

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université d'Ain Témouchent Belhadj Bouchaib
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département : Génie civil et de Travaux public



Projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme de Master en :
Domaine : SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
Filière : Génie civil
Spécialité : structure
Thème

Conception et dimensionnement d'un bâtiment à poutres précontraintes en post tension

Présenté Par :

- 1) Mr. Abboud Ahmed Adnane
- 2) Mr. Amrani Akram Abd illah

Devant le jury composé de :

Dr. Attia.A	Présidente	MCA UATBB (Ain Témouchent)
Dr. Amara.K	Examineur	Pr. UATBB (Ain Témouchent)
Dr. Said.A	Encadrant	MCB UATBB (Ain Témouchent)
Dr. Marouf .H	Co-Encadrante	MCA UATBB (Ain Témouchent)

Année universitaire 2020/2021

Remerciements

Nos premiers remerciements vont pour le bon Dieu, le tout puissant, qui nous a donné la force et le courage pour atteindre ce stade dans nos études.

Nos remerciements sont exprimés particulièrement :

A nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

A nos encadreurs, M. Said et Mme Marouf H, pour leurs présences, leurs aides, leurs générosités et leurs conseils tout au long de la préparation de ce mémoire.

A l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin à réaliser ce modeste travail.

Aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

DEDICACES

*Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents, ma source
d'encouragement et de réussite, pour leur aide ainsi que leur soutien,
merci ;*

*A ma sœur Yasmina, son époux Aziz et leurs petits anges Halim et
Nazim ;*

A ma sœur Ahlem et ma sœur Soumia

A mon très cher frère Amine

*Mon précieux binôme Amrani. A qui je souhaite d'immenses succès dans sa
vie.*

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.

A toute la promotion 2020/2021.

ABBOUD .A

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail a :

A ma mère qui a beaucoup sacrifié pour que je puisse arriver

Jusque-là et qui m'a beaucoup soutenu durant toute ma vie

Tous mes amis {Tarek, Nadjib , sidahmed, samado ,ali }

Ma collègue B.meriem

Mon cher binôme ABBOUD.A, ainsi que sa famille.

Toute la promotion 2020-2021.

AMRANI.A

Résumé :

Le sujet du présent projet porte sur l'inclusion d'un système de précontrainte dans les planchers d'un bâtiment contenant quatre étages, où la conception reposait sur l'agrandissement des travées tout en dotant les poutres porteuses par des câbles post-tendus.

L'objectif principal de cette étude est d'évaluer la performance de ce type de systèmes structuraux pour les bâtiments à étage et de connaître l'impact qui en résulte sur le comportement statique et sismique du bâtiment et de ses éléments principaux.

Le bâtiment sera analysé et vérifié statiquement et sismiquement à l'aide du programme ETABS, pour aborder ensuite la conception des éléments impliqués dans la reprise des charges verticales et latérales. Le calcul du système de fondations sera aussi abordé à la fin de ce projet.

Il est à noter que les processus de dimensionnement se sont basés sur les réglementations et recommandations des codes de béton armé suivants : CBA et BAEL , l'Eurocode 2 pour le dimensionnement et la vérification des poutres précontraintes, et le code parasismique algérien RPA pour atteindre les normes de sécurité pour le bâtiment en étude.

Mots clés :

Conception, Poutres porteuses, béton précontraint, béton armé, performance, comportement statique et sismique.

ملخص

يتمحور موضوع هذه المذكرة حول إدراج نظام سيق الإجهاد في بلاطات بناء يحتوي علأربع طوابق، حيث تم الاعتماد في التصميم على تكبير المجازات و تزويد العوارض الحاملة بكوابل لاحقة الشد.

تهدف هذه الدراسة بشكل أساسي إلى تقييم درجة كفاءة هذا النوع من الأنظمة الهيكلية للأبنية الطابقية ومعرفة الأثر الناتج على سلوك المبنى و عناصره الأساسية من الناحية الميكانيكية.

تم تحليل ومعايرة المبنى استاتيكيًا و زلاليًا باستخدام برنامج اليتابس ETABS ليتم التطرق بعدها إلى تصميم العناصر المشاركة في مقاومة الحمولات الاستاتيكية و الديناميكية لتختتم بدراسة و تصميم الأساسات.

تجدر الإشارة أن عمليات التصميم اعتمدت على قوانين وتوصيات قانون الخرسانة المسلحة CBA93 و BAEL ، والكود الأوروبي الموحد eurocode 2 لتصميم العوارض مسبقة الإجهاد ، و القانون الزلزالي الجزائري RPA لتحقيق معايير السلامة في المناطق الزلزالية.

التصميم ، الكمرات الحاملة ، الخرسانة سابقة الإجهاد ، الخرسانة المسلحة ، الأداء ، السلوك الساكن والزلزالي.

Abstract :

The subject of this project is the inclusion of a prestressing system in the floors of a building containing four floors, where the design was based on the increasing of the spans while providing the load-bearing beams with post-tensioned cables.

The main objective of this study is to evaluate the performance of this type of structural systems for multi-storey buildings and to know the resulting impact on the static and seismic behavior of the building and its main elements.

The building will be analyzed and verified statically and seismically using the ETABS program and consequently proceed to the design of the structural elements. The calculation of the foundation system will also be carried out at the end of this project.

It should be noted that the design processes were based on the regulations and recommendations of the following reinforced concrete codes: CBA and BAEL, Eurocode 2 for the design and verification of prestressed beams, and the Algerian RPA earthquake code to achieve safety standards for the building under study.

Keywords :

Design, load-bearing beams, prestressed concrete, reinforced concrete, performance, static and seismic behavior.

Sommaires

Chapitre I : présentation de l'ouvrage	2
1.1.Introduction.....	2
1)-Présentation de l'ouvrage.....	2
2)-Caractéristiques géométriques:	2
3)-Données géotechniques du site	5
I.1.3 .Eléments de la structure.....	5
I.2.4 . Règlements utilisés.....	6
I.3.CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX	6
I.3.1.Béton précontraint.....	6
1)-Le role :	7
2)-Qualités requises.....	7
3)-Résistance à la compression	7
4)-Résistance à la traction.....	7
5)-Déformations longitudinales instantanées	7
5.1)-Diagramme Contrainte –Déformation.....	8
6)-Déformations différées	9
7)-Coefficient de poisson.....	12
8)-Coefficient de dilatation thermique	12
I.4.CARACTERISTIQUES MECANQUES :ARMATURES.....	12
1)-Armatures passives.....	12
1.1)-Description des différents types d'aciers.....	12
1.2)-Caractères des armatures passives	13
2)-Armatures actives.....	14
2.1)-Qualités requises.....	14
I.5. Le Béton	17
1)-Resistance et caractéristique de l'acier :.....	20
2)-Etat limite de service :	20
3)-Règles des trois pivots:	20
4)-Définition des états limites:	20
5)-Hypothèses de calcul.....	21
5.1)-Les actions et sollicitations:	21
I.6.Conclusion.....	22
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux	23
II- Introduction	24

II.1.Pré-dimensionnement des éléments structuraux	24
II.1.1.Pré-dimensionnement des poutres	24
II.1.2.Pré-dimensionnement du plancher (corps-creux)	25
II.1.2 .1.Pré-dimensionnement des poutrelles	26
II.2.Pré-dimensionnement des escaliers	27
II.3.Acrotère	29
II.4. Pré dimensionnement des poteaux :	32
II.5. Conclusion:.....	36
Chapitre III : Dimensionnement des éléments structuraux	37
III.1.Introduction	38
III.2.Calcul des Plancher:	38
III.3.Etude des poutrelles:	38
III.4.Etude de L'acrotère.....	50
III.5.Etude des balcons:	56
III.6.Conclusion.....	61
Chapitre IV : La Précontrainte	62
IV .1. Introduction	63
IV .2. Évaluation des charges	64
IV .3. Pré- Dimensionnement.....	67
IV .4.Vérification des contraintes selon eurocode 2	70
IV .5.Vérification de la déflexion (flèche)	72
IV .6.Calcul la résistance à l'effort tranchant	74
IV .7.Conclusion	75
Chapitre V : Modélisation de La Structure	76
V-1- Introduction	77
V -2 -Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis)	77
V-3-Description du logiciel ETABS.....	77
V -4-Manuel d'utilisation de L'ETABS	78
V -5- Etapes de modélisation	79
V -5-1 Première étape	79
V -5-2- Deuxième étape	81
V 5-3 -Troisième étape	81
V-5-4- Quatrième étape	83
V -5-5- 5ème étape : chargement des poutres	84
V-5-6- 6émé étape.....	84
V-5-7-7émé étape : Spécification des conditions aux limites (appuis).....	85
V-5-8- 8ème étape : Analyse et visualisation des résultats.....	91

Chapitre VI : Etude sismique	94
VI.1. Introduction	95
VI.2-Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques.....	96
VI.3- Choix de la méthode de calcul.....	97
VI.4- La modélisation de la structure.....	98
VI.5. Résultats de l'analyse	98
Chapitre VII : Etude des éléments structuraux.....	106
VII.1.Introduction.....	107
VII.2.Etude des poutres:	107
VII .2. Recommandation du RPA99 version 2003	107
VII.3.Etude des poteaux:	115
Chapitre IIX : Etude de l'infrastructure	125
IIX-1.Introduction	126
IIX-2-Type de fondation	126
IIX-3-Étude géotechnique du sol	126
IIX-4-Choix du type de fondation	126
IIX-5-Combinaisons d'actions à considérer.....	127
IIX-6-Dimensionnement de la fondation.....	127
IIX-7-Ferraillage de la semelle isolé	128
IIX-8-Etude de la longrine	129
Conclusion générale	132

Liste des tableaux :

Table I-1 : Caractères des armatures passives.....	13
Table I-2 : Caractères géométriques des fils.....	15
Table I-3: Caractères géométriques des barres	15
Table I-4 : Caractères géométriques des torons.....	15
Table II- 1:Evaluation des charges permanentes dans le plancher terrasse inaccessible	30
Table II- 2:Evaluation des charges permanentes dans le plancher d'étage courant.....	30
Table II- 3:Evaluation des charges dans les balcons.....	30
Table II- 4:Evaluation des charges des murs extérieurs.....	31
Table II- 6 :Evaluation des charges permanentes des volées d'escaliers	31
Table II- 7:Evaluation des charges permanentes revenant à l'acrotère.....	32
Table II- 8 :les charges permanentes et d'exploitation.....	32
Table II- 9 : les résultats de la décente des charges du poteau	33
Table II- 10 : section des poteaux	34
Table II- 11:Résultats des exigences du RPA pour le poteau le plus sollicité	35
Table II- 12:Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux .	36
Table III.1 : Le ferrailage à l'ELU	56
Table III.2:Vérification à l'ELS.....	56
Table III- 3:Sollicitations dans l'escalier	58
Table III- 4:Ferrailage des escaliers	58
Table III- 5: Vérifications des contraintes à l'ELS	59
Table IV-1: Moments développés dans la poutre principale	66
Table VI. 1. Facteur de qualité (Q)	87
Table VI .1 : caractéristique dynamique de la structure auto-stable	98
Table VI . 2: Vérification de l'effort normal réduit	103
Table VI .3 : Vérification des déplacements sens xx.....	104
Table VI .4 : Vérification des déplacements sens yy	104
Table VI .5 : Vérification de l'effet (P- Δ) sens xx.....	104
Table VI .6 : Vérification de l'effet (P- Δ) sens yy.....	105
Table VII .1 : ferrailage d'une poutre secondaire	114
Table VII .2 : ferrailage d'une poutre secondaire	114
Table VII .3 : caractéristiques mécaniques des matériaux	115
Table VII .4: section d'acier minimale.....	116
Table VII.5: Les contraintes de cisaillements des poteaux selon BAEL91.....	122
Table VII .6 : tableau récapitulés du ferrailage des poteaux	124

Liste des figures

Figure I- 1: vue en plan du bâtiment	3
Figure I- 2: plan de masse du projet.....	4
Figure I-3 : Caractéristiques d'un escalier.....	6
Figure I-4 : Diagramme Contrainte –Déformation	8
Figure I-5 : Diagramme Contrainte –Déformation	8
Figure I-6 : Diagramme Contrainte –Déformation	12
Figure I-8 : Diagramme les fils trempés et revenus et pour les barres.....	17
Figure I- 9:Diagramme contraintes- déformations du béton	18
Figure I- 10:diagramme déformation contrainte de l'acier.	19
Figure I- 11: Diagramme des déformations limites de la section.	20
Figure II-.1 : Dimension de la poutre principale	24
Figure II-2 : Dimension de la poutre secondaire	25
Figure II-3: Coupe d'une poutrelle	26
Figure II-4 : vue en plan d'escalier	27
Figure II-5 :Schéma statique de l'escalier	28
Figure II- 6:Schéma de l'acrotère	29
Figure III- 1: Coupe verticale du plancher en corps creux (16+5)cm.....	38
Figure III .2 : poutrelle type.....	39
Figure III.3: Diagramme des moments à L'ELU.....	42
Figure III.4: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU	43
Figure III.5: Diagramme des moments à L'ELS	46
Figure III.6: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.....	47
Figure III- 7:Ferraillage de la acrotère	54
Figure III- 8:Balcon dalle pleine.....	55
Figure III- 9:Schéma statique du balcon	55
Figure IV-1 :Vue en plan.....	64
Figure IV-2 : Répartition de charge permanente G (KN /m)	65
Figure IV-3 : Répartition de charge d' exploitation Q (KN /m).....	65
Figure IV-5 : répartition des moments de charge permanente (KN.m)	66
Figure IV- 6: répartition des moments de charge exploitation (KN.m)	66
Figure IV-7 : Géométrie et actions d'un tendon parabolique	68
Figure IV-8 : charge équivalente	69
Figure IV-9 : câble et la charge équilibrée pour la travée 1	69
Figure IV-10 : Profil de tendon simplifié.....	70
Figure IV-11 : Emplacement sélectionnes pour des conceptions détaillées.....	70
Figure IV-12 : Déflexion sous la charge P_T	73
Figure IV-13 : Déflexion sous la charge G.....	73

Figure IV-14 : Déflexion sous la charge Q.....	74
Figure IV .1 : Translation suivant le sens x.....	99
Figure IV .2 : Translation suivant le sens y.....	99
Figure IV .3 : Rotation suivant le sens Z.....	99
Figure IV .4 : Graph de l'effort Ex	102
Figure IV .5 : Graph de l'effort Ey	102
Figure IV .5 : moment renversant mode 1.....	105
Figure IV .6 : moment renversant mode 2.....	105
Figure VII-1 : Plan de repérage des poutres et des chainages	109
Figure VII-2:Plan de repérage des poutres et des chainages	109
Figure VII-2:Plan de repérage des poutres et des chainages	113
Figure VII-4: Plan de repérages des poteaux.....	117
Figure VII-5: Disposition des armatures du poteau (40×40).....	124
Figure IIX.1 : Schéma de la semelle isolée	129

Tableau des symboles et notations

symbol	Notations
G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\overline{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible de l'acier
τ_u	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_{st}	Contrainte d'acier
τ_u	Contrainte de cisaillement
f_{tj}	Résistance à la traction du béton a{j}jours
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton a 28jours d'âge
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28joursd'âge
A_{st}	Section d'armature
A_r	Armature de répartition
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier
Θ	Coefficient d'application
η	Facteur de correction d'amortissement
I	Moment d'inertie
μ	Moment ultime réduit
α	Position relative de la fibre neutre
β	Bras de levier
d	Distances éparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inferieures
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature inférieur)
Br	Section réduite
M	Moment fléchissant

V	Effort tranchant
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique
ξ	Pourcentage d'amortissement critique
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de qualité
W	Poids total de la structure
T	La période
CT	Coefficient de période
β	Coefficient de pondération
St	Espacement
λ	Elancement
e	Epaisseur, excentricité
a	Une dimension (en générale longitudinal)
b	Une dimension (largeur d'une section).
he	Hauteur libre d'étage.
n	Coefficient d'équivalence acier-béton.
L	Longueur ou portée
lf	Longueur de flambement
Mt	Moment en travée
Ma	Moment en appui
K	Coefficient de raideur de sol
fe	Limite d'élasticité de l'acier
Eij	Module d'élasticité instantané
Evj	Module d'élasticité différé
MPT	moment post tensionné
Ig	moment d'inertie brut
Ie	moment d'inertie équivalent
fmax	contrainte de traction maximale
DL	Charge permanentes
PT	Charge Post-tension de tendon
LL	Charge d'exploitation
V_{ED}	La résistance de l'effort tranchant

w_b	La charge équivalente
V Elu	Effort tranchant ultime
b_w	Largeur de poteau

Introduction générale

Introduction générale :

Le génie civil est un ensemble complet de techniques et de méthodes pour tous les types de construction.

L'ingénieur civil est chargé d'établir, d'exploiter et de réhabiliter les travaux de construction et d'infrastructure urbaine pour répondre aux besoins de la société, tout en assurant et en maintenant la sécurité publique et la protection de l'environnement.

Une analyse approfondie des structures touchées par le tremblement de terre nous montre souvent les mêmes causes, dont les principales causes sont de mauvaises dispositions de construction ou une mauvaise exécution dans les exécutions généralement incandescentes.

Les normes de construction en Algérie sont devenues plus strictes à la lumière des différents tremblements de terre auxquels elle a été soumise. La conscience de la sécurité est placée avant de nombreux paramètres.

En génie civil, toute étude de construction est réalisée principalement sur deux parties de base: la superstructure et l'infrastructure qui sont respectivement une partie hors-sol et une partie enterrée.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (R + 3) composé par des poutres porteuses en béton précontraint et des poteaux en béton armé.

Nous avons ainsi tenté de mener à bien ce travail en nous concentrant sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Tout d'abord, nous commençons par une description du projet et une présentation des caractéristiques des matériaux utilisés, notamment le béton et l'acier.

Ensuite, nous nous concentrons sur le calcul de certains éléments spécifiques (éléments secondaires et principaux).

Un accent particulier est mis sur la modélisation et l'analyse sur le programme ETABS qui est un outil et une mise à l'échelle de différentes structures.

Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous procéderons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettront de procéder au renforcement et à la vérification des différentes contraintes. Nous passerons ensuite à l'élaboration de plans de mise en œuvre.

Quant au dernier chapitre nous intéresserons à l'étude de l'infrastructure qui constitue une partie essentielle de l'ouvrage, ce qui exige sa bonne conception et réalisation.

Au final nous terminerons par une conclusion qui dressera une des connaissances acquises.

CHAPITRE I:
Présentation de
l'ouvrage

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage**I.1 .Introduction :**

Dans notre domaine de la construction, concevoir et construire un bâtiment est une tâche complexe qui nécessite une réflexion approfondie de la part du concepteur (ingénieur civil ou architecte) lors de la détermination des surfaces et des dimensions et de leur rôle, ainsi que du choix des matériaux à utiliser. Dans les travaux de construction, et cela nécessite ces étapes techniques pour réaliser le concept tout en assurant la stabilité et le respect des normes et recommandations des différentes réglementations qui régissent la construction dans notre pays. Pour ce faire, nous consacrons ce chapitre à présenter le contexte complet des matériaux utilisés, leurs formules de résistance, et à fournir une description du projet à étudier.

1)-Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à faire l'étude d'un bâtiment (R+3) en (béton armé+ précontrainte) implanté à Ain Tolba, wilaya d'Ain Témouchent. Ce bâtiment est composée de :

- Rez-de-chaussée (RDC) et 3 étages à usage d'habitation avec 2 logements par niveaux
- Une terrasse inaccessible.
- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe 2b) avec une hauteur totale qui ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté au niveau de wilaya d'ain Temouchent qui est de moyenne sismicité (zone IIa) .
- Le site est considéré site meuble S3.

2)-Caractéristiques géométriques :

Longueur en plan..... $L_x = 21.49$ m.

Largeur en plan..... $L_y = 10.05$ m.

Hauteur totale du bâtiment..... $H_t = 12.33$ m.

Hauteur totale du bâtiment + l'acrotère $H_t = 13.33$ m.

Hauteur du RDC..... $h_{RDC} = 03.15$ m.

Hauteur des étages courants..... $h_{\text{étage}} = 03.06$ m.

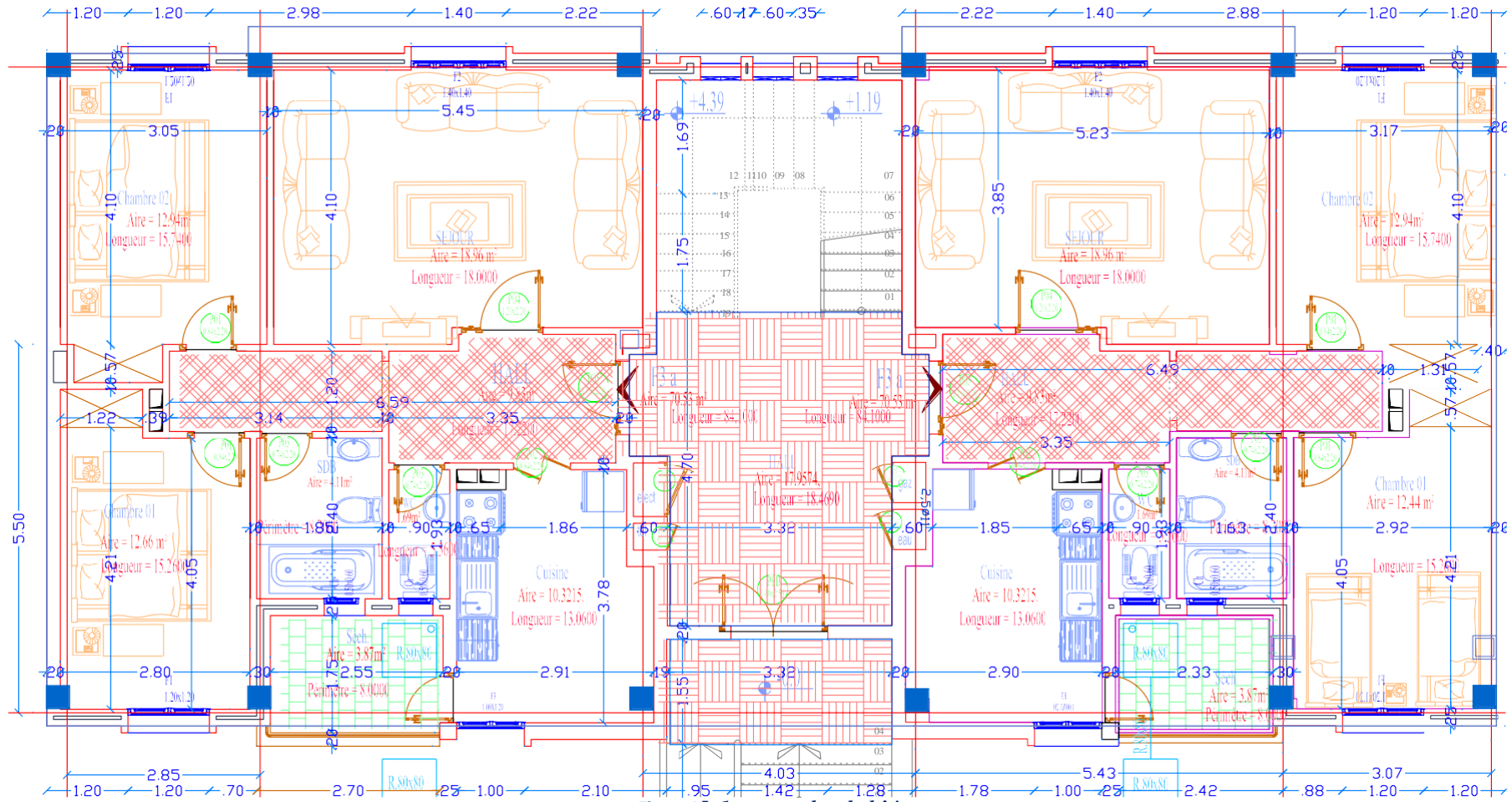


Figure 1I- 1: vue en plan du bâtiment

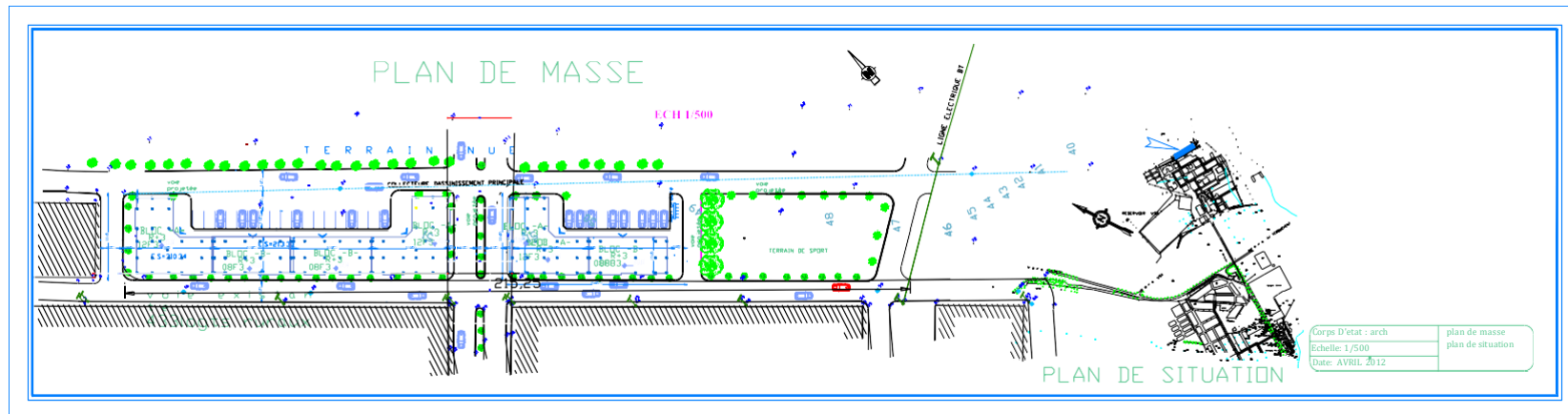


Figure 2 I- 2: plan de masse du projet.

3)-Données géotechniques du site :

- Le site est classé dans la catégorie : **S3 (site meuble)**.
- Contrainte admissible du sol : $\gamma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$
- L'ancrage minimal des fondations : **D= 1.20 m**.
- Poids volumique du sol : $\gamma = 20 \text{ KN /m}^3$

1.2.3 Eléments de la structure

1)-Ossature :

Le bâtiment est contreventé par un système de portiques auto stables assurant la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales et verticales.

2)-Portiques :

Ils sont en béton armé (poteaux) et précontrainte (poutres principales), capables de reprendre essentiellement les charges et verticales et latérales.

3)-Planchers :

a-Plancher à corps creux :

Les planchers sont des surfaces planes qui limitent les étages. Leur rôle principal est :

- La transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement.
- La résistance aux charges permanentes et les surcharges sur les étages.
- L'isolation thermique et phonique.
- La fixation des plafonds et revêtements.

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles en béton armé.

b- Dalles pleins en béton armé :

Des dalles pleins sont prévues dans les balcons, et dans les paliers de repos des escaliers.

Maçonnerie :

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

1- Murs extérieurs :

Ils seront réalisés en double cloison composée de deux murs en brique creuse de (15+10) d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur qui assure l'isolation thermique.

2- Murs intérieurs :

Ils seront réalisés en brique creuse d'épaisseur égale à 10cm pour les murs de séparation des pièces et de (15+10) pour les murs de séparation des appartements.

4)-Escaliers :

Le bâtiment dispose d'une cage d'escalier qui permet l'accès d'un niveau à un autre, elle est constituée de deux volets et un palier de repos, la réalisation s'effectuera par étage (**figure 1.3**).

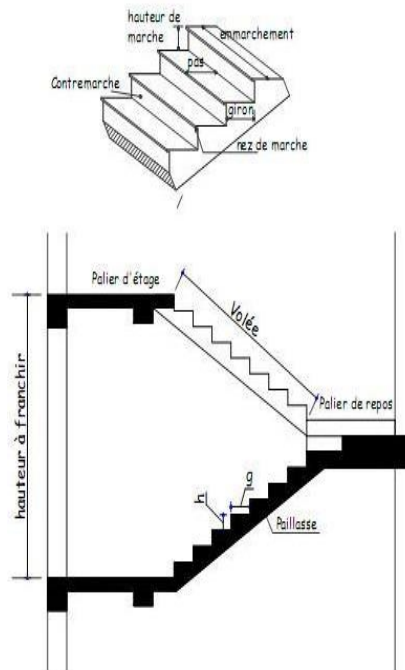


Figure I-3 : Caractéristiques d'un escalier.

5)-Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.2.4. Règlements utilisés :

Le calcul du présent ouvrage sera conforme aux règles Béton armé aux états limites « BAEL 91 modifié 99 », l'Eurocode 2, Règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003 et le DTR-BC2.2.

Principes des justifications : (ArtA1.2BAEL91/ modifié 99)

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des états limites. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

I.3.CARACTERISTIQUES MECANIQUEES DES MATERIAUX :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I .3.1.Béton précontraint :

1)-Le rôle :

Une technique qui vise à améliorer la résistance du béton face à des sollicitations très élevées.

2)-Qualités requises :

- Une résistance élevée en compression.
- L'étanchéité et la non-agressivité chimique.
- Une faible sensibilité aux effets des déformations différées.
- Une bonne maniabilité.

3)-Résistance à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite «résistance caractéristique spécifiée ». Celle-ci, notée f_{c28} .

Pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âgé de moins de 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} . Les règles BAEL et BPEL donnent, pour un âge $j \leq 28$ jours et pour un béton non traité thermiquement:

Si $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$$

et si $f_{c28} > 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28}$$

Au-delà de $j=28$ jours, on admet pour les calculs que $f_{cj} = f_{c28}$

4)-Résistance à la Traction :

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la formule:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

f_{tj} et f_{cj} sont exprimées en MPa (ou N/mm²)

5)-Déformations longitudinales instantanées :

A défaut de résultats expérimentaux probants, on adopte pour le module de déformation longitudinale instantanée du béton noté E_{ij} , une valeur conventionnelle égale à:

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

Le module de déformation longitudinale différée E_{vj} est donné par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_c}$$

5.1)-Diagramme Contrainte –Déformation :

Le diagramme caractéristique contrainte-déformation du béton a l'allure schématisée sur la figure II.1 dite " parabole – rectangle :

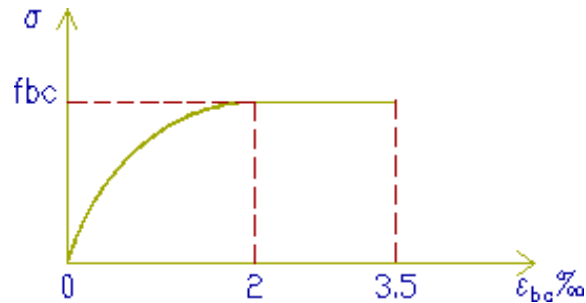


Figure I-4 : Diagramme Contrainte –Déformation

Le diagramme de calcul comporte un arc de parabole du second degré depuis l'origine des coordonnées et jusqu'à son sommet de coordonnées $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ et d'une contrainte de compression de béton donnée par : $\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{ci}}{\theta \cdot \gamma_b}$

Le coefficient θ prend en compte la durée probable d'application de la combinaison d'actions

- $\theta = 1$ $t > 24$ heures
- $\theta = 0,9$ $1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h}$
- $\theta = 0,85$ $t < 1 \text{ h}$

Lorsqu'on a besoin d'une évaluation plus précise des déformations et à défaut de données expérimentales probantes, il est nécessaire d'adopter le diagramme suivant (Figure II.2):

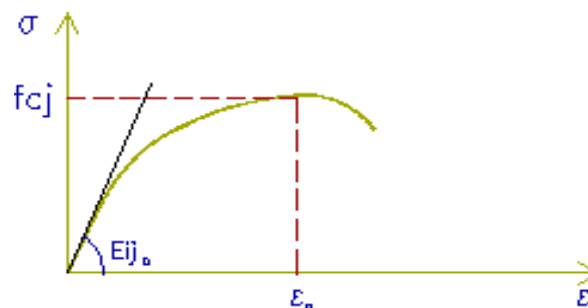


Figure I-5 : Diagramme Contrainte –Déformation

En prenant en compte :

-la valeur du module tangent à l'origine pour lequel on conserve la formule

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

- la valeur de la déformation au maximum de contrainte, appelé pic de contrainte, que l'on peut évaluer par la formule :

$$\varepsilon_{b0} = 0,62 \cdot 10^{-3} \sqrt[3]{f_{cj}}$$

-la valeur de la résistance à la compression du béton f_{cj}

6)-Déformations différées :

1)-Retrait :

Le retrait est le raccourcissement du béton non chargé, au cours de son durcissement.

Son importance dépend d'un certain nombre de paramètres :

- l'humidité de l'air ambiant ;
- les dimensions de la pièce ;
- la quantité d'armatures ;
- la quantité d'eau ;
- le dosage en ciment ;
- le temps.

