



**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur**  
**et de la Recherche Scientifique**  
**Université de Tissemsilt**



**Faculté des Sciences et de la Technologie**  
**Département des Sciences et de la Technologie**

**Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme**  
**de Master académique en**

**Filière : Génie Civil**

**Spécialité : Structures**

**Présentée par : MENAD IMANE**

*Thème*

---

**L'influence de la résistance à la compression du béton**  
**à 28 jours sur le comportement des structures**  
**en béton armé**

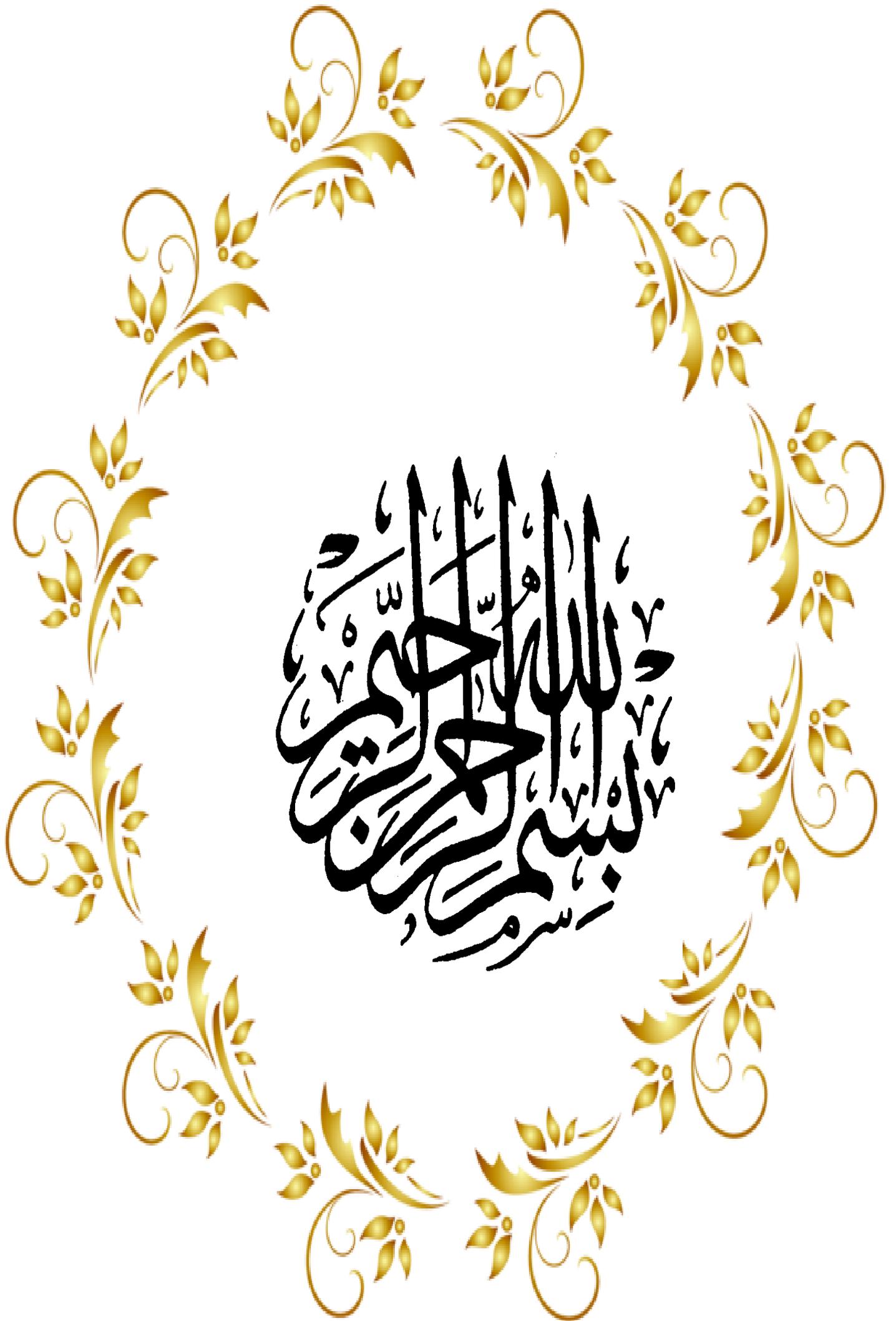
Soutenu le 16/09/2021

**Devant le Jury :**

Bessegghier Abderrahmane	Président	Prof.	Univ-Tissemsilt
Abdelhamid Abdelmalek	Examineur	M.A.A.	Univ-Tissemsilt
Bouderba Bachir	Encadreur	Prof.	Univ-Tissemsilt

**Année universitaire : 2020-2021**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



2021

## REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail. En seconde lieu je voudrais présenter mes remerciements à mon encadreur «BOUDERBA BACHIR», je voudrais également lui témoigner ma gratitude pour sa patience et son soutien qui m'a été précieux afin de mener mon travail à bon port. mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à ma recherche en acceptant d'examiner mon travail et de l'enrichir par leurs propositions.





# DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

Mon très cher père

Ma très chère mère

Mes sœurs et mes frères

Toutes les familles MENAD / SAMI

Tous mes amis sans exception



IMANE

## Résumé

Le but de ce travail est d'étudier l'effet de la résistance à la compression du béton à 28 jours sur le comportement d'un bâtiment à usage d'habitation composé d'un Rez-de-chaussée plus quatre étages située sur la commune de Sidi Slimane, la wilaya de Tissemsilt. Cette dernière est classée en Zone IIa (zone moyen sismique) selon le Règlement Parasismique Algérien RPA 99 /version 2003. Dans ce travail, nous basons sur la variation de la valeur spécifique de la résistance à la compression du béton à 28 jours, qui est varié entre (20-22,50-25) MPa. Les dimensions des éléments et le ferrailage des éléments aux limites maximales ont été calculés, selon (BAEL, CBA).

L'analyse du bâtiment a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS v 9.7.4.

Le système de construction utilisée est (portiques+ voiles).

**Mots clés :** Résistance à la compression du béton, béton armé, analyse sismique, RPA, BAEL, ETABS.

## Abstract

The aim of this work is to study the effect of the variation of compressive strength of concrete at 28 days on the behavior of a building, this building consisting of a Ground floor plus four floors located on the city of Sidi Slimane, the wilaya of Tissemsilt. This area is classified in Zone IIa according to the Algerian Parasismic Regulation RPA 99 /version 2003. In this work we base on the variation of the specific value of the compressive strength of the concrete at 28 days, which is between (20-22.50-25) MPa. The dimensions of the elements and the reinforcement of the elements at the maximum limits were calculated, according to (BAEL, CBA).

The building analysis was performed using ETABS software v 9.7.4.

The construction system used is (gantries + sails)

**Keywords:** Compressive strength of concrete, reinforced concrete, seismic analysis, RPA, BAEL, ETABS

## ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة تأثير مقاومة الخرسانة للانضغاط في اليوم 28 على سلوك مبنى سكني مكون من طابق أرضي بالاضافة الى أربع طوابق الكائن هيكلها في بلدية سيدي سليمان ولاية تيسمسيلت , تم تصنيف هذا الأخير في المنطقة IIa ذات نشاط زلزالي متوسط وفقاً للقواعد الجزائرية للزلازل R.P.A 99 إصدار 2003. ودورنا هو دراسة سلوك المنشأ انطلاقاً من فرض قيم محددة لمقاومة الخرسانة للانضغاط و هي Mpa ( 25-22.50-20 ) تم حساب ابعاد العناصر و تسليح العناصر عند الحدود القصوى حسب (BAEL, CBA).

تم إجراء تحليل المبنى باستخدام برنامج ETABS الإصدار 9.7.4.

نظام البناء المستخدم هو (روافد و اعمدة + جدران خرسانة مسلحة).

**الكلمات المفتاحية :** مقاومة الخرسانة للانضغاط ، الخرسانة المسلحة ، التحليل الزلزالي ، RPA ، BAEL ، ETABS .

# Sommaire

Résumé	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Notations et symboles	
Introduction générale .....	01

## **Chapitre I : Généralités sur la résistance à la compression du béton**

I.1. Introduction.....	04
I.2. Historique.....	04
I.3. Le Béton.....	05
I.3.1. Ciments.....	06
I.3.2. Caractéristiques mécaniques.....	07
I.3.2.1. Essai de compression simple.....	07
I.3.2.1.1. Principe.....	07
I.3.2.1.2. Mode opératoire.....	07
I.3.2.1.2.1. Condition requises:.....	08
I.3.2.1.2.2. Dispositions prises.....	08
I.3.2.1.2.3. La vitesse de mise en charge.....	09
I.3.2.1.3. Expression des résultats.....	09
I.3.2.1.4. Résistance à la compression.....	09
I.3.3. Résistance à la traction du béton.....	10
I.3.4. Déformations longitudinales du béton.....	10
I.3.5. Modèle essai de compression.....	12
I.4. Conclusion .....	13

## **Chapitre II : Descente des charges**

II.1. Introduction .....	15
II.2. Descente de charge .....	15
II.2.1. Plancher terrasse inaccessible.....	15

II.2.2.Plancher étage courants.....	16
II.2.3.Escaliers.....	17
II.2.4.Poutre palière.....	19
II.2.5.Murs.....	20
II.2.6.L'acrotère.....	20
II.2.7.Chanaiges.....	21
II.2.8.Longrine.....	22
II.3.Dégression des Surcharges d'Exploitation.....	23
II.4.Conclusion.....	24

### **Chapitre III : Présentation de l'ouvrage et calcul des éléments**

III.1. Introduction.....	26
III.2. Règlements de calcul et moyens utilisés.....	26
III.3. Présentation du projet.....	26
III.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage.....	32
III.3.1.1. Caractéristiques géométriques.....	32
III.3.2. Domaine d'application des règles B.A.E.L91.....	32
III.3.2.1. Les sollicitations.....	32
III.3.2.2. Les matériaux acier et béton.....	32
III.3.3. Résistance caractéristique.....	33
III.3.3.1. Résistance caractéristique à la compression.....	33
III.3.3.2. Résistance caractéristique à la traction.....	33
III.3.3.3. Déformation longitudinales du béton.....	33
III.3.3. 4.Modélisation de l'acier.....	34
III.3.4. Les éléments principaux.....	34
III.3.4. 1.Le pré dimensionnement des poutres et chainages.....	34
III.3.4. 1.1.Ferrailage des poutres et chainages.....	35
III.3.4. 1.1.1.Ferrailage minimal selon RPA 99/version 2003.....	35
III.3.4. 1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	37

III.3.4. 1.3. Calcul des armatures transversales.....	38
III.3.4. 1.4. Compression de la bielle d'about.....	39
III.3.4. 1.5. Vérification des contraintes d'adhérence.....	39
III.3.4. 1.6. Vérification des contraintes (ELS) .....	40
III.3.4. 2. Pré-dimensionnement des poteaux.....	41
III.3.4. 2.1. L'effort normal ultime $N_u$ selon les règles du B.A.E.L91 .....	42
III.3.4. 2.2. Critère de flambement.....	42
III.3.4. 2.3. Vérification des conditions imposées par le RPA 99 /version 2003 .....	43
III.3.4. 2.4. Ferrailage des poteaux.....	44
III.3.4. 2.5. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	46
III.3.4. 2.5. 1. Diamètre des armatures transversales.....	46
III.3.4. 2.5.2. Quantité d'armatures transversales minimales.....	47
III.3.4. 2.5.2. 1. Calcul de l'élançement géométrique .....	47
III.3.4. 2.5.3. Vérification de la section minimale d'armatures transversales.....	48
III.3.4. 3. Les planchers.....	51
III.3.4. 3.1. Pré-dimensionnement des planchers .....	51
III.3.4. 3.1.1. Condition de rigidité.....	51
III.3.4. 3.1.2. Les nervures.....	52
III.3.4. 3.1.3. Dalle pleine.....	53
III.3.4. 3.1.4. Ferrailage de la table de compression.....	53
III.3.4. 3.1.5. Armatures perpendiculaires aux nervures .....	54
III.3.4. 3.2. Etude des poutrelles.....	56
III.3.4. 3.2.1. Condition d'application de la méthode forfaitaire.....	56
III.3.4. 3.2.1.2. Principe de la méthode.....	56
III.3.4. 3.2.1.3. Calcul des sollicitations.....	58
III.3.4. 3.2.1.4. Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU).....	61
III.3.4. 3.2.1.5. Vérification de l'existante des armatures comprimées ( $A'$ ).....	61
III.3.4. 3.2.1.6. Vérification à L' E .L .S.....	65

III.3.4. 3.2.1.7.Vérification des armatures longitudinales.....	66
III.3.4. 3.2.1.8.Vérification de la contrainte d'adhérence limite.....	67
III.3.4. 3.2.1.9.Vérification de la flèche.....	67
III.3.4. 3.2.Plancher terrasse.....	72
III.3.4. 3.2.1.Etude des poutrelles Plancher terrasse.....	72
III.3.4. 3.2.1.1.Calcul des sollicitations.....	72
III.3.4.4. Pré dimensionnement des voiles.....	75
III.3.4.4.1.Pour RDC, 1er au 4ème étage.....	75
III.3.4.4.2. Calcul ferrailage des voiles.....	76
III.3.4.4.2.1.Exemple de calcul (Type 1).....	76
III.3.4.4.2.1.1.Vérification des contraintes de compression.....	77
III.3.4.4.2.1.2.Détermination des armatures verticales.....	77
III.3.4.4.2.2.Exemple de calcul (Type 2).....	79
III.3.4.4.2.2.1.Vérification des contraintes de compression.....	80
III.3.4.4.2.3.Exemple de calcul (Type 3).....	81
III.3.4.4.2.3.1.Ferrailage du mur voile.....	82
III.3.4.4.2.4.Exemple de calcul (Type 4).....	83
III.3.4.4.2.4.1.Ferrailage du mur voile.....	84
III.3.5. Calcul des éléments non structuraux.....	86
III.3.5. 1.L'acrotère.....	86
III.3.5. 1.1.Introduction.....	86
III.3.5. 1.2.Géométrie.....	86
III.3.5. 1.3.Evaluation des charges et surcharges.....	86
III.3.5. 1.4.Calcul du ferrailage.....	87
III.3.5. 1.4.1.Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme.....	87
III.3.5. 1.4.2.Calcul des sollicitations.....	87
III.3.5. 1.4.3.Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue.....	88
III.3.5. 1.4.4.Calcul du ferrailage (E. L. U. R).....	89

III.3.5. 1.3.Schéma de Ferrailage d'acrotère.....	92
III.3.5. 2.Étude d'escaliers.....	93
III.3.5. 2.1.Introduction.....	93
III.3.5. 2.2. Terminologie.....	93
III.3.5. 2.2.1. Dimensions des escaliers.....	93
III.3.5. 2.3. Étude l'escalier .....	94
III.3.5. 2.3 .1.Dimensionnement des Marches et contre marches.....	95
III.3.5. 2.3 .2.Evaluation des charges et surcharges.....	95
III.3.5. 2.3 .3. Calcul des sollicitations.....	96
III.3.5. 2.3 .4. Calcul de ferrailage de l'escalier à l'E.L.U.R.....	98
III.3.5. 2.3 .4. 1. En travée.....	98
III.3.5. 2.3 .4. 2. Sur appuis.....	99
III.3.5. 2.3 .4. 3. Vérifications.....	100
III.3.5. 2.3 .4. 4. Etat limite d'ouverture des fissures.....	101
III.3.5. 2.3 .4. 5. Etat limite déformation (vérification de la flèche).....	101
III.3.5. 2.4. Schéma de ferrailage de l'escalier.....	101
III.3.5. 3.Étude de la poutre palière .....	102
III.3.5. 3.1.Dimensionnement.....	102
III.3.5. 3.2.Evaluation des charges.....	102
III.3.5. 3.3. Calcul de ferrailage de la poutre palière en travée et sur appuis.....	103
III.3.5. 3.4.Vérifications de la poutre palière.....	104
III.3.5. 3.5.Ferrailage des armatures transversales.....	104
III.3.5. 3.6. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	105
III.4.Conclusion.....	106

## **Chapitre IV: Analyse statique et dynamique de la construction**

IV.1.Introduction .....	108
IV.2. Bref historique.....	108
IV.3. Logiciel utilisé pour la modélisation.....	108

IV.4. Étapes de modélisation.....	109
IV.4.1.Première étape .....	109
IV.4.1.1. Lancer ETABS v9.7.4.....	109
IV.4.1.2. Définir la grille horizontale.....	111
IV.4.1.2.1.Modification des grilles prédéfinis.....	112
IV.4.2. Deuxième étape.....	113
IV.4.3.Troisième étape (propriétés géométriques des éléments).....	114
IV.4.3.1. Dessin des éléments de la structure.....	118
IV.4.4.Quatrième étape.....	124
IV.4.5.Cinquième étape : Étude sismique.....	126
IV.4.5.1.Introduction.....	126
IV.4.5.2.Objectif de l'étude dynamique.....	127
IV.4.5.3.Calcul de la force sismique.....	128
IV.4.5.3.1.Calcul de la force statique équivalente.....	128
IV.4.5.4.Calcul dynamique de la structure.....	130
IV.4.5.4.1.Introduction du spectre de réponse (RPA).....	131
IV.4.5.4.2.Définition de la charge sismique.....	132
IV.4.5.4.3.Mass source.....	133
IV.4.5.4.4.Diaphragme.....	133
IV.4.6.seizième étape : spécifier les combinaisons des charges.....	134
IV.4.6.1.Dispositions des voiles.....	135
IV.4.6.2.Spécification des options d'analyse et Run.....	135
IV.4.6.3. Assigner les conditions aux appuis.....	136
IV.4.7. Septième étape : Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.....	137
IV.4.7. 1. Lancement de l'analyse.....	137
IV.5.Vérification des Exigences du RPA.....	138
IV.5.1.Vérification de la période.....	138
IV.5.1.1.Calcul du poids total de la structure $W_t$ .....	138

IV.5.1.2. Discussions des résultats.....	140
IV.5.1.3. Détermination de la période par le logiciel ETABS.....	140
IV.5.2. Vérification de l'excentricité.....	147
IV.5.2. 1. Vérification de l'excentricité Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS .....	147
IV.5.3. Pourcentage de la participation de la masse modale.....	148
IV.5.4. Calcul de la force sismique totale.....	150
IV.5.5. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux.....	153
IV.5.6. Vérification des déplacements (Art 5.10 RPA 2003).....	155
IV.5.7. Vérification de l'effet P-Delta .....	158
IV.6. Conclusion.....	161
IV.6. Conclusion.....	161
Conclusion générales.....	163
Références Bibliographiques.....	165

## Liste des figures

### Chapitre I : Généralités sur la résistance à la compression du béton

Figure I -1 : Schéma du principe de l'essai de compression.....	08
Figure I -2 : Application de l'effort de compression sur l'éprouvette.....	08
Figure I -3 : concentration de contraintes.....	08
Figure I - 4: Décentrement .....	09
Figure I -5 : Evolution de la résistance en compression d'un béton en fonction de son âge.....	10
Figure I - 6: Diagramme expérimental et diagramme de calcul du béton.....	11

### Chapitre II : Descente des charges

Figure II-1 :Différents couches constitutifs du plancher terrasse inaccessible.....	15
Figure II- 2 : Plancher étage courant, R.D.C.....	16
Figure II- 3 : Schéma d'un escalier.....	17
Figure II - 4 : Schéma d'un escalier (volée) .....	18
Figure II- 5: Schéma d'une poutre palière.....	19
Figure II- 6 : Schéma d'un mur.....	20
Figure II - 7 : Dimension de L'acrotère.....	20
Figure II - 8 : Schéma de chaînage.....	21
Figure II - 9 : Schéma de longrine.....	22

### Chapitre III : Présentation de l'ouvrage et calcul des éléments

Figure III - 1 : Situation de l'ouvrage selon Google Earth.....	27
Figure III - 2 : Levée topographique.....	27
Figure III - 3: Plan de situation.....	28
Figure III - 4: Plan de masse.....	28
Figure III - 5: Façade principale de la structure.....	29
Figure III - 6: Façade latérale de la structure.....	29
Figure III - 7: Coupe transversale de la structure.....	30

