de stabilité est vérifiée

➤ Vérification de la contrainte

$$A \geq \frac{N_1}{1.5 \sigma'_{\text{sol}} \times B} \left(1 + 3 \frac{e_1}{B} \right) = \frac{591.032}{1.5 \times 27.8 \times 1.8} \left(1 + 3 \frac{0.23}{1.8} \right) = 0.91 \text{m}$$

Donc :

$A > 0.91 \text{m}$ La condition est vérifiée

3.3. Ferrailage

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_2}{S} \left(1 \mp \frac{6e_2}{A} \right)$$

➤ **L'excentricité e**

$$e_2 = \frac{M_2}{N_2} = \frac{110.1}{841.36} = 0.131$$

➤ **La surface de la semelle**

$$S = 1.8 \times 1.8 = 3.24 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{841.36}{3.24} \left(1 + 6 \frac{0.131}{1.8} \right) = 373.07 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{841.36}{3.24} \left(1 - 6 \frac{0.131}{1.8} \right) = 146.28 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 373.07 + 146.28}{4} = 316.37 \text{ KN/m}^2$$

$$1.5 \sigma_{\text{sol}} \geq \sigma_{\text{moy}} \quad 417 > 316.37$$

$$N' = \sigma_{\text{moy}} \times S = 204.88 \text{ KN}$$

$$A_x = \frac{N'(B-b)}{8(h-c)\sigma_{s2}} = 10.67 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition selon le RPA99 (version 2003)**

$$A_s \geq 0.23 \frac{b \times d \times f_c}{f_e} = 0.23 \frac{40 \times 260 \times 2.1}{400} = 12.58 \text{ cm}^2$$

Choix des barres

$$10\text{HA} \quad 14 = 15.38 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement des cadres

$$S_t \leq \min(20\text{cm} \cdot 15 \varphi) \rightarrow S_t \leq \min(20\text{cm} \cdot 16 \text{ cm})$$

En prend $S_t = 15 \text{ cm}$

; $A_y = 26.14 \text{ cm}^2$; $S_t = 30 \text{ cm}$

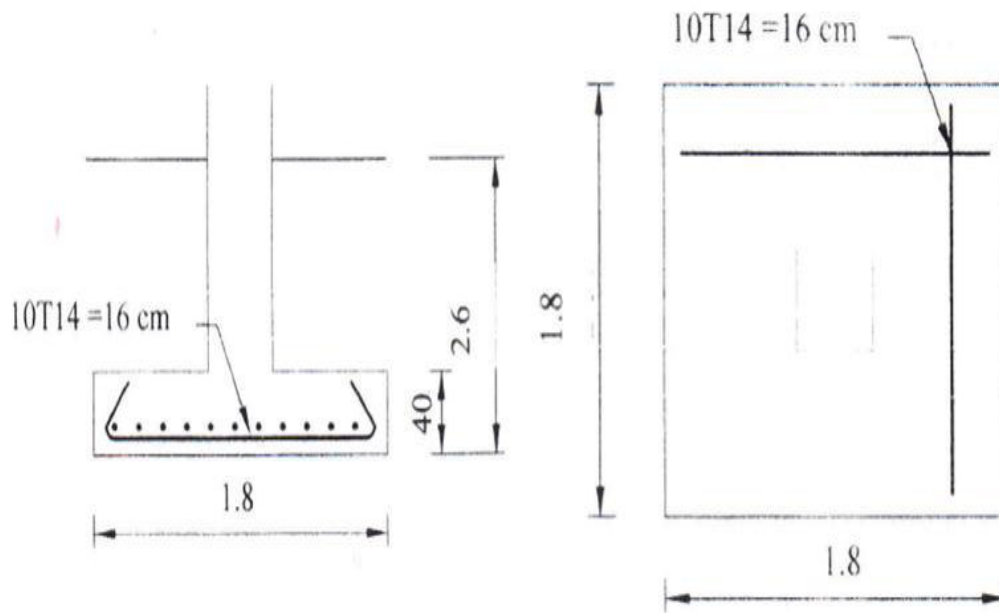


Figure VIII.2.Ferrailage des semelles.