La déformation relative de retrait qui se développe dans un intervalle de temps (t_1 , t) peut être évaluée au moyen de la formule :

$$\varepsilon_r (t_1 , t) = \varepsilon_r [r(t) - r(t_1)]$$

avec :

ε_r : la déformation finale de retrait

$r(t)$: la loi d'évolution du retrait, qui varie de 0 à 1 lorsque le temps t , compté à partir de la fabrication du béton, varie de zéro à l'infini.

La loi d'évolution du retrait est donnée par :

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m}$$

t : l'âge du béton, en jours, compté à partir du jour de fabrication, et r_m le rayon moyen de la pièce, exprimé en centimètres :

$$r_m = \frac{B}{u}$$

B: L'aire de section .

u: Le périmètre de la section.

Dans le cas des bétons de structures précontraintes, réalisés avec du ciment Portland, la déformation finale de retrait peut être évaluée par la formule:

$$\varepsilon_r = k_s \varepsilon_0$$

Le coefficient k_s dépend du pourcentage des armatures adhérentes $\rho_s = \frac{A_s}{B}$ rapport de la section des armatures passives longitudinales (et, dans le cas de la pré-tension, des armatures de précontrainte adhérentes) à la section transversale de la pièce.

Il s'exprime par la formule : $k_s = \frac{1}{1+20\rho_s}$

Le coefficient ε_0 dépend des conditions ambiantes et des dimensions de la pièce

On prendra dans l'eau :

$$\varepsilon_0 = - 60.10^{-6}$$

et dans l'air :

$$\varepsilon_0 = (100 - \rho_h) \left(6 + \frac{80}{10 + 3 r_m} \right) 10^{-6}$$

où ρ_h est l'hygrométrie ambiante moyenne, exprimée en pourcentage d'humidité relative.

En l'absence de données plus précises, on peut prendre pour des ouvrages à l'air libre :

A défaut de résultats expérimentaux le retrait final ε_r est donné par les valeurs forfaitaires suivantes :

En Algérie :

- 2×10^{-4} en climat humide Zone A de la carte de zonage climatique de l'Algérie
- 3×10^{-4} en climat tempéré sec Zone B
- 4×10^{-4} en climat chaud et sec Zones B', C, D1
- 5×10^{-4} en climat très sec ou désertique Zones D2 et D3.

2)-Fluage :

Le fluage correspond à une déformation croissante dans le temps sous contrainte constante. Il dépend d'un certains nombres de paramètres :

- l'épaisseur moyenne de la pièce ;
- la contrainte appliquée ;
- le dosage en ciment ;
- la teneur en eau ;

- l'humidité ;
- la température ;
- l'âge lors de la mise en tension.

La déformation de fluage à l'instant d'un béton soumis à l'âge $j = t - t_0$ à une contrainte constante σ_1 est exprimée sous la forme :

$$\varepsilon_{fl} = \varepsilon_{ic} K_{fl} (t_1 - t_0) \cdot f(t - t_1)$$

t_0 : date du bétonnage,

t_1 : date de mise en charge ;

ε_{ic} : déformation conventionnelle instantanée sous l'effet de la contrainte σ_1

$$\varepsilon_{ic} = \frac{\sigma_1}{E_{i28}}$$

K_{fl} : coefficient de fluage, qui dépend notamment de l'âge $(t_1 - t_0)$ du béton au moment où il subit la contrainte σ_1 ;

$f(t - t_1)$: une fonction de la durée du chargement $(t - t_1)$, exprimée en jours, qui varie de 0 à 1 quand cette durée varie de 0 à l'infini.

On peut également mettre ε_{fl} sous la forme :

$$\varepsilon_{fl} = \varepsilon_i \phi (t_1 - t_0) f(t - t_1)$$

ε_i : la déformation réelle instantanée :

$$\varepsilon_i = \frac{\sigma_1}{E_{ij}}$$

$\phi = \frac{K_{fl} \cdot E_j}{E_{i28}}$ le rapport entre la déformation finale du fluage et la déformation réelle instantanée.

Dans les cas courants, on peut prendre $\phi = 2$.

La loi d'évolution de fluage $f(t - t_1)$ est donnée par la formule :

$$f(t - t_1) = \frac{\sqrt{t - t_1}}{\sqrt{t - t_1} + 5\sqrt{r_m}}$$

Dans laquelle la durée de chargement ($t - t_1$) est exprimée en jours et le rayon moyen r_m en centimètres.

3)-Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson du béton est pris égal à :

- 0,20 en zones non fissurées
- zéro en zones fissurées

4)-Coefficient de dilatation thermique :

A défaut de résultats expérimentaux, le coefficient de dilatation thermique est pris égal à 10^{-5} par degré C.

NB : pour améliorer la mise en place du béton, ses caractéristiques ou sa durabilité, on peut être amené à ajouter des adjuvants en faible quantité lors de la confection du béton. On utilise plus spécialement :

- les accélérateurs de prise
- les retardateurs de prise
- les accélérateurs de durcissement
- les entraîneurs d'air
- les plastifiants
- les hydrofuges de masse
- les antigels.

I.4.CARACTERISTIQUES MECANIQUES :ARMATURES

Les aciers utilisés en précontrainte sont de deux natures différentes :

- ❖ les aciers actifs qui créent et maintiennent la précontrainte;
- ❖ les aciers passif nécessaires pour le montage , pour reprendre les efforts tranchants, et pour limiter la fissuration.

1)-Armatures passives :

Ce sont des armatures identiques à celles utilisées dans le béton armé, ils ne sont mis en tension que par la déformation de l'élément.

1.1)-Description des différents typesd'aciers :

Les aciers généralement utilisés sont classés en plusieurs catégories :

- Barres rondes lisses.
- Barres à haute adhérence.
- Fils (Fils à Haute adhérence et fils lisses).
- Treillis soudés.

D'une façon générale, on distingue pour les armatures passives en béton précontraint :

- Les aciers passifs longitudinaux
- Les aciers passifs transversaux

1.2)-Caractères des armatures passives :

Les caractères des armatures passives à prendre en compte dans les calculs sont les suivants:

Section nominale de l'armature.

Module de déformation longitudinale.

Le module de déformation longitudinale de l'acier E_s est pris égal à :

200 000 MPa.

Limite d'élasticité garantie.

L'acier est défini par la valeur garantie de sa limite d'élasticité, notée f_e .

Le tableau II.1 donne les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité actuellement sur le marché.

Type	Designation	Limite d'élasticité
Ronds lisses	FeE215	215
	FeE235	235
Barres HA	FeE400	400
	FeE500	500
Fils tréfilés HAet Treillis soudésHA	FeTE500 TSHA	500
Treillis soudés lisses	TSL	500

Tableau I-1 Caractères des armatures passives

Diagramme contraintes-déformations

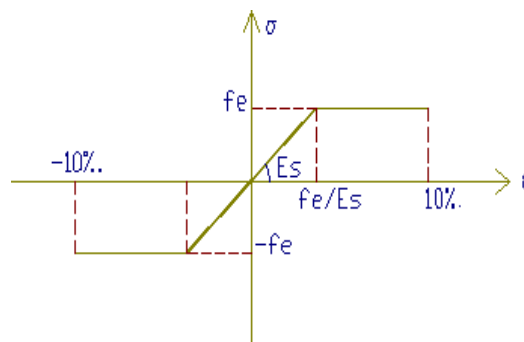


Figure I-6 : Diagramme Contrainte Déformation

1.3)-L'aptitude de l'armature à rester solidaire au béton :

Cette aptitude est caractérisée par les coefficients d'adhérence dits de fissuration et de scellement désignés respectivement par η et ψ

Coefficients de fissuration : $\eta=1$ ronds lisses

$\psi=1.6$ barres HA ou fils HA de diamètre supérieur ou égal à 6mm

$\psi=1.3$ fils HA de diamètre inférieur à 6mm

Coefficients de scellement : $\psi=1$ ronds lisses

$\psi=1.5$ barres HA ou de fils HA

2)-Armatures actives :

Les aciers actifs sont les aciers de la précontrainte, ils sont mis à des tensions. A l'inverse des armatures de béton armé qui se contentent d'un acier de qualité courante

les armatures de précontrainte exige un acier satisfaisant un certain nombre de conditions. Elles ont été classés par :

- catégorie : fils, barres, torons.
- classe de résistance.

2.1)-Qualités requises :

- Une résistance mécanique élevée.
- Une ductilité suffisante.
- Une bonne résistance à la corrosion.
- Une faible relaxation.
- Un cout aussi bas que possible .

2.2)-Caractères géométriques :

Les fils : Les fils sont des armatures dont la plus grande dimension transversale est inférieure à 12.5mm ; ils sont livrés en couronnes.

On distingue :

- les fils d'acier ronds et lisse de symbole L,
- les fils autres que ronds et lisses de symbole L.

Les fils sont définis par leur diamètre nominal auquel correspond une section nominale conventionnelle, suivant le tableau II.2

Diamètre	4	5	6	7	8	10	12.2
Section	12.6	19.6	28.3	38.5	50.3	78.5	117

Tableau I-2 Caractères géométriques des fils

Les barres :

Les barres sont définies comme des armatures rondes et lisses de diamètre supérieur à 12.5mm, ou non rondes ou non lisses ne pouvant être livrées en couronnes.

Les caractères géométriques sont le diamètre et la section conventionnellement définie suivant le tableau II.3.

Diamètre	20	22	26	32	36
Section	314	380	531	804	1018

Tableau I-3 Caractères géométriques des barres

Les torons

Un toron est assemblage de 3 ou 7 fils enroulés en hélice et répartis en une couche, éventuellement autour d'un fil central.

Les torons sont caractérisés par le nombre de leur fils, par leur diamètre, et par leur section. Le tableau II.4 fournit les valeurs correspondantes.

Type	3fils	7fils	7fils	7fils standard	7fils standard	7fils super	7fils super
Diamètre	5.2	6.85	9.3	12.5	15.2	12.9	15.7
Section	13.6	28.2	52	93	139	100	150

Tableau I-4 Caractères géométriques des torons

2.3)-Caractères de calcul :

Les caractères des armatures de précontrainte à prendre en compte dans les calculs sont :

- section nominale de l'armature ;
- la contrainte maximale garantie à rupture f_{prg}
- la contrainte à la limite conventionnelle d'élasticité f_{peg}
- coefficient de relaxation ρ_{1000}

$\rho_{1000} = 2,5 \%$ pour la classe TBR (Très Basse Relaxation)

$\rho_{1000} = 8 \%$ pour la classe RN (Relaxation Normale)

- adhérence au béton ;
- coefficient de dilatation thermique 10^{-5} par degré C.
- module de déformation longitudinale :

$E_p = 200\,000\text{MPa}$ pour les fils et les barres

$E_p = 190\,000\text{MPa}$ pour les torons

- diagramme efforts-déformations.

Les diagrammes à utiliser conventionnellement pour les calculs sont donnés

respectivement :

1)-Pour les fils tréfilés et les torons :

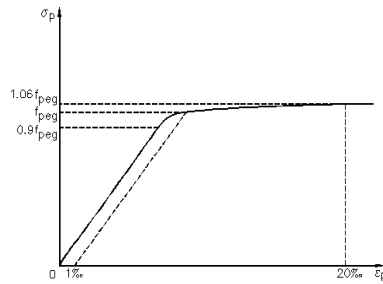


Figure I-7 : Diagramme des fils tréfilés et les torons

Pour : $\sigma_p \leq 0,9 f_{peg}$ $\epsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$

Pour : $\sigma_p \geq 0,9 f_{peg}$ $\epsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p + 100 \left(\frac{\sigma_p}{f_{peg} - 0,9} \right)^5}$

2)-Pour les fils trempés et revenus et pour les barres :

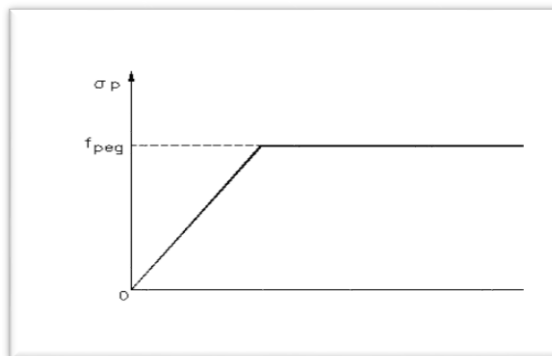


Figure I-8 : Diagramme les fils trempés et revenus et pour les barres

$\epsilon_p \leq \frac{f_{peg}}{E_p}$ $\sigma_p = E_p \cdot \epsilon_p$ si non $\sigma_p = f_{peg}$

Ce dernier diagramme est toléré pour les fils tréfilés et torons si on ne recherche pas une grande précision.

I .5. Le Béton :

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

1)-Résistance caractéristique à la compression :

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée 25 MPa ($f_{c28} = 30$ MPa).

2)-Résistance à la traction: CBA91 (A.2.1.1.2) :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement

Définie par la relation suivante : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1 \text{ MPa}$

3)-Contrainte – déformations :

La contrainte admissible de compression s'exprime par :

A l'ELU :

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$F_{cu} = \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : est un coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.15$: Situation accidentelle.

$\gamma_b = 1.5$: Situation durable ou transitoire.

θ : dépend de la durée d'application de la charge.

$\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application est supérieur à 24 Heures.

$\theta = 0.9$: Lorsque la durée probable d'application est entre une heure et 24 Heures.

$\theta = 0.85$: Lorsque la durée probable d'application est inférieur à une heure.

Tel que montrée la figure ci-dessous :

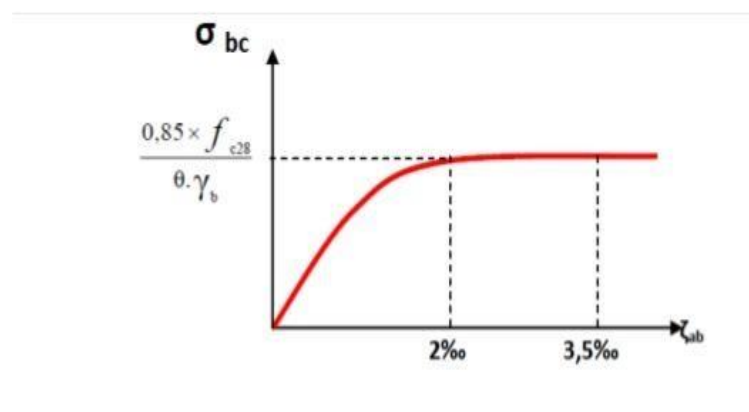


Figure I- 9:Diagramme contraintes- déformations du béton

4)-Contraintes admissibles de cisaillement du béton :

Fissuration peu nuisible FPN :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_c^{28}}{\gamma_b}; 5 \text{ mpa} \right) \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = 4 \text{ Mpa} \dots \text{cas durable} \\ \bar{\tau}_u = 5 \text{ Mpa} \dots \text{cas accidentelle} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_c^{28}}{\gamma_b}; 4 \text{ mpa} \right) \quad \begin{array}{l} \tau_u = 3 \text{ Mpa} \dots \text{cas durable} \\ \bar{\tau}_u = 3,91 \text{ Mpa} \dots \text{cas accidentelle} \end{array}$$

5)-Déformations instantanée et différée :

- Déformations instantanées :

$$E_{ij} = 11000 \cdot f_{cj}^{1/3} = 32164.195 \text{ MPa} \quad (\text{Art A.2.1.2.1 CBA93})$$

- Déformations différées :

$$E_{vj} = 3700 \cdot f_{cj}^{1/3} = 10818.87 \text{ MPa} \quad (\text{Art A.2.1.2.2 CBA93})$$

6)-Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson (ν) est le rapport entre la déformation transversale relative à la déformation longitudinale.

ELU : $\nu=0$ Pour le calcul des sollicitations.

ELS : $\nu=0.2$ Pour le calcul des déformations.

7)-Module de déformation transversale du béton :

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_u}{2 \times (1 + \nu)} \quad \text{Avec :} \quad \begin{array}{l} \nu=0 \rightarrow G = 0.5 \times E_{ij} \\ \nu=0.2 \rightarrow G = 0.42 \times E_{ij} \end{array}$$

3. Acier

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue deux types d'armatures pour cette étude

Acier à haute adhérence (HA) de nuance $f_e 500$: dont la limite élastique est égale à **500 MPa**

Acier doux (ronds lisses) (RL) de nuance $f_e 235$ dont la limite élastique est égale **235 MPa**

1)-Résistances et caractéristiques de l'acier :

$$\text{Contrainte limite ultime : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$: Cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1,15$ Cas de situations durable ou transitoire.

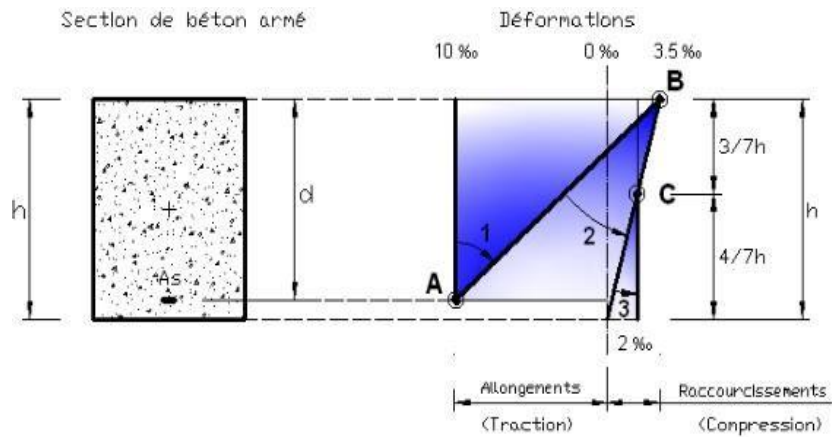


Figure I- 10:diagramme déformation contrainte de l'acier.

2)-Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

Fissuration peu nuisible : pas de limitation

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_t 28}) \right\}$$

Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_{st} \geq \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; \max(0,5 f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_t}) \right\}$$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta=1$: Pour les ronds lisses (RL).

$\eta=1.6$: Pour les armatures à hautes adhérence (HA).

3)-Règles des trois pivots:

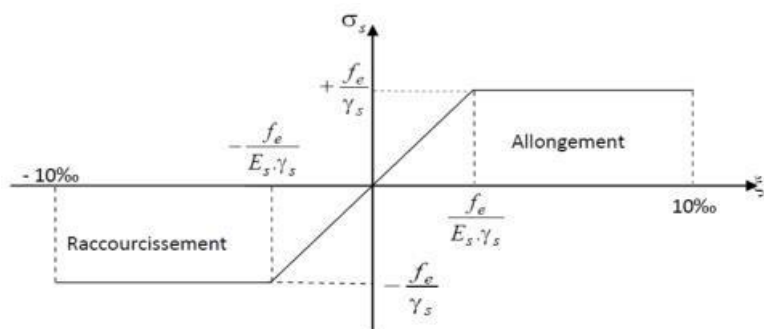


Figure I- 11: Diagramme des déformations limites de la section.

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier. La déformation est représentée par une droite passant par l'un des pointes **A**, **B** ou **C** appelés pivots :

-Pivot A : Traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.

-Pivot B : Flexion avec état limite ultime atteint dans béton.

-Pivot C : Compression simple ou composée

Poids volumique des matériaux :

- Béton armé : $\gamma_b=25\text{KN} / \text{m}^3$
- Béton non armé : $\gamma_b=22\text{KN} / \text{m}^3$
- Acier : $\gamma_b=78,5 \text{ KN} / \text{m}^3$

4)-Définition des états limites :

On distingue 02 catégories d'états limites (Article A.12 du BAEL 91)

a. Etat limite ultime : (ELU)

Dans le cas d'une vérification à l'état limite ultime, on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de la construction.
- La stabilité de ces éléments compte tenu des effets du deuxième ordre.
- L'équilibre statique.

b. Etat limite de service : (ELS)

Les vérifications à effectuer dans le cas des états limites de service portent sur :

- La contrainte maximale de compression du béton.
- La fissuration du béton.
- La déformation des éléments.

5)-Hypothèses de calcul :

Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.

- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E = 15E_b$; $n = 15$) $n=15$: coefficient d'équivalence.

5.1)-Les actions et sollicitations :

a. Actions :

C'est l'ensemble des actions, auxquelles l'ouvrage sera soumis. On distingue trois types d'actions :

- Les actions permanentes (G).
- Les actions variables (Q).
- Les actions accidentelles (A).

b. Sollicitations

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme de forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

Situation durable : ELU : $1.35G + 1.5Q$
 ELS : $G + Q$

Situation accidentelle : $G + Q + E$
 $G + Q \pm 1,2E$
 $0,8 G \pm E$

$G + Q \pm 1.2E$: Pour les poteaux dans les ossatures auto – stables.

Avec :

E : l'action du séisme.

1.6. Conclusion :

Le béton est un produit d'un mélange de plusieurs composants, donc le choix du dosage de différents matériaux a un effet direct sur ses propriétés. Le béton ne fonctionnant pas bien en traction, il est lié à l'acier pour une bonne résistance à la traction et à la compression. Pour ce faire, il est nécessaire de choisir l'organisation structurelle spécifique résultante de la bonne formulation et des propriétés du béton, ainsi que la nature et la disposition des armatures.

Dans ce premier chapitre, nous avons présenté l'aspect géométrique et dimensionnel du projet en étude. Les caractéristiques des matériaux utilisés et du sol d'implantation ont été également indiquées.

Le prochain chapitre traitera le pré-dimensionnement et de la descente des charges de la structure

Chapitre II :
Pré-dimensionnement
des éléments structuraux

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux**II- Introduction :**

Avant d'entamer tout calcul des éléments de la structure, il faut passer par leurs pré-dimensionnements et cela en se basant sur des lois issues des règlements **BAEL91** et **RPA99version 2003**.

Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections et des éléments de l'ouvrage.

II.1Pré-dimensionnement des éléments structuraux :**II.1.1) Pré-dimensionnement des poutres :****1)-Pré-dimensionnement des poutres principales en béton arme**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante:

- $\frac{L_{max}}{30} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{24}$
- $0.3h_t \leq b \leq 0.6h_t$

L_{max} : portée maximale entre axe

h_t :Hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

- ✓ On suppose des poteaux de $(35 \times 35)cm^2$

$$L_{max} = 870 - 35 = 835cm$$

$$\frac{835}{30} \leq h_t \leq \frac{835}{24} \rightarrow 27,83 \leq h_t \leq 34,79$$

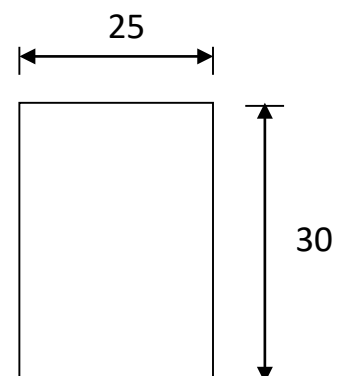
→On prend : $h= 30$ cm

$$0.3(30) \leq b \leq 0.6(30) \rightarrow 9 \leq b \leq 18$$

→On prend : $b=25$ cm

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis les exigences du **RPAversion2003** qui sont les suivantes :

- ✓ $b \geq 20cm \rightarrow 25cm > 20cm$...Condition vérifiée
- ✓ $h \geq 20cm \rightarrow 30cm > 20cm$...Condition vérifiée
- ✓ $\frac{h}{b} < 4 \rightarrow 1,2 < 4$...Condition vérifiée



2)-Pré-dimensionnement des poutres secondaires en béton armé :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$L_{\max} = 545 - 35 = 510 \text{ cm}$$

$$\frac{510}{18} \leq h_t \leq \frac{510}{16} \rightarrow 28,33 \leq h_t \leq 31,87$$

→ On prend : $h = 30 \text{ cm}$

$$0.3(30) \leq b \leq 0.6(30) \rightarrow 9 \leq b \leq 18 \text{ cm}$$

→ On prend : $b = 25 \text{ cm}$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis les exigences du **RPAv2003** :

- ✓ $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 25 \geq 20 \text{ cm}$...Condition vérifiée
- ✓ $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 30 \geq 30 \text{ cm}$...Condition vérifiée
- ✓ $\frac{h}{b} < 4 \rightarrow 1,2 < 4 \text{ cm}$...Condition vérifiée

Donc on augmente la hauteur h :

On prend : $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 25 \text{ cm}$

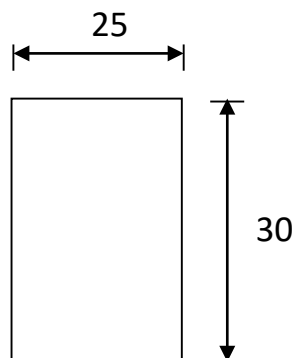


Figure II-2 : Dimension de la poutre secondaire

II.1.2) Pré-dimensionnement du plancher (corps-creux) :

Le plancher est une séparation entre deux niveaux leur fonction principale est de supporter les charges et les surcharge qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs.

Pour notre projet, on a utilisé des planchers à corps creux qui sont constitués par des éléments porteurs (poutrelles), et par des éléments de remplissage (hourdis).

Le tout surmonté d'une dalle de compression en béton d'une épaisseur 5 cm.

D'après **C.B.A93** la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{20} \geq h_t \geq \frac{L}{25} \quad (\text{C.B.A93 art B.6.8.4.2.4})$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec :

L_{\max} : Longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis.

h_t : Hauteur totale du plancher.

h : Hauteur de l'hourdis.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

$$L_{\max} = 545 - 35 = 510 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{510}{22.5} \rightarrow h_t \geq 22,66 \text{ cm}$$

On adopte : $h_t = 21 \text{ cm}$

$$h_t = h + h_0$$

On prend un plancher à corps creux de type (16+5) cm

II.1.2.1) Pré-dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles se calculent comme des sections en T. la largeur de la dalle de compression à prendre en considération est :

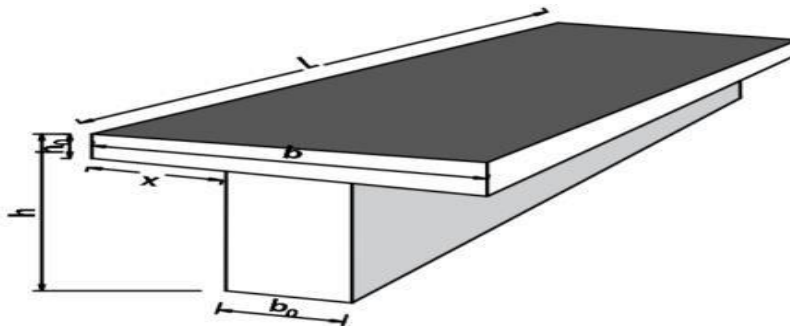


Figure II-3: Coupe d'une poutrelle.

b_0 : Largeur de la nervure

b : largeur de la dalle de compression

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

h_t : Hauteur totale du plancher

h_1 : Hauteur de l'hourdis

$$0.4h_t \leq b_0 \leq 0.8h_t \quad (\text{BAEL})$$

$$8.4 \leq b_0 \leq 16,8$$

on prend : $b_0 = 13 \text{ cm}$

L_1 : la longueur de l'hourdis pris également 65cm

$$b_1 = \min \left[\left(\frac{L_1 - b_0}{2} \right); \left(\frac{L}{10} \right); (b_0 \leq b_1 \leq 8h) \right]$$

$$b_1 = \min[26 \text{ cm}; 45; 30 \leq b_1 \leq 40]$$

Soit : $b_1 = 26 \text{ cm}$.

$$b = 2b_1 + b_0$$

Donc ; $b = 65 \text{ cm}$.

II.2. Pré-dimensionnement des escaliers :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, Permettant d'accéder à un Niveau supérieur ou inférieur selon la disposition.

Eléments d'escalier :

Ligne de foulée : Sens ou trajectoire théorique suivit par une personne traversant l'escalier.

Cage d'escalier : espace duquel est placé l'escalier, limité par des murs.

Palier de repos / d'arrivée : Plateforme placé à l'extrémité d'une volée.

Emmarchement : Largeur entre mur de l'escalier.

Marche : élément principale de l'escalier, c'est la surface ou l'on met son pied, une marche à un giron et deux contremarches.

Giron : Longueur Horizontale d'une marche.

Contremarche : Longueur verticale d'une marche.

Volée : ensemble des marches d'un escalier.

Paillasse : c'est une dalle en pente intégrant les marches d'une volée.

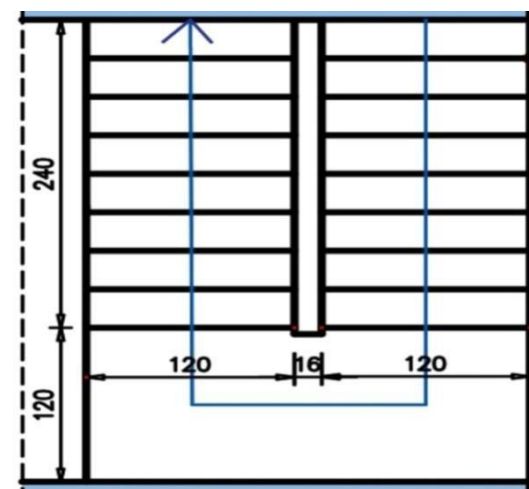


Figure II-4 : vue en plan d'escalier

On prend : $g = 30\text{cm}$ d'après le plan d'architecture

D'après la formule de Blondel :

$$60 \leq 2h + g \leq 66 \quad \Rightarrow 15 \leq h \leq 18 \quad h = 17\text{cm}$$

Nombre de marche/contremarche :

$$g = \frac{L}{n+1} \Rightarrow n+1 = \frac{L}{g}$$

$$n+1 = \frac{2,4}{0,3} = 8 \text{ marche} \Rightarrow 9 \text{ contre marche}$$

Hauteur d'escalier :

Nous avons 2 volées identiques :

$$H_{1,2} = \frac{h_{\text{etage}}}{2} = \frac{3,06}{2} = 1,53\text{m}$$

l'angle de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow \alpha = \tan^{-1} \frac{1,53}{2,4} = 32,52^\circ$$

a. Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_{ps}}{30} \leq e \leq \frac{L_{ps}}{20}$$

L_{ps} : Longueur du paillasse

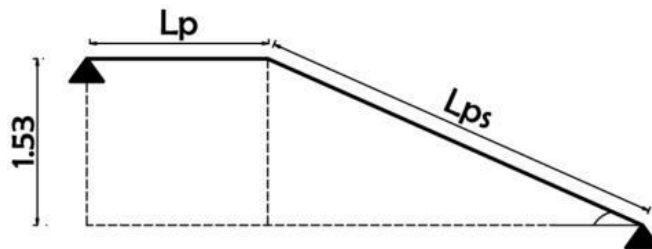


Figure II-5 :Schéma statique de l'escalier

$$\text{Avec : } \cos \alpha = \frac{L}{L_{ps}} \Rightarrow L_{ps} = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2,4}{\cos 32,52^\circ} = 2,85\text{m}$$

$$\frac{2,85}{30} \leq e \leq \frac{2,85}{20} \Rightarrow 0,095 \leq e \leq 0,14$$

Le résultat obtenu s'avérant insuffisant. D'après le RPA99v2003, la valeur de la paillasse à prendre en compte est : $e = 15\text{ cm}$

b. Epaisseur du palier de repos :

L'épaisseur dépend de L

Alors : $L=1.20$ m

$$\frac{1,2}{30} \leq e \leq \frac{1,2}{20} \Rightarrow 0,04 \leq e \leq 0,06$$

On prend : $e = 15$ cm

II.3.Acrotère

Surface de l'acrotère:

$$S_{\text{acro}} = (1 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + \left(\frac{0.1 \times 0.1}{2} \right)$$

$$= 0,11 \text{m}^2$$

Périmètre de l'acrotère :

$$L = 1 + 0.1 + l' + 0.05 + 0.1 + 0.85$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{10}{10} \Rightarrow \alpha = 45 \Rightarrow l' = \frac{0,1}{\sin 45} = 0,14 \text{m}$$

$$L = 2,24 \text{m}$$

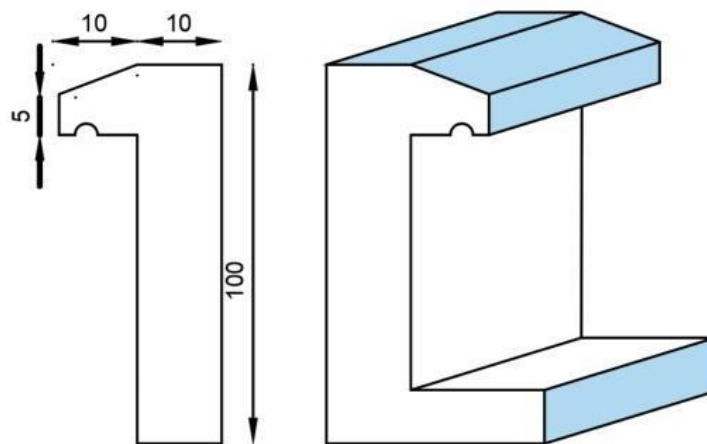


Figure II- 6:Schéma de l'acrotère

Charges permanentes :

Les tableaux ci-dessous, désignent les charges permanentes des éléments suivants :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

Désignation	Épaisseur(m)	Poids Vol (KN/m3)	G (KN/m2)
Protection en gravillon	0.04	17.00	0.68
Accessoires de fixation	-	-	0.1
étanchéité	0.02	06.00	0.12
Forme de pente	0.10	22.00	2.20
Isolation thermique	0.04	04.00	0.16
Corps creux	0.21	-	2.85
Enduit plâtre	0.02	10.00	0.13
faux plafond BA13	0,013	-	-
Totale	5 ,89 KN/m²		

Tableau II- 1:Evaluation des charges permanentes dans le plancher terrasse inaccessible

- **Plancher étage courant :**

Désignation	Épaisseur(m)	Poids Vol (KN/m3)	G (KN/m2)
revêtement	0.02	22.00	0.44
mortier de pose	0.02	20.00	0.60
couche de sable	0.02	-	3.20
plancher corps creux	0.21	10.00	0.20
enduit en plâtre	0 .02	10.00	1.00
cloisons intérieures	10	/	1,00
Totale	5 ,25 KN/m²		

Tableau II- 2:Evaluation des charges permanentes dans le plancher d'étage courant

- **Balcon :**

Désignation	Épaisseur(m)	Poids Vol (KN/m3)	G (KN/m2)
Carrelage	0.02	22.00	0.44
Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
Lit de sable	0.02	18.00	0.36
Brique	0.10	10.00	1.00
Dalle pleine	0.15	25.00	3.75
Enduit en ciment	0.02	18.00	0.36
Totale	6.31 KN/m²		

Tableau II- 3:Evaluation des charges dans les balcons

- *Murs intérieurs (simple cloison) :*

Désignation	Épaisseur(m)	Poids Vol (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Brique creuse15	0,15	09	1.35
Mortier de liant mur ext	0,02	18	0.36
Mortier de plâtre mur int	0,01	10	0.1
Totale	1.81KN/m²		

Tableau II- 4:Evaluation des charges des murs extérieurs

- **Palier de repos :**

Désignation	Épaisseur(m)	Poids Vol (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Palier	0,15	25	3.75
Mortier de pose	0,02	20	0.4
Carrelage	0,02	22	0.44
Enduit en plâtre	0,01	10	0.10
Totale	4.69KN/m²		

Tableau II- 5:Evaluation des charges permanentes des paliers d'escaliers.