Figure III - 8: Plan RDC de la structure.....	30
Figure III - 9: Plan étage.....	31
Figure III - 10: Plan terrasse.....	31
Figure III - 11 : La Relation entre $E_{vj}$ et $1/3 E_{ij}$ .....	33
Figure III - 12: Schéma Ferrailages des poutres et chainages.....	36
Figure III - 13: Le poteau le plus sollicité.....	44
Figure III - 14: Schéma Ferrailages des poteaux.....	50
Figure III - 15: Plancher en corps creux.....	51
Figure III - 16: Les poutrelles.....	52
Figure III - 17: Longueur des poutrelles.....	53
Figure III - 18: Plancher nervuré.....	55
Figure III - 19: Disposition des armatures de la table de compression.....	56
Figure III - 20: Types de poutrelles dans le plancher.....	58
Figure III - 21: Diagramme des moments fléchissant, M (KN.m).....	59
Figure III - 22: Diagramme des efforts tranchants T [KN].....	60
Figure III - 23: La section de la poutrelle calculée (en T).....	60
Figure III - 24: Position de l'axe neutre.....	60
Figure III - 25: Schéma de ferrailage des poutrelles de rives RDC, étages courant.....	71
Figure III - 26: Schéma de ferrailage des poutrelles intermédiaires RDC, étages courant.....	73
Figure III - 27: Types de poutrelles dans le plancher.....	72
Figure III - 28: Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m].....	73
Figure III - 29: Diagramme des efforts tranchants T [KN].....	73
Figure III - 30: Schéma de ferrailage des poutrelles de rives Plancher terrasse.....	73
Figure III - 31: Schéma de ferrailage des poutrelles intermédiaires Plancher terrasse.....	74
Figure III - 32: Coupe de voile en élévation.....	75
Figure III - 33: Schéma de ferrailage du mur voile (Type1) .....	79
Figure III - 34: Schéma de ferrailage du mur voile (Type 2) .....	81

Figure III - 35: Schéma de ferrailage du mur voile (Type 3) .....	83
Figure III - 36: Schéma de ferrailage du mur voile (Type 4).....	84
Figure III - 37: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.....	86
Figure III - 38: Section d'acrotère à ferrailer.....	89
Figure III - 39: Schéma de ferrailage d'acrotère.....	92
Figure III - 40: Détail d'un escalier.....	93
Figure III - 41: Vu en plan de l'escalier.....	94
Figure III - 42: Schéma statique de l'escalier.....	94
Figure III - 43: Section d'escalier à ferrailer.....	98
Figure III - 44: Schéma de ferrailage de l'escalier.....	101
Figure III - 45: Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	105

#### **Chapitre IV: Analyse statique et dynamique de la construction**

Figure IV -1 : Menu principal d'ETABS.....	109
Figure IV -2 : Définition d'un nouveau modèle.....	110
Figure IV -3 : Définir la grille.....	111
Figure IV -4 : Définir les matériaux.....	113
Figure IV -5 : Les charges appliquées à la structure d'exploitations.....	125
Figure IV -6 : Les charges appliquées à la structure permanente .....	126
Figure IV -7 : Dispositions des voiles.....	135
Figure IV -9 : Lancement de l'analyse.....	137
Figure IV -10 : Le poids total de la structure dans le cas « $f_{c28} = (20, 22.50, 25)$ MPa.....	140
Figure IV -11 : Variation de la période en termes de mode « $f_{c28} = (20, 22.50, 25)$ MPa ....	142
Figure IV -12 : Variation de la période avec la variation de $f_{c28} = \ll 20, 22.50, 25 \text{MPa} \gg$ .....	142
Figure IV -13 : Vue en 3D du modèle obtenu par logiciel ETABS .....	143
Figure IV -14 : Première mode principal de vibration suivant x .....	144
Figure IV -15 : Deuxième mode principal de vibration suivant y.....	145
Figure IV -16 : Troisième mode principal de vibration en torsion.....	146
Figure IV -17 : L'effort tranchant dans les cas de $f_{c28} = (20, 22.50, 25)$ MPa.....	153



# Liste des tableaux

## Chapitre I : Généralités sur la résistance à la compression du béton

Tableau I-1 : Différents types de ciment.....	06
---	----

## Chapitre II : Descente des charges

Tableau II- 1 : Charge et surcharge du plancher terrasse.....	16
Tableau II -2 : Charge et surcharge des étages courants, R.D.C.....	17
Tableau II- 3: Charges et surcharge du paillasse.....	18
Tableau II- 4: Charges et surcharge du volée et palier.....	19
Tableau II - 5: Charges de la poutre palière.....	19
Tableau II - 6: Charge et surcharge des murs.....	20
Tableau II - 7: Charge et surcharge des chainages.....	21
Tableau II - 8: Charge et surcharge des chainages de Plancher Etage niveau Courant.....	21
Tableau II - 9: Charge et surcharge de Longrine sous murs.....	22
Tableau II - 10: Charge et surcharge de Longrine centrale.....	22
Tableau II - 11 : Dégression des charges d'exploitations.....	23

## Chapitre III : Présentation de l'ouvrage et calcul des éléments

Tableau III - 1 : Règlements de calcul et moyens utilisés.....	26
Tableau III - 2 : Caractéristiques géométriques.....	32
Tableau III - 3: Déformation longitudinales du béton.....	33
Tableau III - 4: Pré-dimensionnement des poutres et chainages.....	34
Tableau III - 5: Armatures minimales et maximales des poutres et chainage.....	36
Tableau III - 6: Armatures transversales des poutres et chainage.....	37
Tableau III - 7: Vérification des contraintes.....	39
Tableau III - 8 : Récapitulatif des dimensions des poteaux.....	41
Tableau III - 9: Effort normal ultime due à chaque niveau $N_u$ .....	44
Tableau III - 10: Ferrailage des poteaux.....	45
Tableau III - 11: Pré-dimensionnement de la dalle pleine.....	53

Tableau III - 12: Evaluation des charges.....	57
Tableau III - 13: Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles RDC et premier étage..	59
Tableau III - 14: Vérification des compressions.....	66
Tableau III - 15: Calcul de ferrailage de la poutre palière en travée et sur appuis.....	103

## **Chapitre IV : Analyse statique et dynamique de la construction**

Tableau IV - 1: Caractéristique de l'ouvrage selon RPA 99/ version 2003.....	127
Tableau IV - 2: Les résultats de facteur d'amplification dynamique.....	129
Tableau IV - 3: Les données à introduire dans le logiciel spectre.....	131
Tableau IV - 4: Le poids total de la structure « $f_{c28}=20\text{Mpa}$ , $22.50\text{Mpa}$ , $25\text{MPa}$ ».....	139
Tableau IV - 5: Tableau des modes et des périodes « $f_{c28} = (20, 22.50, 25) \text{MPa}$ ».....	141
Tableau IV - 6: Vérification de l'excentricité « $f_{c28}=20\text{MPa}$ ».....	147
Tableau IV - 7: Vérification de l'excentricité « $f_{c28}=22.5\text{MPa}$ ».....	148
Tableau IV - 8: Vérification de l'excentricité « $f_{c28}=25\text{MPa}$ ».....	148
Tableau IV - 9: Pourcentage de participation de la masse modale.....	148
Tableau IV - 10: La force sismique $V_x$ ; $V_y$ .....	151
Tableau IV - 11: L'effort tranchant « $f_{c28} = (20, 22.50, 25) \text{MPa}$ ».....	152
Tableau IV - 12: Vérification dès l'effort tranchant.....	152
Tableau IV - 13: Vérification des efforts normaux « $f_{c28} = (20, 22.50, 25) \text{MPa}$ ».....	154
Tableau IV - 14: Déplacements relatifs selon x-x « $f_{c28}=20\text{MPa}$ ».....	156
Tableau IV - 15: Déplacements relatifs selon x-x « $f_{c28}=22.5\text{MPa}$ ».....	156
Tableau IV - 16: Déplacements relatifs selon x-x « $f_{c28}=25\text{MPa}$ ».....	157
Tableau IV - 17: Déplacements relatifs selon Y-Y « $f_{c28}=20\text{MPa}$ ».....	157
Tableau IV - 18: Déplacements relatifs selon Y-Y « $f_{c28}=22.5\text{MPa}$ ».....	157
Tableau IV - 19: Déplacements relatifs selon Y-Y « $f_{c28}=22.5\text{MPa}$ ».....	158
Tableau IV - 20: Vérification de l'effet P- $\Delta$ « $f_{c28}= 20\text{MPa}$ ».....	160
Tableau IV - 21: Vérification de l'effet P- $\Delta$ « $f_{c28}= 22.5\text{MPa}$ ».....	160
Tableau IV - 22: Vérification de l'effet P- $\Delta$ « $f_{c28}= 25\text{MPa}$ ».....	160

## Notations et symboles

Symboles	Signification
E.L.S	État Limite De Service ;
E.L.U	État Limite Ultime ;
$C^{te}$	Valeur Constance ;
$A_s$	Section D'aciers ;
$A_s'$	Section D'aciers Comprimés ;
$A_{max} , A_{min}$	Section D'acier Maximale Et Minimale ;
A.N	Axe Neutre ;
$A_s$	Armatures Supérieures ;
$A_t$	Section D'un Cours D'armatures Transversales ;
$B_r$	Section Réduite ;
$B_o$	Section Homogène Totale ;
$E_s$	Module D'élasticité ;
$F_{bc}$	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton ;
G	Action Permanente ;
$I_o$	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène ;
$M_a$	Moment Sur Appuis ;
$M_{Ser}$	Moment Fléchissant A L'E.L.S ;
$M_U$	Moment Fléchissant A L'E.L.U ;
$M_{\alpha x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé ;
$M_{oy}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A $I_y$ ;
$N_{Ser}$	Effort Normal De Service ;
$N_u$	Effort Normal Ultime ;
$P_{Ser}$	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S ;
$P_u$	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U ;
$V_u$	Effort Tranchant A L'E.L.U ;
A	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale ;
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau ;

$B$	Largeur D'une Table De Compression ;
$b_0$	Largeur d'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T ;
$b_1$	Largeur d'une aile de tension en T ;
$d$	Hauteur utile d'une section ;
$e_0$	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton ;
$f_{cj}$	Résistance caractéristique du béton à la compression à j- jours ;
$f_{c28}$	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours ;
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier ;
$f_{ij}$	Résistance conventionnelle à la traction du béton à j- jours ;
$f_{r28}$	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 jours ;
$h$	Hauteur totale d'une section ;
$h_0$	Hauteur d'une table de compression ;
$i$	Rayon de giration ;
$l_a$	Portée d'ancrage ;
$l_f$	Longueur de flambement ;
$l_i$	Portée de travée ;
$l_r$	Longueur de recouvrement ;
$l_s$	Longueur de scellement ;
$l_o$	Longueur fictive ;
$\eta$	Coefficient d'équivalence ;
$S_t$	Espacement des armatures transversales ;
$\epsilon_{bc}$	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé ;
$\epsilon_s$	Allongement relatif des aciers tendus ;
$\epsilon_{sc}$	Raccourcissement relatif des aciers comprimé ;
$\epsilon_{sl}$	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul $(f_e / \gamma_s)$ ;

$\pi$	Coefficient de fissuration ;
$\lambda$	Élancement géométrique ;
$\mu$	Coefficient de frottement acier /béton ;
$\nu$	Coefficient de poisson ; effort normal réduit ;
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression du béton ;
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S ;
$\sigma_s$	Contrainte de traction de l'acier,
$\tau_{su}$	Contrainte d'adhérence limite ;
$\tau_u$	Contrainte tangentielle conventionnelle ;
$\phi$	Diamètre d'une barre ;
$\phi_l$	Diamètre d'une barre longitudinale ;
$\phi_t$	Diamètre d'une barre transversale ;
$\psi, \psi'$	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes ;
$\psi_s$	Coefficient de scellement ;

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

---

# Introduction générale

Le béton est un matériau qui a su devenir incontournable au cours du temps principalement grâce à sa grande résistance à la compression. C'est cette importante résistance qui nous permet aujourd'hui de construire des immeubles en béton et d'utiliser ce matériau pour résister à d'énormes contraintes.

Le béton est un nom générique, mais sous celui-ci se cache une palette de matériaux avec lesquels vous allez pouvoir construire. Les sous-ensembles du béton présentent chacun des caractéristiques très précises, surtout au niveau de la résistance, et c'est un point auquel vous allez devoir faire attention avant d'entamer votre construction.

D'une manière générale, il existe trois types de contraintes auxquelles peut être soumis votre béton, la compression (comme les poteaux chargés par exemple), la traction (comme les suspentes) et la flexion (comme les poutres). Le type de contrainte à laquelle l'élément en béton armé sera soumis sera donc déterminant pour la résistance du béton à choisir.

La résistance à la compression du béton est la capacité d'un matériau ou d'une structure à supporter des charges sur sa surface sans aucune fissuration ni déflexion, où les matériaux sous pression ont tendance à réduire le volume tandis qu'en cas de tension le volume augmente, la résistance à la compression du béton dépend sur de nombreux facteurs tels que le rapport eau/ciment et la résistance du ciment et la qualité des matériaux en béton et le contrôle de la qualité lors de la production du béton.

Ce projet présente une étude sur l'effet de la résistance à la compression à 28 jours du béton sur le comportement d'un bâtiment constitué d'un Rez de chaussée plus quatre étages implanté à la commune de SIDI SLIMANE, la wilaya de TISSEMSILT classé comme zone de moyenne sismicité IIa selon RPA 99 / Version 2003.

L'étude se compose de quatre chapitres :

Le premier chapitre : nous avons traité d'une introduction générale sur la résistance à la compression du béton et aussi des essais qui déterminent la valeur de la résistance à la compression du béton.

Le deuxième chapitre : l'évaluation des charges de tous les éléments.

La troisième chapitre : une description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural, ainsi qu'une étude de l'aspect technique des éléments (détermination des dimensions des éléments.. poteaux, poutre, planchers, escaliers, voile ...) ainsi qu'une étude exécutive des éléments (étude d'armature de divers éléments). Tout ce qui Selon les réglementations et méthodes bien connues BAEL 91) et RPA 99 / Version 2003.

La quatrième chapitre : une étude dynamique de la structure à l'aide d'ETABS version 9.7.4 afin d'analyser le comportement de la structure sous l'influence de l'action sismique, ainsi que les différentes charges (permanentes et d'exploitation), et de calculer les propriétés dynamiques de la structure (déplacement et la rigidité) en fonction de l'évolution de la résistance à la compression du béton.

# **CHAPITRE I**

---

## **Généralités sur la résistance à la compression du béton**

## **I. Introduction**

Le béton, de par son aspect économique (coût faible) et parce qu'il offre aux constructeurs une variété de forme et de teintes et d'aspect des plus importantes, est le matériau le plus utilisé dans le monde de la construction. Associés à cela, les progrès actuels très rapides de ce matériau (bétons hautes performances, béton auto-plaçant) font augmenter sa cote au près des architectes. Ainsi, d'un point de vue esthétique, mais aussi vis-à-vis de la pérennité de la structure, il est nécessaire d'éviter ou d'essayer de maîtriser les pathologies du béton dans la mesure du possible.

Le béton est un matériau complexe, plusieurs recherches ont été réalisées pour étudier les différents aspects de son comportement mécanique (élasticité, ductilité, déformabilité, ...).

La construction d'un élément en béton armé se compose d'une succession d'étapes dont aucune ne doit être négligée. Après la conception de la forme et des détails et le dimensionnement de la section et des armatures, intervient le choix définitif des matériaux nécessaires (type de béton et d'aciers), les critères déterminant étant la résistance.

### **I.2. Historique**

L'histoire du béton montre que sa technique, bien fixée empiriquement par les Romains, avec la chaux grasse et la pouzzolane, a évolué seulement au 19<sup>ème</sup> siècle, après l'apparition des chaux hydrauliques et des ciments.

L'ingénieur Bélidor, auteur de l'architecture hydraulique (1737) étudia la composition du béton et introduisit le mot béton dans son sens actuel.

L'invention de la chaux hydraulique par Louis Vicat en 1817, celle du ciment Portland par Aspdin en Ecosse en 1824 et l'installation des premiers fours par Pavin de Lafarge au Teil en France en 1830 préparent l'avènement du béton [1].

Le ciment était du ciment Portland obtenu par mélange homogène d'argile et de calcaire, ou d'autres matériaux contenant de la chaux, de la silice, de l'alumine et de l'oxyde de fer, cuit à la température de clinkérisation puis broyé. Par la suite, de petites quantités d'adjuvants chimiques ont été ajoutées au mélange afin d'améliorer certaines des propriétés du béton à l'état frais ou durci. Plus tard, d'autres matériaux de nature inorganique ont été utilisés dans le béton, pour des raisons économiques dans la plupart des cas. Ces substances inorganiques sont moins coûteuses que le ciment Portland en raison de leur disponibilité à l'état naturel

Au 20<sup>ième</sup> siècle, le béton se développera considérablement avec l'évolution de ses Techniques : usage croissant des adjuvants, béton prêt à l'emploi, matériel de mise en œuvre, mise au point du béton précontraint en 1928 par Eugène Freyssinet, ouvrant ainsi la voie à une envolée de l'audace architecturale (ouvrages d'art, bâtiments, etc.).

Dans les années quatre-vingt et quatre-vingt-dix, les études relatives aux bétons à hautes Performances ont montré le rôle néfaste de l'excès d'eau dans les bétons. La réduction de cette Quantité d'eau, par l'emploi de défloquant et par correction de l'empilement granulaire via les Ultrafines, a conduit aux gains de résistance allant jusqu'à 200 Mpa et de durabilité.

De nos jours, l'étendue des exigences possibles a augmenté de façon spectaculaire. Par exemple, l'affaissement au cône d'Abrams varie de 0 pour les bétons de démoulage immédiat à plus de 25 cm pour les bétons autoplaçants. de même, les résistances requises à 28 jours en compression peuvent s'échelonner depuis des valeurs modestes, de l'ordre de 10 Mpa pour certains bétons de masse, à des valeurs très élevées, supérieures à 200 Mpa et plus pour certains produits spéciaux préfabriqués.

### **I.3.Le Béton**

Le béton est un mélange de ciment, de granulats, d'eau et éventuellement d'adjuvants défini par des normes

Un béton est défini par un certain nombre de critères et sera caractérisé par des performances dont la résistance n'est qu'un des aspects. La norme EN 206-1 s'applique à tous les bétons de structure, y compris ceux réalisés sur chantier, contrairement à la norme NF-P-18.305 qui ne s'appliquait qu'aux bétons prêts à l'emploi.

Les bétons prêts à l'emploi (B.P.E) sont fabriqués industriellement avec les avantages que cela comporte (matériaux stockés correctement, dosages précis (l'ajout d'eau dépend de la teneur en eau des granulats), contrôles systématiques des composants, régularité des caractéristiques du produit...) On voit sur la marché, au travers du réseau des usines de béton Prêt à l'emploi, des bétons de résistance très élevée, regroupés sous le terme de Bétons à Hautes performances.

En fait ils recouvrent une vaste gamme de bétons; une classification est proposée en fonction de leur résistance, mais ne pas perdre de vue que le mot "performance" englobe des caractéristiques diverses :

- Densité
- Porosité
- Perméabilité ou résistance à la pénétration de l'eau
- Développement accéléré de la résistance
- Résistance aux agents agressifs extérieurs (chimiques notamment)
- Résistance aux cycles gel- dégel et au sel de déverglaça gé
- Teneur en air (air entraîné et occlus)
- Résistance à l'abrasion
- Tenue au feu
- Retrait, fluage
- Déformabilité
- Hydratation retardée
- Maniabilité
- Résistance à la compression

### I.3.1.Ciments

La production annuelle est en Algérie d'environ 25 millions de tonnes [2].

On distingue différents types de ciment et différentes classes de résistance.