4. Voile périphérique :

Les voiles périphériques sont des ossatures en dessous du niveau de base .leur rôle est d'aider le poteau pour s'opposer aux efforts tranchants dus à la pousser des terres .

4.1. Dimensionnement :

Solen RPA 99, ces voiles doivent avoir caractéristiques minimales ci-dessous :

- ces murs seront calculés comme une dalle pleine d'épaisseur «e»
- $e \geq 15$ cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes :

On a : $e \geq 289/20 = 14.45$ cm on prend : $e = 20$ cm

➤ **Caractéristiques du sol :**

Poids volumique du sol $= \gamma_s = 17 \text{KN/m}^3$ et $\sigma_{\text{sol}} = 2.78$ bar

$$\sigma_{\text{adm}} = \gamma \cdot D + \frac{1}{3} [0.4 \gamma B N_\gamma + \gamma \cdot D (N_q - 1) + C \cdot N_c]$$

- Surcharge appliqué sur le sol : $q_0 = 0 \text{KN/m}^2$
- Angle de frottement interne du sol : $\varphi = 27^\circ$

$$N_\gamma = 13.90 \quad N_c = 24 N_q = 13.20 \quad B = 1.7 \text{m} \quad D = 2.6 \text{m} \quad C = 0 \text{Kpa}$$

4.2. Détermination des sollicitations :

➤ Calcul des contraintes :

▪ poussé due aux terres :

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v(z) = k_0 \times \gamma_h \times z$$

Avec :

σ_h : Contraintes horizontale

k_0 ; Coefficient de poussé des terres au repos

Dans ce cas $k_0 = 0,7$ [16]

σ_v : Contraintes verticale due au poids des terre

Z : profondeur considérée

γ_h : poids volumique du sol

$$\sigma_h(z) = 0,7 \times 17 \times z \begin{cases} 0 \rightarrow z = 0 \\ 26.18 \text{KN/m}^2 \rightarrow z = 2.2 \end{cases}$$

▪ Poussé active dynamique globale :(Art 10-4-3) [9]

$$P_d = 1/2 \times K_{ad} \times (1 \pm K_v) \times \gamma \times h^2$$

Avec:

K_0 : Coefficient de poussé dynamique donnée par :

$$K_{ad} = \frac{\cos \beta}{\dots}$$

$$K_v = \pm 0.3 K_h$$

$$k_h = A (\%g) \quad / A = 0.25 \quad (\text{tableau 4-1}) \text{RPA99V2003}$$

\emptyset : Angel de frottement interne

β : Angel de la surface du remblai sur l'horizontal ($\beta = 0$)

$$\theta: \text{Arctg}[k_h / (1 \pm k_v)]$$

Donc:

$$k_h = 0.025$$

$$K_v = \begin{cases} 0.0075 \\ -0.0075 \end{cases}$$

$$\theta = 1.43$$

$$k_d = 0.376$$

Donc :

$$Pd = 1/2 \times k_{ad} \times (1 \pm k_v) \times \gamma \times h^2 = 30.05 \text{ KN/m}$$

▪ **poussé due à la surcharges:**

$$\sigma_q = k_0 \times q = 0.7 \times 0 = 0 \text{ kn/m}$$

Contraintes total :(E L S)

$$\sigma_t = \sigma_h + \sigma_q = \begin{cases} 0 \text{ kn/m}^2 \rightarrow Z = 0 \\ 26.18 \text{ kn/m}^2 \rightarrow Z = 2.2 \text{ m} \end{cases}$$

Contraintes moyennes:

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 42.827 \text{ KN/m}^2$$

Contraintes total:(E LU)

$$\sigma_t = \sigma_h + \sigma_q = \begin{cases} 0 \text{ kn/m}^2 \rightarrow Z = 0 \\ 26.18 \text{ kn/m}^2 \rightarrow Z = 2.2 \text{ m} \end{cases}$$

Contraintes moyennes :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 60 \text{ KN/m}^2$$

Conclusion : Les charges uniformément réparties appliquées sur les voiles :

ELU:

$$q_u = 35.34 \text{ KN/m}$$

ELS:

$$q_s = 26.18 \text{ KN/m}$$

4.3. Ferrailages des voiles:

Les ferrailages seront calculés pour la panneau les plus sollicité en flexion simple

Avec une fissuration préjudiciable.