- *La paillasse :*

Désignation	Épaisseur(m)	Poids Vol (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Paillasse	0,15	25/cos	4.44
Marche	-	20.h/2	1.70
Mortier de pose H	0,01	20	0.20
Carrelage H	0,02	22	0.44
Mortier de pose v	0,02	20.tan	0.25
Carrelage v	0.02	22.tan	0.28
Enduit en plâtre	0.01	10	0.10
Totale	7.1 KN/m²		

Tableau II- 6 :Evaluation des charges permanentes des volées d'escaliers

- **L'acrotère :**

Désignation	Épaisseur(m)	Poids Vol (KN/m ³)	G (KN/m ²)
L'acrotère	0,11	25	2.75
Enduit en ciment	0.033	18	0.60
Totale	3.35 KN/m²		

Tableau II- 7:Evaluation des charges permanentes revenant à l'acrotère

Charges d'exploitation :

La charge d'exploitation dans le cas d'un plancher terrasse inaccessible :

$$Q=1 \text{ KN/m}^2$$

La charge d'exploitation dans le cas d'un plancher d'étage courant :

$$Q=1,5 \text{ KN/m}^2$$

La charge d'exploitation à prendre pour les balcons : $Q=3,5 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation des escaliers est : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation à prendre pour l'acrotère : $Q=1 \text{ KN/m}^2$

➤ **Récapitulatif des charges permanentes et les charges d'exploitations :**

Eléments	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Plancher terrasse	5 ,89	1
Plancher étage courant	5 ,25	1.5
Balcon	6.31	3.5
Murs intérieurs (simple cloison)	1.7	-
Mur extérieur (double cloison)	2.71	-
Palier de repos	4.69	2.5
La paillasse	7.1	2.5
L'acrotère	3.35	1

Tableau II- 8 :les charges permanentes et d'exploitation

II.4.Pré dimensionnement des poteaux :

Un poteau est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage. Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELU et en compression simple. En supposant que le béton reprend lui seul l'effort normal, en calculant la descente de charge sur un ou plusieurs poteaux.

Le poteau le plus sollicité de cet ouvrage « P.C4 » c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface de **S=40.12m²**

➤ **Les charges permanentes :**

- Poutre principale :

$$P_P = 0.25 \times 0.30 \times (2,55 + 1.925) \times 25 = 8,39 \text{ KN}$$

- Poutre secondaire :

$$P_S = 0.25 \times 0.30 \times (8,70 - 0,35) \times 25 = 15,65 \text{ KN}$$

- Plancher : (terrasse) :

$$Pl_{\text{terr}} = 5,89 \times 37,14 = 218,75 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant :

$$Pl_{\text{et}} = 5,25 \times 37,14 = 194,985 \text{ KN}$$

$$G_{\text{et}} = 8,39 + 15,65 + 194,985 = 219.025 \text{ KN}$$

$$G_{\text{et}} = 8,39 + 15,65 + 218,75 = 242.79 \text{ KN}$$

➤ **Les charges d'exploitation :**

$$\text{Terrasse} : 1 \times 37,14 = 37,14 \text{ KN}$$

$$\text{Etage courant} : 1.5 \times 37,14 = 55.71 \text{ KN}$$

	Etage courant	Terrasse
G (KN)	219.025	242.79
Q (KN)	55.71	37,14

Tableau II- 9 : les résultats de la décente des charges du poteau

La descente de charge est appliquée tout en respectant la loi de dégression de charges donnée par le **DTR B.C. 2.2** charges permanentes est charges d'exploitation (**art 6.3**)

Poteau du RDC :

$$NG = 242.79 + (219.025 \times 3) = 899,865 \text{ KN}$$

$$NQ = 37,14 + (55.71 \times 3) = 204,27 \text{ KN}$$

$$NU = 1,15 + (1,35 NG + 1,5 NQ)$$

$$NU = 1,15 + (1,35 \times 899,865 + 1,5 \times 204,27) = 1748,06 \text{ KN}$$

$$NU = 1748,06 \text{ KN}$$

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée, les règles CBA93 préconisent de prendre la section réduite en laissant 1cm de chaque côté.

D'après l'article B.8.4.1 de CBA93 : l'effort normal ultime agissant Nu sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_U = \alpha \left(\frac{B_r f_{bc}}{0.9 \gamma_{bc}} \right) + \left(\frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

Br: est la section réduite du poteau .

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

F_{bc}: résistance à la compression de béton.

α: Coefficient dépendant de l'élançement mécanique l0 des poteaux qui prend les valeurs :

Pour: $\lambda \leq 50$:

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

Soit : $B = [1 + 0.2(\lambda / 35)^2]$

Pour: $50 \leq \lambda \leq 70$:

$$\alpha = 0.6(\lambda / 50)^2$$

$$= \frac{0.85}{B}$$

$$\text{soit : } (0.85\lambda^2 / 1500)$$

Avec :

λ : l'élançement mécanique qu'on fixe à une valeur égale à 35 (compression centrée suivant l'article (B.8.4.1 CBA 93) donc :

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow B = 1 + 0.2(35 / 35)^2 = 1.2$$

On prend :

$$A_s / B_r = 1\% ; F_e = 500 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5 ; \sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$B_r \geq B \times N_U / [(f_{bc}/0.9) + (0.85 A \times F_e / B_r \times \gamma_s)]$$

$$\text{On a: } B_r \geq (a - 0.02)^2 \Rightarrow a \geq B_r^{1/2} + 0.02$$

Récapitulatif des sections des poteaux :

Poteau	Nu(KN)	Br (m ²)	a=b (cm)
RDC	1748,06	0,11	35
1er étage	1313,270	0.08	35
2er étage	877,03	0.05	35
3ème étage	442.002	0.02	30

Tableau II- 10 : section des poteaux

Vérification des exigences du RPA99v2003 :

D'après l'article (Art. 7.4.1), on doit satisfaire les trois conditions suivantes :

$$\min(b_1; h_1) \implies \min(b_1; h_1) \geq h_e / 20 \implies 1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$$

Poteau	(35×35)	(35×35)	(35×35)	(30×30)
$\min(b_1; h_1) \geq 25\text{cm}$	35	35	35	30
$\min(b_1; h_1) \geq h_e / 20$	12.55	12.55	12.55	12.55
$1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$	1	1	1	1

Tableau II- 11: Résultats des exigences du RPA pour le poteau le plus sollicité

Vérification au flambement :

On prend comme exemple le poteau de RDC :

- **Calcul du moment d'inertie :**

$$I_x = I_y = \frac{(a \times b^3)}{12} = \frac{(35 \times 35^3)}{12} = 125052,08 \text{ cm}^4$$

Rayon de giration :

$$I_x = I_y = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

Avec : $A = a \times b = 35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{125052,08}{1225}} = 10,11 \text{ cm}$$

- **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{2,14 \times 10^2}{10,11} \implies \lambda_x = \lambda_y = 21,14$$

Donc on a : $\lambda_x = \lambda_y = 21,14 < 50 \dots \dots \dots$ le flambement est vérifié

- Pour les poteaux des autres étages on fait la même méthode de calcul :

Niveau	(a × b)cm ²	l ₀ (m)	l _r =0,7l ₀ (m)	λ	λ ≤ 50
RDC	35 × 35	3.15	2.14	21,14	CV
Etage 1	35 × 35	3.06	2.14	21,14	CV
Etage 2	35 × 35	3.06	2.14	21,14	CV
Etage 3	30 × 30	3.06	2.14	24,71	CV

Tableau II- 12: Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

II.5. Conclusion :

Le pré-dimensionnement est une étape importante, pour arriver à déterminer une épaisseur économique, afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après les vérifications dans les chapitres suivants.

Chapitre III:
**Etude des éléments non
structuraux**

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux**III. 1.Introduction :**

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'entrent pas dans le renforcement de la structure, et donc leur étude ne prend pas en compte l'action sismique. Parmi ces éléments on peut citer : les planchers, les balcons, les escaliers et l'acrotère .

III.2.Calcul des Plancher:

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ces différents rôles sont :

- Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- Rôle d'isolation thermique et phonique.
- Transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Le plancher à corps creux est le plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations administratifs,...).Il est constitué de corps creux qui sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher. L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression. Pour les étages courants, le RDC et le s-sol on opte des planchers à corps creux.

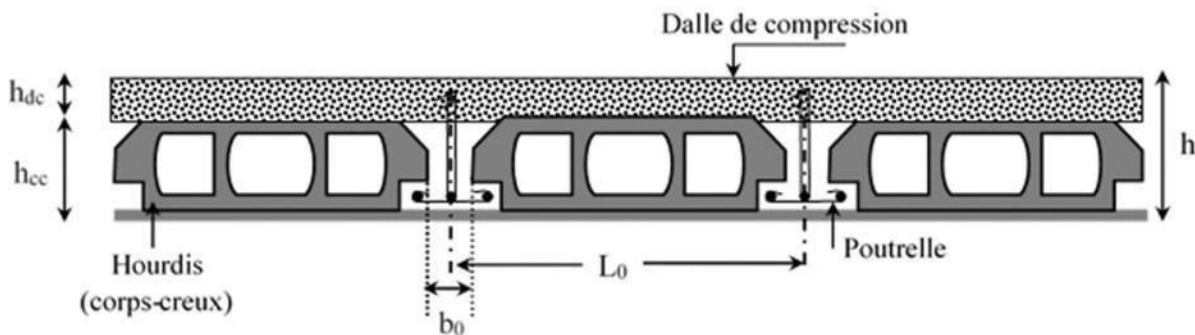


Figure III- 1: Coupe verticale du plancher en corps creux (16+5) cm

III.3.Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en té en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentré aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simples. Il y a 3 méthodes pour faire l'étude du plancher :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode Caquot.
- Méthode 3 moments.

a. Type de poutrelles :

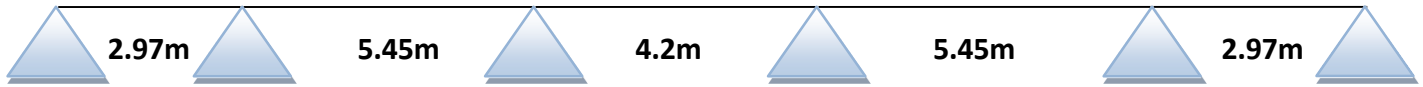


Figure III .2 : poutrelle type

b. Calcul des sollicitations sur les poutrelles :

Méthode Forfaitaire :

Le BAEL 91 (Art .B.6.210) propose cette méthode simplifiée pour déterminer les moments en appui et en travée. Elle est applicable si les 4 conditions sont vérifiées.

-La charge d'exploitation c.à.d. ($Q \leq 5KN, 2G$).

-Les moments d'inertie sont constants sur toutes les travées $0.8 \leq \frac{I_i}{I_{i+1}} \leq 1.25$

-Fissuration considérée comme peu préjudiciable

1ère Condition : $Q \leq \min (2G, 5KN/m^2)$.

$Q = 1.5 KN/m^2 \leq \min (2 \times 5.25, 5 KN/m^2) = 5 KN/m^2$ CV

2ème Condition: $0.8 \leq \frac{I_i}{I_{i+1}} \leq 1.25$.

$2.97/5.45 = 0.54$ CNV

La méthode forfaitaire n'est pas applicable, On va passer à la méthode A. Caquot

Méthode A. Caquot :

Proposée par Monsieur Albert Caquot Pour les planchers a forte surcharge ($Q > 2G$)

Principe de la méthode :

✓ D'après Caquot on remplace les portées réels (l_w, l_e) par des Portées fictives (l_w', l_e')

<u>Travée de rive :</u>	$l_w' = l_w$	<u>Travée intermédiaire :</u>	$l_w' = 0.8 l_w$
	$l_e' = l_e$		$l_e' = 0.8 l_e$

✓ Les moments sur appuis et en travées :

$M_D = M_A = - 0.15 M_0$ (Appuis de rive)

$$M_{Appui} = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)}$$

$$M_{Travée} = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{M_w - M_e}{2ql^2}$$

Avec :

M_0 : moment isostatique.

M_w : moment sur l'appui de gauche.

M_e : moment sur l'appui de droit.

M_t : moment en travées étudié.

1)-Calcul à l'état limite ultime :

$$G = 5.25 \text{ KN / m}$$

$$q_u^{\max} = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = 6.07 \text{ KN / m}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN / m}$$

$$q_u^{\min} = 1.35G \times 0.65 = 4.61 \text{ KN / m}$$

2)-Calcul des moments fléchissant :

- **Moment sur appuis :**

Appui A :

$$M_A = 0.15 M_0$$

$$M = \frac{q_l^0}{8} = 6.7 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 1 \text{ KN.m}$$

Appui B :

$$lw' = 2.97 \text{ m}$$

$$le' = 0.8 \times 5.45 = 4.36 \text{ m}$$

$$M_B = \frac{6.07 \times (2.97)^3 + 6.07 \times (4.36)^3}{8.5(2.97 + 4.36)}$$

$$M_B = 10.63 \text{ KN.m}$$

Appui C :

$$lw' = 0.8 \times 5.45 = 4.36 \text{ m}$$

$$le' = 0.8 \times 4.2 = 3.36 \text{ m}$$

$$M_C = \frac{6.07 \times (4.36)^3 + 6.07 \times (3.36)^3}{8.5(4.36 + 3.36)}$$

$$M_C = 11.18 \text{ KN.m}$$

Appui D :

$$lw' = 0.8 \times 4.2 = 3.36 \text{ m}$$

$$le' = 0.8 \times 5.45 = 4.36 \text{ m}$$

$$M_D = \frac{6.07 \times (3.36)^3 + 6.07 \times (4.36)^3}{8.5(3.36 + 4.36)}$$

$$M_D = 11.18 \text{ KN.m}$$

Appui E :

$$lw' = 2.97 \text{ m}$$

$$le' = 0.8 \times 5.45 = 4.36 \text{ m}$$

$$M_E = \frac{6.07 \times (2.97)^3 + 6.07 \times (4.36)^3}{8.5(2.97 + 4.36)}$$

$$M_E = 10.63 \text{ KN.m}$$

Appui F :

$$M_F = 0.15 M_0$$

$$M = \frac{q_l^0}{8} = 6.7 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 1 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur travées :**

Travée AB :

$$M_B = \frac{6.07 \times (2.97)^3 + 4.61(4.36)^3}{8.5(2.97+4.36)} \quad M_B = 8.68 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 1 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 6.7 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.7 - \frac{1+8.68}{2} + \frac{1-8.68}{2 \times 6.07 \times (2.97)^2} \quad M_t = 1.79 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_B = \frac{4.61 \times (2.97)^3 + 6.07(4.36)^3}{8.5(2.97+4.36)} \quad M_B = 10.01 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{4.61 \times (3.36)^3 + 6.07(4.36)^3}{8.5(3.36+4.36)} \quad M_C = 10.33 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{6.07 \times 5.45^2}{8} = 22.53 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 22.53 - \frac{10.01 + 10.33}{2} + \frac{10.01 - 10.33}{2 \times 6.07 \times (4.36)^2} \quad M_t = 12.36 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_D = \frac{4.61 \times (3.36)^3 + 6.07(4.36)^3}{8.5(3.36+4.36)} \quad M_D = 10.33 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{4.61 \times (3.36)^3 + 6.07(4.36)^3}{8.5(3.36+4.36)} \quad M_C = 10.33 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{6.07 \times 5.45^2}{8} = 22.53 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 22.53 - \frac{10.33 + 10.33}{2} + \frac{10.33 - 10.33}{2 \times 6.07 \times (4.36)^2} \quad M_t = 12.2 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$M_D = \frac{4.61 \times (2.97)^3 + 6.07(4.36)^3}{8.5(2.97+4.36)} \quad M_D = 10.01 \text{ KN.m}$$

$$M_E = \frac{4.61 \times (3.36)^3 + 6.07(4.36)^3}{8.5(3.36+4.36)} \quad M_E = 10.33 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{6.07 \times 5.45^2}{8} = 22.53 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 22.53 - \frac{10.01 + 10.33}{2} + \frac{10.01 - 10.33}{2 \times 6.07 \times (4.36)^2} \quad M_t = 12.36 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$M_F = \frac{6.07 \times (2.97)^3 + 4.61(4.36)^3}{8.5(2.97 + 4.36)} \quad M_F = 8.68 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 1 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 6.7 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.7 - \frac{1 + 8.68}{2} + \frac{1 - 8.68}{2 \times 6.07 \times (2.97)^2} \quad M_t = 1.79 \text{ KN.m}$$

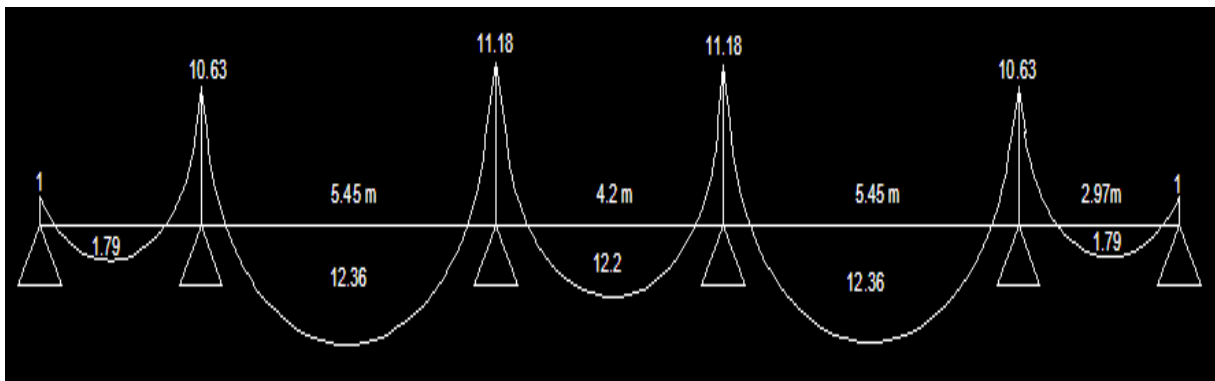


Figure III.3: Diagramme des moments à L'ELU

3)-Calcul de l'effort tranchant (T) :

- Effort tranchant sur appui A :

$$V_w = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = \frac{6.07 \times 2.97}{2} + \frac{1 - 8.68}{2.97} \quad V_w = 6.42 \text{ KN}$$

- Effort tranchant sur appui B :

$$V_e = - \frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = - \frac{6.07 \times 2.97}{2} + \frac{1 - 10.63}{2.97} \quad V_e = -12.25 \text{ KN}$$

$$V_w = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = \frac{6.07 \times 5.45}{2} + \frac{10.63 - 10.33}{5.45} \quad V_w = 16.60 \text{ KN}$$

- Effort tranchant sur appui C :

$$V_e = - \frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = - \frac{6.07 \times 5.45}{2} + \frac{10.01 - 11.18}{5.45} \quad V_e = -16.75 \text{ KN}$$

$$V_w = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = \frac{6.07 \times 4.2}{2} + \frac{11.18 - 11.18}{4.2} \quad V_w = 12.76 \text{ KN}$$

- Effort tranchant sur appui D :

$$V_e = -\frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = -\frac{6.07 \times 5.45}{2} + \frac{10.01 - 11.18}{5.45} \quad V_e = -16.75 \text{ KN}$$

$$V_w = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = \frac{6.07 \times 4.2}{2} + \frac{11.18 - 11.18}{4.2} \quad V_w = 12.76 \text{ KN}$$

- Effort tranchant sur appui E:

$$V_e = -\frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = -\frac{6.07 \times 2.97}{2} + \frac{1 - 10.63}{2.97} \quad V_e = -12.25 \text{ KN}$$

$$V_w = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = \frac{6.07 \times 5.45}{2} + \frac{10.63 - 10.33}{5.45} \quad V_w = 16.60 \text{ KN}$$

- Effort tranchant sur appui F :

$$V_w = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = -\frac{6.07 \times 2.97}{2} + \frac{1 - 8.68}{2.97} \quad V_w = 6.42 \text{ KN}$$

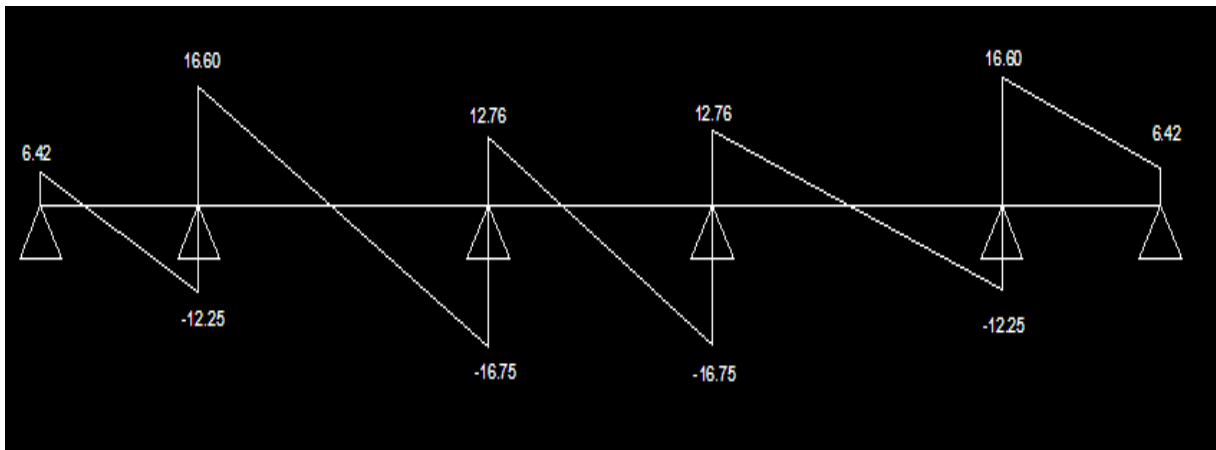


Figure III.4: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

4)-Calcul à l'état limite service :

$$G = 5.25 \text{ KN/m} \quad q_u^{\max} = (G + Q) \times 0.65 = 4.39 \text{ KN/m}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m} \quad q_u^{\min} = G \times 0.65 = 3.41 \text{ KN/m}$$

5)-Calcul des moments fléchissant :

- Moment sur appuis :

Appui A :

$$M_A = 0.15M_0$$

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = 4.84 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0.73 \text{ KN.m}$$

Appui B :

$$l_w' = 2.97 \text{ m}$$

$$l_e' = 0.8 \times 5.45 = 4.36 \text{ m}$$

$$M_B = \frac{4.39 \times (2.97)^3 + 4.39 \times (4.36)^3}{8.5(2.97 + 4.36)}$$

$$M_B = 7.69 \text{ KN.m}$$

Appui C :

$$lw' = 0.8 \times 5.45 = 4.36\text{m}$$

$$le' = 0.8 \times 4.2 = 3.36\text{m}$$

$$M_C = \frac{4.39 \times (4.36)^3 + 4.39 \times (3.36)^3}{8.5(4.36 + 3.36)} \quad M_C = 8.08 \text{ KN.m}$$

Appui D :

$$lw' = 0.8 \times 5.45 = 4.36\text{m}$$

$$le' = 0.8 \times 4.2 = 3.36\text{m}$$

$$M_D = \frac{4.39 \times (4.36)^3 + 4.39 \times (3.36)^3}{8.5(4.36 + 3.36)} \quad M_D = 8.08 \text{ KN.m}$$

Appui E :

$$lw' = 2.97\text{m}$$

$$le' = 0.8 \times 5.45 = 4.36\text{m}$$

$$M_E = \frac{4.39 \times (2.97)^3 + 4.39 \times (4.36)^3}{8.5(2.97 + 4.36)} \quad M_E = 7.69 \text{ KN.m}$$

Appui F :

$$M_E = 0.15M_0$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = 4.84 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.73 \text{ KN.m}$$

- Moments sur travées :

Travée AB :

$$M_B = \frac{4.39 \times (2.97)^3 + 3.41(4.36)^3}{8.5(2.97 + 4.36)} \quad M_B = 6.38 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0.73 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 4.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{tr}} = 4.84 - \frac{0.73 + 6.38}{2} + \frac{0.73}{2 \times 4.39 \times (2.97)^2} \quad M_t = 1.21 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_B = \frac{4.39 \times (2.97)^3 + 3.41(4.36)^3}{8.5(2.97 + 4.36)} \quad M_B = 6.38 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{4.39 \times (3.36)^3 + 3.41(4.36)^3}{8.5(3.36 + 4.36)} \quad M_C = 6.84 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{4.39 \times 5.45^2}{8} = 16.30 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 16.30 - \frac{6.38 + 6.84}{2} + \frac{6.38 - 6.84}{2 \times 4.39 \times (4.36)^2} \quad M_t = 9.68 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_D = \frac{3.41 \times (3.36)^3 + 4.39(4.36)^3}{8.5(3.36 + 4.36)} \quad M_D = 7.52 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{3.41 \times (3.36)^3 + 4.39(4.36)^3}{8.5(3.36 + 4.36)} \quad M_C = 7.52 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{4.39 \times 5.45^2}{8} = 16.30 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 16.30 - \frac{7.52 + 7.52}{2} + \frac{7.52}{2 \times 4.39 \times (4.36)^2} \quad M_t = 8.78 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$M_D = \frac{4.39 \times (2.97)^3 + 3.41(4.36)^3}{8.5(2.97 + 4.36)} \quad M_D = 6.38 \text{ KN.m}$$

$$M_E = \frac{4.39 \times (3.36)^3 + 3.41(4.36)^3}{8.5(3.36 + 4.36)} \quad M_E = 6.84 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{4.39 \times 5.45^2}{8} = 16.30 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 16.30 - \frac{6.38 + 6.84}{2} + \frac{6.38 - 6.84}{2 \times 4.39 \times (4.36)^2} \quad M_t = 9.68 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$M_F = \frac{4.39 \times (2.97)^3 + 3.41(4.36)^3}{8.5(2.97 + 4.36)} \quad M_F = 6.38 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.73 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 4.84 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 4.84 - \frac{0.73 + 6.38}{2} + \frac{0.73}{2 \times 4.39 \times (2.97)^2} \quad M_t = 1.21 \text{ KN.m}$$

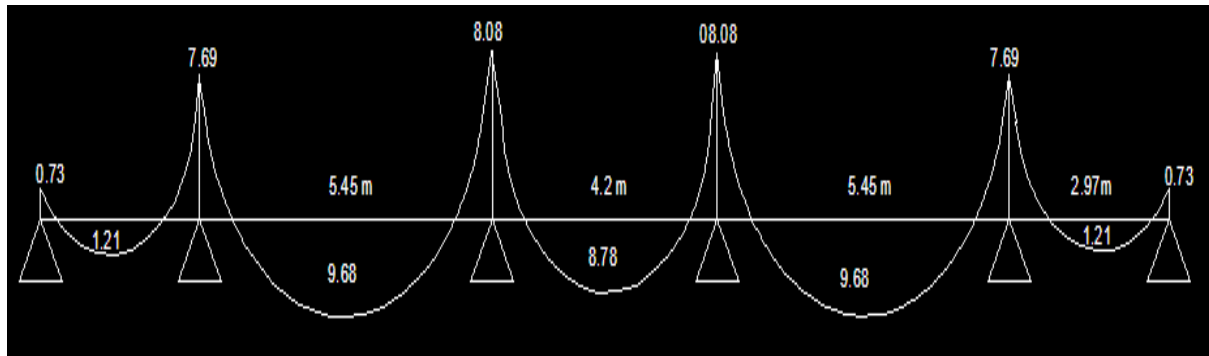


Figure III.5: Diagramme des moments à L'ELS

6)-Calcul de l'effort tranchant (T) :

- **Effort tranchant sur appui A :**

$$V_w = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{1} = \frac{4.39 \times 2.97}{2} + \frac{0.73 - 6.38}{2.97} \quad V_w = 4.61 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant sur appui B :**

$$V_e = - \frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{1} = - \frac{4.39 \times 2.97}{2} + \frac{0.73 - 7.69}{2.97} \quad V_e = - 8.86 \text{ KN}$$

$$V_w = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{1} = \frac{4.39 \times 5.45}{2} + \frac{7.69 - 6.84}{5.45} \quad V_w = 12.38 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant sur appui C :**

$$V_e = - \frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{1} = - \frac{4.39 \times 5.45}{2} + \frac{6.38 - 8.08}{5.45} \quad V_e = -12.27 \text{ KN}$$

$$V_w = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{1} = \frac{4.39 \times 4.2}{2} + \frac{8.08 - 8.08}{4.2} \quad V_w = 9.22 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant sur appui D :**

$$V_e = - \frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{1} = - \frac{4.39 \times 5.45}{2} + \frac{6.38 - 8.08}{5.45} \quad V_e = -12.27 \text{ KN}$$

$$V_w = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{1} = \frac{4.39 \times 4.2}{2} + \frac{8.08 - 8.08}{4.2} \quad V_w = 9.22 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant sur appui E:**

$$V_e = - \frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{1} = - \frac{4.39 \times 2.97}{2} + \frac{0.73 - 7.69}{2.97} \quad V_e = - 8.86 \text{ KN}$$

$$V_w = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{1} = \frac{4.39 \times 5.45}{2} + \frac{7.69 - 6.84}{5.45} \quad V_w = 12.38 \text{ KN}$$

- Effort tranchant sur appui F :

$$V_w = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = \frac{4.39 \times 2.97}{2} + \frac{0.73 - 6.38}{2.97} \quad V_w = 4.61 \text{ KN}$$

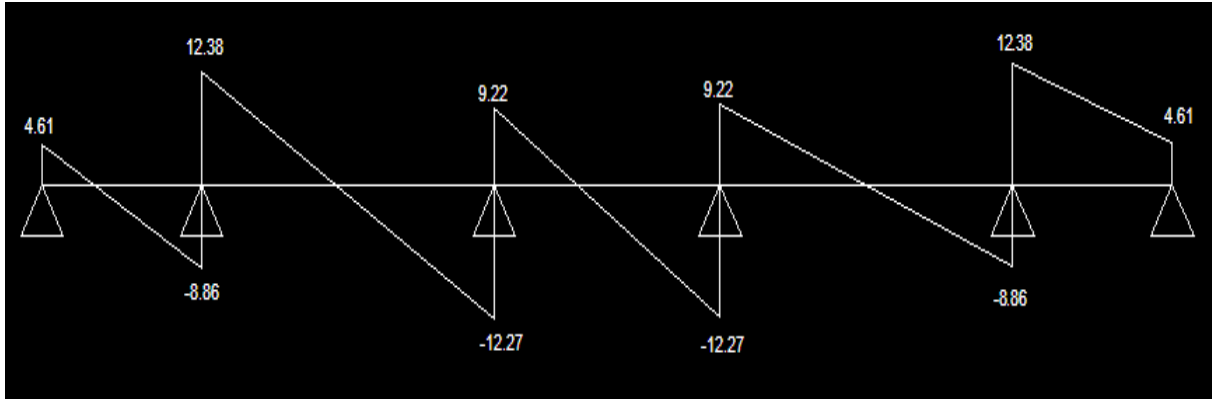


Figure III.6: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

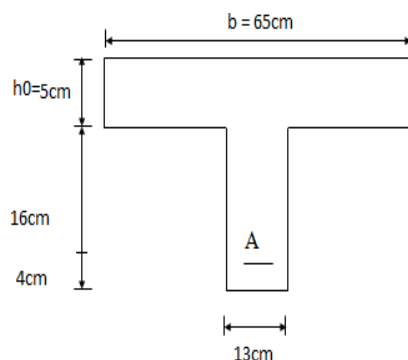
c. Calcul ferrailage des poutrelles à L'ELU :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

- En travée :

On ferraille toutes les poutrelles avec les sollicitations maximales à l'ELU.

$$M_{t \max} = 12.36 \text{ KN.m}$$



$$M_t = b x h_0 x f_{bc} x \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 x 5 x 14.17 x \left(\frac{19 - 5}{2} \right) 10^{-3}$$

$$M_t = 34.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 12.36 \text{ KN.m} < M_t = 34.54 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension

$$(b \times ht) = (65 \times 21) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{12.36 \times 10^3}{65 \times 19^2 \times 14.17} = 0.037 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.037)}) = 0.047$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.065) = 0.981$$

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

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12.05 \times 10^3}{0.981 \times 19 \times 348} = 1.87 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5T8 ($A_s = 2.51 \text{ cm}^2$)

• **En appui intermédiaire :**

Section de ($b_0 \times h_t$) = (13 x 21) cm²

$M_{ai} = 12.2 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_{ai}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{12.2 \times 10^3}{13 \times 19^2 \times 14.17} = 0.18 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.18)}) = 0.25$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.25) = 0.9$$

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

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12.2 \times 10^3}{0.9 \times 19 \times 348} = 2.05 \text{ cm}^2$$

On adopte : 1T12 filante + 1T12 Chapeau ($A_s = 2.26 \text{ cm}^2$).