**Tableau II-1 : Différents types de ciment**

Classes	Définition
CEM I	Ciment Portland
CEM II	Ciment Portland composé (au laitier, fumée de silice, pouzzolane, cendres volantes, schistes calcinés, calcaire)
CEM III	Ciment de haut fourneau
CEM IV	Ciment pouzzolanique
CEM V	Ciment composé (laitier, cendres) Résistance Normal (N)

### **I.3.2. Caractéristiques mécaniques.**

Le béton est caractérisé par une bonne résistance à la compression  $f_{cj}$  et une résistance médiocre en traction  $f_{tj}$ . Un module d'Young qui prend deux valeurs selon que l'on considère des déformations instantanées ( $E_{ij}$ ) ou des déformations à long terme, déformations différées ( $E_{vj}$ ).

#### **I.3.2.1. Essai de compression simple**

##### **I.3.2.1.1. Principe**

L'objet de cet essai est de déterminer la résistance nominale en compression simple des blocs de terre crue compressée.

Il s'agit de soumettre un échantillon constitué de deux demi-blocs superposés et collés par un joint de mortier de terre à une compression simple jusqu'à la rupture.

##### **I.3.2.1.2. Mode opératoire**

- Couper les blocs en deux. pour cela, un essai de traction pourra être réalisé au préalable ;
- Les superposer et les coller par une fine joint de mortier (1 cm max.) en les humidifiant légèrement ;
- Laisser sécher l'éprouvette 2 à 3 jours à température ambiante ;
- Placer une membrane de néoprène graissée sur une plaque en téflon et disposer le tout sur le plateau inférieur de la presse (cet ensemble constitue un système anti-fretage qui autorise les déplacements transversaux libres de l'échantillon ;
- Poser sur cet ensemble l'échantillon constitué des deux demi-blocs, et placer un deuxième ensemble constitué d'une membrane de Néoprène graissée et d'une plaque de téflon ;
- Centrer l'ensemble (les deux demi-blocs et le système anti-fretage) entre les plateaux rotules de la presse ;
- Appliquer la charge d'une manière continue et sans à coup, à une vitesse régulière jusqu'à rupture complète de l'échantillon ;
- Relever la charge maximale supportée par l'échantillon au cours de l'essai ;
- Expérimentalement la résistance à la compression se mesure le plus souvent sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16cm et de hauteur 32cm.

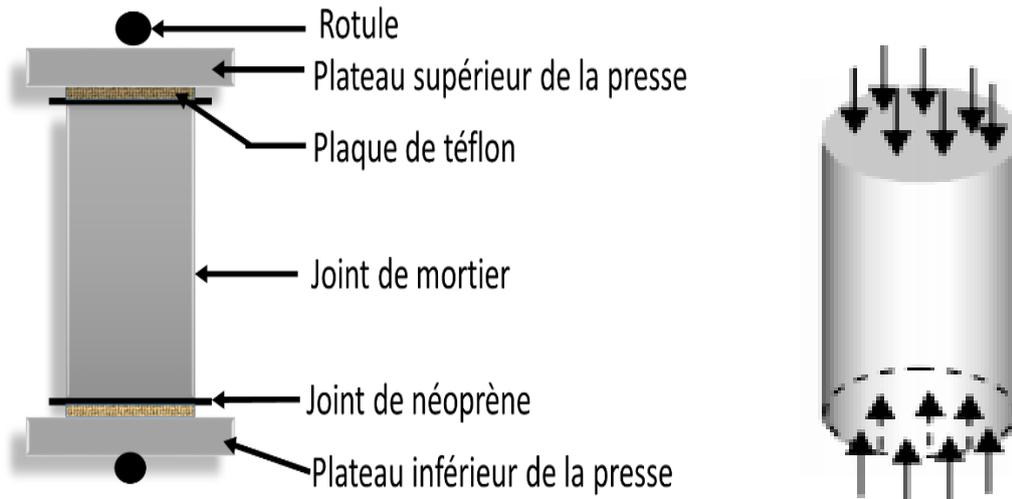


Figure I. 1 : Schéma du principe de l'essai de compression [3]

**I.3.2.1.2.1. Condition requises:**

L'éprouvette doit être soumise à une sollicitation de type compression simple

$$T_G(\text{cohésion}) = \begin{pmatrix} N & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \end{pmatrix}$$

$$N = -F \text{ et } \sigma = \frac{N}{S}$$

$$T_G(F \text{ extérieur}) = \begin{pmatrix} F & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \end{pmatrix}$$

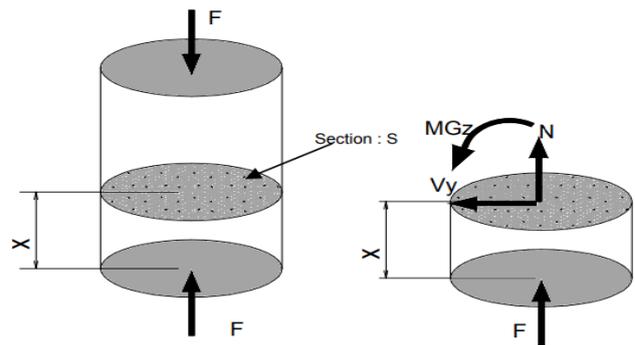


Figure I-2: Application de l'effort de compression sur l'éprouvette

**I.3.2.1.2.2. Dispositions prises**

Pour l'éprouvette: les faces de l'éprouvette doivent être parfaitement planes

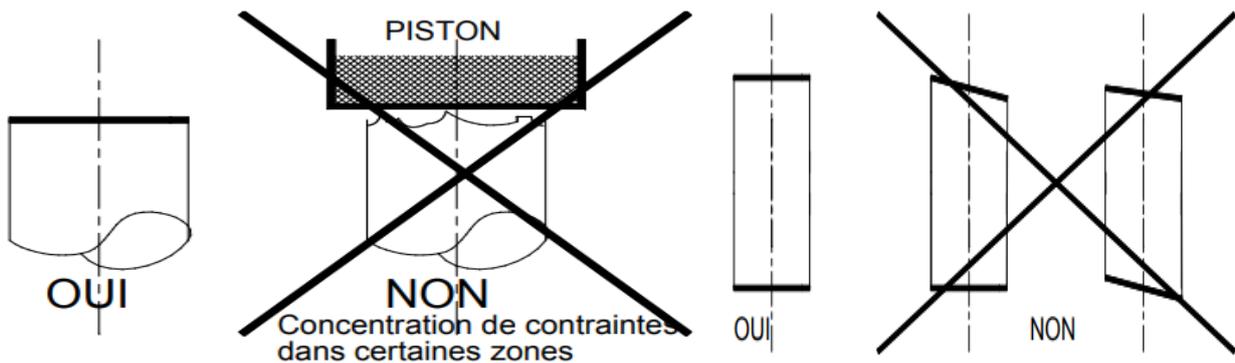


Figure I - 3 : concentration de contraintes

Les bases de l'éprouvette doivent être parallèles elles et perpendiculaire à l'axe

### I.3.2.1.2.3. La vitesse de mise en charge

{ Une vitesse rapide surestime la résistance  
 { Une vitesse lente sous – estime la résistance

En prendra  $V=5 \text{ MPa/s}$

### I.3.2.1.3. Expression des résultats

La résistance à la compression des blocs est donnée

Par la formule  $F_c = 10 \times F/S$

dans laquelle :

$F_c$  : résistance à la compression des blocs en méga pascal (MPa)

$F$  : charge maximale supportée par les deux demi-blocs en kilo newtons (kN)

$S$  : surface moyenne des faces d'essai en centimètres carrés ( $\text{cm}^2$ ) (les surfaces n'étant pas toujours régulières, on Prendra la surface commune en contact).

La résistance à la compression moyenne des blocs est la moyenne arithmétique des résistances à la compression d'au moins trois essais réalisés sur des échantillons d'un même lot.

### I.3.2.1.4. Résistance à la compression

Dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours, dite "valeur caractéristique requise".

Cette résistance se mesure par des essais de compression simple sur éprouvettes cylindriques de section  $200 \text{ cm}^2$  et de hauteur double de leur diamètre (les éprouvettes sont dites "16-32").

Elle est notée  $f_{c28}$  et s'exprime en Mpa et correspond dans la norme à la valeur de la résistance au-dessous de laquelle peuvent se situer au plus 5% de la population de tous les résultats des essais sur éprouvette 16x32.

Cette résistance caractéristique est donc bien inférieure à la valeur moyenne des résultats d'essai.

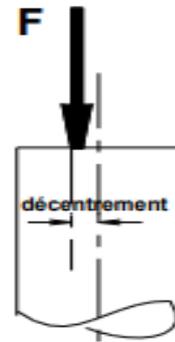


Figure I - 4: Décentrement

Cette résistance varie en fonction de l'âge du béton et le règlement donne des lois d'évolution de  $f_{cj}$  (résistance en compression à j jours) en fonction de l'âge "j" en jours.

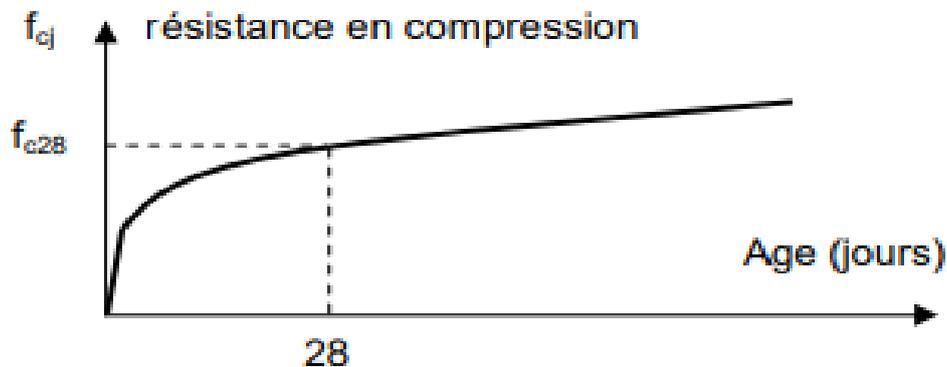


Figure I.5 : Evolution de la résistance en compression d'un béton en fonction de son âge

Pour des bétons non traités thermiquement, on admet (BAEL 91):

$J \leq 28$	$f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$	$f_{cj} J \leq 28 = j.f_{c28}/ (4,76+0,83j)$	
	$f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$	$f_{cj} = j.f_{c28}/ (1,40+0,95j)$	
$J = 28$		$f_{cj} = f_{c28}$	pour le calcul de résistance
$28 < J < 60$	$f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$	$f_{cj} = j.f_{c28}/ (4,76+0,83j)$	pour les calculs de déformation
$J > 60$		$f_{cj} = 1,1.f_{c28}$	pour les calculs de déformation

### I.3.3.Résistance à la traction du béton

La résistance à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$  et exprimées en Mpa est définie conventionnellement par la relation

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06. f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} < 60\text{Mpa}$$

$$f_{tj} = 0,275.f_{cj}^{2/3} \quad \text{si } 60 < f_{c28} < 80\text{Mpa}$$

### I.3.4.Déformations longitudinales du béton

Un essai de compression simple sur éprouvette 16x32 permet d'obtenir le diagramme expérimental "Contrainte - déformation" du béton ci-dessous.

Réglementairement, on applique des coefficients de sécurité sur la résistance du béton et le diagramme qui sera utilisé pour les calculs à l'ELU (Etats Limites Ultimes) sera le diagramme dit "de calcul" La résistance de calcul à La traction sera négligée.

Le béton est un matériau fragile (par opposition à ductile), il se déforme peu avant rupture La loi de comportement fait apparaître une zone élastique (quasiment linéaire) et une zone Plastique

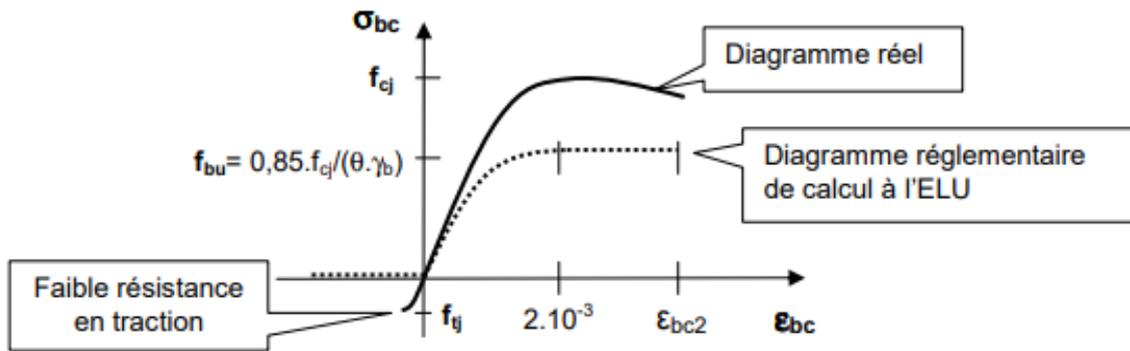


Figure I. 6 : Diagramme expérimental et diagramme de calcul du béton

la résistance en compression pour le calcul à l'ELU  $f_{bu} = 0,85.f_{cj}/(\theta.\gamma_b)$

$\theta = 1$  pour les charges appliquées plus de 24h  $\gamma_b = 1,5$  à l'ELU normal et 1,15 à l'ELU accidentel  
 (0,9 entre 1 et 24h et 0,85 si < 1h)

Un élément de béton comprimé admet dès l'application de la charge une déformation instantanée.

Mais au cours du temps, cette déformation va continuer à croître du fait du fluage (déformation dans le temps, sous charge constante

**Déformations instantanées**

**Déformations différées**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à l'âge de j jours, un module de déformation instantanée du béton de:

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. Le module de déformation différée correspondant à des charges de longue durée d'application (réglementairement plus de 24 heures) est:

$$E_{ij} = 11000.f_{cj}^{1/3}$$

$$E_{vj} = 3700.f_{cj}^{1/3} \quad \text{si } f_{cj} < 60\text{MPa}$$

$$E_{vj} = 4400.f_{cj}^{1/3} \quad \text{si } 60 < f_{c28} < 80\text{MPa, sans fumée de silice}$$

$$E_{vj} = 6100.f_{cj}^{1/3} \quad \text{si } 60 < f_{c28} < 80\text{MPa, avec fumée de silice}$$

**Modèle essai de compression****Nature de l'essai :**

Essai de recherche	désignation de l'éprouvette	
Essai d'étude, de convenance et de contrôle	Lieu de fabrication	
Essai d'information	date de fabrication	

**Composition du béton**

	Désignation	W en %	Quantité	Mise en place du béton	
<b>Sable</b>				<b>Par aiguille vibrante</b>	
<b>Gravier1</b>				<b>Par piquage</b>	
<b>Gravier2</b>				<b>Affaissement (cm)</b>	
<b>Ciment</b>				<b>Provenance du ciment</b>	
<b>Eau</b>				<b>Adjuvant (nature et dosage)</b>	

Age Jour	Epreuves		Charge de rupture (KN)	Contrainte $f_{cj}$ de rupture (Mpa)	$f_{cm}$ moyenne en Mpa
	numéro	Masse (kg)			

**En déduire  $f_{ck}$ (Mpa) =.....**

Date de l'essai :.....

**I.4.Conclusion :**

La résistance à la compression du béton peut être considérée en général comme l'une des propriétés les plus importantes du béton. La résistance donne une image complète de la qualité du béton car elle est directement liée à la structure ou à la structure de la pâte de ciment durcie. La résistance du béton à la compression est une constante et une composante essentielle de la conception structurelle pour l'usage pour lequel il a été conçu et d'autres résistances telles que la traction, la flexion, le cisaillement et la cohésion avec les barres d'armature sont améliorées et augmentées .résistance à la pression croissante. Par conséquent, le test de compression est effectué dans le but de contrôler la qualité de la production de béton sur le site du projet. Ce test est également utilisé dans le but de la conception structurelle pour déterminer résistance caractéristique et contrainte de travail du béton dans Compression en pourcentage de la résistance à la compression maximale.

## **CHAPITRE II**

---

### **Descente de charges**

## II.1. Introduction

Les charges réglementaires sont en général:

**01-Les charges permanentes** : IL s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

**02- Les charges d'exploitation** : Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

**II.2.Descente de charges:** La descente de charges a pour but d'évaluer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les charges réglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q).

### II.2.1.Plancher terrasse inaccessible

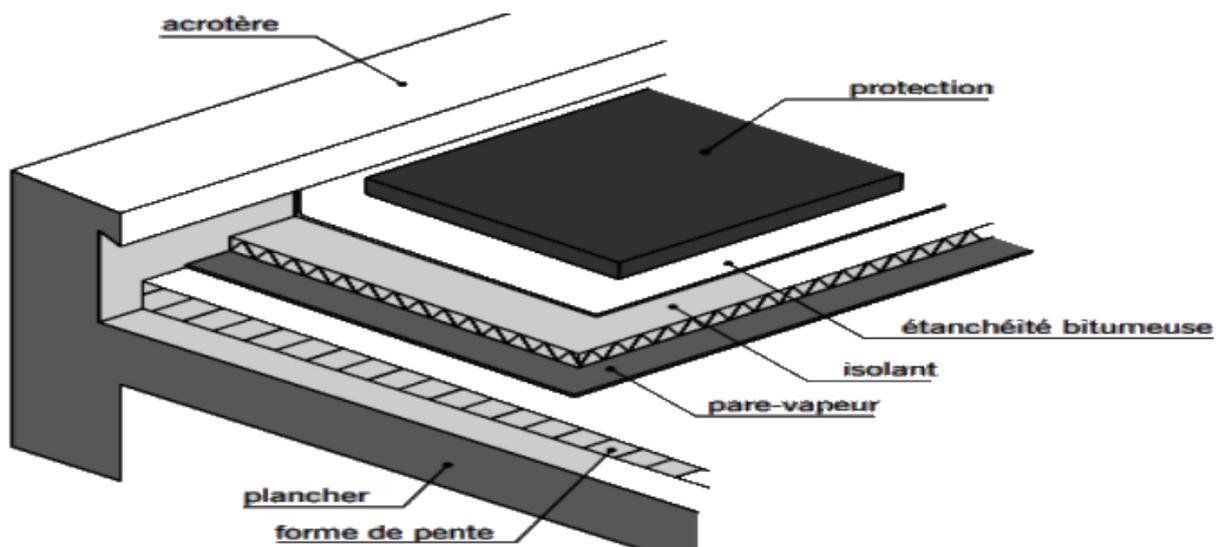


Figure II-1 : Différents couches constitutifs du plancher terrasse inaccessible.

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

Désignation	Epaisseur ( m )	Masse volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Masse surfaceute (KN/m <sup>2</sup> )	Charge [KN/m <sup>2</sup> ]
Protection lourde	0,05	15		0,75
Etanchéité multicouches papier kraft	0,05		0,10	0,10
Isolation thermique e=0,04 m	0,04	3		0,12
Forme de pente en béton	0,095		0,22 par cm	2,09
film polyane par vapeur				0,01
Plancher semi-préfabriqué	0,20			2,85
Enduit en plâtre sous plafond	0,015		0,1 par cm	0,15
	<b>Charge totale G</b>			<b>6,13</b>
	<b>Surcharge d'exploitation Q</b>			<b>1,00</b>
	<b>En cas dalle pleine G</b>			<b>3,28</b>

### II.2.2. Plancher étage courants

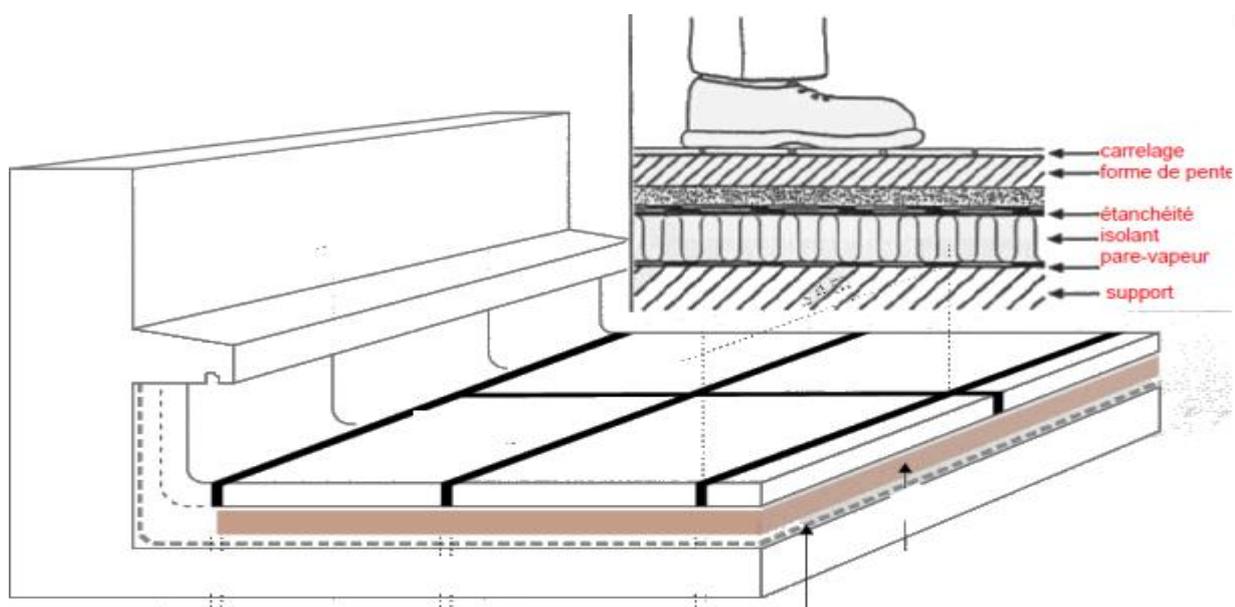


Figure II - 2 : Plancher étage courant, R.D.C.