➤ **Vérification si la dalle porte dans les deux sens :**

$$L_x = 2.2 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_y = 6.00 \text{ m}$$

$$\rho = L_x / L_y = 2.2 / 6.00 = 0.36 \rightarrow 0.4 < \rho = 0.36 < 1$$

Donc la dalle porte suivant les deux directions

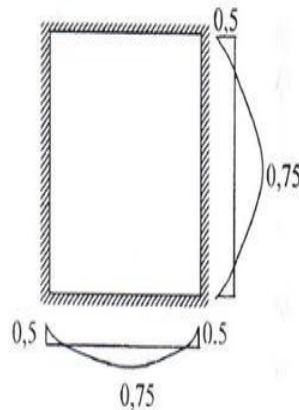
➤ **Calcul des moments fléchissant :**

$$E.L.U : \begin{cases} V = 0 \\ \rho = 0.36 \end{cases} \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0.07 \\ \mu_y = 0.19 \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x \times q^u \times L_x^2 = 0.07 \times 35.34 \times (2.2)^2 = 16.72 \text{ KN/m} \\ M_y^x = \mu_y \times M_x = 0.19 \times 16.72 = 3.18 \text{ Kn. m} \end{cases}$$

$$\text{E.L.S : } \begin{cases} V = 0.2 \\ \rho = 0.36 \end{cases} \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0.077 \\ \mu_y = 0.323 \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x \times q^u \times L_x^2 = 0.077 \times 6.18 \times (2.2)^2 = 3.63 \text{ KN/m} \\ M_y^x = \mu_y \times M_x = 0.323 \times 13.63 = 4.4 \text{ Kn. m} \end{cases}$$



	Sens x-x		Sens y-y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Appuis (N.m)	8362	6815	1590	2200
Travée (N.m)	12540	10222.5	2385	3300

Tableau VIII-1 : Tableau récapitulatif des sollicitations

➤ **Calcul des ferrailages :**

Sens x-x :

En appuis :

$$\text{E.L.U : } M_U = 8360 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{8360}{14.2 \times 100 \times 18^2} = 0.02$$

$$\mu = 0.02 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A' \neq$$

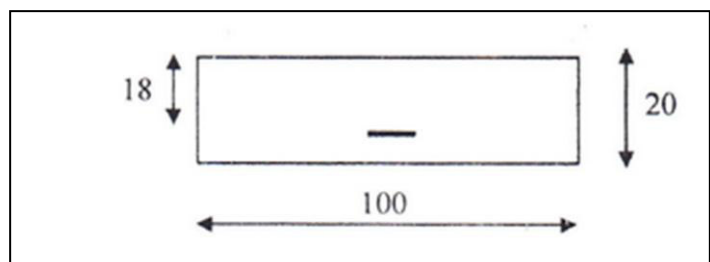
$$A = \frac{25625}{348 \times 0.967 \times 18} = 4.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 2T12 \rightarrow A = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{E.L.S : } M_s = 6815 \text{ N.m}$$

Fissuration préjudiciable on doit vérifier les contraintes

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 2.26/100 = 0.339 \text{ cm}$$



$$\alpha = 0.03 \quad \beta = 0.989$$

$$E=2xDxd=23.052\text{cm}^2$$

$$Y_1=-D+\sqrt{E+D^2}=-0.339+\sqrt{12.204+0.339^2}=3.17\text{cm}$$

$$I=b \times y_1^3/3+15 \times A \times (d-y_1)^2=100 \times 3.17^3/3+15 \times 2.26 \times (18-3.17)^2$$

$$I=8517.42\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I}=0.8$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 2.54\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 K \times (d - y_1) = 177.96\text{MPa}$$