• **En appui voisin de rive :**

Section de ($b_0 \times h_t$) = 13 x 21 cm²

$M_{av} = 12.36 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_{av}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{12.36 \times 10^3}{13 \times 19^2 \times 14.17} = 0.18 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.18)}) = 0.25$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.25) = 0.9$$

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

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12.36 \times 10^3}{0.9 \times 19 \times 348} = 2.07 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T10 ($A_s=2.36$).

• **En appui de rive :**

Section de ($b_0 \times h_t$) = 13 x 21 cm²

$M_{av} = 1.79$ KN.m

$$\mu = \frac{M_{av}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.79 \times 10^3}{13 \times 19^2 \times 14.17} = 0.02 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$a = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.02)}) = 0.025$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.025) = 0.99$$

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

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1.79 \times 10^3}{0.99 \times 19 \times 348} = 0.27 \text{ cm}^2$$

On adopte : 1T8 filante ($A_s=0.50$ cm²).

Armatures transversales :

a. Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{l_0}{10}; \phi_l \right) = \min \left(\frac{210}{35}; \frac{130}{10}; 10\text{mm} \right) = \min (6 \text{ mm}; 13\text{mm}; 10 \text{ mm})$$

$$\phi_t = 6\text{mm}$$

b. Espacement des cadres :

$$S_t \leq \min (0.9d; 40\text{cm})$$

$$= \min (0.9(19); 40\text{cm}) = \min (17.1\text{cm}; 40\text{cm}) = 17.1\text{cm}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min(15\text{cm}; 10\phi_l) \implies S_t = (15\text{cm}; 10\text{cm}) \implies S_t = 10\text{cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_l \implies S_t = 15\text{cm}$$

On prend : $S_t = 15\text{cm}$

III.4. Etude de L'acrotère :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la terrasse des infiltrations des eaux pluviales.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son propre poids « W_p » et à un moment dû à une force horizontale « F_p » ; d'après les règles du RPA 99 version 2003 (Art 6.2.3).

1)-Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée
- Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

2)-Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère :

L'acrotère est soumis à deux types de charges :

- Charges en situation courante.
- Charge en situation accidentelle.

Charges en situation courante :

-Charge permanente :

$$G = 3.35 \text{ KN/ml.}$$

-Charge d'exploitation

$$: Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

-Charge sismique :

On détermine la force d'après RPA 99 révisée en 2003 agissant sur les éléments non structuraux :

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

A : Coefficient d'accélération de zone

C_p : Facteur de forces horizontal.

W_p : Poids de l'élément.

$$A = 0.2 \text{ (groupe d'usage 2, zone IIa).}$$

Avec: $C_p = 0.8$.

$$W_p = 3.35 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.35 = 1.61 \text{ KN}$$

1)-Calcul a l'ELU :

$$M_u = 1,35MG + 1,5MQ$$

$$\text{avec : } M_G = 0 \quad \Longrightarrow \quad M_Q = F_p \quad \Longrightarrow \quad M_Q = 1.61 \text{ KN.m}$$

Moment fléchissant :

$$M_u = 1.5Q = 1,5 \times 1.61 = 2.41 \text{ kN.m}$$

L'effort normal :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 3.35 = 4.52 \text{ kN}$$

Calcul de l'excentricité : (Annexe n°2) :

D'après C.B.A93 « A.4.3.5 »

- L'excentricité du 1er ordre :

$$e_1 = \frac{M_U}{N_U} + e_a$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après exécution.

$$e_a = \max \frac{h}{250}, 2\text{cm} \implies e_a = \max \frac{100}{250}, 2\text{cm}$$

$$e_1 = \frac{2.41}{4.52} + 0.02 \implies e_1 = 0.55 \text{ m}$$

- L'excentricité du 2ème ordre :

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4h} (2 + \alpha \times \varphi)$$

α : c'est le rapport des moments (dans le cas où l'excentricité du 1er ordre est nulle, pour les charges de longue durée, comme pour les charges totales, on raisonne sur la valeur de l'effort normal au lieu de celle du moment fléchissant, afin d'éviter d'obtenir systématiquement un coefficient α nul).

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{W_P}{W_P + F_P} \implies \frac{3.35}{3.35 + 1.608} = 0.67$$

φ : Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée ($\varphi = 2$)

H : hauteur totale de la section dans la direction du flambement ($h = 10\text{cm}$)

l_f : la longueur de flambement ($l_f = 2l_0 = 2\text{m}$)

$$e_2 = \frac{3 \times 2^2}{10^4 h} (2 + 0.67 \times 2) \implies e_2 = 0.4\text{m}$$

Sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée :

$$M_{UG0} = N_U + (e_1 + e_2) \quad M_{UG0} = 4.52 \times 0.59 = 2.66 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = (e_1 + e_2) \quad e_0 = 0.55 + 0.04 = 0.59 \text{ m}$$

Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) \quad e_A = 0.59 + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.63 \text{ m}$$

$$M_{UA} = N_U \times e_A \quad M_{UA} = 4.52 \times 0.63 = 2.85 \text{ KN.m}$$

Calcul a l'ELS :

$$M_s = M_G + M_Q$$

Avec :

$$M_G = 0$$

$$M_s = M_Q = 1.61 \text{ KN.m}$$

$$N_s = G = 3.35 \text{ KN / m}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \quad e_0 = \frac{1.61}{3.35} = 0.8 \text{ m}$$

On remarque que e_0 à l'ELU $\neq e_0$ à l'ELS.

Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$e_A = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) \quad e_A = 0.48 + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.52 \text{ m}$$

$$M_{SerA} = N_{ser} \times e_A \quad M_{SerA} = 3.35 \times 0.52 = 1.74 \text{ KN.m}$$

Moment réduit agissant :

$$\mu_{BC} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d}\right) \quad \mu_{BC} = 0.8 \frac{0.1}{0.09} \left(1 - 0.4 \frac{0.1}{0.09}\right) = 0.486$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_{bu} = \frac{2.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.17} = 0.02$$

$\mu_{bu} = 0.02 < \mu_{BC} = 0.486 \Rightarrow$ Section partiellement tendue

2)-Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma_M = \frac{M_{UA}}{M_{serA}} \quad \gamma_M = \frac{2.85}{1.74} = 1.63$$

$$\gamma_N = \frac{N_U}{N_{ser}} \quad \gamma_N = \frac{4.52}{3.35} = 1.34$$

$$V_u = \frac{N_U}{b \times d \times f_{bu}} \quad V_u = \frac{4.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09 \times 14.17} = 3.54 \times 10^{-3} \text{ KN}$$

Le calcul de $\mu_{U.Lim}$ se fera selon l'organigramme (Annexe n° 3)

$$V_s = \frac{V_u}{\gamma_N} \frac{0.85}{0.9 \times \theta} \quad V_s = \frac{3.54 \times 10^{-3}}{1.34} \times \frac{0.85}{0.9 \times 1} = 2.49 \times 10^{-3} \text{ KN}$$

$$\mu_1 = \frac{1 - (1 - V_u)^2}{2} \quad \Rightarrow \quad \mu_1 = \mu_{U.Lim} = \frac{1 - (1 - 2.49 \times 10^{-3})^2}{2} = 2.48 \times 10^{-3} \text{ KN}$$

$$\mu_2 = 0.48$$

$$\mu_\mu = \frac{U_1 + U_2}{2} \quad \mu_\mu = \frac{2.48 \times 10^{-3} + 0.48}{2} = 0.24$$

$$15\rho_s = \left[1 - \sqrt{1 - \mu_\mu} \right] - V_u \frac{0.85 \times 11.5}{\theta} \frac{f_{c28}}{f_e} \quad 15\rho_s = 0.163$$

$$\alpha_1 = V_s - 15\rho_s + \sqrt{(V_s - 15\rho_s)^2 + 30\rho_s} \quad \alpha_1 = 0.435$$

$$\mu_s = 0.8 \frac{\alpha_1}{2} \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right) \quad \mu_s = 0.185$$

$$V_s = \mu_s \times \xi \frac{0.85}{0.9 \times \theta} \quad V_s = 0.319$$

$$\Delta\mu = \mu_2 - \mu_1$$

$$\Delta\mu = 0.48 - (2.48 \times 10^{-3}) = 0.477$$

$$\Delta\mu > 10^5 \implies \mu > \mu_u \implies$$

$$\mu_{u,lim} = \mu_1 = \mu = 0.319$$

$$\mu_{bu} = 0.02 < \mu_u = 0.319 \implies$$

$$A' = 0 \text{ (Le calcul se fera à la flexion simple)}$$

$$a = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.025$$

$$\beta = 1 - 0.4a = 0.85$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_u = \frac{2.85 \times 10^3}{0.99 \times 19 \times 348} = 0.43 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_u^{AFC} = A_u \frac{Nu}{\sigma_s}$$

$$A_u^{AFC} = 4.35 \times 10^{-5} - \frac{4.52 \times 10^{-3}}{348} = 0.64$$

$$A_u^{AFC} = 0.30 \text{ cm}^2$$

$A_u^{AFC} = 0 \implies$ Le béton seul est capable de résister à l'effort de compression il suffit Just de disposé les armatures minimales .

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.09 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} \geq 10.86 \times 10^{-1} \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq A_{St}$$

Pour ce qui est du choix des armatures, on prend une double nappe de **4T8** chacune comme ferrailage longitudinal de section **2.02 cm²** (Annexe n°6).

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{St}}{4} = \frac{2.02}{4} = 0.505 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armature : **4T8 = 2,02cm²**.

Vérification de la contrainte de cisaillement:

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \min \left(0.15 \frac{f_{CJ}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \implies V_u = F_P + Q = 2.61 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.029 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

Vérification à l'ELS :

Contraint du béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$A_u = 2,02 \text{ cm}^2; A_u' = 0$$

$$\frac{b_0 y_1^2}{2} + n (A - A') y_1 - n (A d - A' d') = 0$$

$$100 y_1^2 + 15 \times 2.02 y_1 - 15 \times 2.02 \times 9 = 0 \quad y_1 = 2.05 \text{ cm}$$

$$\frac{b_0 y_1^3}{2} + n A' (y_1 - d')^2 - n A (d - y_1)^2 =$$

$$\frac{100 \times 2.05^3}{2} + 15 \times 2.02 (9 - 2.02)^2 = 1763.39 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.61 \times 10^{-3}}{1.75 \times 10^{-5}} \times 0.0205 = 1.87 \text{ MPa}$$

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

Contraint de l'acier tendue :

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{tj}} \right) = \min (266.66 \text{ MPa}, 159.40 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{1.61 \times 10^{-3}}{1.75 \times 10^{-5}} \times (0.09 - 0.0205) = 95.9 \text{ MPa}$$

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

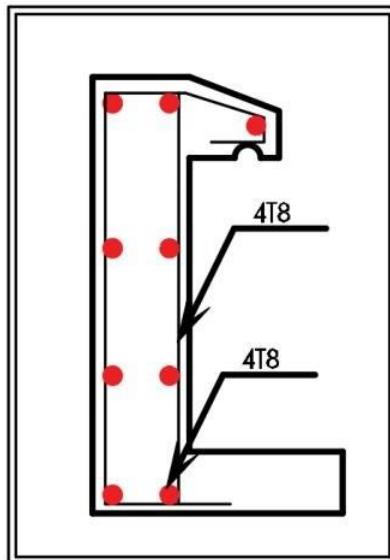


Figure III- 7:Ferrailage de la acrotère

III.5.Etude des balcons :

Les balcons sont constitués de dalle pleine rectangulaire de 15cm d'épaisseur. Ils sont calculés comme des consoles encastrées soumise à la flexion simple supportant à son extrémité une charge concentrée, qui représente la charge du mur garde-corps.

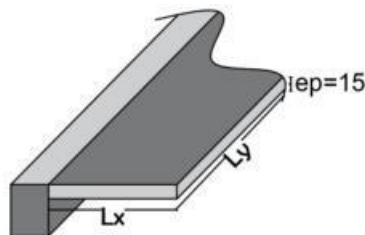


Figure III- 8:Balcon dalle pleine

Caractéristiques de la dalle : $G=6.31\text{KN/m}^2$, $Q= 3.5\text{KN/m}^2$, $G_{\text{mur}} = 1\text{KN/m}^2$

Nous avons choisi le premier balcon:

$l_x = 1\text{ m}$, $l_y = 2.97\text{ m}$, $e = 0.15\text{m}$

$\rho = \frac{1}{2.97} = 0.33 < 0.4 \Rightarrow$ Donc la dalle fléchit en un seul sens.

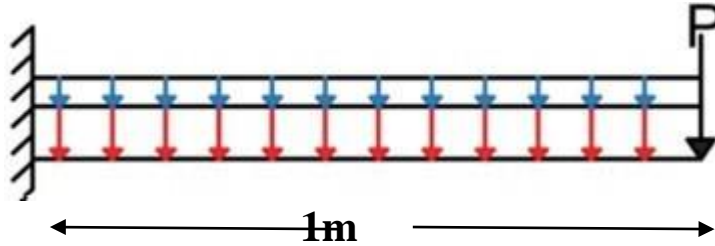


Figure III- 9:Schéma statique du balcon

III.5.1. Evaluation des charges :

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1\text{ml} = (1.35 \times 6.31 + 1.5 \times 3.5) \times 1\text{ml} = 13.76\text{KN} / \text{m}$$

ELU : $q_u^{\text{mur}} = (1.35 \times G) \times 1\text{ml} = 1.35 \times 1 = 1.35\text{KN} / \text{m}$

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = (6.31 + 3.5) \times 1\text{ml} = 9.81\text{KN} / \text{m}$$

ELS : $q_s^{\text{mur}} = G \times 1\text{ml} = 1.35 \times 1 = 1\text{KN} / \text{m}$

1)-Calcul des sollicitations :

Calcul des moments :

ELU : $M_U = \frac{q \times l^2}{2} - q^{\text{mur}} \times l$

$$M_U = \frac{-13.76 \times 1^2}{2} - 1.35 \times 1$$

$$M_U = -5.53\text{ KN/m}$$

ELS : $M_{\text{ser}} = \frac{q \times l^2}{2} - q^{\text{mur}} \times l$

$$M_{\text{Ser}} = \frac{9.81 \times 1^2}{2} - 1 \times 1$$

$$M_{\text{Ser}} = -5.90\text{ KN/m}$$

Effort tranchant :

$$V_U = q_u \times l + q_u^{\text{mur}}$$

$$V_U = 13.76 \times 1.1 + 1.35 = 16.486\text{ KN}$$

Calcul du ferrailage à l'ELU :

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Position	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	A	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{CAL} (cm ²)	A_{Adopt} (cm ²)	St (cm)
Nappe supérieure	x-x	5.53	0.021	0.026	0.99	1.19	1.86	2T12 2.26	4T12	25

Tableau III.1 : Le ferrailage à l'ELU

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{2.26}{4} = 0.56$$

On adopte : 5T8 = 2.51cm²

L'espaceur : CBA93 (A.7.2.4.2)

Espaceur : St ≤ min (3h, 33cm) = 25 cm ⇒ cas d'un chargement réparti.

Espaceur : St ≤ min (2h, 25cm) = 25 cm ⇒ cas d'un chargement concentré.

On prend : St=25cm

Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$\tau_{Umax} \leq \tau = \min (0.15 \frac{f_{cl}}{\gamma_b} ; 4MPa)$$

$$\tau_U = \frac{16.486 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} \leq 0.12MPa \leq 2.5 MPa \dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

Vérification a l'ELS:

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications à l'ELS :

Position	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)		Obs	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (MPa)		Obs
			σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$		σ_s	$\overline{\sigma_s}$	
Nappe supérieure	5.90	3	3.31	18	CV	144.9	250	CV

Tableau III.2 : Vérification à l'ELS

Etat limite de déformation (Flèche) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \max \left(\frac{3}{80} ; \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M} \right) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2MPa}{f_e} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \frac{0.15}{1} = 0.15 \geq \max(0.037; 0.042) \\ \frac{2.26}{100 \times 13.5} = 1.67 \times 10^{-3} \leq \frac{2MPa}{400} = 5 \times 10^{-3} \end{array}$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

Les escaliers :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations, auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qui lui convient .

$$\begin{array}{ll} \text{Palier :} & G_p = 4.69 \text{ KN / m}^2 & \text{Voiléé :} & G_v = 7.1 \text{ KN / m}^2 \\ & Q_p = 2.5 \text{ KN / m}^2 & & Q_v = 2.5 \text{ KN / m}^2 \end{array}$$

Calcul du chargement revenant sur l'escalier :

$$\begin{array}{l} \text{ELU :} \quad q_u^{\text{voiléé}} = (1.35G_v + 1.5Q_v) \times 1 = 13.34 \text{ KN / m} \\ \quad \quad q_u^{\text{palier}} = (1.35G_p + 1.5Q_p) \times 1 = 10.08 \text{ KN / m} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{ELS :} \quad q_s^{\text{voiléé}} = (G_v + Q_v) \times 1 = 9.6 \text{ KN / m} \\ \quad \quad q_s^{\text{palier}} = (G_p + Q_p) \times 1 = 7.19 \text{ KN / m} \end{array}$$

Calcul des sollicitations :

Calcul des sollicitations par la méthode de RDM on trouve :

Calcul des réactions d'appui à l'ELU :

$$\begin{array}{ll} \sum M / A = 0 & R_A = 20.75 \text{ KN} \\ \sum M / B = 0 & \implies R_B = 23.35 \text{ KN} \end{array}$$

Calcul de moment :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2.4$

$$M_{(x)} = R_A x - q_v \frac{x^2}{2}$$

$$V_{(x)} = R_A - q_v x$$

$$M_{(x)} = 23.35 x - 13.34 \frac{x^2}{2}$$

$$M_{(0)} = 0$$

$$M_{(2.4)} = 17.62 \text{ KN/m}$$

$$V_{(x)} = 23.35 - 13.34 x$$

$$V_{(0)} = 0$$

$$V_{(2.4)} = -8.66 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow x = 1.75 \Rightarrow M(1.75) = 20.43 \text{ KN.m}$$

Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1.2$

$$M_{(x)} = R_B x - q_p \frac{x^2}{2}$$

$$V_{(x)} = R_B - q_p x$$

$$M_{(x)} = 20.75 x - 10.08 \frac{x^2}{2}$$

$$M_{(0)} = 0$$

$$M_{(1.2)} = 17.64 \text{ KN/m}$$

$$V_{(x)} = 20.75 - 10.08 x$$

$$V_{(0)} = - 20.75 \text{ KN/m}$$

$$V_{(1.2)} = - 8.65 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow x = 2.05 \Rightarrow M_{(2.05)} = 15.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Max}}^{\text{travée}} = 0.85M_0 \Rightarrow M_{\text{Max}}^{\text{travée}} = 13.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 0.5M_0 \Rightarrow M_{\text{appui}} = -7.68 \text{ KN.m}$$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

	M ₀ (KN.m)	Appui	Travée	V _{max} (KN)
		M _{max} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	
ELU	21.35	10.67	18.15	23.35
ELS	15.37	7.68	13.06	16.79

Tableau III- 3:Sollicitations dans l'escalier

Ferraillage :

Le ferraillage se fait à la flexion simple (**Annexe n°1**) avec M_t max et M_a max pour une section (b×e)=(1×0.15)m²

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Position	Mu (KN.m)	M _{bu}	a	b	A _{cal} (cm ² / ml)	A _{min} (cm ² / ml)	A _{ad} (cm ² / ml)	St (cm)
Travée	18.15	0.058	0.075	0.96	3.18	1.49	3T12 3.39	25
Appui	10.67	0.034	0.043	0.98	1.84	1.49	3T10 2.36	25

Tableau III- 4:Ferraillage des escaliers

Les armatures de répartition : BAEL91 (Art.8.2.41)

Dans le sens secondaire on met des armatures de répartition et lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés, les armatures de répartition sont aux moins égales

$$\text{à } \frac{A_l}{4}$$

En travée :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.84 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.59 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V_{\text{max}} = 23.35 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{23.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.17 \text{MPa} \leq \min \left(0.2 \frac{f_{ct}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification des espacements :

La fissuration est peu nuisible (FPN) donc :

Sens principal :

En travée : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3e ; 33 \text{cm})$.CV

En appui : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3e ; 33 \text{cm})$.CV

Sens secondaire :

$S_t = 30 \text{ cm} \leq \min (4e ; 40 \text{cm})$.CV

Vérifications à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire concernent uniquement :

- La contrainte dans le béton σ_{bc} .
- L'état limite de déformation (flèche).

Vérification des contraintes dans le béton σ_{bc} :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

Les résultats de la vérification sont récapitulés dans le tableau suivant :

position	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	13.06	3.23	6486.57	15.74	15	Vérifiée
Appui	7.68	2.75	4784.14	15.74	15	Vérifiée

Tableau III- 5: Vérifications des contraintes à l'ELS

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M} \right) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{2 \text{MPa}}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{0.15}{1} = 0.15 \geq \max(0.037; 0.042)$$

La première condition n'est pas vérifiée ; donc on procède à la vérification de la flèche

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} - f_{pi} - f_{gi} \leq f_{adm} = \frac{L}{400}$$

Évaluation des moments en travée :

$$q_{jser} = 0.65 \times 4.44 = 2.88 \text{KN} / \text{m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 7.1 = 4.61 \text{KN} / \text{m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (7.1 + 2.5) = 4.05 \text{KN} / \text{m}$$

$$M^J = 0.75 \frac{l^2}{8} = 0.75 \frac{2.88 \times 3.6^2}{8} = 3.49 \text{ KN.m}$$

$$M^{g_{t \text{ ser}}} = 0.75 \frac{g l^2}{8} = 0.75 \frac{4.61 \times 3.6^2}{8} = 5.6 \text{ KN.m}$$

$$M^{p_{t \text{ ser}}} = 0.75 \frac{p l^2}{8} = 0.75 \frac{4.05 \times 3.6^2}{8} = 4.92 \text{ KN.m}$$

Contraintes (σ_s) :

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{A(d - \frac{v_1}{3})} \quad \sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{4.88 \times 10^{-5}}$$

$$\sigma_{sJ} = \frac{M^J_{\text{Ser}}}{K} = \frac{3.49 \times 10^{-3}}{4.88 \times 10^{-5}} = 71.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sG} = \frac{M^g_{\text{Ser}}}{K} = \frac{5.6 \times 10^{-3}}{4.88 \times 10^{-5}} = 114.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{M^p_{\text{Ser}}}{K} = \frac{4.92 \times 10^{-3}}{4.92 \times 10^{-5}} = 100.81 \text{ MPa}$$

Coefficients λ, μ :

$$\mu_j = \max \left(0.1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sJ} + f_{t28}} \right) = 0 \quad \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2+3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = 7.24$$

$$\mu_g = \max \left(0.1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sG} + f_{t28}} \right) = 0 \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2.9$$

$$\mu_p = \max \left(0.1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sP} + f_{t28}} \right) = 0 \quad \rho = \frac{A}{b_0 \times d} = 2.9 \times 10^{-3}$$

Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches :

$$B_0 = B + n.A = 0.15 \times 1 + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} = 0.155 \text{ m}^2$$

$$n = 15$$

$$S_{xx} = bh \cdot \frac{h}{2} + n.A.d. = 0.021 \text{ m}^3$$

$$V_x = \frac{S_{xx}}{B_0} = 0.077 \text{ m}$$

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{3} + n.A.d.^2 = 1.23 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_0 = I_{xx} - B_0 \cdot V_x^2 = 3.13 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{fji} = I_{fgi} = I_{fpi} = I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_i} = 3.44 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M^J_{\text{Ser}} l^2}{10.E_i.I_{fji}} = 3.8 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M^g_{\text{Ser}} l^2}{10.E_i.I_{fji}} = 6.11 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M^p_{\text{Ser}} l^2}{10.E_i.I_{fji}} = 5.37 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M^g_{\text{Ser}} l^2}{10.E_i.I_{fji}} = 1.83 \times 10^{-4} \text{ m}$$

Modules de Young instantané et différé :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_t = 1.83 \times 10^{-3} - 3.8 \times 10^{-4} - 5.37 \times 10^{-4} - 6.11 \times 10^{-4} = 0.138 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{360}{400} = 0.9 \text{ cm}$$

III.6. Conclusion :

Le but de ce chapitre était de déterminer les différentes sections d'acier nécessaires pour reprendre les différentes charges revenantes aux éléments non structuraux.

Chacun de ces éléments est calculé selon les sollicitations les plus défavorables afin d'adopter le ferrailage adéquat qui répond le mieux aux différentes charges qui lui sont appliquées.

Après l'estimation du nombre d'armatures à utiliser au niveau de ces éléments, On peut Commencer l'étude sismique de la structure dans le chapitre suivant intitulée : « Etude Sismique de la structure ».

Chapitre IV :
La Précontrainte

Chapitre IV : La Précontrainte**IV .1. Introduction :**

Le béton précontrainte est inventé par un ingénieur français s'appel « Eugene Freyssinet » en 1928 qui a défini un fonctionnement théorique et surtout les dispositifs technologiques des matériaux.

Le béton précontraint est réalisé pour des ouvrages à grandes travées : les ponts, les bâtiments de grandes hauteurs ou les centrales nucléaires...

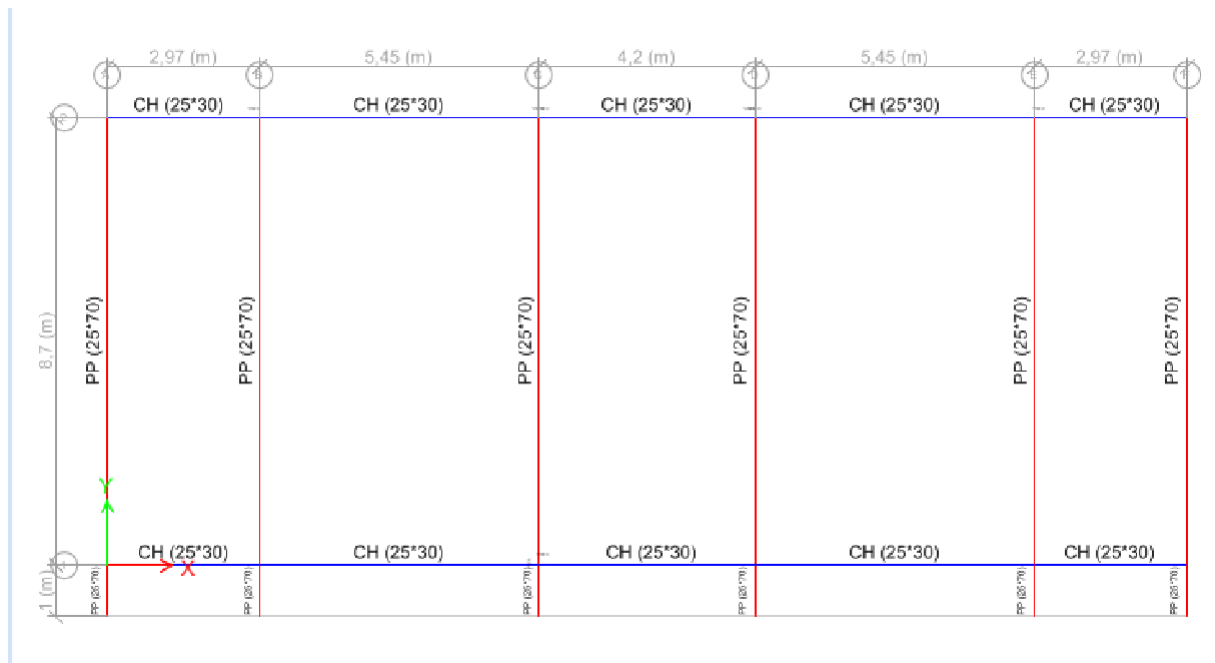
Objectif :

La précontrainte a pour objectif de supprimer la sollicitation de traction dans de béton, en imposant un effort de compression axial judicieusement appliqué.

La précontrainte est le plus souvent réalisée à l'aide des câbles tendus enrobés de béton...

Les avantages de pré contraindre les structures sont les suivantes :

- Dessiner des structures beaucoup plus fins et légers.
- Concevoir et de réaliser des structures performantes, économique, élégantes
- La possibilité de les produire presque n'importe où
- La possibilité à être coulées dans des coffrages de formes diverses permettent une certaine expression architecturale spécifique.
- C'est un matériau qui ne vieillit pas rapidement.
- Qui représente une bonne résistance a la compression.

IV.2. Évaluation des charges :**Figure IV-1 :Vue en plan**

Les charges et les efforts appliqués sur la poutre principale de l'axe C- voir figure... sont donnés par le logiciel ETABS, à savoir:

1)-Charge permanente :

➤ d'après logiciel ETABS :

$$g = 28,41 \text{ KN/m} ; Mg=117 \text{ kN.m (voir figure....)}$$

2)-Charge exploitation :

➤ d'après logiciel ETABS :

$$q = 4,825 \text{ KN/m} ; Mq=17.95 \text{ kN.m (voir figure....)}$$

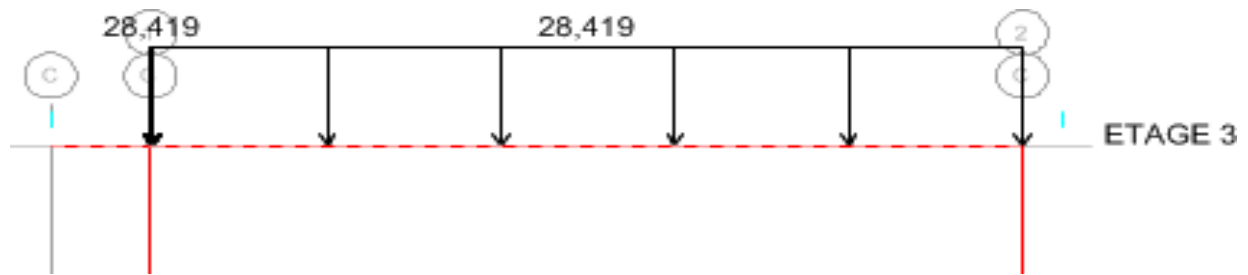


Figure IV-2 : Répartition de charge permanente G (KN /m)

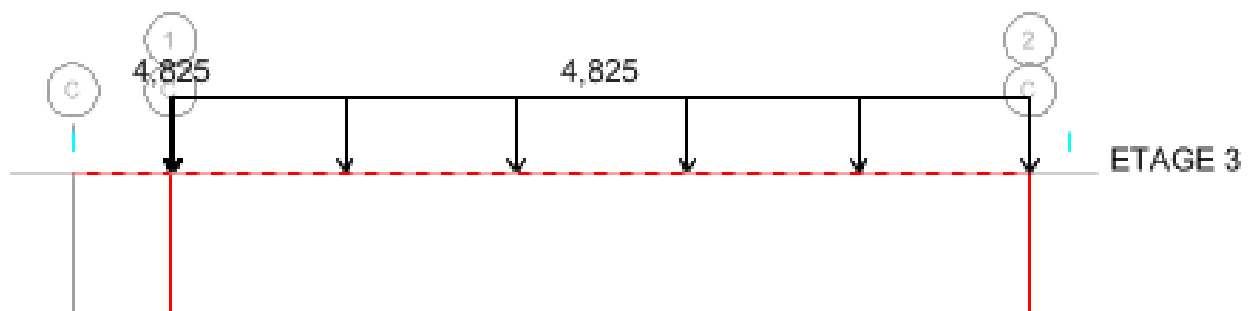


Figure IV-3 : Répartition de charge d'exploitation Q (KN /m)

Remarque:

Vu que le balcon est supporté à ses limites par trois poutres, les valeurs des charges du balcon transmises sur la poutre principale sont très faibles.