Tableau II - 2 : Charge et surcharge des étages courants, R.D.C.

Désignation	Epaisseur ( m )	Masse volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Masse surfaccique (KN/m <sup>2</sup> )	Charge [KN/m <sup>2</sup> ]
Carrelage granito	0,03		0,20 par cm	0 ,60
Mortier de pose	0,02		0,20 par cm	0, 40
Lit de sable	0,02	18		0, 36
Plancher semi-préfabriqué	0,20			2,85
Cloisons légères	0,1	10		1,00
Enduit en plâtre	0,015		0,10 par cm	0,15
	<b>Charge totale G</b>			<b>5 ,36</b>
	<b>Surcharge d'exploitation Q</b>			<b>1,50</b>
	<b>En cas dalle pleine G</b>			<b>2,51</b>

### II.2.3.Escaliers

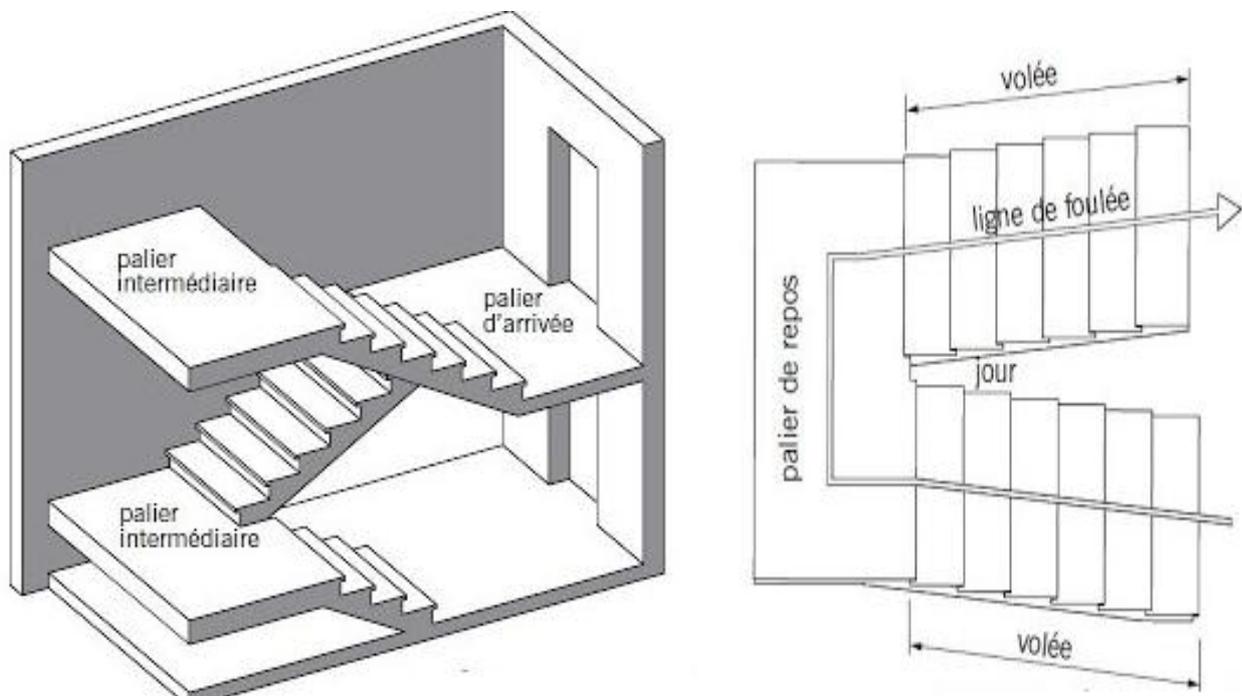


Figure II - 3 : Schéma d'un escalier.

Tableau II - 3: Charges et surcharge du paillasse.

Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Charge [KN/m <sup>2</sup> ]
Revêtement en carrelage horizontal	0,030	2,000	0.2 par cm	0,60
Revêtement en carrelage vertical $R_h \times \frac{h}{g} = (R_h 0,17/0,30)$	0,030	2,000		0,34
Mortier de pose $e_p \times \frac{h}{g}$	0,020	2,000	0.2 par cm	0,40
Poids des marches $\frac{h}{2} \times 22$	0,170	2,200		1,87
Poids de la paillasse $e_v \times \frac{25}{0.866}$	0,150	2,500		4,33
Enduit en ciment sous paillasse $2 \times \frac{0,1}{\cos \alpha}$	0,020	2,000		0,46
	<b>Charge totale G</b>			<b>8,00</b>
	<b>Surcharge d'exploitation Q</b>			<b>2,50</b>

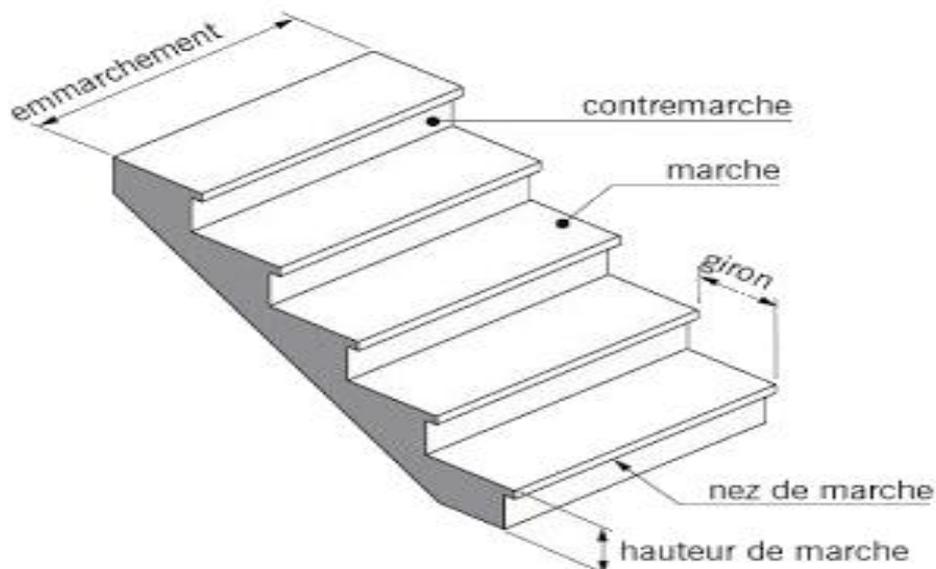


Figure II - 4 : Schéma d'un escalier (volée).

Tableau II-4: Charges et surcharge du volée et palier.

Dimension de la volée et palier:		
Longeur en m	<b>L</b>	<b>3,20</b>
Largeur en m	<b>l</b>	<b>1,40</b>
Epaisseur de Paillasse en cm	<b>e</b>	<b>0,1</b>
Charge permanente G [KN/m]	<b>G</b>	<b>7,45</b>
Charge d'exploitation Q [KN/m]	<b>Q</b>	<b>3,50</b>
Flèche maximale $F_a = (L / 500)$	<b>F<sub>a max</sub></b>	<b>0,064</b>

#### II.2.4.Poutre palière

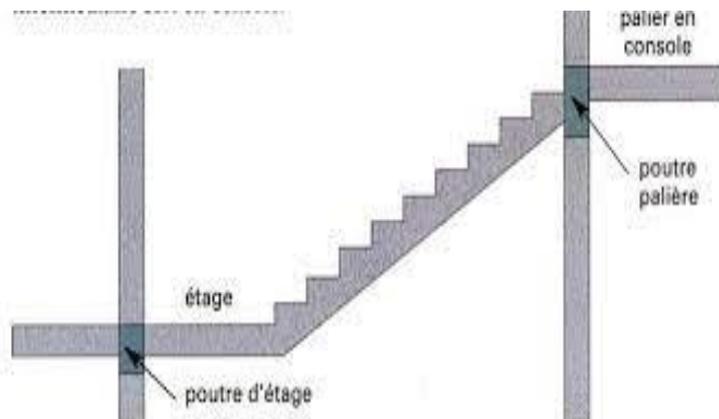


Figure II- 4: Schéma d'une poutre palière.

Tableau II-5: Charges de la poutre palière.

Calcul de la poutre palière:		
Sollicitations poutre palières		
longueur de la poutre		<b>3,45</b>
Réaction de la charge permanente	<b>R g [KN]</b>	<b>19,325</b>
Réaction de la charge d'exploitation	<b>R q [KN]</b>	<b>6,0375</b>

**II.2.5.Murs**

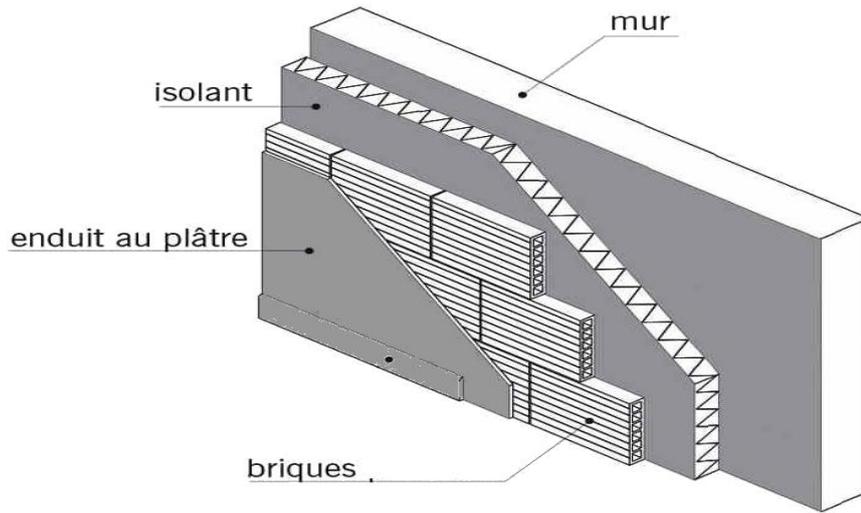


Figure II- 6 : Schéma d'un mur.

Tableau II - 6: Charge et surcharge des murs.

Désignation	a	b	Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Charge [KN/m]
	<b>0,300</b>	<b>hauteur</b>	<b>3,240</b>	
Poids des murs	0,20	2 ,94	0,900	<b>5,29</b>

**II.2.6.L'acrotère**

On adoptera pour l'acrotère les dimensions indiquées sur la figure:

$$S = [(0,25 + 0,1)0,02) / 2 + (0,1 \times 0,5) + (0,25 \times 0,08)] = 0,073 \text{ m}^2.$$

$$G = S \times \gamma_{BA} = 0,073 \times 25 = 1,83 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,83 \text{ KN/ml}$$

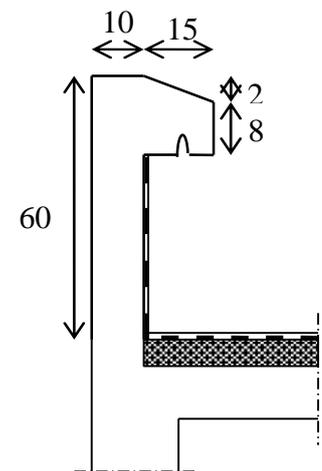


Figure II-7 : dimension de L'acrotère .

## II.2.7.Chanaiges

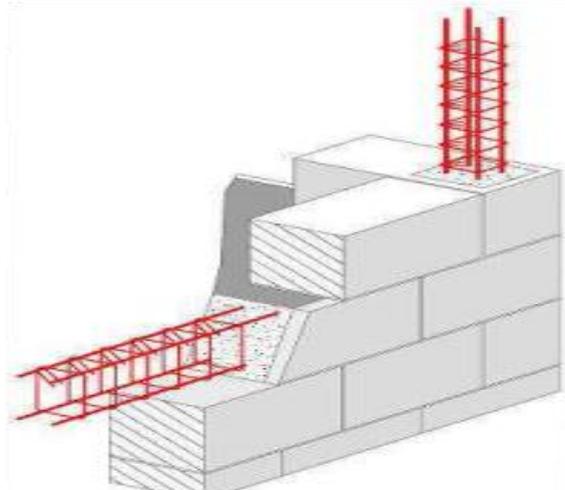


Figure II - 8 : Schéma de chaînage.

Tableau II-7: Charge et surcharge des chainages.

Désignation	Dimension		Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Charge [KN/m]
	a	b		
Plancher		0,60	6,13	3,68
<b>Charge totale G</b>				<b>3,68</b>
<b>Surcharge Q</b>			<b>1,00</b>	<b>0,60</b>

Tableau II-8: Charge et surcharge des chainages de Plancher Etage niveau Courant

Désignation	Dimension		Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Charge [KN/m]
	a	b		
Plancher		0,60	5,36	3,22
<b>Charge totale G</b>				<b>3,22</b>
<b>Surcharge Q</b>			<b>1,50</b>	<b>0,90</b>

**II.2.8.Longrine**

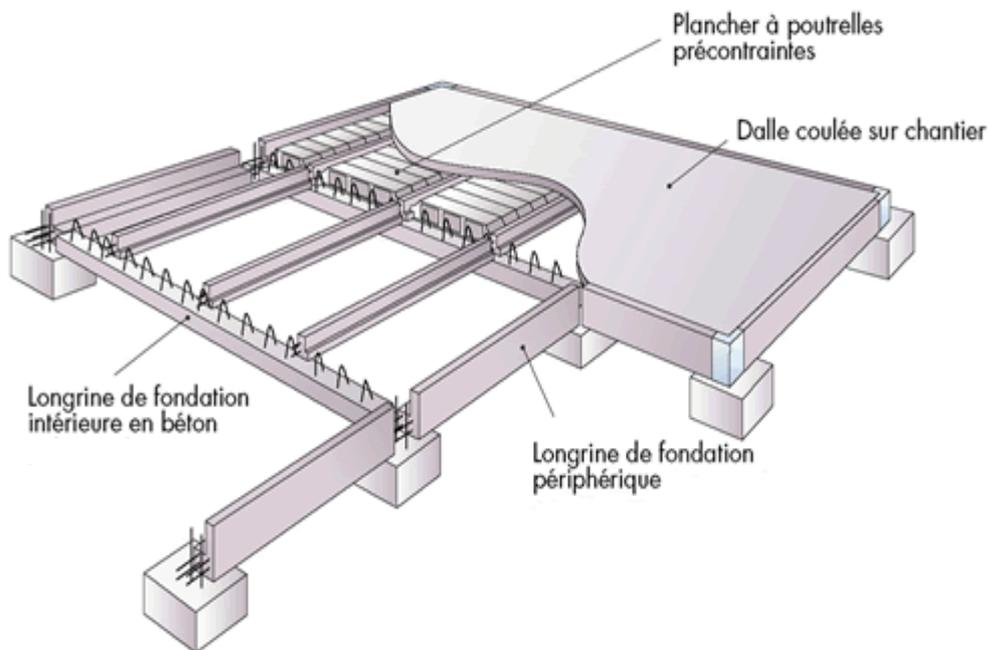


Figure II - 9 : Schéma de longrine.

Tableau II-9: Charge et surcharge de Longrine sous murs.

Désignation	Dimension		Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Charge [KN/m]
	a	b		
Poids des murs	0,20	2 ,94	9,00	5,29
<b>Charge totale G</b>				<b>5,29</b>

Tableau II-10: Charge et surcharge de Longrine centrale.

Désignation	Dimension		Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Charge [KN/m]
	a	b		
Poids des murs	0,10	2 ,94	9,00	<b>2,65</b>
<b>Charge totale G</b>				<b>2,65</b>
<b>Surcharge Q</b>	<b>0,20</b>		<b>2,50</b>	<b>0,50</b>

### II.3.Dégression des Surcharges d'Exploitation

La loi de dégression verticale des charges variables s'applique pour les bâtiments à grand nombre de niveaux dont les occupations peuvent être considérées comme indépendantes. Le principe de cette loi est exposé comme suit

Sous terrasse .....  $Q_0$  ;

Sous étage 1 .....  $Q_0 + Q_1$ ;

Sous étage 2 .....  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$ ;

Sous étage 3 .....  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ ;

Sous étage 4 .....  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ ;

Sous étage n .....  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$  Pour  $n \geq 5$  .

Tableau II-11 : Dégression des charges d'exploitations.

étage	Charges d'exploitations	Valeur non cumulée de charge (KN/m <sup>2</sup> )	Dégression des charges par niveau	Valeur cumulée de charge (KN/m <sup>2</sup> )
terrasse	$Q_0$	1.00	$\sum_0 = q_0 = 1,00$	1
Sous étage 1	$Q_1$	1.50	$\sum_1 = q_0 + q_1$	2,5
Sous étage 2	$Q_2$	1.50	$\sum_2 = q_0 + q_1 + q_2$	4
Sous étage 3	$Q_3$	1.50	$\sum_3 = q_0 + q_1 + q_2 + q_3$	5,50
Sous étage 4	$Q_4$	1.50	$\sum_4 = q_0 + q_1 + q_2 + q_3 + q_4$	7.00

**II.4.Conclusion**

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations.

Les valeurs obtenues permettront de dimensionner les éléments porteurs voir dans certains cas, de la structure.

## **CHAPITRE II**

---

### **PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CALCUL DES ELEMENTS**

### III.1. Introduction

Le béton est soumis dans son étude à des normes d'ingénierie pour garantir sa qualité, le principe de base lors de la construction est d'examiner des échantillons de mélanges de béton pour s'assurer de leur adéquation et de leur adéquation au projet, lorsque l'échantillon est réussi, il est travaillé en grande quantité, et en cas d'échec, l'échantillon original est modifié et réexaminé et s'il ne réussit pas une fois que les autres sont écartés, le béton qui réussit se distingue par sa résistance, parce que le béton est exposé à de nombreux facteurs qui affectent sa résistance et sa viabilité à long terme, et parmi ces facteurs que l'affectent, il ya a la pression, et dans notre projet, nous aborderons l'effet de la résistance à la compression sur le comportement du béton dans la structure.

### III.2. Règlements de calcul et moyens utilisés

**Tableau III-1 : Règlements de calcul et moyens utilisés**

Règlements	Moyens et logiciels
<ul style="list-style-type: none"> <li>DTR BC- 2.48 : Règles Parasismique Algérienne RPA 99/ Version 2003.</li> <li>BAEL91 modifié 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>ETABS V 9.7.4 (Extended 3D (Three-Dimensional) Analysis of Building Systems</li> </ul>

### III.3. Présentation du projet

Notre projet consiste à l'étude de l'influence de la résistance à la compression du béton à 28 jours sur le comportement de structure en béton armé cas d'un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un Rez-de-chaussée plus quatre étages, implanté à la commune de SIDI SLIMANE, la wilaya de TISSEMSILT classé comme zone de moyenne sismicité IIa selon RPA 99/ Version 2003.