Donc il faut calculer les armateurs à l'EL

$$\mu = 0.0527$$

$$\mu = 0.0527 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \alpha_1 = 0.738 \\ \beta_1 = 0.754 \end{cases}$$

$$A_{as} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = 1.44\text{cm}^2$$

$$\text{Choix : } 2T12 \rightarrow A = 2.26\text{cm}^2/\text{ml}$$

En travée :

E.L.U

$$M_u=12540\text{N.m}$$

$$\mu = 0.027 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A' \neq$$

$$\alpha = 0.027 \quad \beta = 9.989$$

$$A = 2.02\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 2T12 \rightarrow A = 2.26\text{cm}^2/\text{ml}$$

E.L.S : $M_s=10222.5\text{N.m}$

$$D=0.339\text{cm}$$

$$E=12.204\text{cm}^2$$

$$Y_1 = 3.17\text{cm}^2$$

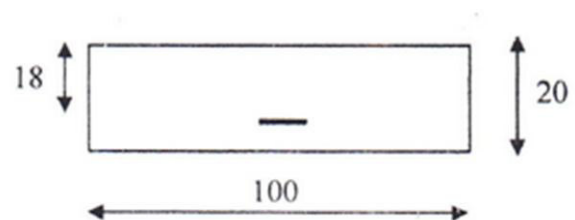
$$I=8517.42\text{cm}^4$$

$$K = \frac{10222.5}{8517.42} = 1.2$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 3.8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times 1.2 \times (18 - 3.17) = 2661.94 \text{ MPa}$$

Donc il faut calculer les armateurs à l'ELS



$$\mu = 0.079$$

$$\mu = 0.079 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \alpha_1 = 0.801 \\ \beta_1 = 0.733 \end{cases}$$

$$A_{as} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = 1.32 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T12 $\rightarrow A = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens Y-Y :

En appuis :

$$M_u = 1590 \text{ N.m}$$

$$\mu = 0.03$$

$$\mu = 0.03 < \mu_L = 0.392 \quad A' \nexists$$

$$\alpha = 0.031 \quad \beta = 0.987$$

$$A = 0.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 2T12 $\rightarrow A = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$

E.L.S : $M_s = 2200 \text{ N.m}$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 0.339 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d \quad E = 12.204 \text{ cm}^2$$

$$y_I = -D \sqrt{E + D^2} \rightarrow y_I = 3.17 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{y_I^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_I)^2$$

$$I = 8517.42 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = 0.25$$

$$\sigma_b = K \times y_I \sigma_b = 0.818 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - y_I) = 104.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 64.33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent

En travées :

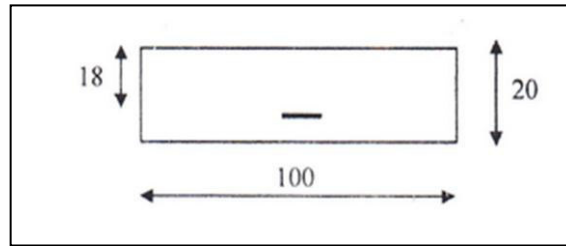
$$\text{E.L.U : } M_u = 2385 \text{ N.m}$$

$$\mu = 0.005 < \mu_L = 0.392$$

$$\alpha = 0.0051 \quad \beta = 0.997$$

$$A = 0.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 2T12 $\rightarrow A = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$



E.L.S : $M_s=3300 \text{ N.m}$

$D=0.339\text{cm}$

$E=12.204\text{cm}^2$

$Y_I=3.17\text{cm}^4$

$K=\frac{M_s}{I} = 0.39$

$\sigma_b = K \times y_I \sigma_b = 1.23\text{MPa} < \overline{\sigma}_b=15\text{MPa}$ condition vérifiée