Balcon : $g = 1,88$ KN/m ; q : valeur négligeable

Tableau : Moments développés dans la poutre principale :

	Travée 1		
	Gauche	Milieu	Droite
MD(KN-m)	-172.22	117	-143.91
ML(KN-m)	-30.42	17.95	- 21.39
MD+0.3 ML Charge soutenue (KN-m)	-181.35	122.38	-150.32
MD+ML Charge totale (KN-m)	-202.63	134.95	-165.30

Table IV-1: Moments développés dans la poutre principale

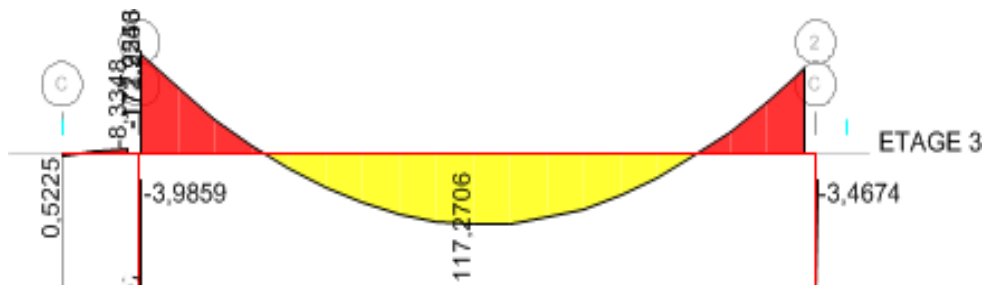


Figure IV-5 : répartition des moments de charge permanente (KN.m)

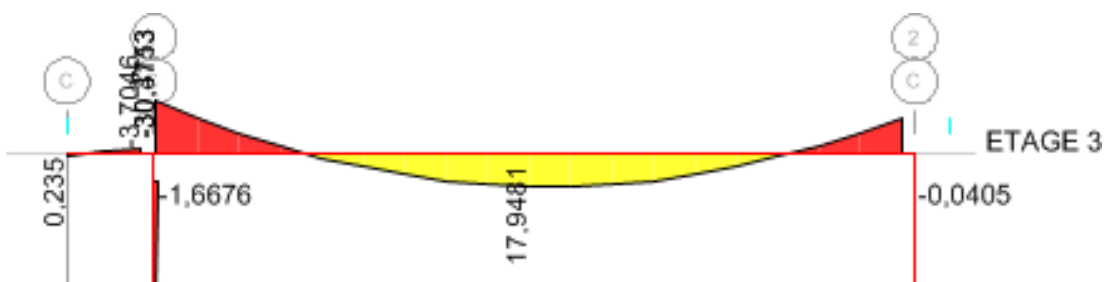


Figure IV- 6: répartition des moments de charge exploitation (KN.m)

Chapitre V : La Précontrainte**IV .3. Pré- Dimensionnement :**

Afin de satisfaire la condition de précompression provenant par les câbles précontraintes, on prend une section (250x700) de la poutre principale (voir plus loin le paragraphe 5.2....).

1)-Sélection de la force et du profil du tendon en post-tension :

La force de précontrainte de conception dans chaque travée sera choisie pour correspondre à un nombre entier de torons de précontrainte.

Les valeurs suivantes sont utilisées:

La force effective sur la longueur de chaque tendon est supposée constante. C'est la moyenne de distribution de force le long d'un tendon.

Il est à noter que les tendons utilisés sont de type non adhérent.

$$\text{Force par tendon} = 1200 \times 99 \text{ mm}^2 / 1000 = 118,8 \approx 119,0 \text{ kN} / \text{tendon}$$

Avec : $f_{se} = 1200$ (contrainte effective du tendon)

Section du tendon : $A = 99 \text{ mm}^2$

La poutre peut contenir de multiples tendons selon l'intensité de chargement.

2)-Sélection du nombre de torons :

La détermination initiale du nombre de torons pour chaque travée s'articule au premier lieu sur la valeur de pré compression, une opération d'ajustement du nombre et du profil de torons sera établie par la suite en fonction de degré de balancement des charges gravitaires par ces torons.

La réglementation recommande de satisfaire une valeur minimale de pré compression égale à 1 MPa.

Il est de même aussi de ne pas dépasser 2 MPa comme valeur de pré compression. Alors :

$$1,0 \text{ N} / \text{mm}^2 \times (250 \times 700) / 1000 = 175 \text{ kN}$$

$$\text{Nombre de torons} = 175 \text{ kN} / 119 \text{ kN} = 1,47$$

On commence le calcul par quatre torons au premier lieu.

$$\text{Force provenant par 4 torons} = 4 \times 119 = 476 \text{ Kn}$$

3)-Calcul des charges équivalentes :

Les charges équilibrées sont les forces qu'un câble exerce sur son conteneur en béton. Il est généralement décomposé en forces normales à la ligne médiane de l'élément (provoquant une flexion) et axiales (provoquant une pré-compression uniforme).

$$a = (700/2) - 70 = 280 \text{ mm (Voir figure ci-dessous)}$$

$$b = 700 - 2 \times 70 = 560 \text{ mm (Voir figure ci-dessous)}$$

$$L = 8,7 \text{ m}$$

$$c/L = (\sqrt{a/b}) / [1 + \sqrt{a/b}]$$

$$c/L = (\sqrt{280/560}) / [1 + \sqrt{280/560}]$$

$$c = 3.58 \text{ m}$$

$$d = 4.22 \text{ m}$$

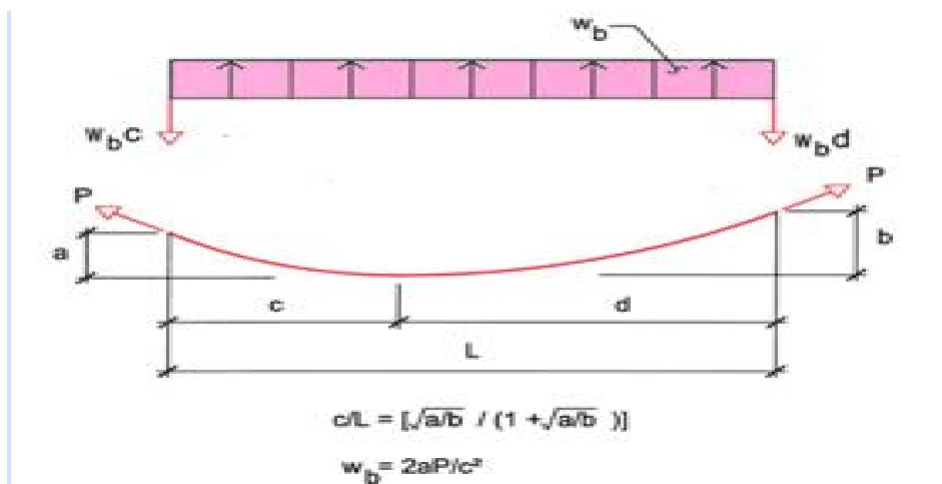


Figure IV-7 : Géométrie et actions d'un tendon parabolique

La charge équivalente verticale W_b provenant par les tendons vaut:

$$W_b = 476 \text{ kN} \times 2 \times 0,280 / 3.582 = 15.60 \text{ kN/m ,}$$

$$g = DL = 28,41 \text{ kN/m (logiciel ETABS)}$$

$$\% \text{ DL équilibré} = 15.60 / 28.41 = 55\% < 60\% \text{ Condition non vérifiée.}$$

Pour une seconde itération on cherche le nombre de torons nécessaire pour balancer 60% de la charge permanente, c'est-à-dire :

$$(60\% / 55\%) \times 4 = 4,36 \text{ torons} = 5 \text{ torons.}$$

Note : Il est préférable d'augmenter l'excentricité du tendon au lieu d'augmenter le nombre des torons. A cet effet, un changement de profil des quatre tendons sera mis en place.

$$\text{On assure que : } W_b = 65\% \cdot DL = 0.65 \times 28.41 = 18.47 \text{ kN/m}$$

$$W_b = 18.47 \text{ kN/m}$$

On considère que $a = 285 \text{ mm}$ (augmentation de l'excentricité du tendon, il reste de trouver la position du point d'inflexion « c » :

$$\text{On a : } 2P \cdot a / c^2 = W_b ; \text{ d'où}$$

$$c = (2P \cdot a / W_b) \times 0.5 = 3.83 \text{ m}$$

On cherche par la suite la dimension b :

On sait que : $2P.a / c2 = 2P.b/d2 = Wb$, et $d = 8.7 - 3.83 = 4.87$; alors :

$b=460$ mm

Réaction équivalente du tendon au niveau de l'appui intermédiaire :

$18.47 \text{ kN / m} \times 3.83 = 70.74 \text{ kN} \downarrow$

Réaction équivalente du tendon au niveau de l'appui intermédiaire :

$18.47 \text{ kN / m} \times 4.87 = 89.95 \text{ kN} \downarrow$

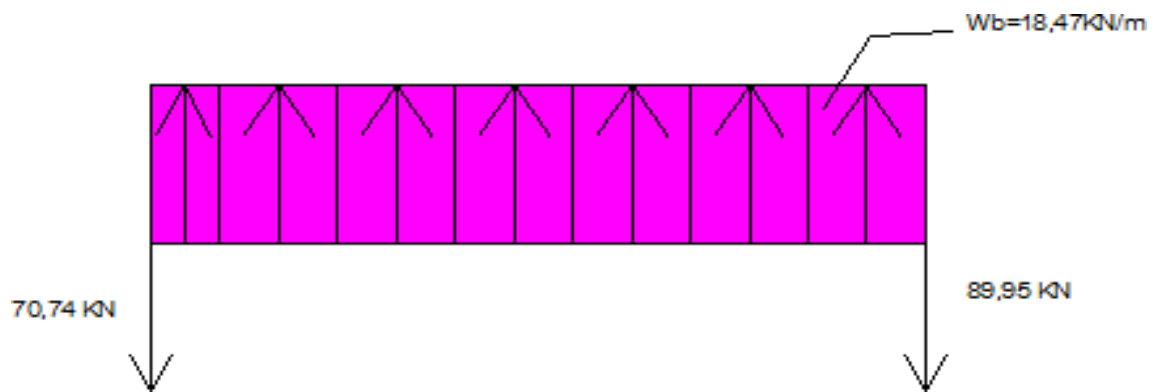


Figure IV-8 : charge équivalente

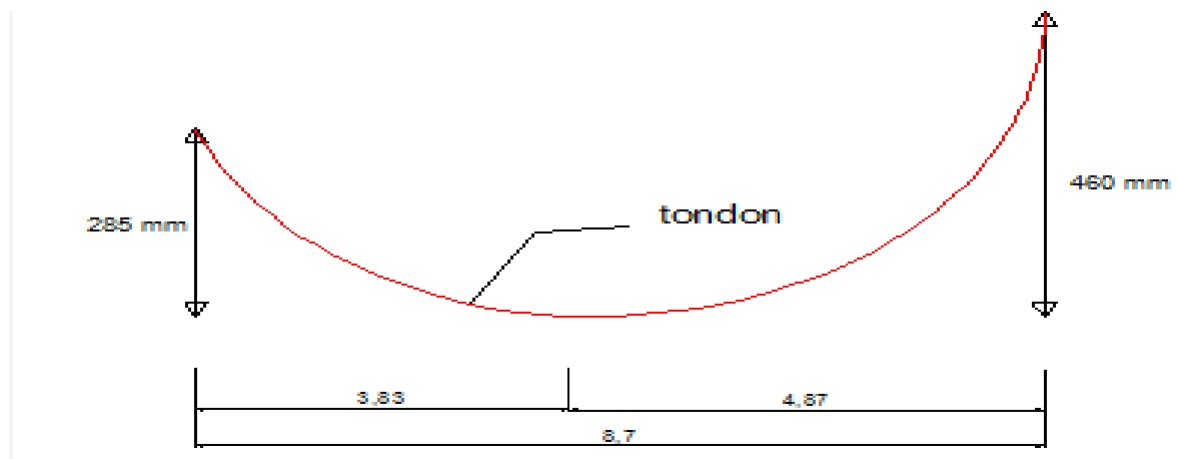


Figure IV-9 : câble et la charge équilibrée pour la travée 1

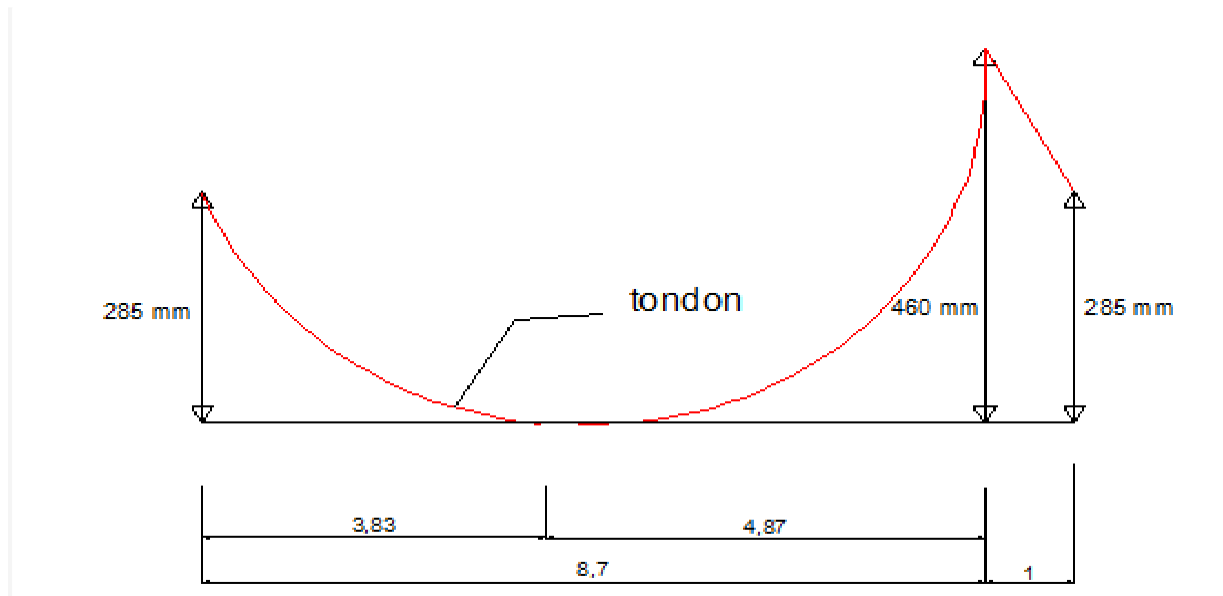


Figure IV-10 : Profil de tendon simplifié

Vérification de chargement équilibré calculé (i)

La somme des forces verticales doit être égale à zéro:

- **La somme des forces verticales $\Sigma F=0$**
 $-84,6 -78,96 +(18,80 \times 8,7) = 0 \text{ CV}$

- **La sommes des moments de forces $\Sigma M=0$**

$$[((-84,6 -78,96) \times 8,7)/2] + (18,80 \times (8,72 / 2)) = 0 \text{ CV}$$

IV .4.Vérification des contraintes selon eurocode 2 :

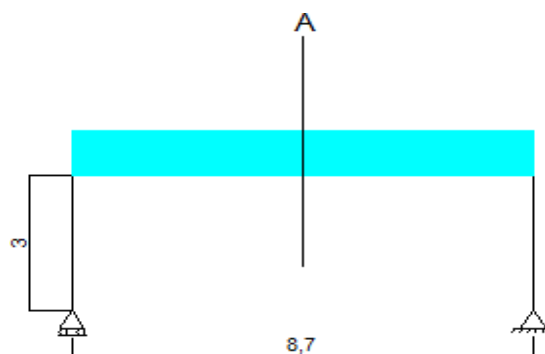


Figure IV-11 : Emplacement sélectionnés pour des conceptions détaillées

L'évaluation de contrainte est effectuée selon deux combinaisons de charge : Combinaison fréquente et quasi-permanente.

Le résultat déterminera si la section pourrait avoir des fissures ou non à l'état limite de service.

1)-Evaluation des contraintes normales au niveau du point A (voir figure...):

$$M_{pt} = w_b \times l^2 / 8 = 174,74 \text{ KN.m}$$

$$\text{Compression} = 0,60 \times FCK = 0,6 \times 28 = 16,80 \text{ MPa}$$

$$\text{Tension (béton)} = 2,77 \text{ MPa}$$

$$Y_{sup} = Y_{inf} = 350 - 40 = 310 \text{ mm}$$

$$I = 250 \times (700)^3 / 12 = 7.14 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$S_{sup} = I / Y_{sup} = 7.14 \times 10^9 / 310 = 2.30 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

$$S_{inf} = I / Y_{inf} = 7.14 \times 10^9 / 310 = 2.30 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

$$A = 250 \times 700 = 175000 \text{ mm}^2$$

$$F/A = - 595 \times 103 / 175 \times 103 = -3.4 \text{ Mpa}$$

2)-Condition de charge fréquente élevée :

$$\sigma = (MD + 0,5 ML + MPT) / S + P / A \text{ Seuls de contrainte:}$$

$$MD + 0,5 ML + MPT = (117 + 0,5 \times 17,95 - 174,74)$$

$$= - 48.765 \text{ KN.m}$$

Haut :

$$\sigma = - 48.765 \times 1000^2 / 2.30 \times 10^7 - 3.4 = -2.12 \text{ MPa}$$

Com- pression < -16.80 MPa C V

Bas :

$$\sigma = 48.765 \times 1000^2 / 2.30 \times 10^7 - 3.4 = 2.12 \text{ MPa}$$

Ten-sion > 2.29 MPa Contrôle de la fissuration C V

3)-Condition de charge quasi permanente :

$$\sigma = (MD + 0,3 ML + MPT) / S + P / A \text{ Seuls de stress:}$$

$$MD + 0,3 ML + MPT = (117 + 0,3 \times 17,95 - 174,74)$$

$$= -52.355 \text{ KN.m}$$

Haut :

$$\sigma = -52.355 \times 1000^2 / 2.30 \times 10^7 - 3.4 = -2.27 \text{ MPa}$$

Com- pression <-16.80 MPa C V

Bas :

$$\sigma = 52.355 \times 1000^2 / 2.30 \times 10^7 - 3.4 = 2.27 \text{ MPa}$$

Ten-sion > 2,77 MPa Contrôle de la fissuration.

IV .5.Vérification de la déflexion (flèche) :

Les flèches sont calculées à l'aide d'un programme d'analyse du cadre pour chacun des cas de charge: mort, sous tension et post-tension.

Les valeurs de l'étendue de l'analyse de la trame sont:

- Charge permanente : 7,010 mm
- Post-tension : - 4,028 mm
- Charge permanente + PT : 2,982 mm
- Flèche en charge vive : 0,915 mm

La contrainte maximale sous charge totale à mi-portée est de 2,29 MPa.

Comme il est supérieur à $0,62 \sqrt{f'c}$, un ajustement de la flèche calculée est nécessaire.

Il existe plusieurs options disponibles pour ajuster les valeurs de déformation calculées élastiquement, si les contraintes de traction calculées dépassent la fissuration.

Parmi les plus couramment utilisés, on trouve la substitution du moment d'inertie brut (I_g), par un moment d'inertie équivalent (I_e), suivie du grossissement de la déviation élastiquement calculée par le rapport de (I_g / I_e)

le moment d'inertie équivalent est calculé en utilisant la relation suivante :

[PTI design manual, 1990].

$$I_e = [1 - 0,30 \times (f_{\max} - 0,5\sqrt{f'c}) / 0,5\sqrt{f'c}] \times I_g \quad f'c \text{ est en MPa}$$

La contrainte de traction maximale calculée $f_{\max} = 2,29 \text{ MPa}$.

$$I_e = [1 - 0,30 \times (2,12 - 2,65) / 2,65] \times I_g = 1,06 \times I_g$$

D'où la déformation due à la charge permanente et PT = $2,982 / 1,06 = 2,81 \text{ mm}$

Flèche sous charge vive avec tolérance de fissuration = $0,915 / 1,06 = 0,86 \text{ mm}$

TM/2008 Déviation à long terme Facteur multiplicateur supposé pour les effets du fluage et du retrait sur la déformation à long terme = 236

Combinaison de charges pour une déformation à long terme, utilisant un facteur de 0,3 pour une charge vive soutenue «quasi-permanente»:

$$(1,0 \times DL + 1,0 \times PT + 0,3 \times LL) \times (1 + 2)$$

Déformation à long terme: $(1 + 2) \times (2,81 + 0,3 \times 0,86) = 9,204 \text{ mm}$

Taux de fléchissement = $9,204 / (20000) = 4,60 \times 10^{-4} < 1/250 \text{ OK}$

Déflexion instantanée due à la charge dynamique nominale Flèche sous charge dynamique = 28,43 mm.

Taux de déflexion = $0,86 / (20\ 000) = 4,3 \times 10^{-5} \text{ OK}$

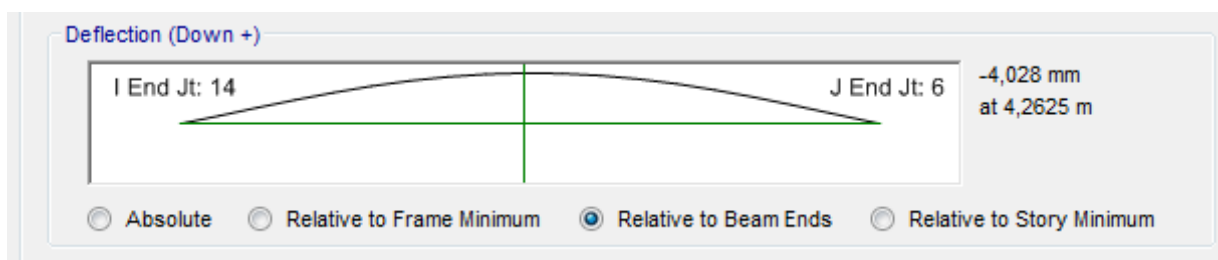


Figure IV-12 : Déflexion sous la charge P_T

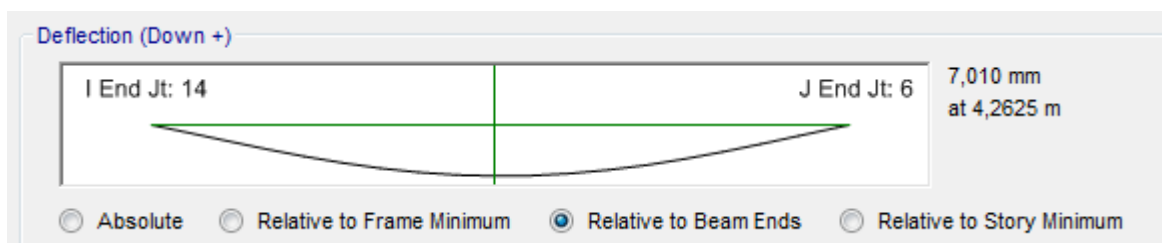


Figure IV-13 : Déflexion sous la charge G

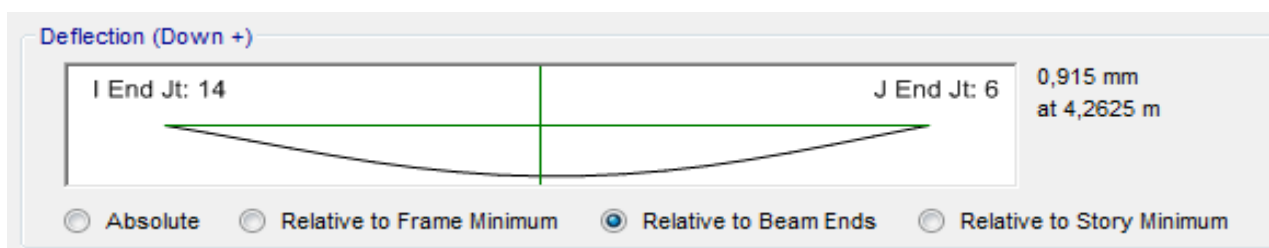


Figure IV-14 : Déflexion sous la charge Q

IV .6.Calcul la résistance à l'effort tranchant :

$$V_{ED} = 1,35 \times VD + 1,5 \times VL + 1,0 \times V_{HYP}$$

$$V_{Elu} = - 226,474 \text{ KN}$$

$$V_{wb} = 103,4645 \text{ KN}$$

$$V_{ED} = 226.474 + 1 \times (103.464) = 329.93 \text{ KN}$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$d = 760 - 40 - \frac{13}{2} = 653.5 \text{ mm}$$

$$\text{Point de cisaillement nul: } V = 212.646 \times 8.7 / (212.646 + 226.474) = 4.21 \text{ m}$$

-Conception à distance = largeur de colonne/2 + d :

$$\text{Poteau}(35 \times 35) \text{ appui gauche } : \frac{350}{2} + 653.5 = 828.5 \text{ mm}$$

$$\text{Poteau}(30 \times 30) \text{ appui gauche } : \frac{300}{2} + 653.5 = 803.5 \text{ mm}$$

$$K = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{1/2} = 1 + \left(\frac{200}{653.5}\right)^{1/2} = 1.55 < 2.0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = 0.01$$

$$\sigma_{cp} = \frac{F}{AC} = 0.648 \text{ MPa} < 0.2 \times 19 = 3.8 \text{ MPa}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{18}{\gamma_c} = 0.18 / 1.50 = 0.12$$

$$k_1 = 0.15$$

$$V_{min} = 0.035 \times K^{3/2} \times F_{CK}^{1/2} = 0.035 \times (1.55)^{3/2} \times (28)^{1/2} \Rightarrow V_{min} = 0.35$$

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \times K \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} + K_1 \times \sigma_{cp}] \times b \times d / 1000$$

$$V_{Rd,c} = [0.12 \times 1.55 \times (100 \times 0.01 \times 28)^{1/3} + 0.15 \times 0.648] \times 250 \times 653.5 / 1000$$

$$\Rightarrow V_{Rd,c} = 108.155 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,cmin} = (v_{min} + K_1 \times \sigma_{cp}) b \times d / 1000 = (0.35 + 0.15 \times 0.648) 250 \times 653.5 / 1000$$

$$\Rightarrow V_{Rd,cmin} = 73.06 \text{ KN}$$

$$V_{ED} > V_{Rd,c}: 329.93 \text{ KN} > 108.155 \text{ KN}$$

Donc la poutre principale en béton précontraint ne nécessite pas des armatures passives et le calcul des fissures.

IV .7.Conclusion:

Le béton précontraint est aujourd'hui largement utilisé dans tous les secteurs de la construction. Bien que le concept de précontrainte puisse être mis en œuvre par une variété de moyens, la précontrainte du béton se fait exclusivement par des câbles de traction. La technologie est très flexible à utiliser et peut être adaptée à tous types de structures et à toutes les conditions d'exploitation.

Chapitre V : Modalisation de la structure

Chapitre V : Modalisation de la structure**V-1- Introduction:**

La complexité de l'étude dynamique de la structure face aux différentes pressions qui la déplacent, en particulier la force sismique, nécessite des méthodes de calcul très strictes; Pour cela, l'utilisation de méthodes numériques telles que FEM est devenue incontournable.

En nous appuyant sur un outil informatique, qui nous donne des résultats plus précis et un travail plus facile, nous pouvons alors éviter le calcul manuel fastidieux, voire peu fiable.

V -2 -Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une méthode de déformation complète pour Boîtiers structurels avec éléments plats ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux qui forme la structure comme un groupe distinct d'éléments finis. Ceux-ci sont reliés les uns aux autres par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds. La structure étant ainsi divisée en parties, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation (fonction de forme) d'une forme polynomiale peut être dérivée qui détermine la relation entre la déformation et la force nodulaire basée sur le principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de matrice de rigidité de la pièce. Un système d'équations algébriques linéaires peut être construit en supposant l'équilibre de chaque nœud, avec des distorsions dans les nœuds considérés comme inconnus. Par conséquent, la solution est d'identifier ces déformations, puis les forces et les contraintes peuvent être calculées à l'aide de matrices de rigidité pour chaque élément.

V-3-Description du logiciel ETABS :

ETABS est un programme de calcul spécialement conçu pour calculer les bâtiments, à l'aide d'une intégration rapide et simple de tous types de bâtiments. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse statique et dynamique. Ce programme permet de prendre en compte les propriétés non linéaires des matériaux, ainsi que de calculer les éléments de structure et de déterminer leur taille selon les normes internationales (Euro code, UBC, ACI...etc.).

ETABS permet un chargement automatique et rapide décent, un calcul automatique du centre de masse et de la dureté, ainsi qu'une prise en compte implicite du potentiel de déformation accidentelle.

Le programme utilise une terminologie propre au secteur de la construction (Plancher, dalle, linteau etc.).

➤ Démarches de modélisation de notre structure :

Lors de modélisation de notre structure en ETABS dans une fenêtre d'utilisation complètement graphique, on a suivi les étapes suivantes :

1-définition de la géométrie de la structure.

2-Définition des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments (voiles et dalles).

3-détermination des conditions aux appuis.

4- détermination des chargements de la structure.

6-définition et imposition de spectre de réponse sur la structure.

7-Définition de type d'analyse, finalement cette dernière.

Rappel :(terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell :voile

Elément :élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel :acier

Frame section : coffrage

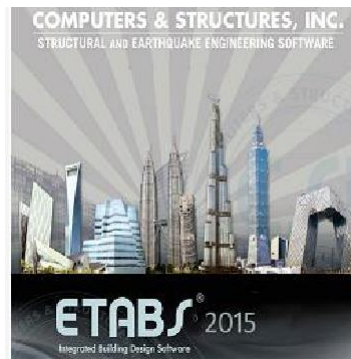
Colum : poteau

Beam : poutre

V -4-Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilise la version ETABS 2015

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icone de l'ETABS (fig.1)



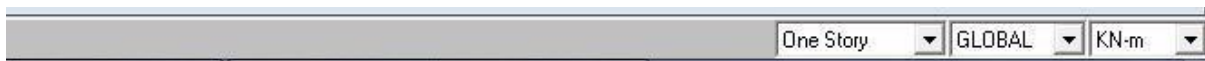
V -5- Etapes de modélisation

V -5-1 Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



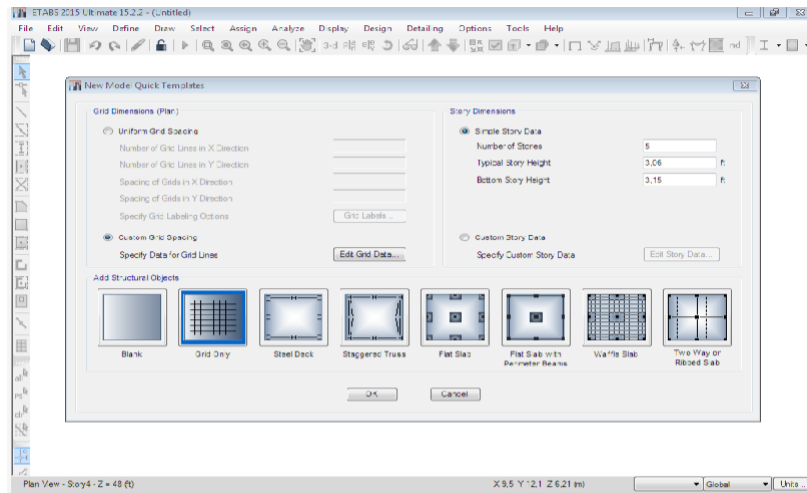
b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

Le nombre de portiques suivant x-x

Le nombre de portique suivant y-y

Le nombre des étages Z.