Figure III -1 : Situation de l'ouvrage selon Google Earth

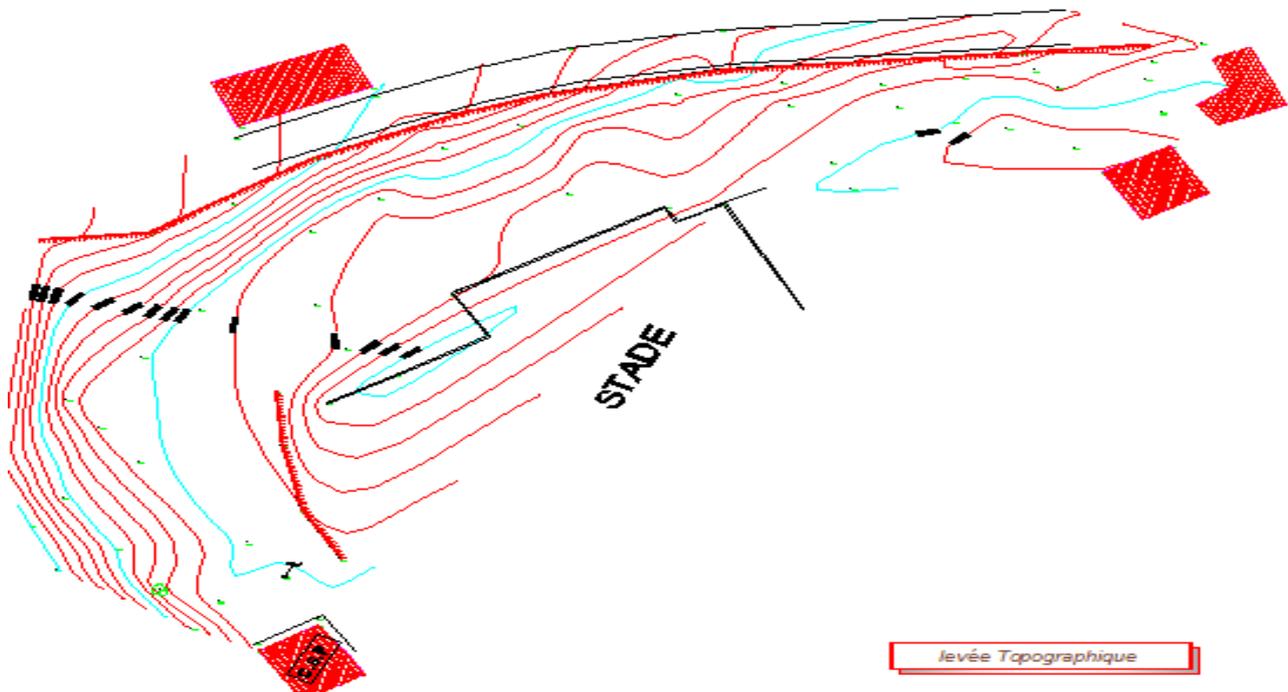


Figure III-2 : Levée topographique

u

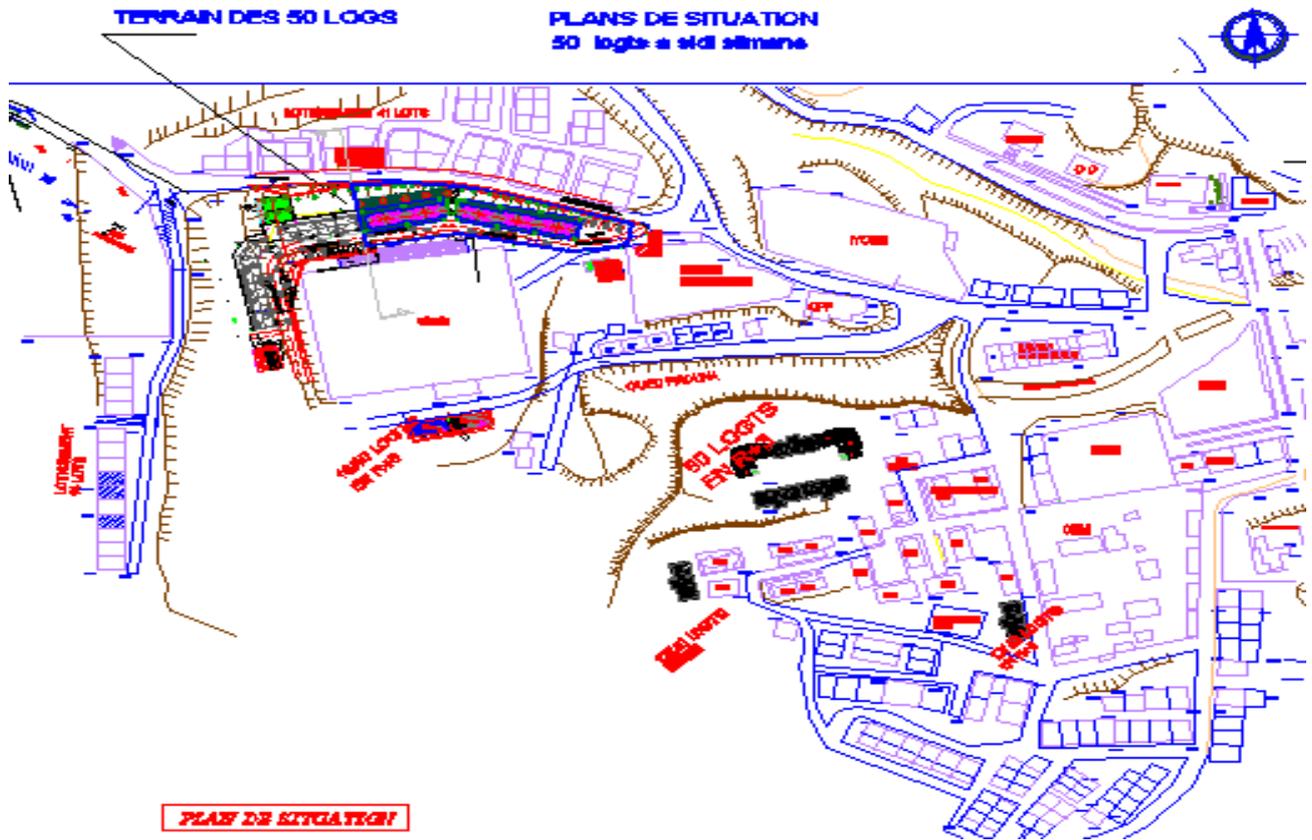


Figure III - 3: Plan de situation

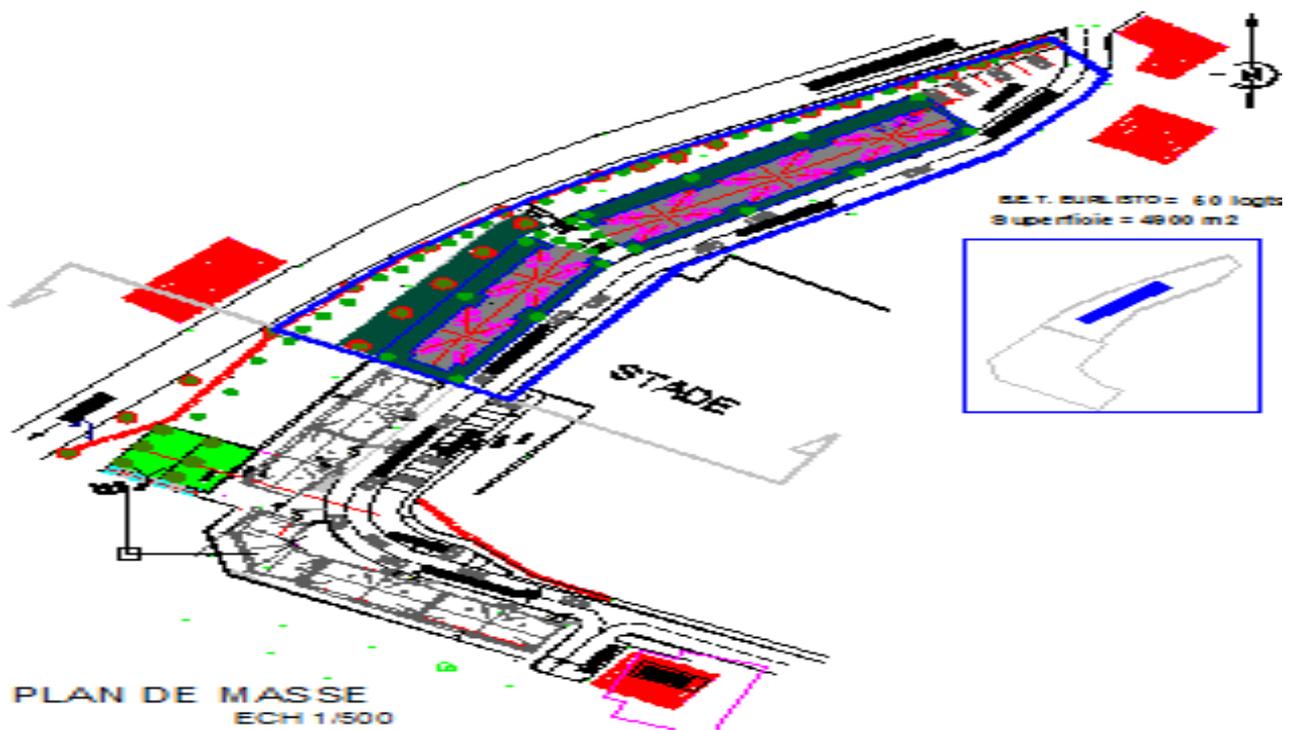


Figure III - 4: Plan de masse



Figure III - 5: Façade principale de la structure

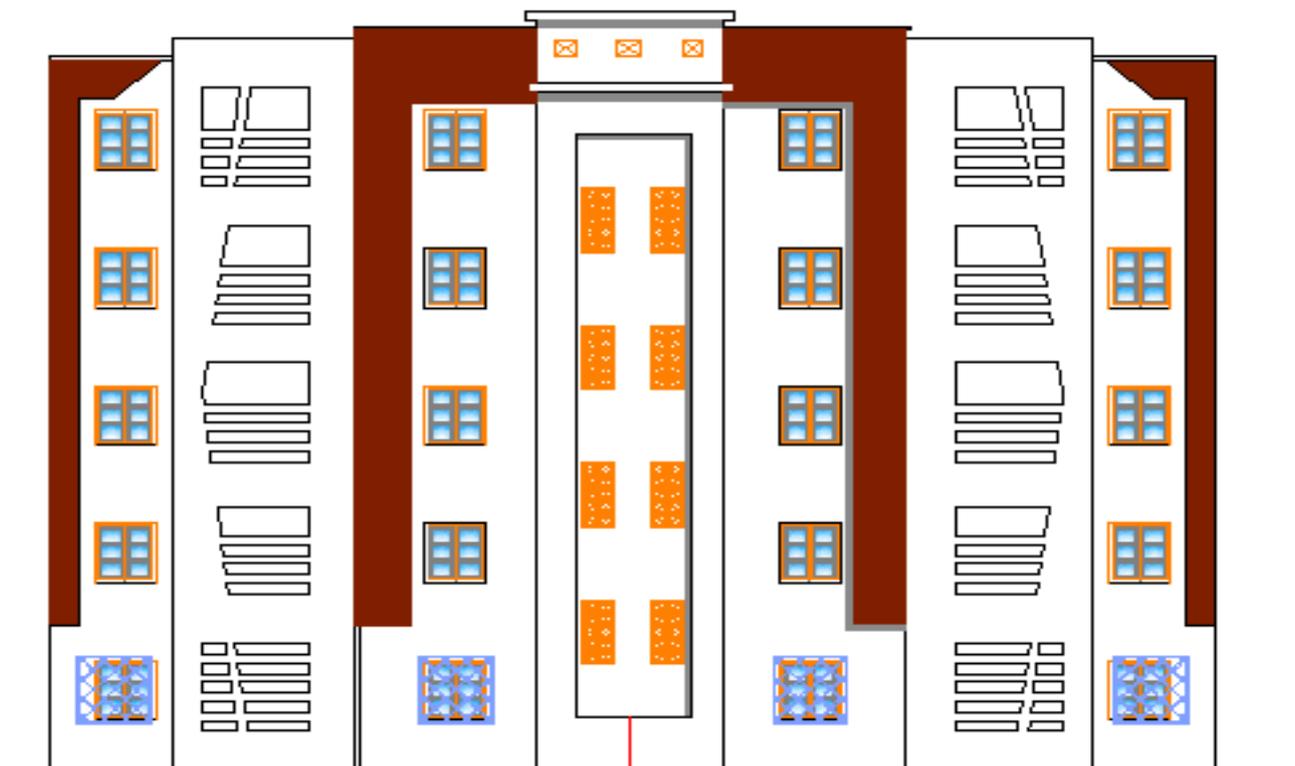


Figure III -6 : Façade latéral de la structure

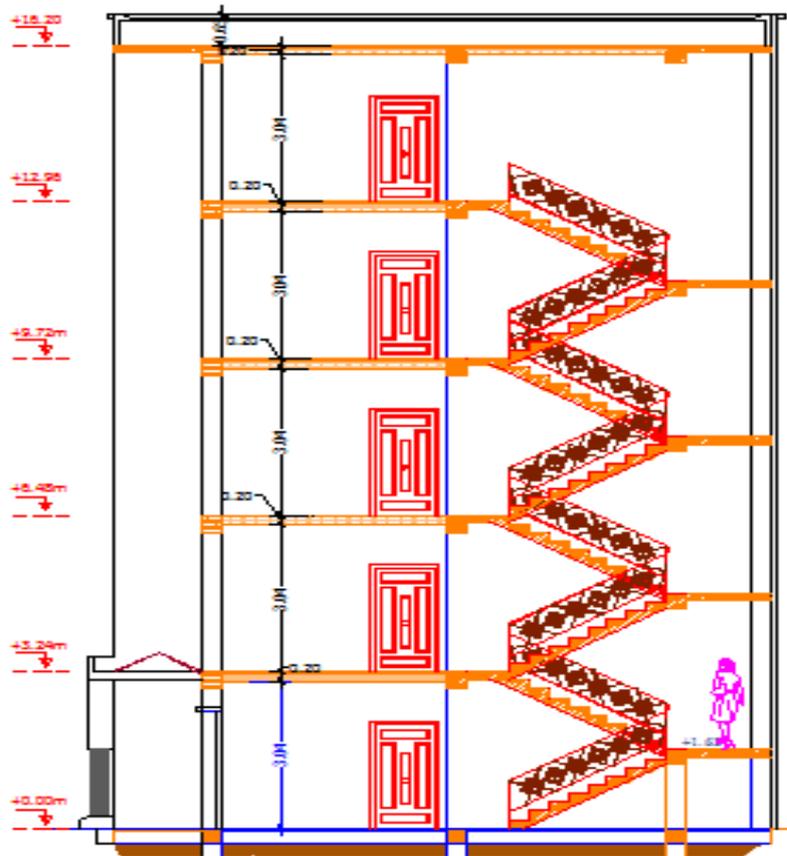


Figure III - 7: Coupe transversale de la structure

7

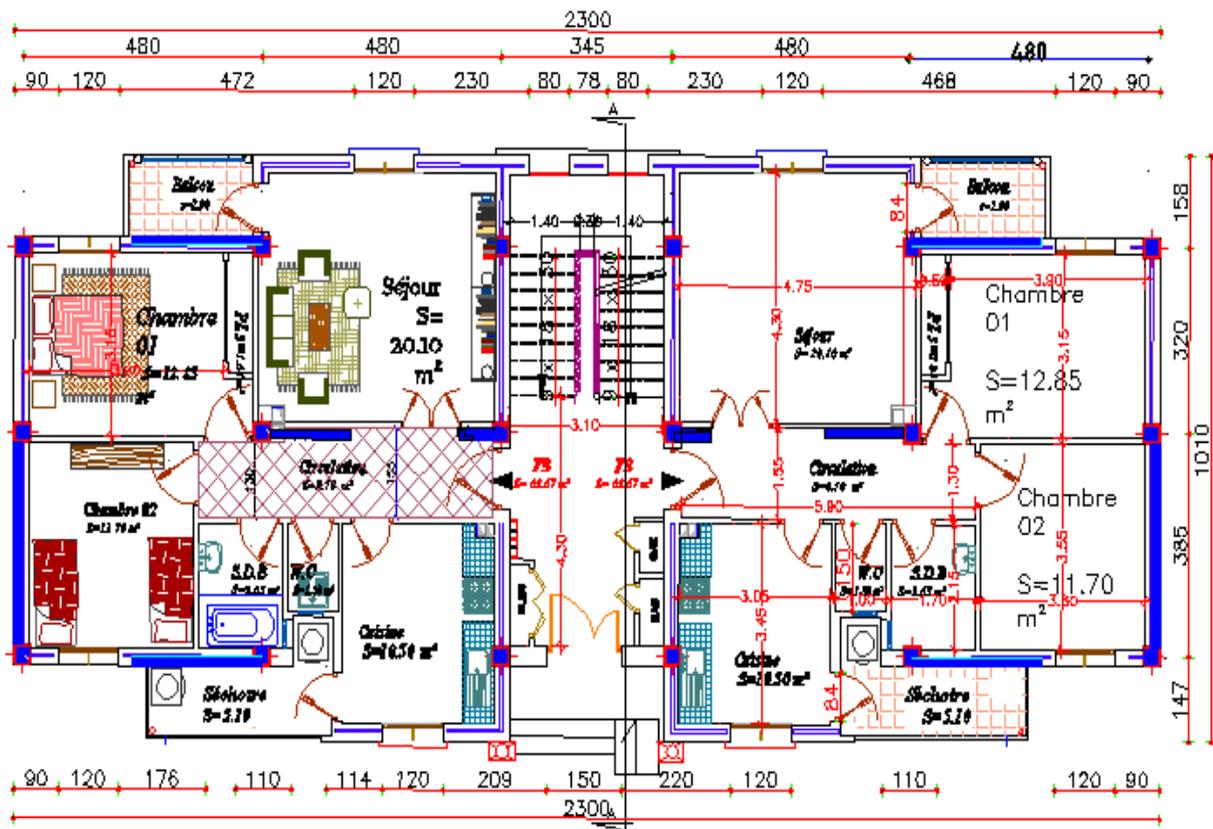


Figure III - 8: Plan RDC de la structure

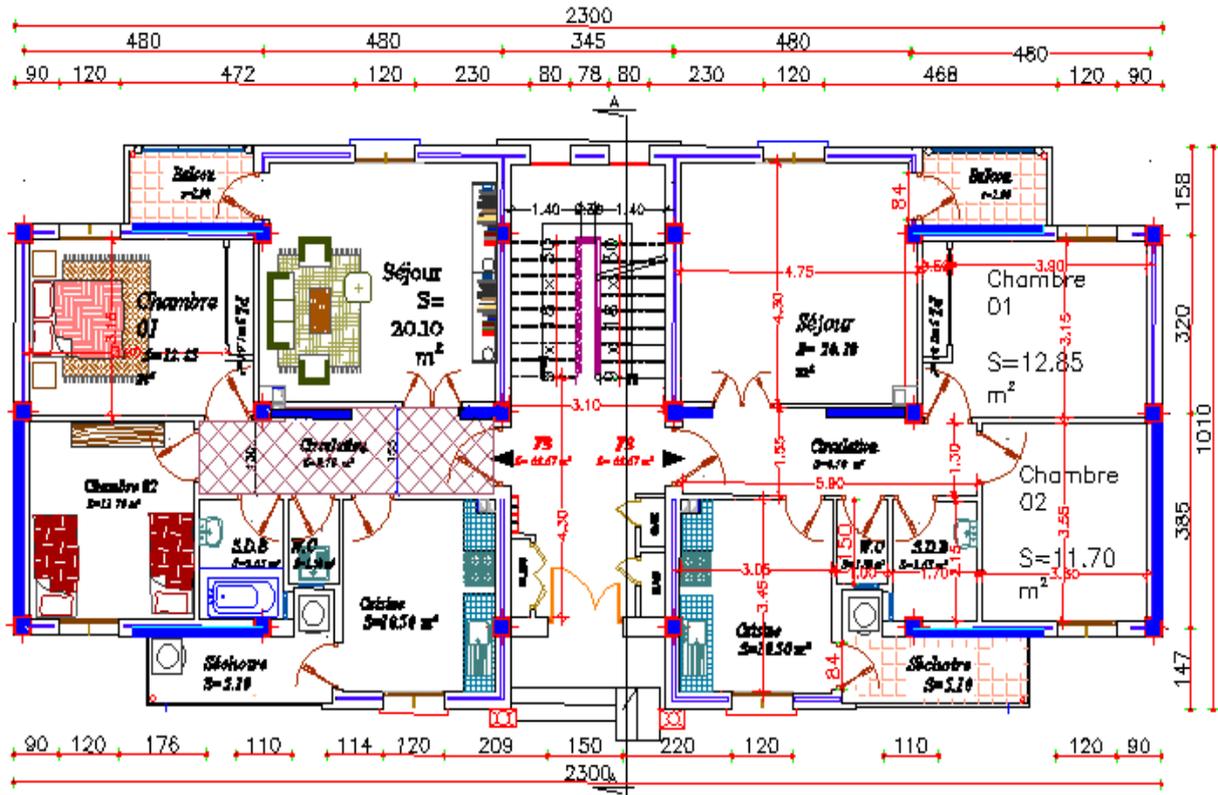


Figure III - 9: Plan étage

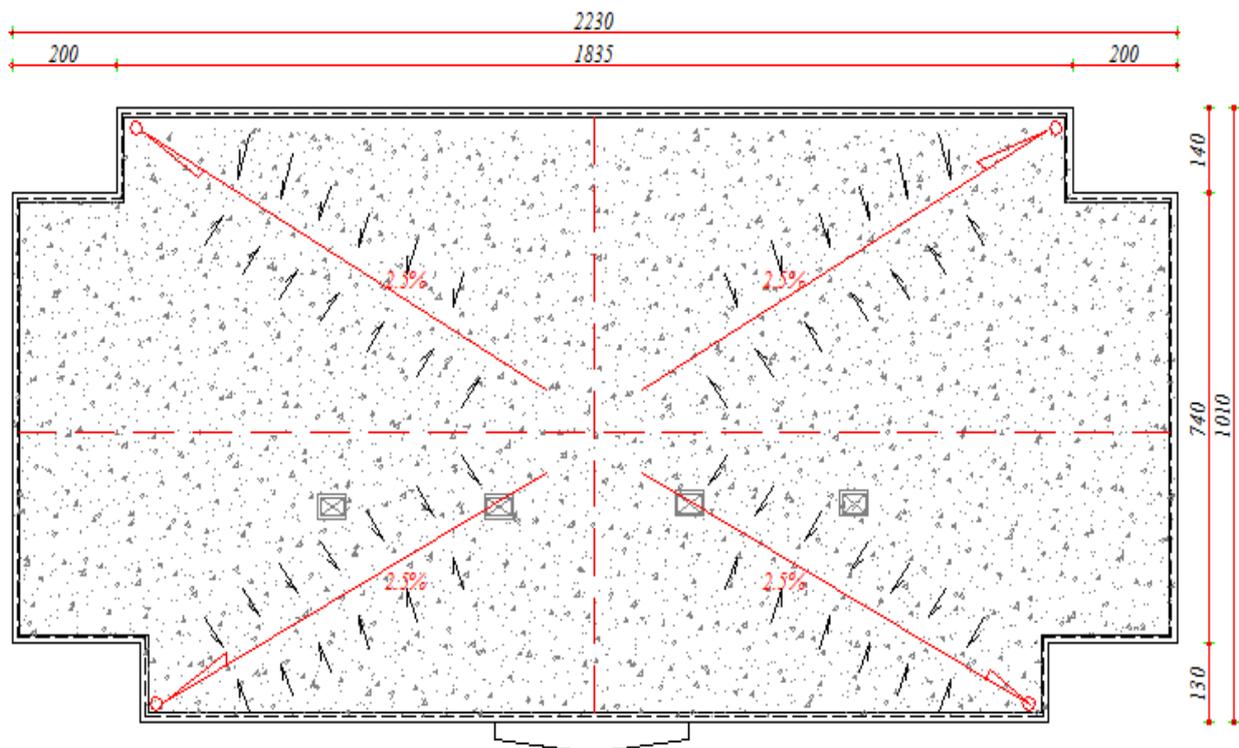


Figure III - 10: Plan terrasse.

### III.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage

#### III.3.1.1. Caractéristiques géométriques

Les dimensions de la structure sont :

Tableau III. 2 : Caractéristiques géométriques

Longueur total	23.00 m
Largeur total	10.10 m
Hauteur du Rez-de-chaussée	3,24 m
Hauteur d'étage courant	3,24 m
Hauteur totale de bâtiment sans acrotère	16.20 m
Hauteur de l'acrotère	0,60 m
Hauteur totale de bâtiment avec acrotère	16.80 m

**III.3.2. Domaine d'application des règles B.A.E.L91** : les règles de calcul B.A.E.L 91 sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton armé dont le béton est constituées de granulats naturels normaux avec un dosage en ciment au moins égal à 350 kg/m<sup>2</sup> de béton mis en œuvre.

#### III.3.2.1. Les sollicitations

Les sollicitations sont les efforts (efforts normal et effort tranchant) et les moments (moment fléchissant et moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées. D'une façon générale les sollicitations sont calculées en utilisant pour la structure un model élastique et linéaire.

On emploie les procédés de la mécanique des structure à partir des combinaisons d'actions. Pour la détermination des inconnues hyperstatiques, on prend en compte la section totale de béton seul, les pièces sont supposées non fissurées et sans armatures.

#### III.3.2.2. Les matériaux acier et béton

Pour pouvoir dimensionner des éléments en béton armé, il est indispensable de connaître le comportement des matériaux acier et béton et d'être capable de le modéliser.

### III.3.3. Résistance caractéristique:

**III.3.3.1. Résistance caractéristique à la compression:** Pour l'établissement des projets, un béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28j dite valeur caractéristique et notée  $f_{c28}$ .

**III.3.3.2. Résistance caractéristique à la traction:** La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est conventionnellement définie par la relation suivante:  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{cj}$

**III.3.3.3. Déformation longitudinales du béton:** L'expression ci-dessous permet de déterminer la valeur du module de déformation longitudinale instantanée du béton soumis à des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.

Tableau II - 3: Déformation longitudinales du béton.

Résistance de compression (MPa)	déformation longitudinale instantanée (MPa)	le module de déformation longitudinale (MPa)
$f_{c28}$	$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$	$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$
20	29858.59	10043.34
22.50	31054.18	10445.50
25	32164.19	10818.86
30	34179.55	11496.76

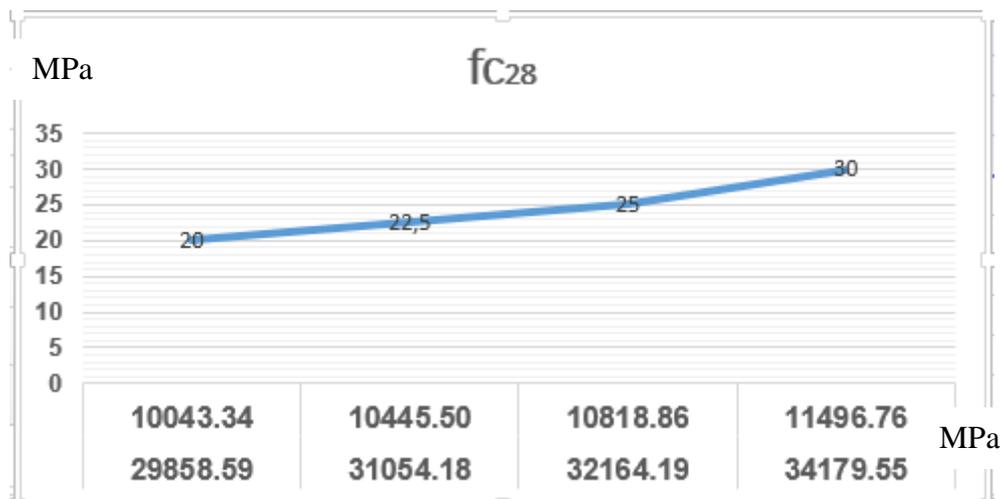


Figure III - 11 : la Relation entre  $E_{Vj}$  et  $E_{Ij}$

$$E_{Vj} = 1/3 E_{Ij}$$

### III.3.3.4. Modélisation de l'acier: On rencontre plusieurs types d'armatures :

Les ronds lisses, les armatures à haute adhérences et les treillis soudés Pour constituer les armatures des pièces en béton armées on utilise les aciers de nuances suivantes:

FeE400	FeE235	Les treillis soudés		Le module d'élasticité longitudinale de l'acier
Fe=400MPa	Fe=235MPa	TLE520 ( $\Phi=5\text{mm}$ )	TLE500 ( $\Phi>6\text{mm}$ )	Es=200000MPa

### III.3.4. Les éléments principaux

#### III.3.4. 1. Le pré dimensionnement des poutres et chainages:

Le pré dimensionnement des poutres est basé essentiellement sur le critère de rigidité qui donnée comme suit :

Tableau III - 4: Pré-dimensionnement des poutres et chainages

<b>L</b> : la portée de la poutre	<b>h</b> : la hauteur de la poutre	<b>b</b> : la largeur de la poutre
La hauteur de la poutre doit vérifier la condition	La largeur est pré dimensionnée	Les poutres doivent respecter les dimensions imposées par le RPA 99/ Version 2003.
(chapitre X.1 BAEL91). R.P.A99 /Version 2003.	$0.4h \leq b \leq 0.5h$	(Article 7.5.1 RPA 99/ Version 2003).
$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \end{cases}$		$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5 \times h_t + b_1 \end{cases}$

<b>fc28 MPa</b>		<b>L<sub>max</sub> (cm)</b>	<b>L/15</b>	<b>L/10</b>	<b>h (cm)</b>	<b>0,4h</b>	<b>0,5h</b>	<b>b (cm)</b>
20	<b>POUTRE</b>	480	32,00	48,00	40	16,00	20,00	30
22.5								
25	<b>Chainage</b>	385	25,67	38,50	35	14,00	17,50	30

	<b>b</b>	<b>h</b>
<b>poutres principales</b>	30	40
<b>secondaire principales</b>	30	35

vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du <b>RPA 99/ Version 2003.</b>		
<b>poutre principale</b>	<b>secondaire principale</b>	Condition vérifiée