$\sigma_s = 15K \times (d - y_I) = 86.755\text{MPa}$

$\sigma_s = 86.755 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s=240 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent

➤ **Les armatures minimales à BAEL91 :**

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

$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400}$

➤ **Les armatures minimales à RPA 99V2003 :**

$A_{min} = 0.15\% b \times h$

$A_{min} = 0.0015 \times 100 \times 20 = 3\text{cm}^2/\text{ml}$

Choix du ferrailage : pour une bonde de 1m

Sens X-X

Appui : 5T12 e=20cm

Travée : 6T12 e=15cm

Sens Y-Y

Appui : 5T12 e=20cm

Travée : 5T12 e=20cm

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_X = pl_x \left[\frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \right] = 56025.42\text{N}$$

$$T_Y = pl_x/3 = 22036.667\text{N}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{56025.42}{100 \times 18 \times 100} = 0.311\text{MPa}$$



$\overline{\tau}_u = \min(0.15 \times f_{c28} / \gamma_b; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa} > \tau_u = 0.311\text{MPa}$ condition vérifiée

conclusion:

Dans cet axe ,nous sommes consacres au calcul des fondation a la détermination de leurs dimensions et a leur armement.

Conclusion

A la fin de notre travail on a arrivé aux résultats suivants:

-  ce modeste travail, nous a beaucoup aidés de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'améliorer nos connaissances en se basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et des certains méthodes.
-  Nous avons compris combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût se basant sur les documents techniques et d'appliquer des règlements et l'utilisation de certaines méthodes tels que : Le **RPA (99/version 2003)** ; **BAEL 91** ; **CBA**. Avec la pratique des logiciels Comme : **SAP2000V14**; **Word**, **Excel ...etc**.

➤ **Tableaux des résultats de la modélisation.**

Niveau	axe	...	$\sum R_{ji}$	$T = C_T h_N^{3/4}$
	A	79253.426	594661.37 6	112.269	1. 5	117925804. 8	15	14.962638	1.6976633 3	16.660301 3	168.403 5
	B	79253.426	594661.37 6	112.269	1. 5	117925804. 8	9	14.962638	1.018598	15.981236	168.403 5
	C	22574.034	594661.37 6	112.269	1. 5	117925804. 8	6	4.2618611 6	0.1934205 8	4.4552817 5	168.403 5
	D	116249.80 2	594661.37 6	112.269	1. 5	117925804. 8	3	21.947362 9	0.4980302 7	22.445393 2	168.403 5
	E	116249.80 2	594661.37 6	112.269	1. 5	117925804. 8	-3	21.947362 9	0	21.947362 9	168.403 5
	F	22574.034	594661.37 6	112.269	1. 5	117925804. 8	-6	4.2618611 6	0	4.2618611 6	168.403 5
	G	79253.426	594661.37 6	112.269	1. 5	117925804. 8	-9	14.962638	0	14.962638	168.403 5
S-SOL	H	79253.426	594661.37 6	112.269	1. 5	117925804. 8	-15	14.962638	0	14.962638	168.403 5
	A	43507.25	406796.49 6	99.409	1. 5	80472012.1 2	15.2 3	10.631881 7	1.2278169 9	11.859698 7	149.113 5
	B	43507.25	406796.49 6	99.409	1. 5	80472012.1 2	9.23	10.631881 7	0.7441070 8	11.375988 8	149.113 5
	C	29754.042	406796.49 6	99.409	1. 5	80472012.1 2	6.23	7.2710055 9	0.3434836 9	7.6144892	149.113 5
	D	53524.252	406796.49 6	99.409	1. 5	80472012.1 2	3.23	13.079739 9	0.3203503 7	13.400090 3	149.113 5
	E	53524.252	406796.49 6	99.409	1. 5	80472012.1 2	-2.77	13.079739 9	0	13.079739 9	149.113 5
	F	29754.042	406796.49 6	99.409	1. 5	80472012.1 2	-5.77	7.2710055	0	7.2710055	149.113 5
	G	43507.25	406796.49 6	99.409	1. 5	80472012.1 2	-8.77	10.631881 7	0	10.631881 7	149.113 5
	H	43507.25	406796.49 6	99.409	1. 5	80472012.1 2	- 14.7 7	10.631881 7	0	10.631881 7	149.113 5
	K	33105.454	406796.49 6	99.409	1. 5	80472012.1 2	-3.23	8.0899912 1	0	8.0899912 1	149.113 5
RDC	L	33105.454	406796.49 6	99.409	1. 5	80472012.1 2	-2.77	8.0899912 1	0	8.0899912 1	149.113 5
	A	48319.856	396787.42	110.761	1. 5	83121967.8 7	15.2 3	13.488218 9	1.4709159 1	14.959134 8	166.141 5
	B	48319.856	396787.42	110.761	1. 5	83121967.8 7	9.23	13.488218 9	0.8914349 2	14.379653 8	166.141 5
	C	30928.22	396787.42	110.761	1. 5	83121967.8 7	6.23	8.6334404 8	0.3851281 7	9.0185686 5	166.141 5
	D	52594.07	396787.42	110.761	1. 5	83121967.8 7	3.23	14.681341 9	0.3395483 4	15.020890 3	166.141 5
	E	52594.07	396787.42	110.761	1. 5	83121967.8 7	-2.77	14.681341 9	0	14.681341 9	166.141 5
	F	30928.22	396787.42	110.761	1. 5	83121967.8 7	-5.77	8.6334404 8	0	8.6334404 8	166.141 5
	G	48319.856	396787.42	110.761	1. 5	83121967.8 7	-8.77	13.488218 9	0	13.488218 9	166.141 5