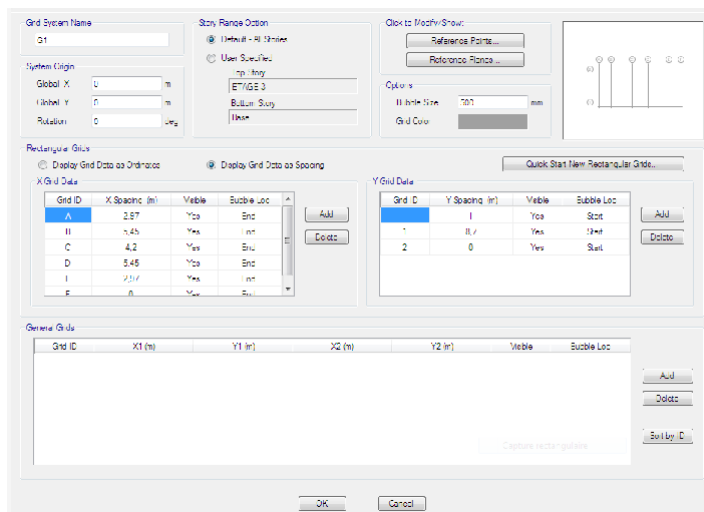
Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

Modification de la géométrie de base

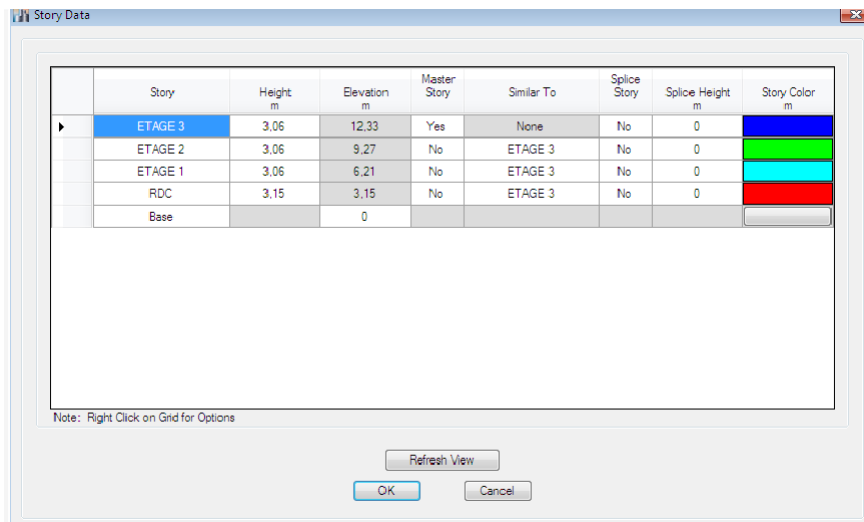
Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur le bouton droit de la souris.

-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**



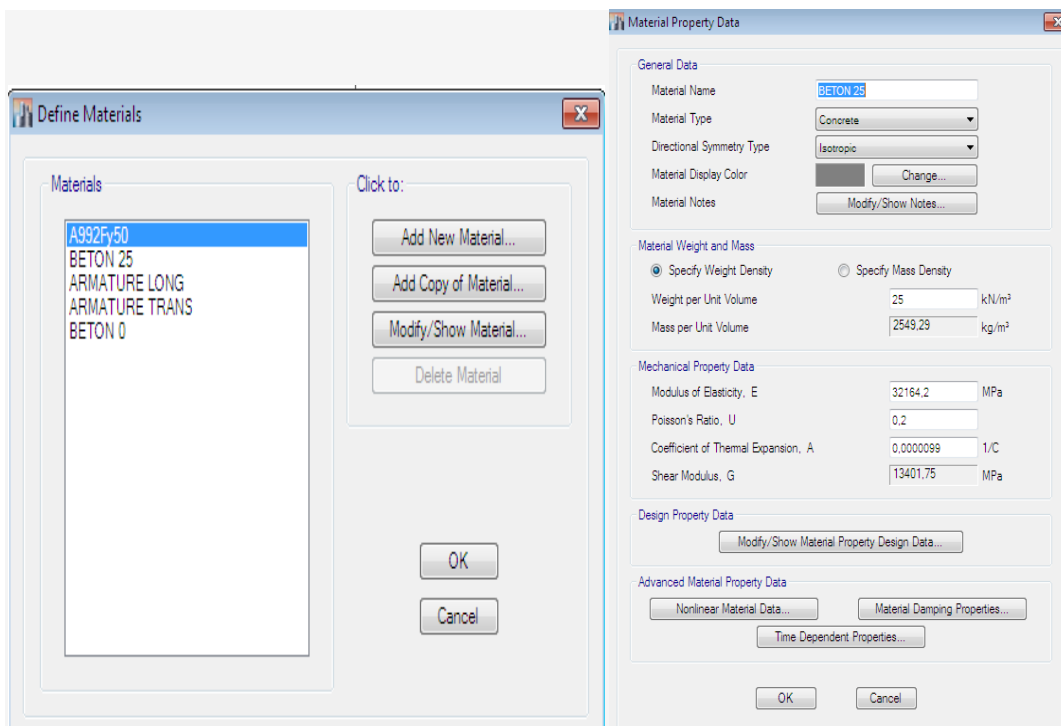
-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**



V -5-2- Deuxième étape :

La deuxième étape consiste en la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** Page nous sélections le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte te les modifications inscrites dans la figure suivante :



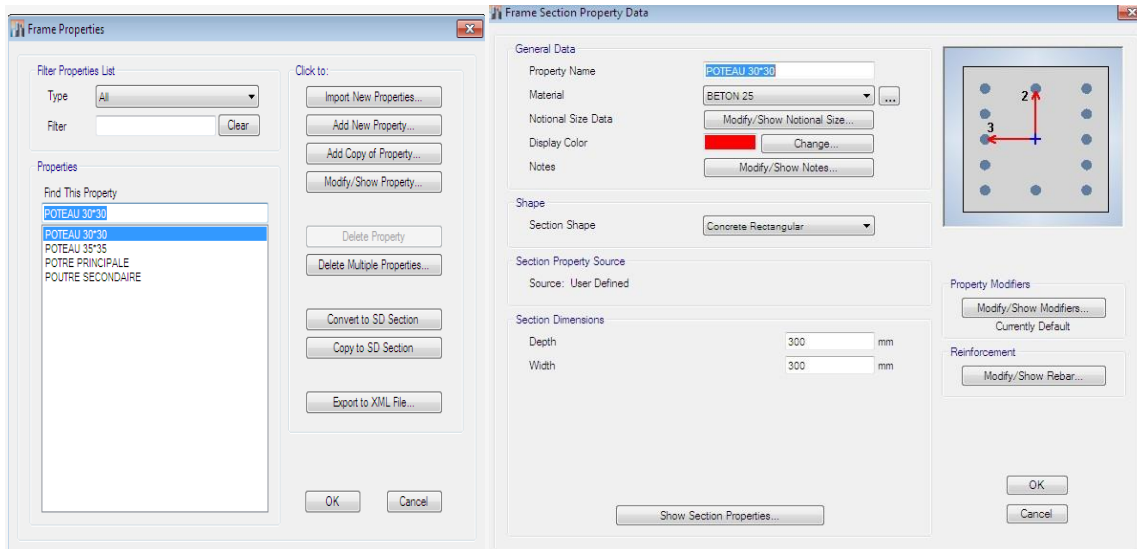
V 5-3 -Troisième étape :

Le bouton **Renforcement**Modélisation de la structure

La troisième étape consiste en l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment a modéliser sont rectangulaires).



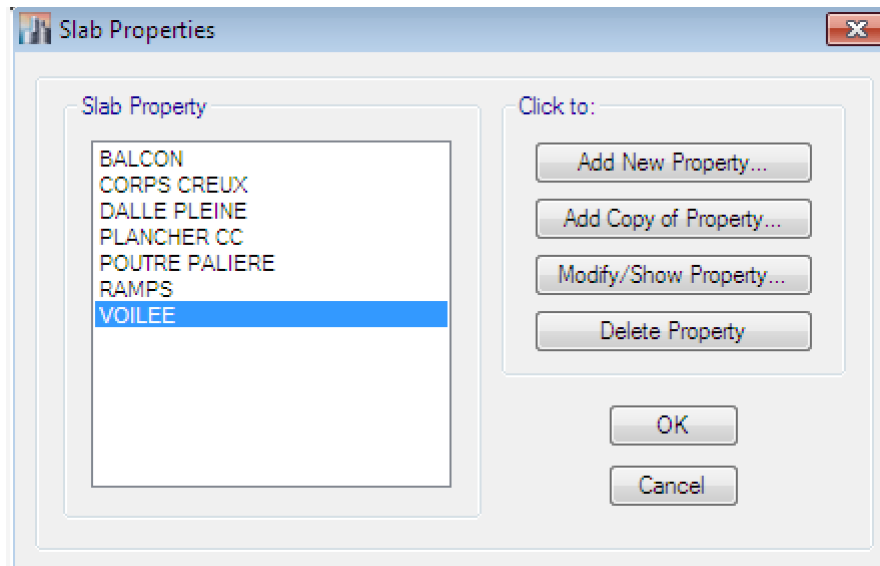
Le bouton **Renforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton aire éléments **Section propriétés** on peut voir l'aire, les moments d'inerties de cisaillement et autres propriétés calculées par ETABS.

Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments

Après avoir fini de modéliser les éléments **barres** poutre, poteaux), nous allons passer aux élément **plaques** (voile) .

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** on spécifie le nom et l'épaisseur.



V-5-4- Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées a la structure modélisée.

Charges statiques (G et O):

La structure est soumise a des charges permanentes

Q, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases.**

Charges permanentes

Load Name (Nom de la charge) : **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplier(Coefficient interne poids propre) :

Surcharges d'exploitation :

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

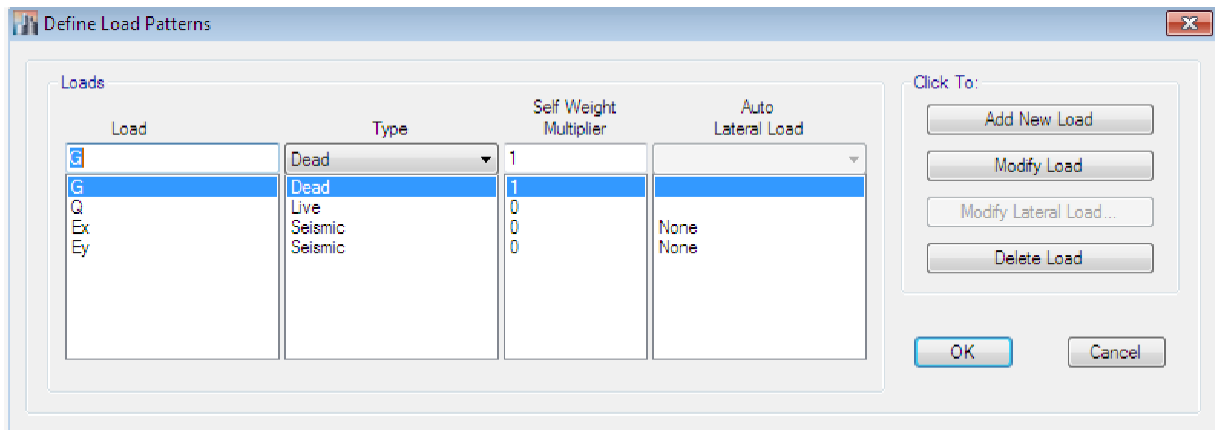
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) :0

Charge dynamique (E):

Load Name (Nom de la charge): **E**

Type : **seismic** (séismique)

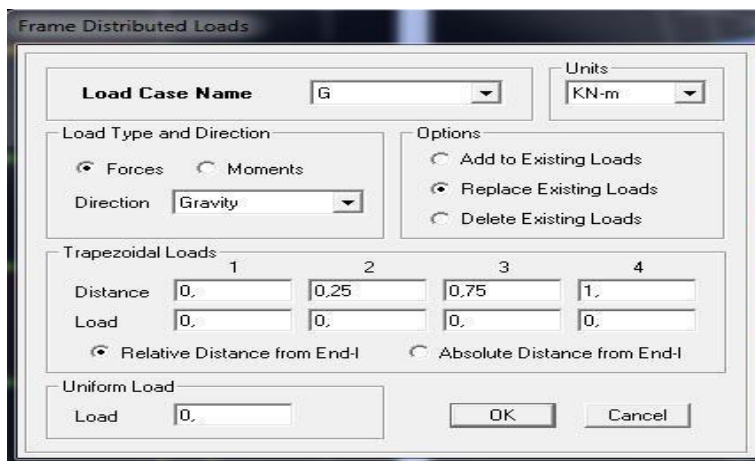
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) :0



V-5-5- 5ème étape : chargement des poutres :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign Frame → **Line loads** → **Distributed**



Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case .

V-5-6- 6ème étape :

Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

$$\text{ELA-1} : G + Q + 1.2E_x$$

$$\text{ELA-2} : G + Q + E_x$$

ELA-3 : $0.8G+E_x$

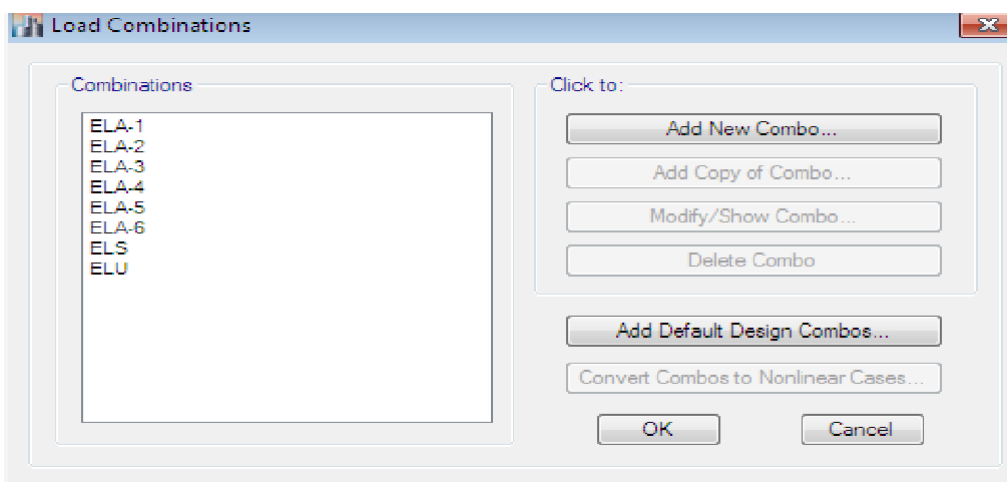
ELA-4 : $G+Q+1.2E_y$

ELA-5 : $G+Q+E_y$

ELA-6 : $0.8G +E_y$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load Combinations** → **Add New Combo**



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions .

V-5-7-7^{ème} étape : Spécification des conditions aux limites (appuis) :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis) pour la structure modélisée.

Appuis :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign → **Joint point** → **Restraint**



Données à introduire dans le logiciel :

Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)

Groupe d'usage : 2 (Ouvrage d'importance moyenne , voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)

Coeff comportement : R= 3 .5 (voir chapitre 4)

Remplissage : dense (tableau 4.2 du RPA)

Site :S3(site meuble) .

Facteur de qualité (Q):

La valeur de Q est déterminée par la formule : **Q=1+**

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité « **q** » est satisfait ou non.

Conclusion :

Le facteur de qualité est égal à : **Sens x-x : Q_x=1**

Sens y-y : Q_y = 1.

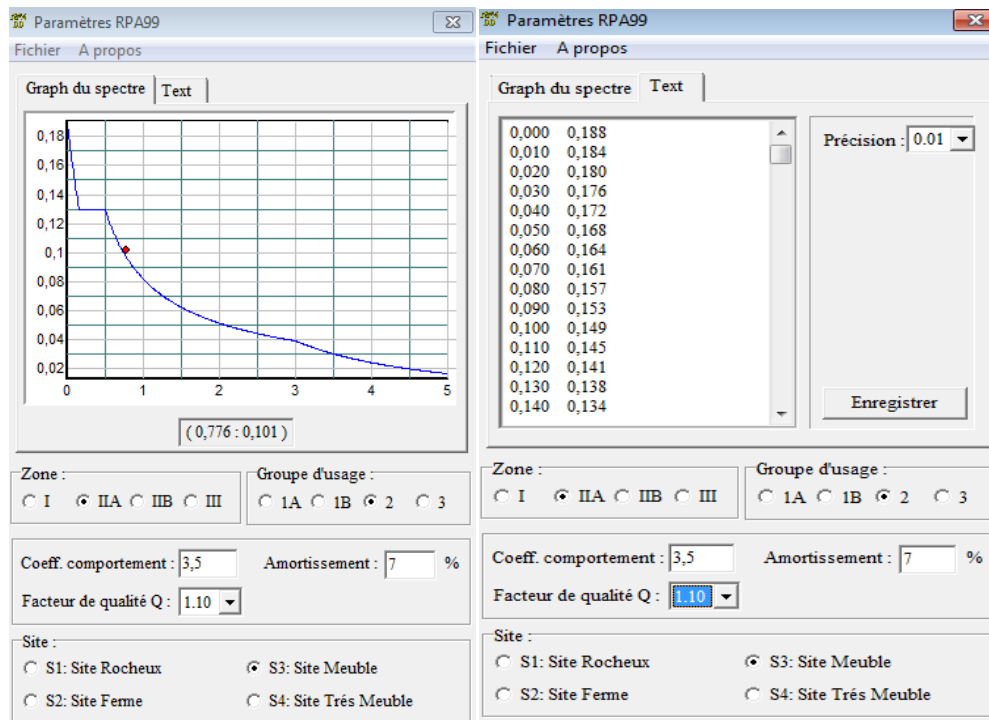
Critère « Q »	Sens longitudinal (x)		Sens transversal (y)	
	Observé	p_q	Observé	P_q
	ou non		ou non	
1. Condition minimale (les files)	oui	0	non	0.05
2. Retendance en plan	oui	0	non	0.05
3. Régularité en plan	oui	0	oui	0
4. Régularité en élévation	oui	0	oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	oui	0	oui	0
6. Contrôle de la qualité l'exécution	oui	0	oui	0
Somme		0		0.1

Table V. 1. Facteur de qualité (Q).

-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône

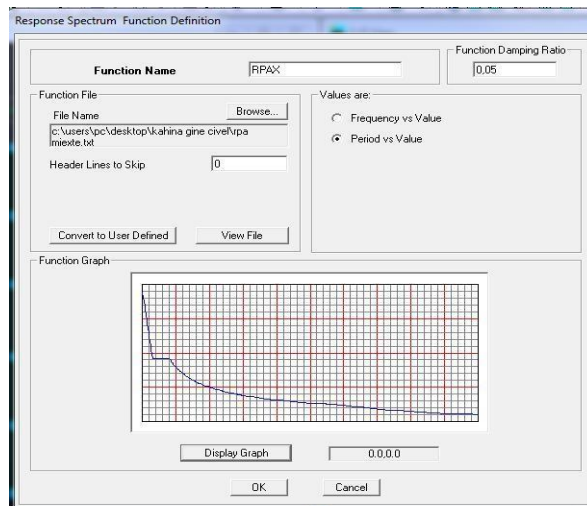


Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

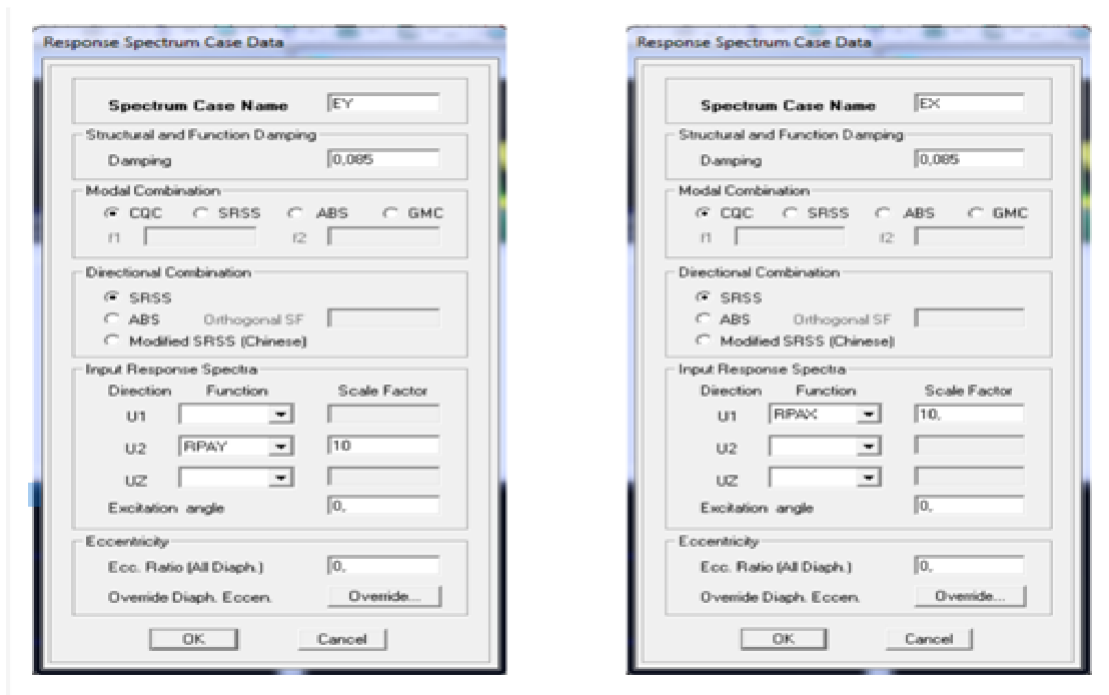
Define Response → **Spectrum Functions** → **Spectrum from file**



Function Name (nom du spectre): **RPA** .

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste en la définition du chargement **EX et EY** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → Reponses spectrum cases → Add New Spectrum



Dans la partie **Input response spectral**, nous allons Introduire le spectre a prendre en compte dans les deux direction principale (**U1** et **U2**).



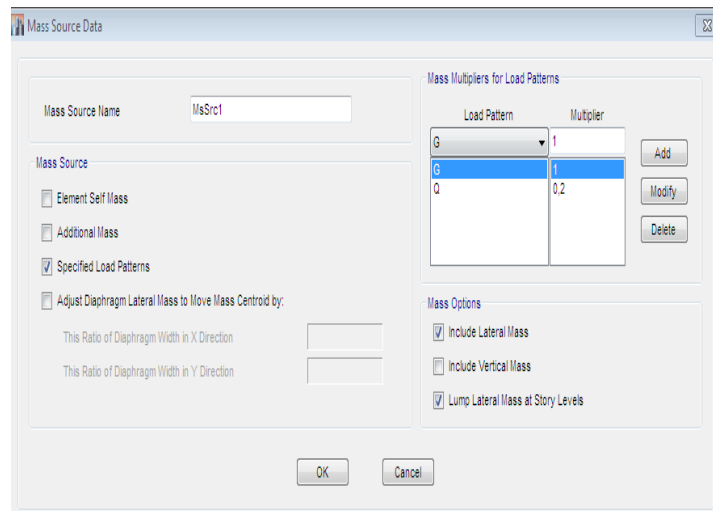
Mass- Source :

Define → Mass source

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass-Source**

-On donne la valeur 1 pour la charge permanente

-On donne la valeur de 0.2 bâtiment a usage d'habitation. (du Tableau 4.5 de RPA valeurs du coefficient de pondération)



Diaphragme :

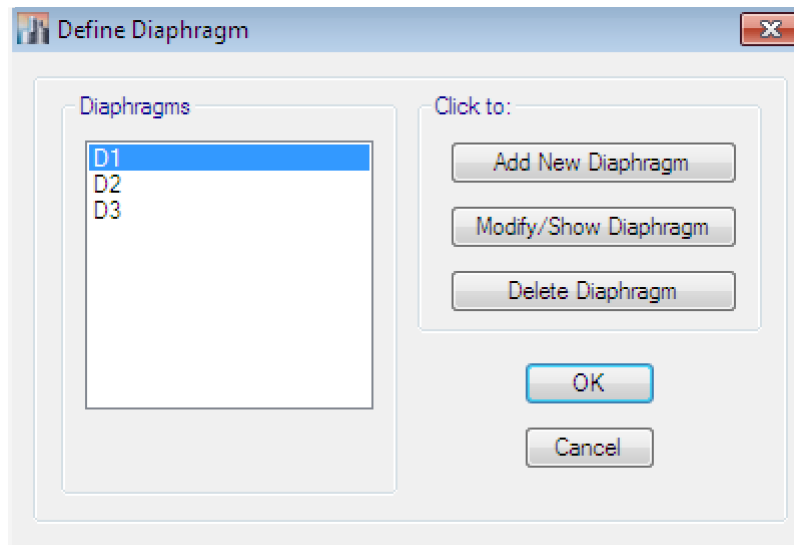
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign ———→ **Joint/ point** ———→ **Diaphragm Add New Diaphragm.**

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragme** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.



V-5-8- 8ème étape : Analyse et visualisation des résultats :

Lancement de l'analyse :

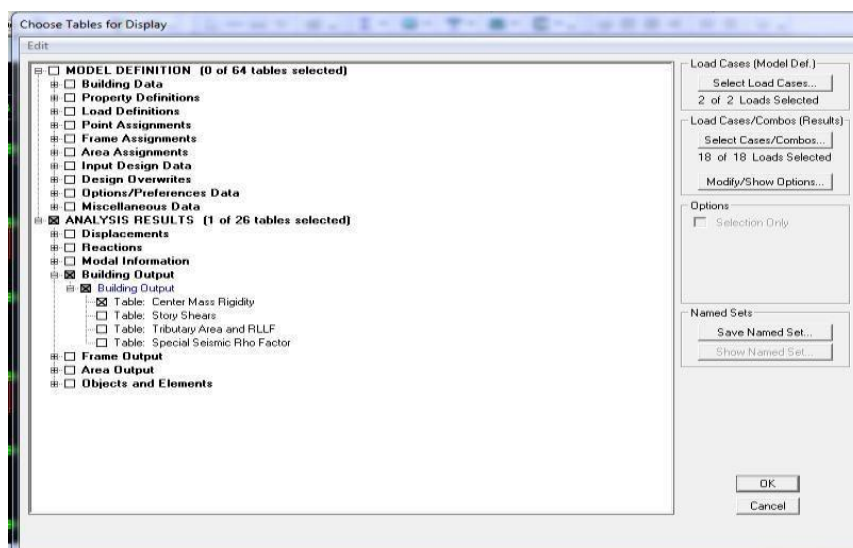
Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne

Run Analysis.

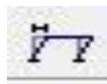
Visualisation des résultats :

Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



Déformée de la structure :



On appuie sur l'icone **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.

Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes on se positionne sur un portique et on

Sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Disp**

**Efforts internes dans les éléments barres :****2) Les poutres :**

3)

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display Show tables

Dans **Élément Output** on sélectionne <<**Frame Forces**>> (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**

Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considère, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** » .

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel** ,la colonne **Ux** correspond au sens xx ,et **Uy** au sens yy.

Effort tranchant et moment sismique à la base :

Pour extraire les efforts a la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche

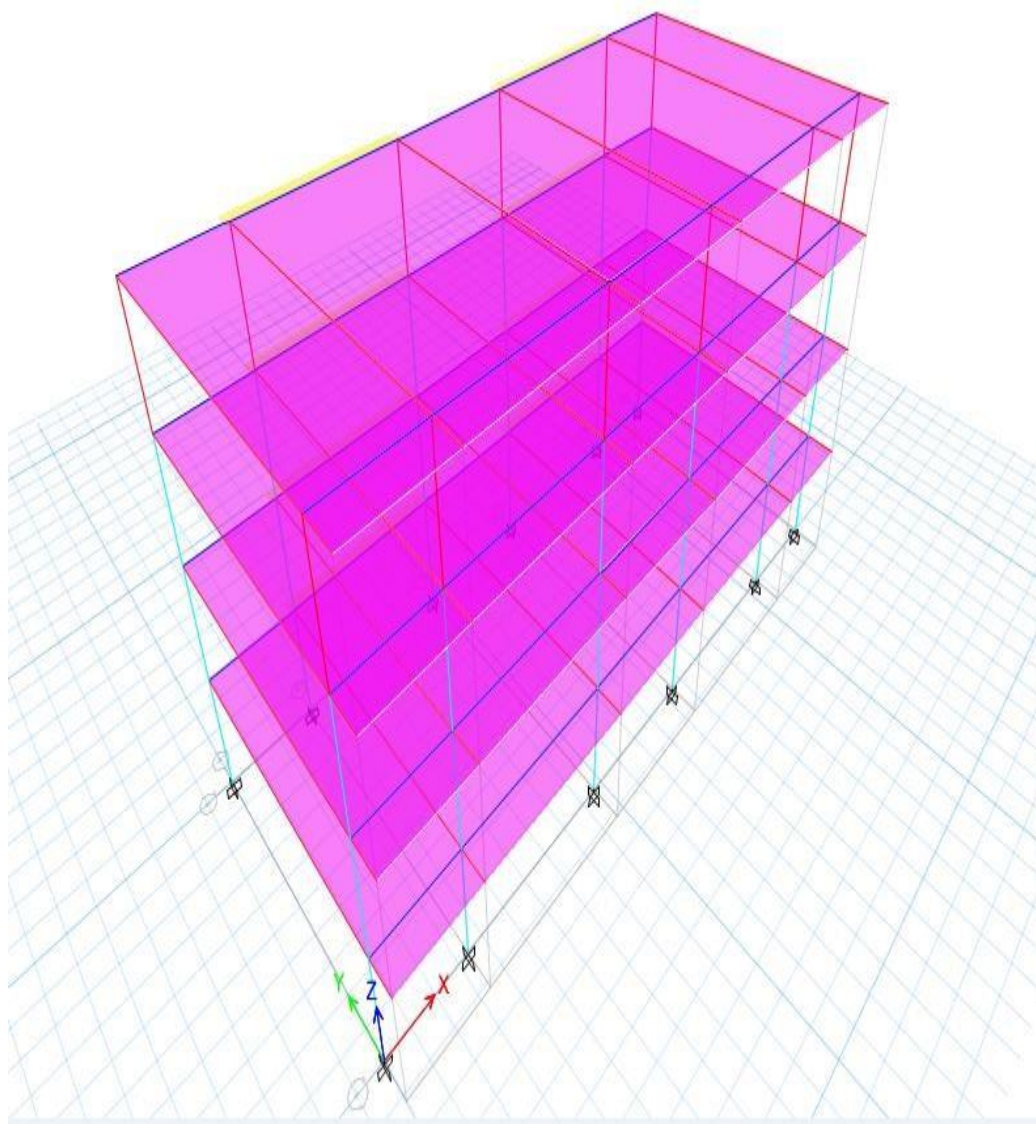
4) **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** ».

Effort tranchant de niveau :

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison (**EXou EY**).

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



CHAPITRE VI:
Etude sismique
(dynamique).

Chapitre VI : étude sismique (dynamique)

IV.1. Introduction :

Le séisme se produit à la surface en raison des vibrations de la terre. Il en résulte un écrasement profond des roches.

Cette fissuration est provoquée par la forte accumulation d'énergie qui est libérée, par création ou redémarrage de failles, lorsque le seuil de rupture mécanique de la roche est atteint.

La croûte terrestre contient de nombreuses grandes plaques qui se développent les unes par rapport aux autres: certaines s'éloignent, d'autres convergent et d'autres glissent. Environ 90% des tremblements de terre se produisent près des bords de ces plaques.

Lorsque les pressions dépassent un certain seuil, une perturbation de l'équilibre se produit et provoque la propagation des ondes sismiques dans toutes les directions et atteint la surface de la Terre. Les mouvements de la terre excitent ces structures en déplaçant leurs supports et sont plus ou moins gonflés dans la structure.

Le niveau d'amplification dépend principalement de la période de fixation et de la nature du sol. Cela signifie une étude complète pour tenter d'éclairer le comportement dynamique de la structure.

➤ Objectif de l'étude dynamique :

Déterminer les propriétés dynamiques spécifiques de la structure lors de ces vibrations libres et non amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure est souvent assez complexe en apparence. C'est pourquoi nous utilisons souvent des modèles qui simplifient suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

➤ Détermination des fréquences et modes propres :

Une structure classique parfait n'a pas d'amortissement, il peut donc vibrer indéfiniment sans l'allumer. Ce comportement est purement théorique en raison de la présence inévitable de frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \quad (1)$$

Où :

$\{\ddot{x}\}, \{x\}$: représentent respectivement le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements de la structure.

[M] : représente la matrice masse de la structure.

[K] : représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties (VLNA), nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (2)$$

Avec :

$\{A\}$: vecteur des amplitudes

ω : Fréquence de vibration

φ : Angle de déphasage

Les accélérations en VLNA sont alors données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$\left[[K] - \omega^2 [M] \right] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \quad (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$\left[[K] - \omega^2 [M] \right] \{A\} = \{0\} \quad (5)$$

Ce système d'équation est un système à (N) inconnues A_i . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre de solution non nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule.

D'où :

$$\det[[K] - \omega^2 [M]] = 0 \quad (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée " Equation caractéristique ".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2N) en (ω).

Les N solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des N modes des vibrations possibles.

Le 1er mode vibratoire correspond à ω_1 et est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}$ ou forme modale.

IV.2-Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existant. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure.