$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$	$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$	
$h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$	$h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$	
$\frac{h_t}{b} = 1,33 \leq 4$	$\frac{h_t}{b} = 1,17 \leq 4$	
$\begin{cases} b_{\max} \leq (1,5 \times 35 + 30) \\ b_{\max} < 90 \text{ cm} \end{cases}$	$\begin{cases} b_{\max} \leq (1,5 \times 35 + 30) \\ b_{\max} < 82,5 \text{ cm} \end{cases}$	

### III.3.4. 1.1.Ferraillage des poutres et chainages

Les poutres se calculent en flexion simple ; en respectant les règles imposées par le **BAEL91** et, le RPA 99/ Version 2003. :

#### III.3.4. 1.1.1.Ferraillage minimal selon RPA 99/ Version 2003.

##### A / Armatures longitudinales :

<b>A<sub>min</sub></b>	<b>A<sub>max</sub> (en zone courante)</b>	<b>A<sub>max</sub> (en zone de recouvrement).</b>
0.5 % de la section du béton	4 % de la section du béton	6 % de la section du béton

Pour les poutres dans les bâtiments courants, il est suffisant d'effectuer la vérification simplifiée connue par la règle du millième de la section droite de la poutre. Article B.6.4 BAEL91. La longueur du recouvrement est de  $40 f_{\max}$

. (Article 7.5.2.1 RPA 99/ Version 2003).	$A_{\min} = 0.001 \cdot b_0 \cdot h$
longueur du recouvrement est de $40 \varnothing_{\max}$	

Les résultats de calcul des armatures minimales et maximales aux poutres principales et chaînages sont récapitulés au tableau suivant :

Tableau III - 5: Armatures minimales et maximales des poutres et chaînage

$f_{c28}$ MPa					20	22.5	25	$A$ adopté (cm <sup>2</sup> )		
	b (cm)	h (cm)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )		$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )				
				Z.C	Z.R					
<b>Poutres principales</b>	<b>30</b>	<b>40</b>	<b>6</b>	<b>48</b>	<b>72</b>	<b>1.12</b>	<b>1.21</b>	<b>1,30</b>	<b>4T14</b>	<b>6,15</b>
<b>Poutres secondaires</b>	<b>30</b>	<b>35</b>	<b>5,25</b>	<b>42</b>	<b>63</b>	<b>0.97</b>	<b>1.06</b>	<b>1,14</b>	<b>2T12+</b> <b>2T14</b>	<b>5,34</b>

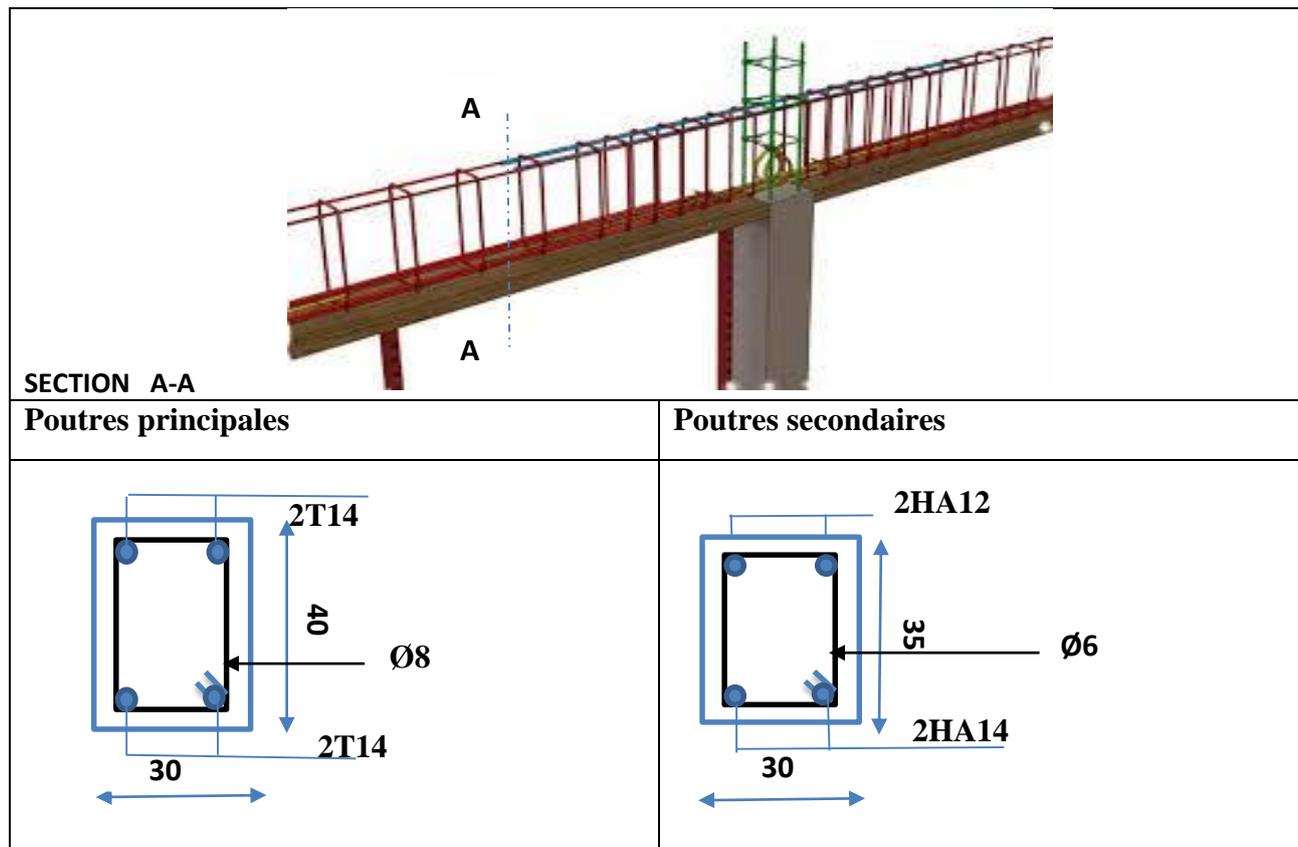


Figure III - 12: Schéma Ferrailages des poutres et chaînages

**B/ Condition de non-fragilité :**Avec :  $d=h-c$ 

<b><math>f_{c28}</math> (MPa)</b>	<b>20</b>	<b>22.5</b>	<b>25</b>	<b>30</b>
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$F_{t28} = 0.06f_{c28} + 0.6$			
<b><math>f_{t28}</math> (MPa)</b>	<b>1.8</b>	<b>1.95</b>	<b>2.1</b>	<b>2.4</b>

Les armatures transversales : $S \leq h / 2$	$S$ : espacement des armatures transversales $S = \min (h/4 ; 12\varnothing_1 ; 30\text{cm}) \text{ cm}$
$A_{t \min} = 0.003 \cdot S \cdot b$	

Les résultats de calcul des armatures transversales sont montrés au tableau suivant:

Tableau III - 6: Armatures transversales des poutres et chainage

<b>Section</b>	<b><math>A_t</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>S (cm)</b>
poutres	$4T8=4\varnothing_8 = 2.01$	10
chainage	$4T6=4\varnothing_6 = 1.13$	10

Remarque : Pour la zone courante on prend un espacement de 15 cm

**III .3.4. 1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :  $\tau_u < \tau_u$  admissible**

	<b>POUTRES</b>			<b>CHAINAGES</b>		
<b><math>f_{c28}</math> MPa</b>	<b>20</b>	<b>22.50</b>	<b>25</b>	<b>20</b>	<b>22.5</b>	<b>25</b>
$T_{\max}$ (KN)	88.04	81.06	92.63	55.82	46.86	65.85
Contrainte tangente $\tau_u = T / (b \cdot d) \dots$ ( MPa)	0.73	0.67	0.77	0.53	0.44	0.62
Contrainte tangente admissible $\tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$	2.6	2.92	3.25	2.6	2.92	3.25
condition vérifie.....	OK			OK		

Pas de risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre)

**II.3.4. 1.3. Calcul des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l) \quad \Phi_t \leq$$

$$\text{L'espacement: } St \leq \min (0,9d;40\text{cm}).St <$$

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l;30\text{cm})$$

$$\text{Zone courante: } St \leq h/2$$

10,0
283,5
168
175,0

On adopte :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

mm

mm

mm

La section des armatures transversales

$$\frac{A_T}{BS_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0.3 k f_{tj}}{0.9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

min $\Phi_l$	h/35	b/10	0,9d	h/4	12 $\Phi_l$	h/2
14,0	10,0	30,0	283,5	87,5	168,0	175.0

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$\alpha=90^\circ$

$\Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$

$f_{tj} = \min (f_{tj}; 3,3 \text{ MPa})$

$F_e = 235 \text{ MPa}$  ;

$\delta_s = 1,15$  Pourcentage minimal armatures transversal

	(At /St) <sub>cal</sub>	(At /St) <sub>min</sub>	At	A adoptee
POUTRES	0,070	0,034	1,043	2,0096
CHAINAGES	0,096	0,044	1,440	2,0096

Avec St=15

$$\frac{A_T}{B} \times \frac{f_e}{S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa}\right)$$

**III.3.4. 1.4. Compression de la bielle d'about:**

<p>la contrainte de compression dans la biellette est</p> $\sigma_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ $\sigma_b < \frac{2T}{a \cdot b}$	<p><math>a' = b - 4</math> mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différentes de <math>45^\circ</math> donc on vérifie que</p> $\bar{\sigma}_b \leq \frac{0.8bf_{c28}}{\gamma_b}$ <p>donc <math>a \geq \frac{2T\gamma_b}{0.8bf_{c28}}</math></p>
$a = \min(a'; 0,9d) = 26 \text{ cm.}$	