	H	48319.856	396787.42	110.761	1. 5	83121967.8 7	- 14.2 3	13.488218 9	0	13.488218 9	166.141 5
	K	33695.818	396787.42	110.761	1. 5	83121967.8 7	-3.77	9.4060000 6	0	9.4060000 6	166.141 5
Etage	L	33695.818	396787.42	110.761	1. 5	83121967.8 7	-2.77	9.4060000 6	0	9.4060000 6	166.141 5
	A	9854.234	36351.174	28.453	1. 5	1718578.40 4	6	7.7131627 2	1.4683314 3	9.1814941 4	42.6795 4
	B	8321.353	36351.174	28.453	1. 5	1718578.40 4	3	6.5133372 8	0.6199621 5	7.1332994 3	42.6795 3
	C	8324.353	36351.174	28.453	1. 5	1718578.40 4	-3	6.5133372 8	0	6.5133372 8	42.6795 8
Coupo le	D	9854.234	36351.174	28.453	1. 5	1718578.40 4	-6	7.7131627 2	0	7.7131627 2	42.6795 2

Répartition des efforts

NIV	S	G	Q	E	SOLLICITATIONS	COMBINAISON						MAX
						135G+1.5Q	G+Q	0.8G+E	0.8G-E	G+Q+E	G+Q-E	
	T	3.22	1.27	52.61	Tmax	6.252	4.49	55.186	50.034	57.1	-48.12	57.1
	Mt	3.65	0	0	Mt	4.9275	3.65					4.9275
	Ma	9.64	2.89	90.58	Ma	17.349	12.53	98.292	82.868	103.11	-78.05	103.11
ETAGE	T	123.38	18.85	71.87	Tmax	194.838	142.23	170.574	26.834	214.1	70.36	214.1
	Mt	65.25	9.35	0	Mt	116.598	85.33					116.6007
	Ma	75.98	14.32	31.65	Ma	109.5675	79.57	83.85	20.55	111.22	47.92	111.244
RDC	T	124.11	93.12	104.91	Tmax	307.2285	217.23	204.198	-5.622	322.14	112.32	322.14
	Mt	24.36	56.35	0	Mt	117.411	80.71					113.234
	Ma	36.25	34.62	42.35	Ma	100.8675	70.87	71.35	-13.35	113.22	28.52	117.43
S-SOL	T	125.66	93.11	100.43	Tmax	309.306	218.77	200.958	0.098	319.2	118.34	319.2
	Mt	22.33	46.25	0	Mt	99.5205						99.5205
	Ma	36.24	24.35	22.35	Ma	85.449	60.59	51.342	6.642	116.23	38.24	116.23