Le calcul des forces sismiques peut être effectué selon trois méthodes:

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3- Choix de la méthode de calcul :

a .Critères de classification par RPA 99 et l'ADENDA 2003 :

➤ **Classification de zones sismique :**

Dans notre cas, Ain témouchent se situe dans une zone de sismicité moyenne 'ZONE II_a'.

➤ **Classification de l'ouvrage :**

Notre ouvrage est un ouvrage courant, d'importance moyenne, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective (groupe d'usage 2)

b.Méthodes utilisables :

Conditions d'application de la méthode statique équivalente (MSE) :

La méthode statique équivalente est utilisée dans les cas suivantes :

-Le bâtiment ou ouvrage, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et a 30m en zones 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 :

ZoneI :

- tous groupes

ZoneII :

- groupe d'usage 3
- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Conclusion :

Dans notre cas, on peut appliquer la la méthode statique équivalente (MSE) car notre bâtiment est régulier en plan, ainsi que la condition de hauteur des bâtiments réguliers ($h=12.33m < 30m$) est vérifiée

Il est à noter que cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

-une ductilité suffisante.

-une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

IV.4- La modélisation de la structure :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul "ETABS 2015" après discrétisation de la structure en élément fini ; ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul plus exacte et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps.

Résultats de l'analyse :

A. analyse modale de la structure auto-stable :

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculés par le logiciel ETABS sont donnés dans le tableau suivant :

Mode	Période « S »	Facteurs de Participation Massique			Nature
		ΣU_X	ΣU_Y	ΣR_Z	
1	0,713	0,7861	0	0,0000332	Trans xx
2	0,519	0,7861	0,8167	0,0000336	Trans yy
3	0,487	0,7861	0,8167	0,8127	rotation
4	0,204	0,9187	0,8167	0,8127	
5	0,168	0,9187	0,9312	0,8127	
6	0,156	0,9188	0,9312	0,9292	
7	0,099	0,9768	0,9312	0,9294	
8	0,089	0,9768	0,9821	0,9294	
9	0,082	0,9772	0,9821	0,9813	
10	0,058	0,9993	0,9821	0,9817	
11	0,056	0,9993	1	0,9817	
12	0,051	1	1	1	

Tableau IV -1 : caractéristique dynamique de la structure auto-stable

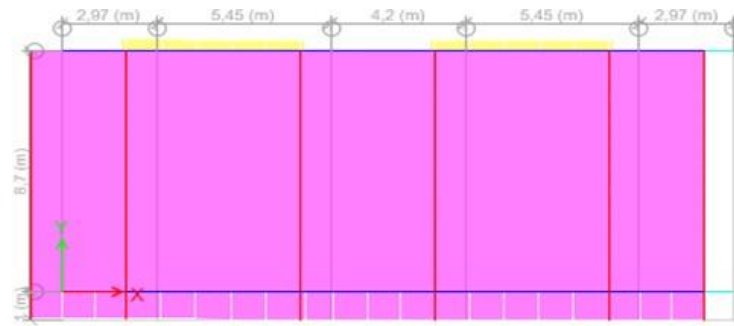
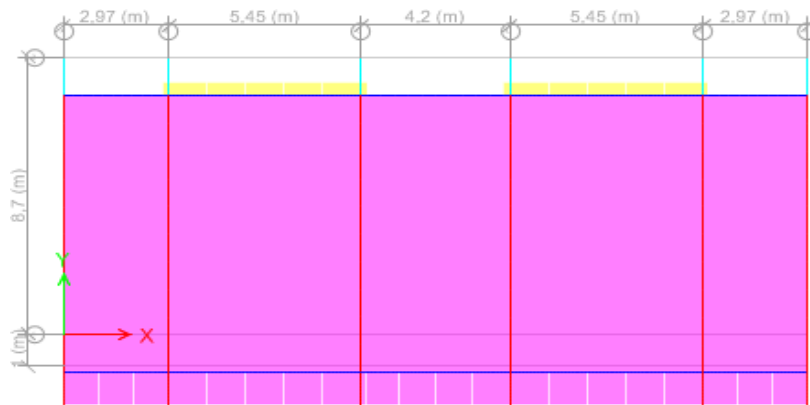
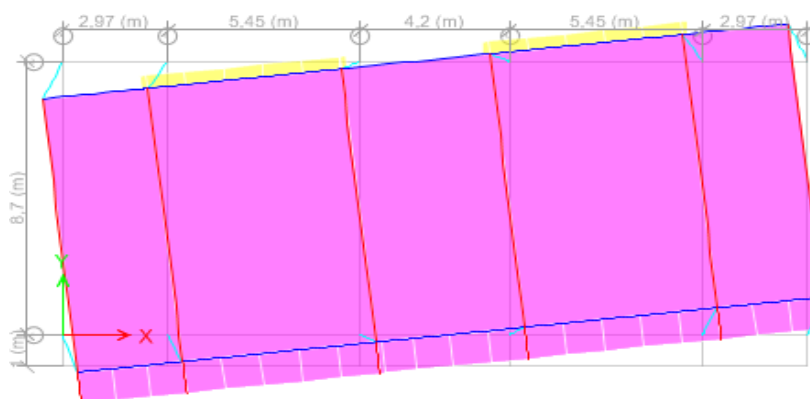
Note :

Les valeurs de T, calculées à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celles (les plus pénalisantes) estimées à partir des formules empiriques de plus de 30 %.

La période fondamentale obtenue numériquement, (logiciel ETABS), est égale à :

$$T_{\text{num}} = 0,713 \text{ s} \leq T_{\text{RPA}} = 1.3 \times 0.328 = 0,4264 \text{ s} \dots \dots \dots \text{CNV}$$

b. Les modes propres :

mode 1 :**Figure IV -1 : Translation suivant le sens x****mode 2 :****Figure IV-2 : Translation suivant le sens y****mode 3 :****Figure IV -3 : Rotation suivant le sens Z**

Vérification de l'étude sismique aux conditions de RPA :

L'évaluation des actions sismiques peut se faire suivant la méthode statique équivalente.

❖ calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone ; il dépend du groupe d'usage du bâtiment et la zone sismique.

- zone sismique (IIA) : Wilaya de Ain temouchent.
- Group d'usage (2) ; « bâtiment d'habitation »

Donc: **A=0.2**

D : facteur d'amplification dynamique moyen ; fonction de la catégorie de site ,du facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T).

$$\eta : \text{est donné par la formule : } \eta = \left(\frac{7}{2 + \xi} \right)^{\frac{1}{2}} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif ; du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = 6 \quad \text{Tableau 4.2.RPA99) ; donc : } \eta = 0.935$$

la valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) ; $h_N = 12.33$ m

- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$$C_T=0.05 \quad (\text{tableau 4.6.RPA99})$$

$$T= 0.05 \times (12.33)^{3/4} = \mathbf{0.328 \text{ s}}$$

- T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site (donnée par le tableau 4.7.RPA99).

On a : $T_2=0.5 \text{ s}$ sol meuble .

Donc : $0 \leq T \leq T_2$

$$\implies D=2.5 \times \eta=2.5 \times 0.935$$

$$\implies \mathbf{D=2,34}$$

R : coefficient de comportement global de la structure ; fonction du système de contreventement.

R=3.5 « portiques auto-stables avec remplissages en maçonnerie rigide »

Q : le facteur de qualité de la structure ; fonction de :

- La redondance et 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 :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (\text{RPA99-2003})$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4(RPA).

Selon le sens x-x :

$$Q=1$$

Selon le sens y-y :

$$Q=1.1$$

W : poids total de la structure (RPA99-2003)

$$\mathbf{W= 6920,7906KN}$$

On a:
$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

D'après le fichier résultats de logiciel ETABS, les valeurs des efforts tranchants a la base sont les suivantes :

$$V_x^{(d)} = 680,2667 \text{KN}$$

$$V_y^{(d)} = 680,2676 \text{KN}$$

Répartition des effort tranchants aux étages :

Effort tranchant suivant le sens x :

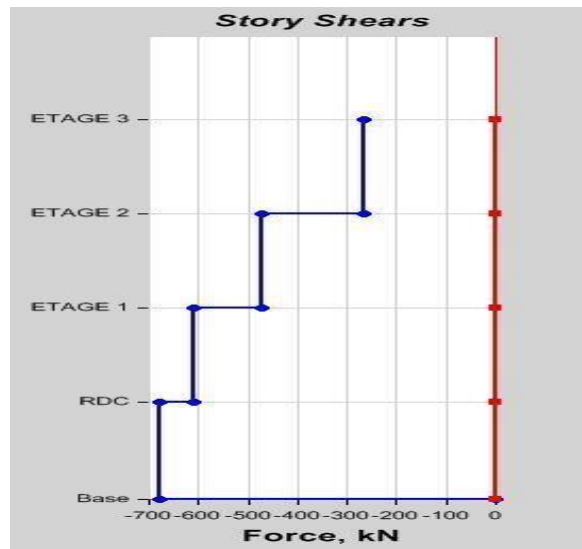


Figure IV -4 : Diagramme de l'effort tranchant suivant le sens x

Effort tranchant suivant le sens y :

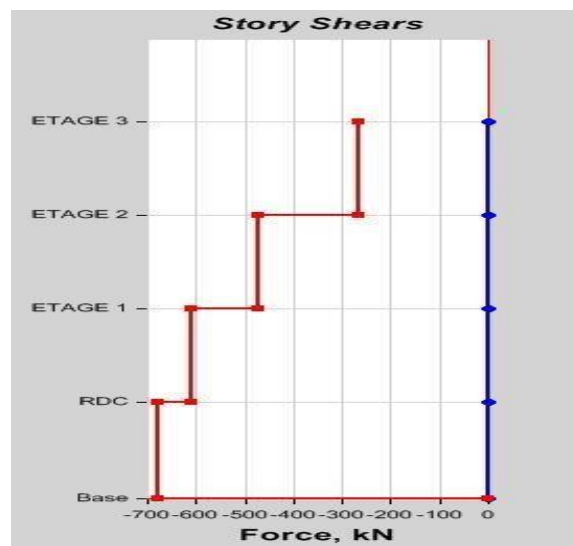


Figure IV -5 : Diagramme de l'effort tranchant suivant le sens y

Vérification de l'effort normal réduit :

L'effort normal de compression de calcul sous sollicitations dues au séisme est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N : l'effort normal de compression s'exercant sur la section du poteau.

B : l'aire de la section transversale du poteau .

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

Niveau	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	v	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
RDC	50	50	1940	1006,6944	0.2	CV
Etage 1	50	50	1940	752,7664	0.15	CV
Etage 2	50	50	1940	497,1573	0.1	CV
Etage 3	40	40	1290	243,9525	0.07	CV

Tableau IV -2: Vérification de l'effort normal réduit

Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal a chaque niveau (k) de la structure est calculée par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ (article 4.3 .3 RPA 99/2003)}$$

R : 3.5

Le déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Il faut que $\Delta_k < 1\% \text{ hauteur}_{\text{etage}}$ (Article 5.10 RPA 99/2003)

Dans le sens xx :

NIVEAU	δ_{ek} (cm)	δK (cm)	δk - (cm)	ΔK (cm)	1% h (cm)	h k(cm)	$\Delta K / h$ k(%)	observation
Etage 3	1,0574	3.7009	2.92075	0.78015	3,06	306	0.25	CV
Etage 2	0,8345	2.92075	1.9264	0.99435	3,06	306	0.32	CV
Etage 1	0,5504	1.9264	0.7373	1.1891	3,06	306	0.38	CV
RDC	0,2221	0.7773	0	0.7773	3,15	315	0.24	CV

Dans le sens yy : Table IV -3 : Vérification des déplacements sens xx

NIVEAU	δ_{ek} (cm)	δK (cm)	δk - 1(cm)	ΔK (cm)	1% h (cm)	h k(cm)	$\Delta K / h$ k(%)	observation
Etage 3	2,038	7.133	5.487	1.646	3,06	306	0.53	CV
Etage 2	1,5678	5.487	3.392	2.095	3,06	306	0.68	CV
Etage 1	0,9692	3.392	1.231	2.161	3,06	306	0.67	CV
RDC	0,3517	1.231	0	1.231	3,15	315	0.39	CV

Tableau IV -4 : Vérification des déplacements sens yy

Vérification de l'effet (P-Δ) :

Les effets de second ordre (ou effet P-delta) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{PK \times \Delta K}{VK \times hK} \leq 0.1 \text{ (Article 5.10 RPA 99/2003) .}$$

Dans le sens xx :

Niveau	h _k (cm)	P _k (KN)	ΔK (cm)	V _x (KN)	θ_x	observation
Etage 3	306	1744,3827	0.78015	267,8058	0.01	vérifier
Etage 2	306	3467,602	0.99435	470,4703	0.02	vérifier
Etage 1	306	5190,8213	1.1891	609,5705	0.03	vérifier
RDC	315	6920,7906	0.7773	680,2667	0.02	vérifier

Tableau IV -5 : Vérification de l'effet (P-Δ) sens xx

Dans le sens yy :

Niveau	h _K (cm)	P _K (KN)	ΔK(cm)	V _y (KN)	θ _x	observation
Etage 3	306	1744,3827	1.646	267,7938	0.03	vérifier
Etage 2	306	3467,602	2.095	470,4685	0.05	vérifier
Etage 1	306	5190,8213	2.161	609,5724	0.06	vérifier
RDC	315	6920,7906	1.231	680,2676	0.03	vérifier

Tableau IV -6 : Vérification de l'effet (P-Δ) sens yy

Vérification du moment esrevner :

Les résultats sur logiciel ETABS :

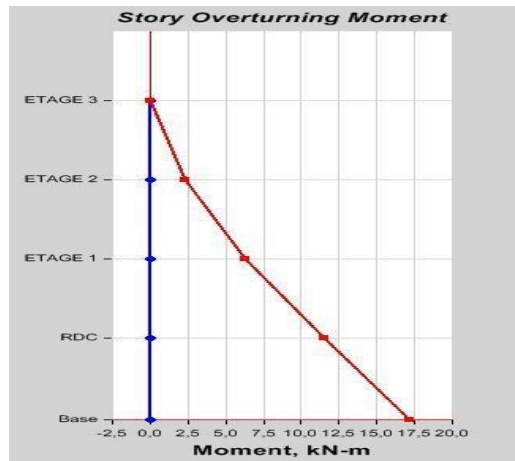


Figure IV -5 : moment renversant mode 1

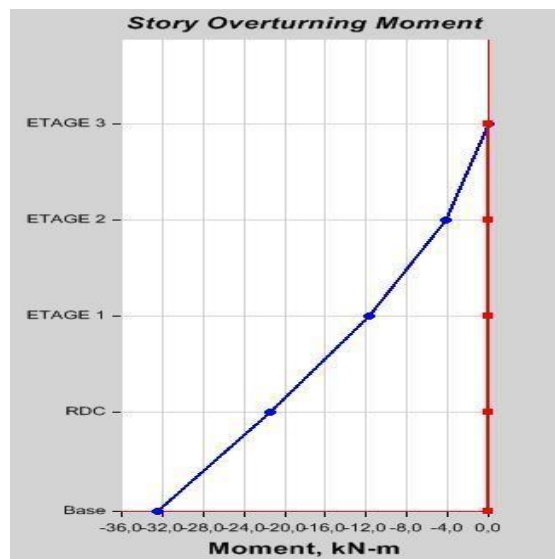


Figure IV -6 : moment renversant mode 2

Chapitre VII:
Etude des éléments
Structuraux

Chapitre VII : étude des éléments structuraux**VII.Introduction :**

Les éléments structuraux sont ceux qui interviennent dans la résistance aux actions Sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Etude des poutres:

Les poutres sont calculées à la flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant Et un effort tranchant, dans notre cas on a deux types de poutres à étudier:

-Poutres secondaires (25×30)

Après la détermination des sollicitations(M,V),on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par leRPA99/2003 et celles données parleBAEL99 .

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes:

$$1.35G+1.5Q$$

$$G+Q$$

$$G+ Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Recommandations du RPA99v2003:**VII.2. Recommandation du RPA99 version 2003 :****Armatures longitudinales : (art 7.5.2.RPA)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de toute la section.

Poutres secondaires : $A_{min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est :

- En zone courante : 4 %
- En zone de recouvrement : 6 %

→ En zone courante :

Poutres secondaires : $A_{max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$

→ En zone de recouvrement :

Poutres secondaires : $A_{max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$

La longueur de recouvrement est de : $40\varnothing$ (zone IIA)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectuée avec des crochets à 90° .

Espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres dans les poteaux du nœud

Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 S_t b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi \right)$ en zone nodale si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement.

Avec: Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

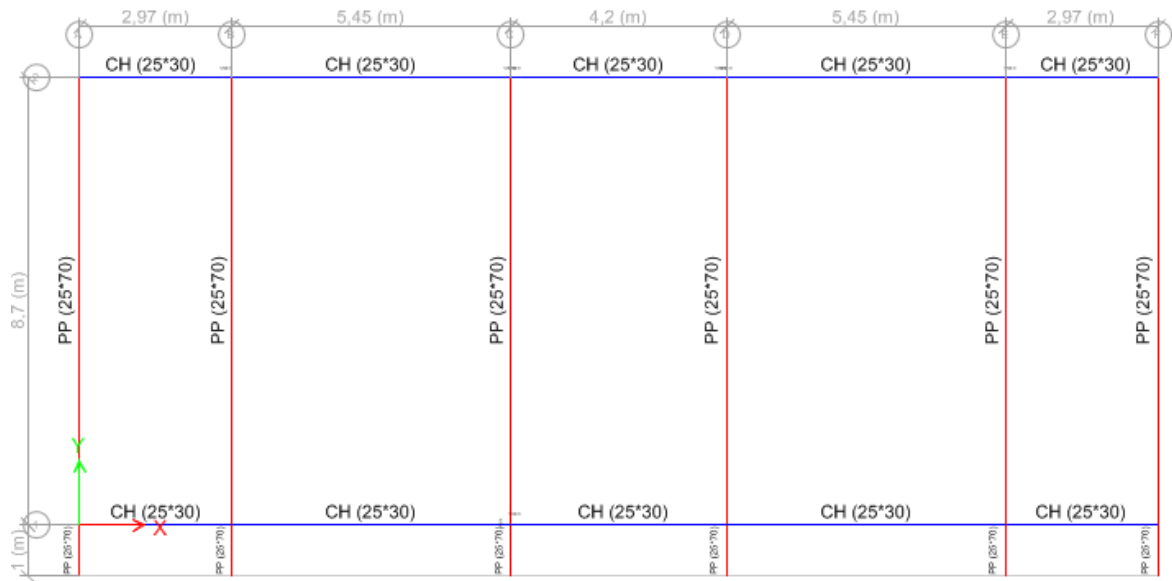


Figure VII-1 : Plan de repérage des poutres et des chainages

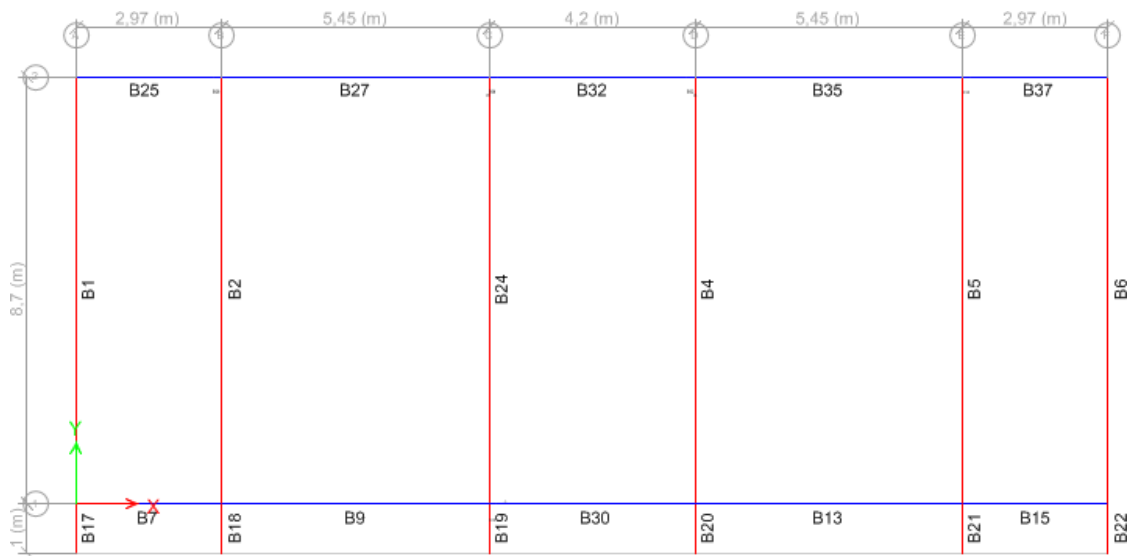


Figure VII-2: Plan de repérage des poutres et des chainages

3) Exemple de calcul :

Le ferrailage est calculé selon les règles **B.A.E.L 91**

On prend de calcul les poutres secondaires de section $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

a. Calcul a la flexion simple(armatures longitudinales):

- **Ferraillage minimale selon BAEL :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.81 \text{ cm}^2$$

Pour toute la section on a : $A_{\min} = 2 \times 0.81 = 1.62 \text{ cm}^2$

- **Ferraillage minimale selon RPA :**

$$A_{\min} = 0.5 \% b \cdot h = \frac{0.5 \times 25 \times 30}{100} = 3.75 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage adopté :**

Donc on adopte un ferraillage de **3HA14** Filante en nappe supérieure de **3HA14** Filante en nappe inférieure \implies **6HA14=9.24 cm² > A_{min}**

Pour les poutres plus sollicitée on a :

En appuis : poutre B 37 du plancher haut 1^{ème} :

- $M_U = -71.6 \text{ KN.m (G+Q+Ex)}$
- $M_{ser} = -2.8090 \text{ KN.m}$

Pour les armatures longitudinales on a :

$$\mu = \frac{M_U}{b d^2 f_{bu}} = \frac{71.6 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.27^2 \times 18.47} = 0.21$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{71.6}{2.8090} = 25.462$$

$$\mu_{lu} = \frac{(3440.0 \cdot \gamma + 49 \cdot \frac{f_{c28}}{0.85} - 3050) \cdot 10^{-4}}{\theta} = \frac{(3440 \times 0.85 \times 25.462 + 49 \cdot \frac{25}{0.85} - 3050) \times 10^{-4}}{\theta}$$

$$\implies \mu_{lu} = 7.28$$

$\mu_{bu} = 0.136 < \mu_{lu} = 7.28 \implies$ pas d'armature comprime ($A' = 0$) ; $A = A_u$ et la vérification de la contrainte sur béton n'est plus nécessaire .

$$\mu_{bu} = 0.136 < 0.275 \implies Z_b = d(1 - 0.6 \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.30 (1 - 0.6 \times 0.136) = 0.331 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_U}{f_b \times f_{ed}} = \frac{(71.6 \times 10^{-3})}{0.331 \times 400} \times 10^4 = 5.40 \text{ cm}^2$$

On adopte: **3HA14** filantes + **3HA14** chapeaux

En travées : poutre B 37 du plancher haut 1^{ème} :

- $M_U = 73.47 \text{ KN.m (G+Q+Ex)}$
- $M_{ser} = 1.73 \text{ KN.m}$

Pour les armatures longitudinales on a :

$$\mu = \frac{M_U}{b d^2 f_{bu}} = \frac{73.47 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.27^2 \times 18.47} = 0.22$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{73.47}{1.73} = 42.46$$

$$\mu_{lu} = (3440.0 \cdot \gamma + 49 \cdot \frac{f_{c28}}{0.85} - 3050) \cdot 10^{-4} = (3440 \times 0.85 \times 42.46 + 49 \cdot \frac{25}{0.85} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\implies \mu_{lu} = 12.25$$

$\mu_{bu} = 0.136 < \mu_{lu} = 12.25 \implies$ pas d'armature comprimée ($A' = 0$) ; $A = A_u$ et la vérification de la contrainte sur béton n'est plus nécessaire .

$$\mu_{bu} = 0.136 < 0.275 \implies Z_b = d(1 - 0.6 \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.30 (1 - 0.6 \times 0.136) = 0.331 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_U}{f_b \times f_{ed}} = \left(\frac{73.47 \times 10^{-3}}{0.331 \times 400} \right) \times 10^4 = 5.54 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3HA14** filantes + **2HA14** en renfort

b .Calcul a l'effort tranchant (armatures transversales):

la poutre la plus sollicitée est la poutre B15 du plancher haut 1^{er} .

$$V_U = 60.31 \text{ KN (G+Q+Ex)}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{v_{u \max}}{b_0 \cdot d} = \frac{60.31 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.27} = 0.89 \text{ MPa}$$

Dans le cas d'une fissuration peu préjudiciable ;

$$\tau_{lim} = \min(0.2 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 5 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u < \tau_{lim}$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

On fixe en premier lieu l'espacement des armatures transversales selon le BAEL , on a :

$$S_t \leq \min (0.9 \times d; 15 \Phi_1; 40\text{cm}) \implies S_t \leq \min (0.9 \times 27; 15 \times 1.4; 40)$$

$$S_t \leq \min (24.3; 21; 40) \implies S_t \leq 21 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99-2003, on a:

En Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \Phi_1; 30\text{cm} \right) \implies S_t \leq \min \left(\frac{30}{4}; 12 \times 1.4; 30\text{cm} \right)$$

$$S_t \leq \min (7.5; 16.8; 30\text{cm}) = 7.5 \text{ cm}$$

On prend : **$S_t = 10 \text{ cm}$**

En Zone courantes :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \implies S_t \leq \frac{30}{2} \implies S_t \leq 15\text{cm}$$

On prend : **$S_t = 15 \text{ cm}$**

➤ Section des armatures transversales:

Selon le BAEL 91 (article A.5.1.23):

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} k}{0.8 f_e (\cos a + \sin a)}$$

τ_u : contrainte tangente conventionnelle .

Avec : $\tau_u = 0.89 \text{ MPa}$

S_t : Espacement d'armature .

f_{tj} : Résistance à la traction , **$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$**

f_e : limite élastique .

$K=1$, en flexion simple .

α : angle d'inclinaison des armatures transversales ($\alpha = 90^\circ$)

$$A_t \geq 30 \times 0.10 \frac{0.89 - (0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.8 \times 215} \quad A_t \geq 0.004 \text{ cm}^2$$

Donc $A_t = 0$, on adopte la section minimale .

➤ Section minimales des armatures :

Selon le RPA 99-2003, on a:

$$A_{t-\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 25 = 0.75 \text{ cm}^2$$

Selon le BAEL 91 , on a :

$$\frac{A_{t-min}}{b_0 \times s_t} = \frac{0.4}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.4}{215} \times 25 \times 10 = 0.46 \text{ cm}^2$$

On prend $A_t = 0.46 \text{ cm}^2$

Selon BAEL ,on a :

$$\phi = 14 \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} = \frac{300}{35} = 8.57 \text{ mm} \right)$$

$$\frac{b_0}{10} = \frac{250}{10} = 25 \text{ mm}$$

On prend du $\phi 8$,c'est le diamètre minimal couramment utilisé .

Pour un cadre en $\phi 8$,on a deux brins d'armatures,soit $2 \times A_{\phi 8} = 2 \times 0.503 = 1.006 \text{ cm}^2$,ceci suffit .

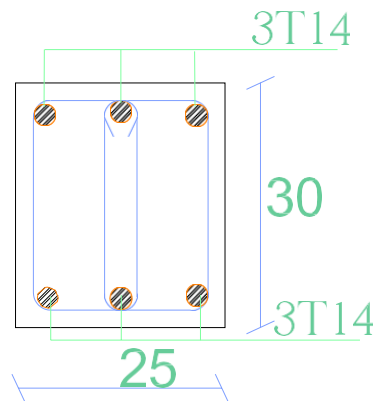


Figure VII-2: Plan de repérage des poutres et des chainages

4)-tableaux du ferrailage des poutres secondaires :

Plancher Etage 1 :

Poutre	ferriallage	Appuis 1	Travée (m)	Appuis 2	Travée (m)	Appuis 3	Travée (m)	Appuis 4	Travée (m)	Appuis 5	Travée (m)	Appuis 6
			2.97	5.45	4.2		5.45	2.97				
Axe 1	A- appuis(cm ²)	3.61		9.72		9.5		9.51		9.73		3.63
	A- travée(cm ²)		1.79		6.84		4.10		6.84		1.8	
	Choix des barres superieures	3HA14	3HA12	3HA14	3HA14	3HA14	3HA14	4HA14	3HA14	3HA14	3HA12	3HA14
	Choix des barres inferieures	3HA14	3HA12	3HA14	3HA14	3HA14	3HA14	4HA14	3HA14	3HA14	3HA12	3HA14
Axe 2	A- appuis(cm ²)	2.10		3.84		4.84		4.88		3.85		2.11
	A- travée(cm ²)		0.96		2.5		0.92		2.51		0.97	
	Choix des barres	2HA14	2HA10	3HA14	3HA12	5HA12	2HA12	5HA12	3HA12	3HA14	2HA10	2HA14
	Choix des barres inferieures	2HA14	2HA10	3HA14	3HA12	5HA12	3HA12	5HA12	3HA12	3HA14	2HA10	2HA14

Tableau VII .1 : ferrailage d'une poutre secondaire

Plancher terrasse :

Poutre	ferriallage	Appuis 1	Travée (m)	Appuis 2	Travée (m)	Appuis 3	Travée (m)	Appuis 4	Travée (m)	Appuis 5	Travée (m)	Appuis 6
			2.97	5.45	4.2		5.45	2.97				
Axe 1	A- appuis(cm ²)	3.31		9.44		9.70		9.7		9.44		3.31
	A- travée(cm ²)		1.18		7.37		3.57		7.38		1.18	
	Choix des barres superieures	3HA14	2HA12	3HA14	3HA14	3HA14	3HA14	3HA14	3HA14	3HA14	2HA12	3HA14
	Choix des barres inferieures	3HA14	2HA12	3HA14	3HA14	3HA14	3HA14	3HA14	3HA14	3HA14	2HA12	3HA14
Axe 2	A- appuis(cm ²)	2.11		3.63		4.62		4.66		3.64		2.12
	A- travée(cm ²)		0.52		2.81		0.59		2.81		0.53	
	Choix des barres	2HA14	2HA10	3HA14	3HA12	5HA12	2HA12	5HA12	3HA12	3HA14	2HA10	2HA14
	A adoptéé(cm ²)	2HA14	2HA10	3HA14	3HA12	5HA12	3HA12	5HA12	3HA12	3HA14	2HA10	2HA14

Tableau VII .2 : ferrailage d'une poutre secondaire

V.3. Etude des poteaux:**1) Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinales et transversales, donc ils sont calculés en flexion composée .

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier (FE400)		
	γ_b	Fc28 (MPa)	Fbu (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	Fed (MPa)
Durable	1.5	25	14.17	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.47	1.15	400	348

Table VII -3 : caractéristiques mécaniques des matériaux

➤ **Combinaison des charges :**

Les combinaisons d'action à prendre en compte lors du calcul des poteaux sont :

- Selon le règlement **BAEL 91** :
 - ELU : **1.35G+1.5Q**
 - ELS : **G+Q**
- Selon le RPA99 (situation accidentelle) :
 - **G+ Q+Ex**
 - **G+ Q+Ey**
 - **0.8G± Ex**
 - **0.8G± Ey**

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes, à savoir :

- ✓ $N_{Max} \longrightarrow M$ correspondant
- ✓ $M_{Max} \longrightarrow N$ correspondant

2) Recommandations du RPA 99 v 2003 :

A .Les armatures longitudinales :(Art 7.4.2.1 RPA)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet .

Le pourcentage minimale sera de 0.8 % de la section droite du poteau (Zone II)

Remarque :

- La section d'acier minimal en zone courante sera de :3%
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de :6%
- Le diamètre minimal est de 12 mm ($\phi 12$)
- La longueur de recouvrement minimale est $L_R=40\phi$ (zone II)

ϕ	12	14	16	20
$L_R(\text{cm})$	48	56	64	80

Table VII -4: section d'acier minimale

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II) .

-les jonctions par recouvrements doivent être faites si possible ,à l'extérieure des zones nodales (zones critique) .

B .Les armatures transversales :(Art 7.4.2.2 RPA)

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$S_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h_t \times f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2.5 si λ_g dans la direction considérée est ≥ 5

3.75 \rightarrow si λ_g dans la direction considérée est < 5

S_t : espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min (10 \phi_1 , 15 \text{ cm}) \implies \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq 15 \Phi_1 \quad \Longrightarrow \quad \text{en zone courante}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau .

Quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

-Si : $\lambda_g \geq 5$ **0,3% $S_t \times b_1$**

-Si: $\lambda_g \geq 3$ **0,8% $S_t \times b_1$**

-Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$ **interpoler entre les deux valeurs précédentes.**

Avec :

λ_g : l'élanement géométrique du poteau qui est égale à : $\lambda_g = \left[\left(\frac{l_f}{a} \right) \text{ ou } \left(\frac{l_f}{b} \right) \right]$

a et **b** : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformations considère .