Tableaux des combinaisons des charges portique 03

SOLLICITATIONS	G	Q	E	COMBINAISON						G+Q+1.2E	G+Q-1.2
				135G+1.5Q	G+Q	0.8G+E	0.8G-E	G+Q+E	G+Q-E		
N	325.39	185.25	-57.25	717.1515	510.64	203.062	317.562	453.39	567.89	441.94	579.34
T	16.41	9.27	78.13	36.0585	25.68	91.258	-65.002	103.81	-52.45	119.436	-68.076
Ma sup	40.05	24.29	164.04	90.5025	64.34	196.08	-132	228.38	-99.7	261.188	-
Ma inf	31.53	19.22	160.85	71.3955	50.75	186.074	-	211.6	-110.1	243.77	-142.27
							135.626				

Tableaux des combinaisons des charges portique 03

Références bibliographiques

- [1] Centre Nationale de Recherches Appliquées en Génie Parasismique "Charges permanentes et charges d'exploitation. Document Technique réglementaire DTR. B.C2.2" .
- [2] **Jean PERCHAT, Jean ROUX** : Pratique du B.A.E.L.91 (cours avec exercices corrigés) "Edition Eyrolles deuxième tirage 1995".
- [3] **V. Davidovici** : "formulaire du béton arme (tom 1)" Edition du moniteur. Paris. 1996.
- [4] **B.A.E.L.91** Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites : " Edition Eyrolles".
- [5] **Albert FUENTES** : Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé" Edition Eyrolles 4^{ème} édition, 1983" .
- [6] **Jean-Pierre MOUGIN** : Cours de Béton armé B.A.E.L.91" Edition Eyrolles, troisième tirage 1997".
- [7] **Pierre CHARON** : exercices de béton armé selon les règles B.A.E.L.83 " Edition Eyrolles" .
- [8] **Jean-Pierre MOUGIN** : Béton armé BAEL91 modifié 99 et DTU associé, " Edition Eyrolles deuxième édition 2000 "
- [9] **M.BELAZOUGUI** : Le béton armé aux états " office des publications universitaires" .
- [10] Centre Nationale de Recherche Appliquées et génie Parasismiques Algériennes RPA99/Version 20003".
- [11] Règlement Neige et Vent (RNV99).
- [12] Centre Nationale de Recherches Appliquées en Génie Parasismique " Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93" Document Technique Réglementaire DTR. B.C.2.41.

[13] **Dr S.BOZIANNE** : Cours en béton armée aux états limites, université **20 Aout 1955 Skikda.**

[14] **Pr H.BOUZREDE** : Cours en génie parasismique, université **20 Aout 1955 Skikda.**

[15] Mémoire fin d'études. Etude d'une mosquée. Par **MELLE MAUCHE H**; **OUERGLA 2007.**

[15] Mémoire fin d'études. ANALYSE DE LA CONCEPTION ET DE L'ETUDE DE LA SALLE DE PRIERES DE LA GRANDE MOSQUEE D'ALGER. Par **M^{er} BAINE ABDOULAYE A**; **ANNABA 2016.**

[16] LIVRE : TRAITE DE BETON ARME PAR LAUTEUR GUERRI

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents

A mes frères et mes sœurs

A mes oncles et mes tantes

A mes cousins et cousines

Et

A toutes ma famille

A

Rapporteur ; abdlmaziane

Et A toute mes

Amis d'étude et la promo de Génie civile

2019/2020