$l_f = 0,7.L_0$: Longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\phi > 12$ mm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux .

Les cadres et les étriers doivent être fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_{\min}$

3) Plan de repérages des poteaux

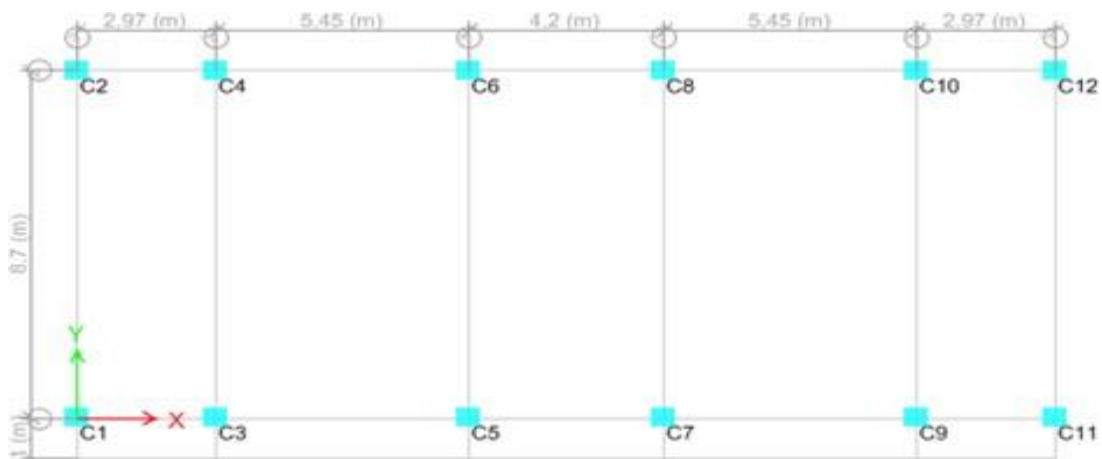


Figure VII-4: Plan de repérages des poteaux

4) Sollicitation de calcul sur poteaux :

Les efforts (N et T) et les moments fléchissant (M) ci-dessous sont obtenus par le logiciel ETABS 2015 pour illustrer un exemple de calcul .

Exemple de calcul :

Nous allons détailler le calcul du poteau le plus sollicité C10 du niveau RDC, de section $(50 \times 50) \text{ cm}^2$, ce dernier sera calculé en flexion composée sous combinaisons accidentelles,

on à :

$$\mathbf{Mu-max} = 208,16 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Nu-corr} = 799,92 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{MG} = 26,46 \text{ (moment du aux charges permantes)}$$

$$\mathbf{MQ} = 5,64 \text{ (moment du aux charges variables)}$$

$$\mathbf{Nser} = 676,85 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M ser} = 32,09 \text{ KN.m}$$

a .Excentricité du 1^{er} ordre :

$$\mathbf{e_1} = \frac{M_u}{N_u} + e_a$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après exécution

$$\mathbf{e_a} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2\text{cm} \\ \frac{H}{250} \end{array} \right. \Rightarrow e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 2\text{cm} \\ \frac{315}{250} = 1.26 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e_a = 2\text{cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$\mathbf{e_1} = \frac{208,16}{799,92} + 0.02 = 0.28 \text{ m}$$

b.sollicitation ultime corrigée par le flambement :

$l_f = l_0 = 3.15 \text{ m}$ (raideur du poteau plus importante que celle des poutres le traversant)

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{3.15}{0.50} = 6.3$$

$$\lambda_g > \max \left(15; \frac{20e_1}{h} \right) = \max (15; 11,2) = 15 \implies \lambda_g = 6.3 < 15$$

Donc le calcul sera mène à la flexion composée en tenant compte forfaitairement de l'excentricité du 2^{ème} ordre ;

- Excentricité du 2^{ème} ordre :

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

e_2 : l'excentricité due aux effets de second ordre lie à la déformation de la structure .

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{26,46}{26,46 + 5,64} = 0.82$$

ϕ = le rapport de déformation finale du au fluage de la déformation instantanée (ϕ Généralement égale à : 2) .

h : la hauteur totale de la section dans la direction du flambement ($h=50$ cm)

$$e_2 = \frac{3 \times 3.15^2}{10^4 \times 0.5} \cdot (2 + 0.82 \cdot 2) = 0.021 \text{ m}$$

c. Sollicitation ultime corrigée par le calcul en flexion composée :

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0.28 + 0.021 = 0.301$$

$$M = N(e_1 + e_2) = 799,92 \times (0.28 + 0.021) = 240.77 \text{ KN.m}$$

d. sollicitation ramenées au centre de gravité des aciers tendues :

$$e_A = e_0 + \left[d \frac{h}{2} = 0.301 + 0.47 \frac{0.5}{2} \right] = 0.52 \text{ m}$$

Avec : $d = 0.5 - 0.03 = 0.47$ m (hauteur utile et enrobage de 3cm)

$$M_{UA} = N \cdot e_A = 799,92 \times 0.52 = 415.96 \text{ kN.m}$$

e. A l'état limite de service (ELS) :

$$N_{ser} = 676,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 32,09 \text{ KN.m}$$

$$e_{0ser} = \frac{M_{Ser}}{N_{Ser}} = \frac{32,09}{676,85} = 0.047$$

f . sollicitation ramenées au centre de gravité des aciers tendues :

$$e_A = e_{0ser} + \frac{d^2}{2} = 0.047 + 0.47 \frac{0.5}{2} = 0.267 \text{ m}$$

$$M_{serA} = N \cdot e_A = 676,85 \times 0.267 = 180.72 \text{ kN.m}$$

g .type de section pour le calcul des armatures longitudinales :

$$\mu_{bc} = 0.8 \cdot \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \cdot \frac{h}{d} \right) = 0.8 \cdot \frac{0.5}{0.47} \left(1 - 0.4 \cdot \frac{0.5}{0.47} \right) = 0.489$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{415.96}{0.5 \times 0.47^2 \times 18.47 \times 10^3} = 0.20$$

$$\mu_{bu} = 0.20 < \mu_{bc} = 0.489 \implies \text{section partiellement tendue}$$

Donc le calcul se fait en flexion simple

h .calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_{serA}} = \frac{415.96}{180.72} = 2.30$$

$$\mu_{lu} = \frac{(3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050) \cdot 10^{-4}}{\theta} = \frac{(3440 \times 1 \times 2.30 + 49 \cdot \frac{25}{1} - 3050) \times 10^{-4}}{1} = 0.608$$

$$\mu_{bu} = 0.20 < \mu_{lu} = 0.608 \implies \text{Armatures comprimées non nécessaires (A' = 0) ; A = A_u}$$

Calcul du bras de levier :

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) \quad Z_b = 0.47 (1 - 0.6 \times 0.20) = 0.41 \text{ m}$$

$$A_{FS} = \frac{M_{uA}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{(415.96 \times 10^{-3})}{(0.41 \times 1)} \times 10^4 = 25.36 \text{ cm}^2$$

i . Armatures en flexion compose:

$$A = A_{AFS} - \frac{N_u}{f_{ed}} = 25.36 - \frac{(799.92 \times 10^{-3})}{400} \times 10^4 = 5.36 \text{ m}$$

$$A = 0 \text{ cm}^2$$

On adopte: **4HA14** = 6.16 cm²

4.2. calcul à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max appliqué la section sous combinaisons accidentelles pour le poteau C10 du RDC et de section $50 \times 50 \text{ cm}^2$:

$$V_{u-\max} = 109,87 \text{ kN}$$

a .Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre .La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime Par :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d}$$

Ou :

τ_u : contrainte ultime de cisaillement.

V_u : effort tranchant ultime de la section étudiée.

b_0 : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

la contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_{bu} égale à

(Art 7.4. 3.2 RPA 99-2003) :

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_c \text{ 28}$$

ρ_d : l'élancement géométrique

Avec :

$$\rho_d = 0.075 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.040 \quad \text{si } \lambda_g < 5$$

Dans notre cas :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} = \frac{109,87 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.47} = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{3.15}{0.50} = 6.3 > 5 \quad \Longrightarrow \quad \rho_d = 0.075$$

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{bu} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Les résultats de calculs des contraintes de cisaillement sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

Niveau	Section	λ_g	τ_{bu} (MPa)	v_u (KN)	τ_u (MPa)	$\tau_u < \tau_{bu}$ (MPa)
RDC	50×50	6.3	1.875	109,87	0.46	C.V
Etage 1	50×50	6.12	1.875	135.15	0.57	C.V
Etage 2	50×50	6.12	1.875	116.66	0.50	C.V
Etage 3	40×40	6.12	1.875	107.79	0.72	C.V

Tableau VII-5: Les contraintes de cisaillements des poteaux selon BAEL91

b. Calcul des armatures transversales :

En premier on fixe l'espacement (RPA version 2003 ,art 7.4.2.2)

- Dans zone nodale (zone sismique II):

$$S_t \leq \min (10 \varnothing_1, 15 \text{ cm}) \implies S_t \leq \min (10 \times 1.4, 15 \text{ cm}) \implies S_t \leq \min (14 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$\implies S_t \leq 14 \text{ cm}$$

Donc on adopte un espacement de **10cm** en zone nodale sur une distance h'

La distance h' préconisée par le (RPA 99 version 2003) est donnée par la formule suivante :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_i; h_1; 60\text{cm}\right) \implies h' = \max\left(\frac{315-30}{6}; 50; 50; 60\text{cm}\right) = 60\text{cm}$$

On prend $h' = 100 \text{ cm}$ (en haut et en bas des poteaux)

- Dans zone courante (zone sismique II):

$$S_t \leq 15 \varnothing_1 \implies S_t \leq 15 \times 1.4 \implies S_t \leq 21 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de **15 cm** en zone courante .

On calcul à présent la section d'armature transversale :

- Selon (RPA 99 version 2003) :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times v_u}{h_1 \cdot f_e}$$

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la repture

Avec :

$$\rho_d = 2.5 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 3.75 \quad \text{si } \lambda_g < 5$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{3.15}{0.50} = 6.3 > 5 \quad \Longrightarrow \quad \rho_d = 2.5$$

$$A_t = \frac{0.10 \times 2.5 \times 109.87 \times 10^{-3}}{0.5 \times 400} = 1.37 \text{ cm}^2$$

▪ Selon BAEL 91 (article A .5.1.23) :

$$\frac{A_t}{b_0 \times s} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} k}{0.8 f_e (\cos a + \sin a)}$$

τ_u : contrainte tangente conventionnelle.

Avec : $\tau_u = 0.46 \text{ MPa}$

S_t : Espacement d'armature .

f_{tj} : Résistance à la traction, $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

f_e : limite élastique.

$K = 1 + 3 \frac{\sigma_{cm}}{f_{cj}}$, en flexion composée avec compression σ_{cm} désignant la contrainte moyenne de compression de la section totale du béton, sous l'effort normal de calcul .

$$\text{Donc : } K = 1 + 3 \frac{N_U}{B \times f_{c28}}$$

$$N_U = 799.92 \text{ kN}$$

$$B = 0.5^2 = 0.25 \text{ m}^2$$

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

$$K = 1 + 3 \frac{799.92 \times 10^{-3}}{0.25 \times 25} = 1.38$$

α : angle d'inclinaison des armatures transversales ($\alpha = 90^\circ$)

$$A_t \geq 0.5 \times 0.10 \frac{0.46 - (0.3 \times 2.1 \times 1.38)}{0.8 \times 400 \times 1} \quad A_t \geq -1.19 \text{ cm}^2$$

Donc $A_t = 0$, on adopte la section minimale .

Pour ce qui est de la section minimale .

▪ Selon (RPA 99 version 2003) :

$$\lambda_g = 6.3 \geq 5 \quad \Longrightarrow \quad A_t = 0.3\% S_t \times b_1$$

Bien que le calcul soit mené en zone nodale, on prendra l'espacement donnant la quantité d'armature maximale :

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,3\% \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2$$

▪ Selon BAEL 91(article A .5.1.23) :

$$\frac{A_{min}}{b_0 \times S_t} = \frac{0,4}{f_e} \implies A_{min} = \frac{0,4}{400} \times 50 \times 15 = 0,75 \text{ cm}^2$$

On prend $A_t = A_{min-RPA} = 2,25 \text{ cm}^2$

Donc on adopte : $A_t = 6HA8 = 3,02 \text{ cm}^2$ par section de Poteau (voir figure VI.3)

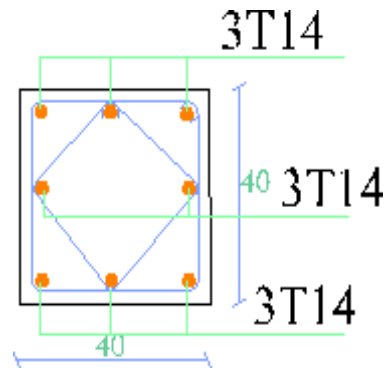


Figure VII-5: Disposition des armatures du poteau (40×40)

k .ferraillage adopté pour les poteaux :

les ferraillages longitudinal et transversal des poteaux obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	$A_{l \text{ cal}}$ (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Choix des barres
RDC	50× 50	28,32	4,62	3HA14
Etage 1	50× 50	25	4,62	3HA14
Etage 2	50× 50	25	4,62	3HA14
Etage 3	40× 40	19.72	4,62	3HA14

Table VII -6 : tableau récapitulés du ferraillage des poteaux

ChapitreIX:
Etude de l'infrastructure

Chapitre IIX : étude de l'infrastructure**IIX-1.Introduction :**

Les fondations : sont la base de l'ouvrage il permet de transmettre les efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) où par des fondations profondes (puits, pieux). les fondations concernent toutes les catégories de structure (béton, béton armé charpente en bois....) et tous les ouvrages (bâtiment, ouvrage d'arts, mur de soutènement...).

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge et surcharge verticales centrées.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment : qui peut s'exercer dans de différents plans.

IIX-2-Type de fondation:

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures.

➤ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante capables de reprendre les charges et surcharges de la construction qui sont situées à **une faible** profondeur. Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

Les semelles continues sous murs,

Les semelles continues sous poteaux,

Les semelles isolées,

Les radiers

➤ **Fondations profondes :**

Ce type de fondation est généralement utilisé pour des sols ayant une faible capacité portante ou lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

IIX-3-Étude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$, à une profondeur de **1.2m**.

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

IIX-4.Choix du type de fondation:

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol

- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons des semelles isolées

IIX-5-Combinaisons d'actions à considérer:

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $G + Q$

IIX-6-Dimensionnement de la fondation :

Dimensionnement :

➤ **Semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$\mathbf{A.B} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = \frac{50}{50} = 1$

$$\mathbf{B} \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple : $N_{ser} = 960.30$, $\bar{M}_{ser} = 41,47 \text{KN.m}$; $\sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2$

On adopte : **$B = 2.20 \text{ m} \iff A = 2.2 \text{ m}$**

- Condition de stabilité :

- Selon RPA99-2003 (art 10.1.5) :

$$e_0 = \frac{41.47}{960.30} \leq \frac{B}{4}$$

$e_0 = 0.04 \leq 0.55$ Condition vérifiée

- Selon BAEL 91 R99 :

$$e_0 = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{6}$$

$e_0 = 0.04 \leq 0,36$ condition vérifiée (Répartition trapézoïdale).

- Condition de rigidité :

$$d \geq \max\left\{\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right\}$$

$$d \geq \max\{0,42; 0,42\}$$

on prend $d=0,45\text{m}$

$$h=d+5\text{cm}=0,50\text{m}$$

- Vérifications des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) = \frac{960,30}{2,20 \times 2,20} \left(1 + \frac{6 \times 0,04}{2,20}\right) = 200,05 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\text{ser}}}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B}\right) = \frac{960,30}{2,20 \times 2,20} \left(1 - \frac{6 \times 0,04}{2,20}\right) = 176,78 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 194,23 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

IIX-7-Ferrailage de la semelle isolé :

- Poids propre de la semelle :

$$P_s = 25 \times 0,50 \times 2,2 \times 2,2 = 60,5 \text{ KN}$$

$$P'_{\text{ser}} = P_{\text{ser}} + P_s = 960,30 + 60,5 = 1020,8 \text{ KN}$$

$$\frac{P'_{\text{ser}}}{B^2} = \frac{1020,8}{2,20^2} = 200 \text{ KN/m} \leq 200 \text{ KN/m}$$

- Poids des terres au-dessus de la semelle :

$$P_t = V_t \times \gamma_{\text{sol}}$$

$$V_t = V_s - V_{\text{pot}} = (2,2 \times 2,2 \times 0,50) - (0,5 \times 0,5 \times 0,5) = 2,29 \text{ m}^3$$

$$P_t = 2,29 \times 18 = 41,22 \text{ KN}$$

$$N_{u-t} = N_u + 1,35(P_s + P_t) = 1317,85 + 1,35(60,5 + 41,22) = 1455,17 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser-t}} = N_{\text{ser}} + (P_s + P_t) = 960,30 + (60,5 + 41,22) = 1062,02 \text{ KN}$$

A ELU :

$$e_0 \leq \frac{B}{24} \rightarrow 0,004 < 0,09 \dots \text{condition vérifiée.}$$

On utilise la méthode des bielles et la répartition des contraintes sera trapézoïdale

$$N'_{u-t} = N_{u-t} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 1455,17 \left(1 + \frac{3 \times 0,004}{2,20}\right) = 1447,23 \text{ KN}$$

$$A_{u-a} = A_{u-b} = \frac{N'_{u-t} \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1447,23 \times (2,20 - 0,5)}{8 \times 0,45 \times 435} \times 10 = 15,71 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures est : 6T14+6T12=16 .03cm

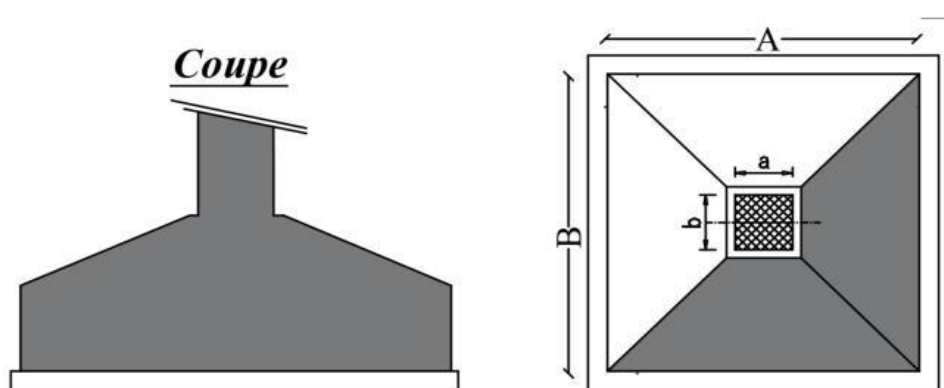


Figure IIX-1 : Schéma de la semelle isolée .

On constate qu'il y'a aucun risque d'un chevauchement entre les semelles isolées, car l'entre-axe minimal des poteaux est de 8,7m, donc le choix des semelles isolées est convenable.

IIX-8-Etude de la longrine:

Les points d'appuis d'un bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de Longrines qui s'opposent au déplacement relatif de ces points dans le plan horizontal.

1-Dimensionnement de longrine :

D'après le **RPA99V2003(Art10.1.1)**, Les dimensions minimales de la section Transversale des longrines sont :

$(25 \times 30) \text{cm}^2$: Site de catégories S2, S3.

$(30 \times 30) \text{cm}^2$: Site de catégories S4.

nous avons un sol meuble S3 donc on a $(25 \times 30) \text{cm}^2$

2- Sollicitations:

Les longrines doivent être calculés pour résister à un effort de traction égal à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec :

N : c'est la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés $[N = 1006,6944 \text{KN}]$.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$[Zone II : S3 \Rightarrow \alpha = 12]$

$$F = \frac{1006.6944}{12} = 83.90 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

3- Calcul du ferrailage :

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} \implies A_{st} = \frac{83.90 \times 10^3}{435} = 1.92 \text{ cm}^2$$

D'après RPA 99-2003 le ferrailage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20cm, 15Φ_l)

$$A_{min}^{RPA} = 0.6 \times 25 \times 30 \implies A_{min}^{RPA} = 4.5 \text{ cm}^2$$

La section du ferrailage adopter est :

$$A_{adop} = \text{Max}(A_{min}^{RPA}, A_{st}) \implies A_{adop} = \text{Max}(4.5, 1.92)$$

$$A_{adop} = 4.5 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour 4T12 avec 4.52cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \implies A_{min} = 0.23 \times 0.25 \times 0.27 \frac{2.1}{400} = 0.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales :

En traction les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce .
Le choix est forfaitaire Φ=8mm

Espacement des cadres :

D'après RPA 99-2003 on a :

$$S_t \leq \text{min}(15\Phi ; 20\text{cm}) \implies S_t \leq \text{min}(15 \times 1.2 ; 20\text{cm}) \implies S_t \leq \text{min}(18 ; 20\text{cm})$$

✓ On opte pour : **S_t = 15cm**

Conclusion générale

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidés à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel, et d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même l'application des règlements et de certaines méthodes et de mettre en évidence quelques principes de bases qui doivent être pris en considération dans la conception des structures .

L'utilisation du béton précontraint est bénéfique pour le dimensionnement des poutres à longue portée au niveau structurelle et économique.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur en génie civil travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet, qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort, à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur ainsi que le logiciel lui-même.

Références bibliographiques

[BAEL 91] Jean-Pierre Mouglin, béton Armé aux Etats Limites 91 modifié99, deuxième édition enrôles 2000.

[RPA99version 2003] Règles parasismique Algérienne RPA99 Version 2003 .

[CBA 93] Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé.

[DTR B.C 2.2] Document technique règlementaire, Charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.

[Mr .Abdelaziz Yazid] Cours et exercices béton précontraint, centre universitaire de bechar,année 2005 /2006

[Benamar lamia & Aichouche Amine] Etude d'un bâtiment (R+13+Sous sol) à usage d'habitation, université de Ain temouchent, master en genie civil , année 2019 /2020

[Cheballah fatima & Sebih kahina] Etude d'un bâtiment (R+9) à usage commercial, services, et habitation contreventement mixte avec l'application d'Etabs V9.7 , université Mouloud Mammeri de Tizi ouzo, master en génie civil , année 2013 /2014.

Chapitre 7 Post-Tensioned Beam design step-by step calculation (Exemple of a parking-structure-international-version TN461-SI-Pdf)

-[1] Raymond lan Gilbert et al,Design of Pretressed concrete to Eurocade 2,publier par CRC Press,2^{ème} edition,2019.

Logiciel utilisés:

-Etabs 2015 : Modilisation de la structure.

-AUTOCAD 2007-Français :Dessin .

-Exel 2007 .

-Word 2007.

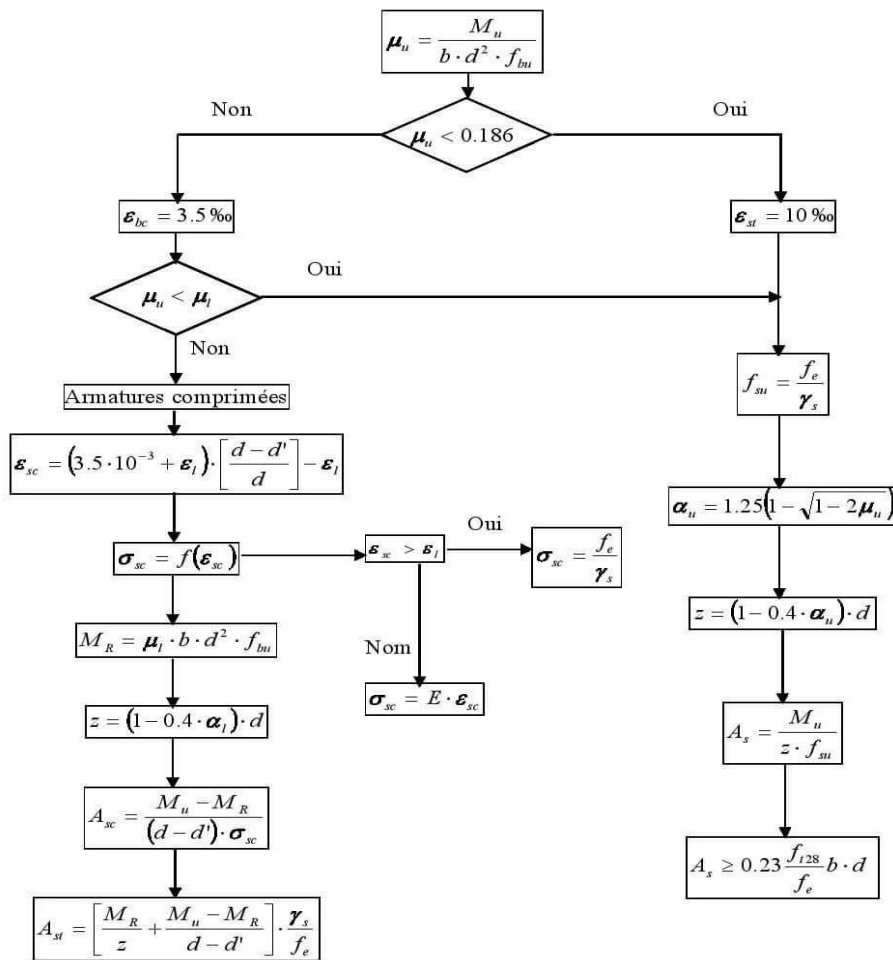
Annexes

Annexe 1 : Organigramme de calcul Section rectangulaire à L'E.L.U en flexion simple(BAEL99)

<https://www.facebook.com/groups/1392164197537138/>

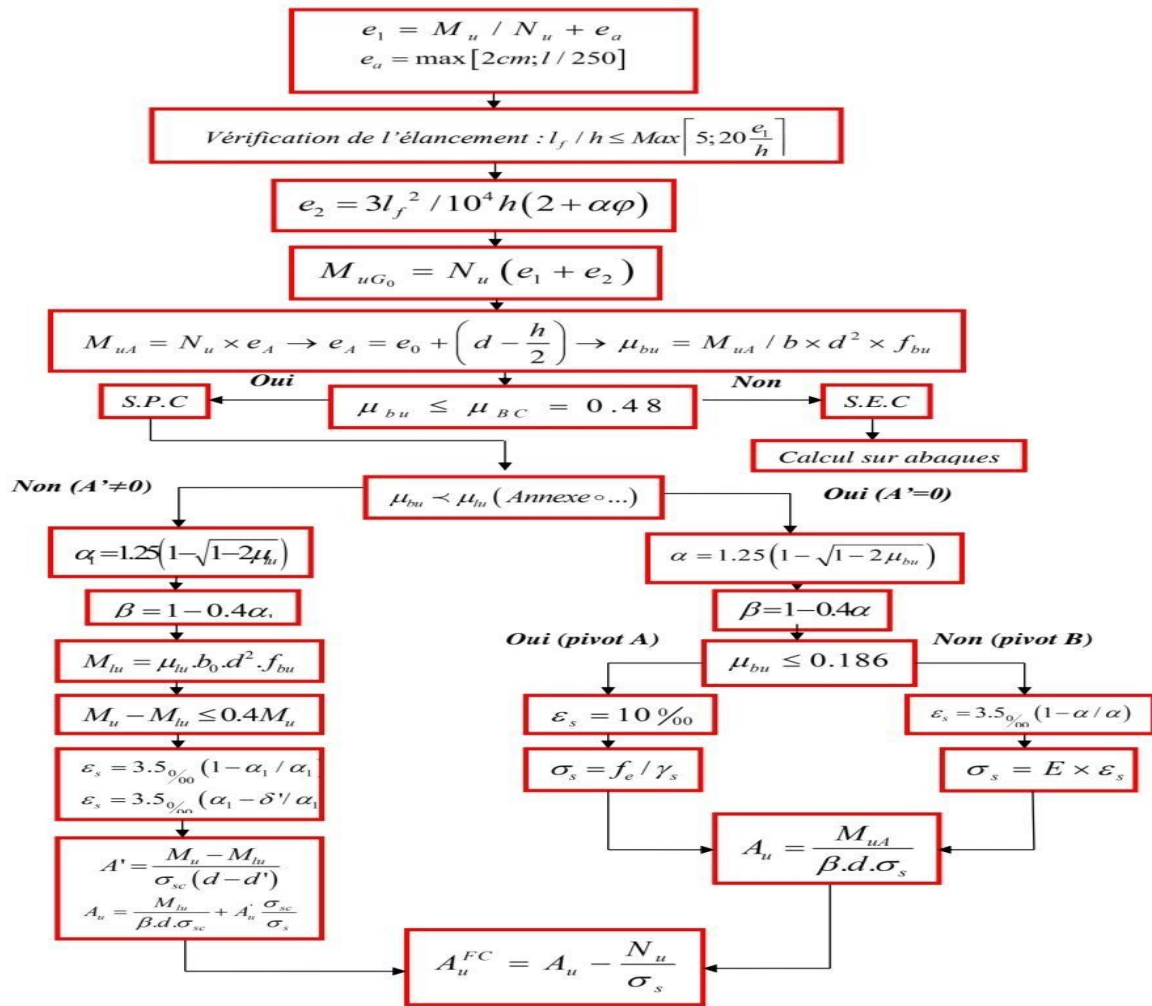
FLEXION SIMPLE (E.L.U.) SECTION RECTANGULAIRE

Données : M_u ; b ; d ; d' ; f_{c28} ; f_e

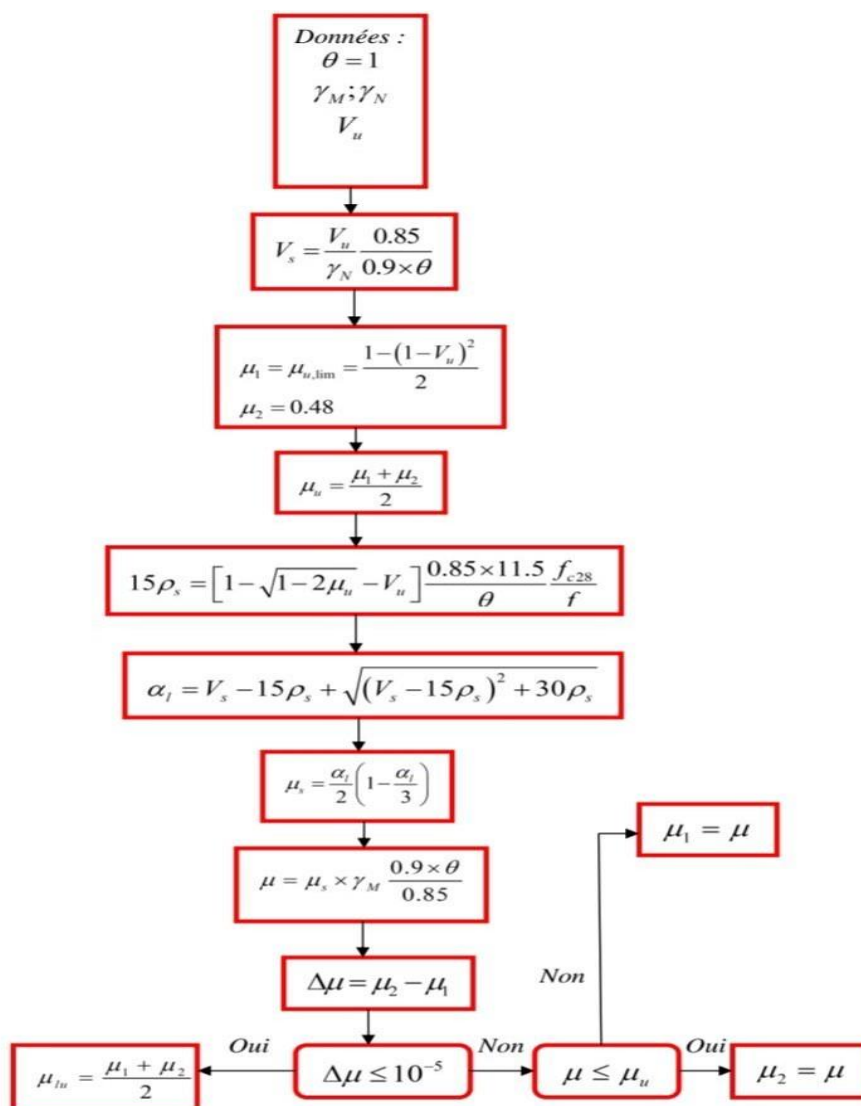


Avec $\epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E}$; $E = 2.10^5 \text{ MPa}$; $\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\epsilon_l}$; $\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l)$

Annexe 2 : Organigramme de calcul Section rectangulaire à L'E.L.U en flexion composée (BAEL99)



Annexe 3 : Organigramme de calcul Moment limite ultime en flexion composé (BAEL99)



Annexe 4 : tableaux des armatures en cm²

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	125,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.

Annexes des Plans