	POUTRES			CHAINAGES		
$f_{c28}$	20	22.50	25	20	22.50	25
$2T \gamma_b / 0,8bf_{c28}$	4.71	3.86	3.90	2.32	2.60	3.29
a	26					
condition vérifiée	OK			OK		

**III.3.4. 1.5. Vérification des contraintes d'adhérence :**

$$\tau_{\text{user}} = T/0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \tau_{\text{user}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 2.7 \text{ MPa} \quad (f_{c28} = 20 \text{ MPa})$$

Tableau III - 7: Vérification des contraintes

$f_{c28}$ (MPa)	20	
	POUTRES	CHAINAGES
$\psi_s$ : coefficient de scellement $\psi_s = 1,5$ pour H.A	1,5	1,5
T : Effort tranchant max (KN)	88.04	55.82
n : Nombre des armatures longitudinaux tendus n	6	6
$\mu$ : Périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \cdot r$ (cm)	4,396	4,396
$\tau_{\text{user}}$ (MPa)	1,177	0.904
Condition vérifiée	OK	OK

✎ **Détermination de la zone nodale:**

$$L'(cm) = 2.h = 80 \text{ cm}$$

**III.3.4. 1.6. Vérification des contraintes (ELS) :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$f_{c28}(\text{MPa})$	<b>20</b>	<b>22.50</b>	<b>25</b>	<b>30</b>
$\overline{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	<b>12</b>	<b>13.50</b>	<b>15</b>	<b>18</b>

	$f_{c28} = 20 \text{ MPa}$	
	<b>POUTRES</b>	<b>CHAINAGES</b>
$M_{ser} \text{ (KN, m)}$	43,36	12.84
$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	4,62	4,62
position de l'axe neutre y (cm):	4,00	4,00
moment d'inertie: $I = by^3/3 + n.A (d-y)^2$	71603,2	53048,125
$\sigma_{bc} = (M_{ser} * y / I) =$	2,42	1
condition vérifiée	<b>OK</b>	<b>OK</b>

### III.3.4. 2. Pré-dimensionnement des poteaux

Les dimensions des poteaux doivent respecter le critère de résistance, et vérifier les conditions du RPA 99/ Version 2003 ainsi que la condition de flambement (stabilité)

#### III.3.4. 2.1. L'effort normal ultime $N_u$ selon les règles du B.A.E.L91:

Les règles BAEL91 (artB8.4.1) proposent une formule forfaitaire donnant l'effort normal ultime qui peut supporter un poteau d'élanement inférieur à 70

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

$\alpha$	<p>Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité</p> $\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{array} \right.$
	<p>Pour que toutes les armatures participent à la résistance on prend <math>l = 35</math>.</p> <p>a Est divisé par un coefficient (réduction complémentaire) qui est égale à :</p> <p>1.1 : Quand plus que la moitié des charges est appliquée avant 90 jours ?</p> <p>1.2 : Quand plus que la moitié des charges est appliquée avant 28 jours ?</p> <p>Dans notre cas les charges sont appliquées après 90 jours on prend le coefficient complémentaire =1. (Art B 8.4.1 BAEL91).</p>
$B_r$	<p>section réduite du béton en déduisant 1cm sur le pourtour de la section droite pour un poteau rectangle de cotes b et hon a: <math>B_r = (a - 2) \cdot (b - 2)</math></p>
$\gamma_b$ $\gamma_s$	<p>Coefficient, égaux respectivement à 1.5 (artA4.3.41) et 1.15 (artA4.3.2) pour le béton et l'acier en combinaisons fondamentales et 1.15 et 1.00 en combinaisons accidentelles</p>
$f_e$	<p>nuance de l'acier (limite élastique) <math>f_e = 400</math> MPa</p>
$A_s$	<p>Section d'acier longitudinale au moins égal à 1% de la section totale :</p> <p><math>A / B_r = 1\%</math>.</p>
$N_u$	<p>effort normal apporté par les différents niveaux</p>

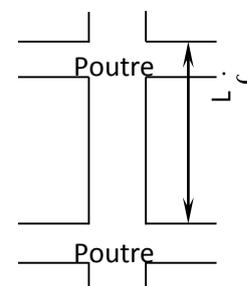
$B_r = \frac{N_U}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)} = 0.064N_U$ <p>On prend en considération la section minimale exigée par le RPA 99/ Version 2003 (Article 7.4.1)</p>
--

**III.3.4. 2.2. Critère de flambement :**

$l = l_f / i$  (Article B 8.4.1 BAEL91). Avec

$\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$	$\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$
l	L'élancement mécanique d'une pièce comprimée
l <sub>f</sub>	Longueur de flambement d'une pièce l <sub>f</sub> = 0.7 x l <sub>0</sub> (Article B 8.3.31 BAEL91)
L <sub>0</sub>	Longueur libre d'un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple est comptée <b>entre faces supérieures de</b> deux planchers ou de ses jonctions avec la fondation à la face supérieure du premier plancher (Art B.3.1 BAEL91)
i	Rayon de giration de la section droite du béton seul
I	Moment d'inertie
B	Section du béton

f <sub>c28</sub> (MPa)	20	22.50	25	30
a (cm)	40	35	30	30
b (cm)	40	35	30	30
B (cm <sup>2</sup> )	1600	1225	900	900
I (cm <sup>4</sup> )	213333.33	125052,08	67500	67500
i (cm <sup>2</sup> )	11.54	10,10	8.66	8.66
L <sub>0</sub> (cm)	324			
l <sub>f</sub>	226,8			
λ	19.65	22,45	26.19	26.19



$\lambda \leq 35$  Les poteaux sont vérifiés contre le flambement.

Tableau III - 8 : Récapitulatif des dimensions des poteaux

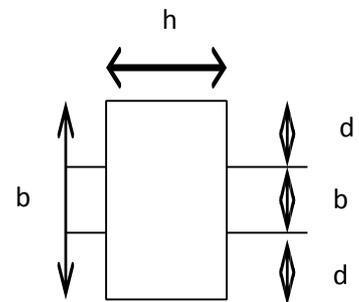
$f_{c28}$ (MPa)		20	22.50	25
Types	Niveaux	Sections des poteaux (cm <sup>2</sup> )		
P1	R.D.C	45x45	40x40	35x35
	1			
P2	2-3-4	40x40	35x35	30x30

III.3.4. 2.3. Vérification des conditions imposées par le RPA 99/ Version 2003.

☞ Condition de jonction:

D'après l'article 7.5.1 du RPA 99/ Version 2003 on a:

$d \leq \max(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$	$d=b_1-b$
$B_1, h_1$ Les dimensions de poteau	$b, h$ : Les dimensions de poutre



$f_{c28}$ (MPa)	20	22.50	25
$\frac{b_1}{2}$	20	17.50	15
$\frac{h_1}{2}$	20	17.50	15
D	5	5	5
Min (a, b) $\geq h/20$		Condition vérifiée.	
Min (a, b) $\geq 25$ cm		Condition vérifiée.	
$0.25 \leq h/b \leq 4$		Condition vérifiée	

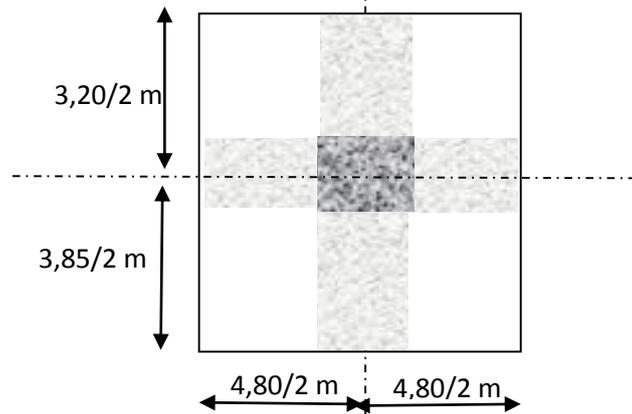
**Exemple de calcul –  $f_{c28}=20\text{MPa}$  - - Poteau le plus sollicité**

Figure III - 13: Le poteau le plus sollicité

Tableau III - 9: Effort normal ultime due à chaque niveau  $N_u$ 

Surface reprise par poteau à chaque étage, soit S La surface supportée par poteau	$S = \left( \frac{4,80}{2} + \frac{4,80}{2} \right) \times \left( \frac{3,85}{2} + \frac{3,20}{2} \right)$ $= 16,92 \text{ m}^2$
Effort normal ultime due à chaque niveau $N_u$	
Poids propre des plancher terrasse	$G_{\text{terrasse}} \times S = (6,13) \times 16,92 = 103,72 \text{ KN.}$
Poids propre des planchers étages courants	$G_{\text{RDC, E courants}} \times S = (5,36) \times 16,92$ $= 90,69 \text{ KN}$
Poids propre des poutres	$G_{\text{p,.....}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$
Poids propre des poutres principales	$G_{\text{p,principale}} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 4,80$ $= 14,40 \text{ KN}$
Poids propre des poutres secondaires	$G_{\text{p,secondaire}} = 25 \times 0,30 \times 0,35$ $\times \left( \frac{3,85}{2} + \frac{3,20}{2} \right) = 9,25 \text{ KN}$
Poids propre total: $G_{\text{total}} = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{RDC, E courants}} \times n +$ $(G_{\text{p,principale}} + G_{\text{p,secondaire}}) \times (n).$ n : nombre de planchers d'étages courants; n=4	$G_{\text{total}} = 103,72 + 90,69 \times 4 + (14,40 + 9,25)$ $\times (5) =$ $G_{\text{total}} = 584,73 \text{ KN}$
Les efforts de compression due aux charges d'exploitation $N_Q$	$Q_{\text{total}} = Q \times S = 16,92 \times 7 \Rightarrow$ $Q_{\text{total}} = 118,44 \text{ KN}$
On doit majorer les efforts de 10 %	$N_G = 1,1 \times 584,73 = 643,20 \text{ KN.}$

	$N_Q = 1,1 \times 118,44 = 130,28 \text{ KN}$
$N_U = (1,35 \times 643,20) + (1,5 \times 130,28) = 1063,74 \text{ KN.}$	
$B_r = 0.064N_U$ $B_r = 0.064 \times 10637.4$ $\sqrt{B_r} = 26.09$ $a=30\text{cm} \quad b=30\text{cm} \dots\dots \ll f_{c28}=25\text{MPa} \gg$	

### III.3.4. 2.4. Ferrailage des poteaux

Les résultats de calcul des armatures minimales et maximales aux poteaux sont récapitulés au tableau suivant :

Les sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99/version 2003

Tableau III - 10: Ferrailage des poteaux

$A_{\min}=0,8 \%b.h_t \text{ (cm}^2\text{)}$		$A_{\max1}=4\%b.h_t \text{ (cm}^2\text{)} \dots\dots \text{Z.C}$			$A_{\max2}=6\%b.h_t \text{ (cm}^2\text{)} \dots\dots$		
						Z.R	
$f_{c28}$ (MPa)	Type de poteau	b (cm)	h (cm)	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	A max (cm <sup>2</sup> )		$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )
					Zone Courante	zone de recouvrement	
20	P1	45	45	16,20	81	121,50	4T20+4T16, $A_s=16,58$
	P2	40	40	12,80	64	96	4T16+4T14 $A_s=14,20$
22.50	P1	40	40	12,80	64	96	4T16+4T14, $A_s=14,20$
	P2	35	35	9,80	49	73,5	4T14+4T12, $A_s=10,68$
25	P1	35	35	9,80	49	73,5	4T14+4T12, $A_s=10,68$
	P2	30	30	7,20	36	54	4T16, $A_s = 8,04$

### III.3.4. 2.5. Vérification de la contrainte de cisaillement: $\tau_u < \tau_u$ admissible

	poteaux		
$f_{c28}$ (MPa)	20	22.50	25
$T_{max}$ (KN)	37.04	34.32	29.97
Contrainte tangente : $\tau_u = T / (b \times d)$	0.22	0.23	0.37
Contrainte tangente admissible : $\tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5) \text{MPa}$	2.6	2.92	3,25
Condition vérifiée	OK		

Pas de risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau).

#### III.3.4. 2.5. 1. Diamètre des armatures transversales :

$f_{c28}$ (MPa)	20	22.50	25
$\Phi_t = \Phi_l / 3$	20/3	16/3	16/3
$\Phi_t = 8 \text{ mm}$			

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

#### ➤ Calcul de l'espacement :

D'après le R.P.A 99 /version2003 on a :

$f_{c28}$ (MPa)	20	22.50	25
En zone nodale : $S_t \leq \min (10 \Phi_L ; 15\text{cm})$	10		
En zone courante : $S_t \leq 15 \Phi_L = 24\text{cm}$	15		

### III.3.4. 2.5.2. 1. Calcul de l'élançement géométrique

$\lambda_g$  : (d'après le RPA 99/ Version 2003."Art 7.4.2.2»).

<b>f<sub>c28</sub> (MPa)</b>	<b>20</b>	<b>22.50</b>	<b>25</b>
L <sub>f(m)</sub> : Longueur de flambement du poteau.	2.268	2.268	2.268
b (m): Dimension de la section droite du poteau.	40	35	30
$\lambda_g = L_f / b$	5,67	9,26	7,56
V <sub>u</sub> : Effort tranchant de calcul	9,16	9,16	9,16
h <sub>1</sub> : hauteur totale de la section brute	0,38	0,33	0,28
f <sub>e</sub> : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale	235	235	235
ρ <sub>a</sub> : Est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.	2,5	2,5	2,5
St : Espacement des armatures transversales.	10		

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{10 \times 2,5 \times 9,16}{40 \times 235} = 0,24 \text{ cm}^2$$

<b>f<sub>c28</sub> (MPa)</b>	20	22,5	25
A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	0,24	0,27	0,32

### III.3.4. 2.5.2. Quantité d'armatures transversales minimales :

A<sub>t</sub> / St. b : En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0,3 \% \rightarrow \lambda_g = 5,67 \dots \dots > 5$$

$$3 < \lambda_g < 5 \text{ le pourcentage entre } 0,80\% \text{ et } 0,3\%$$

<b>f<sub>c28</sub> (MPa)</b>	<b>20</b>	<b>22,5</b>	<b>25</b>	Le choix
Zone nodale : A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.003*10*40=1,2	1,05	0,9	A <sub>t</sub> = 8φ <sub>g</sub> = 4,02 cm <sup>2</sup> /ml
Zone courante : A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.003*15*40=1,8	1,575	1,35	S <sub>t</sub> = 15 cm.

### III.3.4. 2.5.3. Vérification de la section minimale d'armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u; 0,4 \text{MPa}) = 0,4 \text{MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times S_t \times b / f_e ; \text{Ronds lisses} \Rightarrow f_e = 235 \text{ MPa.}$$

$f_{c28}$ (MPa)	20	22,5	25	vérification
$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / F_e$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t \geq 0,4 \times 10 \times 40 / 235 = 1,02$	0,596	0,510	< 4,02 cm <sup>2</sup> Condition vérifiée

#### ✎ Détermination de la zone nodale:

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

$$\begin{cases} h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{cm}\right) = \text{Max}\left(\frac{324}{6}; 40; 40; 60\right) = 60 \text{ cm.} \\ L' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.} \end{cases}$$

$f_{c28}$ (MPa)	20	22,5	25
$h'$	60	60	60
$L'$	80	70	60

$f_{c28}$ (MPa)	Ferrailage de poteau	
20	P1	
	P2	
22.50	P1	
	P2	

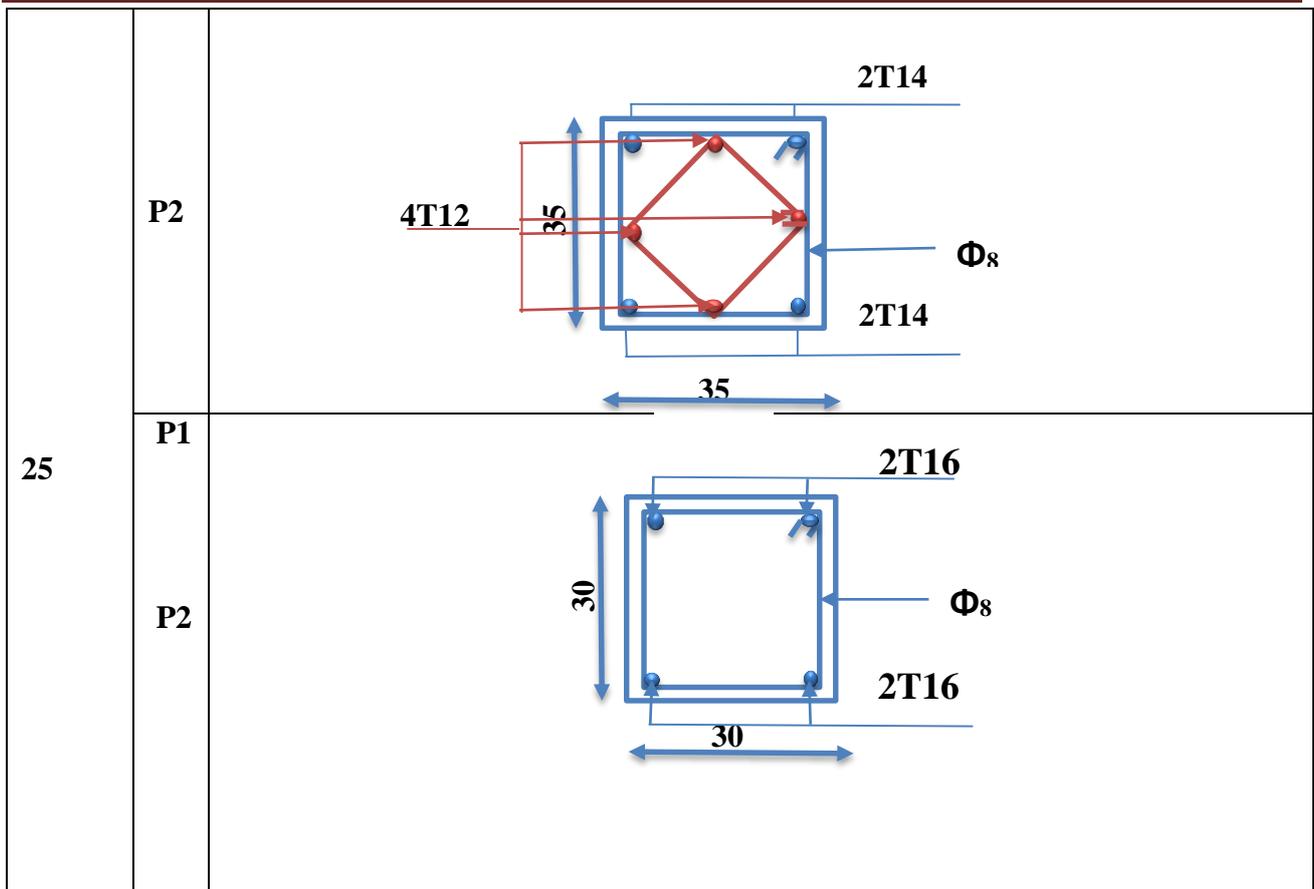


Figure III - 14: Schéma Ferrailages des poteaux

**III.3.4. 3.Les planchers :** constituent un des éléments de la structure les plus importants.

Elle offre une surface plane sur laquelle il est possible de circuler ou d'entreposer des marchandises. Dans ce projet, nous avons un type de plancher utilisé:

**Planchers à corps creux.**

**Planchers à dalle pleine.**

**III.3.4. 3.1.Pré-dimensionnement des planchers**

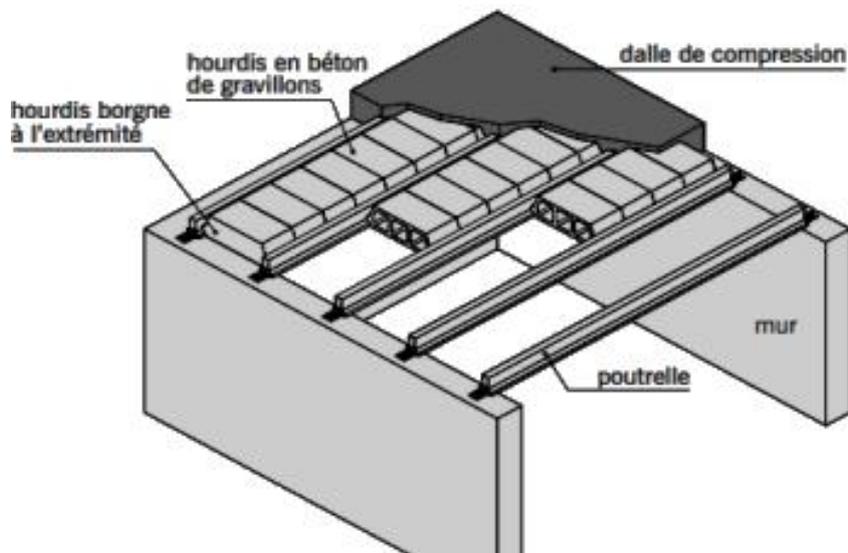


Figure III - 15: Plancher en corps creux

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

**III.3.5. 3.1.1.Condition de rigidité:**

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm), selon le **BAEL91 (art B.6.8 ,423)**

**BAEL91 (art B.6.8, 424)/ règles BAEL (artA4.1, 3)**

$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$	$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{385}{22,5}$	$h_t \geq 17.11$	$h_t = 20\text{cm}$	$(16+4)\text{ cm}$
-------------------------------------	--	------------------	---------------------	--------------------

**III.3.4. 3.2. Les nervures:**

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction. la section transversale des nervures est assimilée à une section en tés (T) de caractéristique géométrique suivants :

La largeur de la table de compression est égale à  $b = b_0 + 2b_1$

Suivant le DTR-B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation la distance entre axes des nervures sera prise égale à 60cm ; on aura donc :	
$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{1}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(60 - 12)}{2} = 24 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{385}{10} = 38.5 \text{ cm.} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm.} \end{cases}$	
$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm}$	

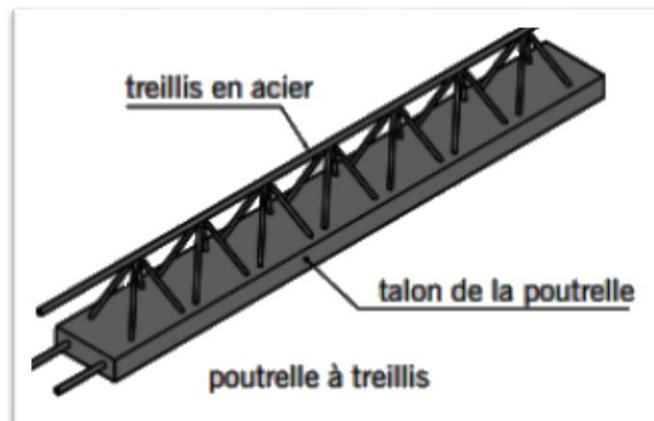


Figure III - 16: Les poutrelles

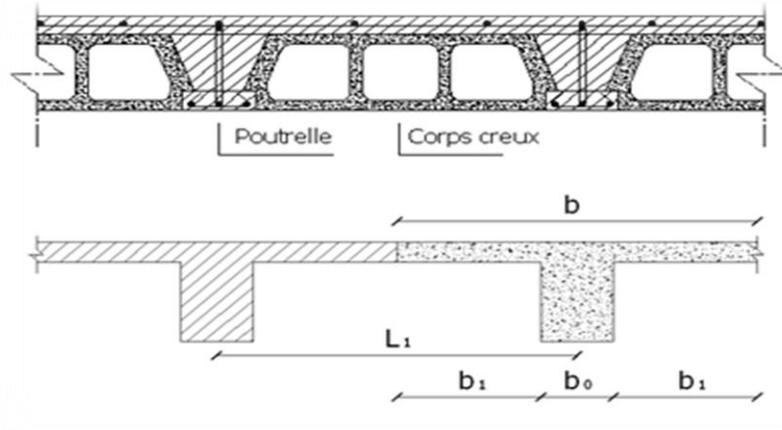


Figure III - 17: Longueurs des poutrelles

**III.3.4. 3.3.Dalle pleine**

Tableau III - 11: Pré-dimensionnement de la dalle pleine.

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants	
<b>Condition de sécurité contre l'incendie</b>	
$e > 7 \text{ cm}$	pour une heure de coupe-feu ;
$e > 11 \text{ cm}$	pour deux heures de coupe-feu ;
$e > 14 \text{ cm}$	pour trois heures de coupe-feu.
<b>Condition d'isolation acoustique</b>	
Selon les règles, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à : 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.	
Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à : 15cm.	

**III.3.4. 3.3.1.Ferraillage de la table de compression :**

pour le ferraillage de la dalle de compression les conditions suivantes doivent être respectées (artB6.8.4.23).

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 5cm ; il est armé d'un quadrillage de treillis soudés dont les dimensions des barres ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures  $A_{\perp}$  .
- 33cm pour les armatures parallèles aux nervures.  $A_{\parallel}$

Les sections de ces armatures doivent satisfaire les conditions suivantes

$$\text{Si : } L_n \leq 50 \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$$

$$\text{Si : } 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm } A_{\perp} \geq \frac{4l_n}{f_e}$$

Les armatures parallèles aux nervures, doivent avoir une section :  $A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec :

$f_e$  : la limite d'élasticité du treillis soudé en [Mpa]      A : en [cm<sup>2</sup>/ml]

### III.3.4. 3.3.2. Armatures perpendiculaires aux nervures

#### 01/ Détermination des armatures

$$\text{On a : } 50 \leq L_n = 60 \text{ cm } \leq 80 \text{ cm } A_{\perp} \geq \frac{4l_n}{f_e}$$

$$\text{On prendra } \varphi_6 \Rightarrow f_e = 520 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 60}{520} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### 02/ Choix des armatures:

$$6T5/\text{ml} \quad A = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### 03/ Armatures parallèles aux nervures : $A_{\parallel}$

##### Détermination des armatures:

$$\text{On a : } A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,18}{2} = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix** : on adoptera un treillis soudé  $\varphi_6$  de mailles (15x15) cm

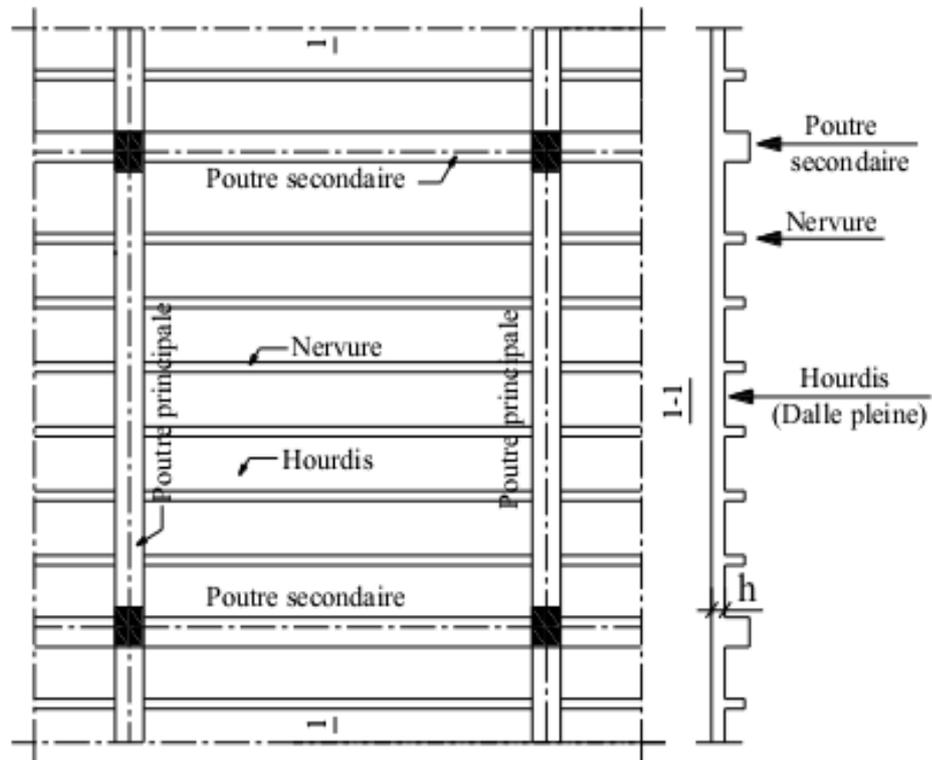


Figure III - 18: plancher nervuré

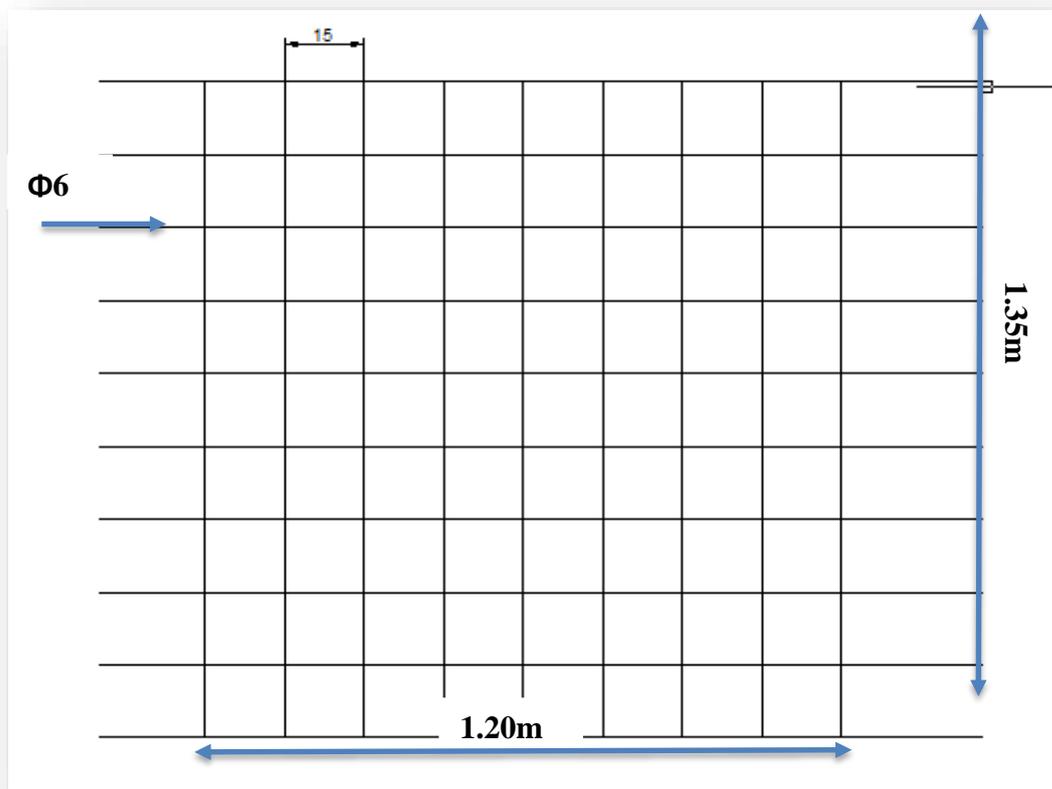


Figure III - 19: Disposition des armatures de la table de compression.

### III.3.4. 3.2. Etude des poutrelles :

Dans le cas de planchers comportant des poutres (secondaires ou principales) sarmentées par une dalle générale à laquelle elles sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement par des conditions complémentaires : (B A E L 91/B.6.2 ,20)

- Méthode forfaitaire pour les plancher à charges d'exploitation modérée ; (B A E L 91/B.6.2 ,21)
- Méthode Caquot pour les plancher à charges d'exploitation relativement élevée ; (B A E L 91/B.6.2 ,22)

#### III.3.4. 3.2.1. Condition d'application de la méthode forfaitaire:

Un plancher est dit à charge d'exploitation modéré si :

- 1) La surcharge d'exploitation  $P \leq \min (5G ; 500 \text{ daN /m}^2)$  ;
- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées
- 3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre
 
$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$$
- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

#### III.3.4. 3.2.1.2. Principe de la méthode:

Soit  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges

Selon le B.A.E.L 91 modifier 99, les valeurs de  $M_w$ ,  $M_t$ ,  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes:

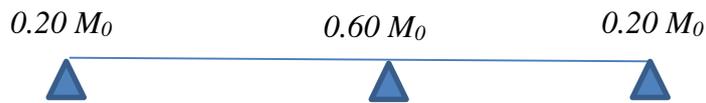
#### 01/ Moment en travée

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

$M_0$ : Le moment maximal dans la travée indépendante  $M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8}$	$\alpha$ : Coefficient  $\alpha = Q/(G + Q)$	$M_t$ : Le moment maximal dans la travée étudiée ;  $M_w$ : Le moment sur l'appui gauche de la travée ;  $M_e$ : Le moment sur l'appui droit de la travée.
---	--	--

**02/ Moment en appuis**

$M_a \leq -0.60 M_0$  Cas d'une poutre à deux travées



**03/ Evaluation des charges**

Tableau III - 12: Evaluation des charges

Charge étages	G KN/ml	Q KN/ml	$Q_u = 1.35G + 1.5Q$ ELU	$Q_s = G + Q$ ELS	E(m)	$\bar{Q}_u = Q_u \times E$	$\bar{Q}_s = Q_s \times E$
Plancher	6,13	1	9.77	7.13	0.60	5.86	4.28
Terrasse							
1 <sup>eme</sup> -4 <sup>eme</sup> Etage	5,36	1,5	9.48	6.86	0.60	5.69	4.11

**04/Types des poutrelles : on a 2 types de poutrelle**

Tableau II- 6: Schéma statique de poutrelles

Type	Schéma statique de poutrelles
Type 1	

**III.3.4. 3.2.1.3. Calcul des sollicitations**

Pour le calcul des sollicitations, on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire pour la poutrelle type 1 du plancher étage courant

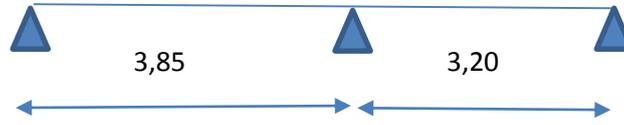


Figure III - 20: Types de poutrelles dans le plancher.

<b>E.L.U</b>		
$\alpha = Q/(G + Q) = 1,50/(5,36 + 1,50) = 0,218$		
$(1 + 0,3\alpha) = 1,07 > 1,05$	Travée de rive	Travée intermédiaire
On doit tenir compte de 1.07	$(1,2 + 0,3 * \alpha) \frac{1}{2} = 0,63$	$(1 + 0,3\alpha) \frac{1}{2} = 0,53$

<b>Moments fléchissant (isostatiques) <math>M_0 = \frac{\bar{q}_u \times L^2}{8} = M_0 = \frac{5,69 \times L^2}{8}</math></b>		
Travée	$M_0^{AB} = 10,54 \text{KN.m}$	$M_0^{BC} = 7,28 \text{KN.m}$

<b>Moments sur appuis</b>		
$M_A = 0,2M_0^{AB}$	$M_B = 0,6\max(M_0^{AB}; M_0^{BC})$	$M_c = 0,2M_0^{BC}$
2.108	6.32	1.45

<b>Moments En travées</b>	
$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{AB} \geq 1,07.M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = -7,06 \text{KN.m} \\ M_T^{AB} \geq 0,63.M_0^{AB} = 6,64 \text{KN.m} \end{array} \right\}$	$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{BC} \geq 1,07.M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 3,90 \text{KN.m} \\ M_T^{BC} \geq 0,63.M_0^{BC} = 4,58 \text{KN.m} \end{array} \right\}$
$M_T^{AB} = 7,06 \text{ KN.m}$	$M_T^{BC} = 4,58 \text{ KN.m}$

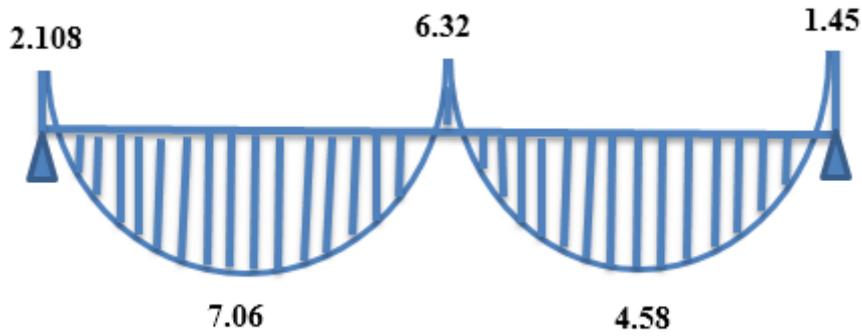


Figure III - 21: Diagramme des moments fléchissant, M (KN.m).

- Efforts tranchants	
$AB \Rightarrow \begin{cases} T_w = \frac{2.11 - 6.32}{3.85} + \frac{5,69 \times 3,85}{2} = 9.86 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{2.11 - 6.32}{3.85} - \frac{5,89 \times 3.85}{2} = -12.43 \text{ KN.} \end{cases}$	$CD \Rightarrow \begin{cases} T_w = \frac{6.32 - 1.45}{3.20} + \frac{5,69 \times 3,20}{2} = 10.62 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{6.32 - 1.45}{3,20} - \frac{5,69 \times 3,20}{2} = -7.58 \text{ KN.} \end{cases}$

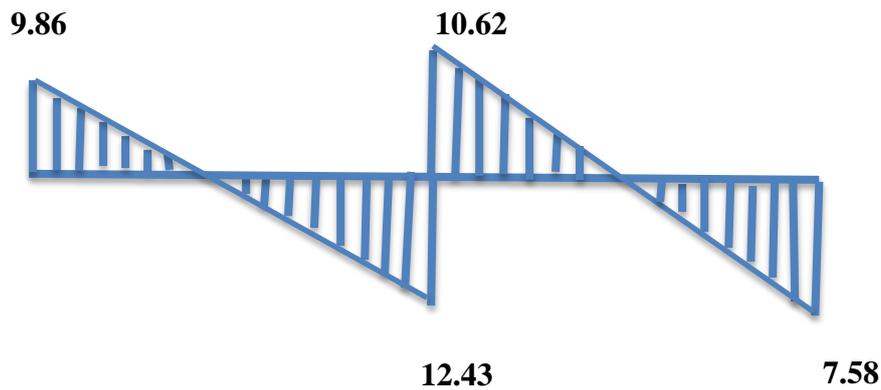


Figure III - 22: Diagramme des efforts tranchants T [KN].

Tableau III - 13: Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles RDC et premier étage.

Type	Travée	L (m)	E.L.U M (KN. m) et T(KN)						E.L.S M (KN. m) et T(KN)					
			M <sub>0</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
1	A-B	3.85	10.54	2.11	6.32	7.06	9.86	-12.43	7.61	1.52	4.56	5.10	7.12	-8.70
	B-C	3.20	7.28	6.32	1.45	4.58	10.62	-17.58	5.26	4.56	1.05	3.31	7.67	-5.48
Sollicitation les plus défavorables			10.54	2.11	6.32	7.06	10.62		7.61	1.52	4.56	5.10	7.67	

III.3.4. 3.2.1.4. Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU)

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit:

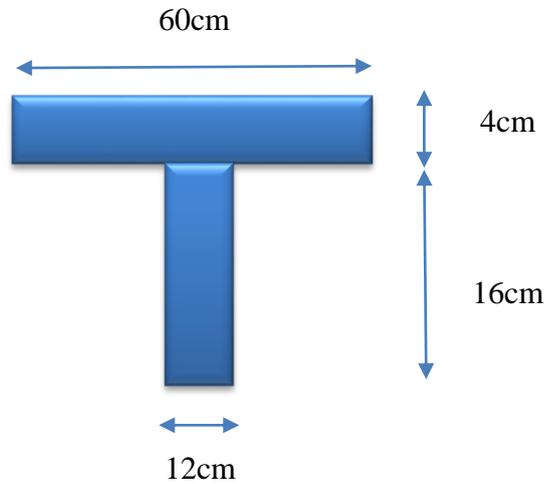


Figure III - 23: La section de la poutrelle calculée (en T).

✂ Ferrailage en travée

➤ Vérification de l'étendue de la zone comprimée

ELU			
$f_{c28}$ (MPa)	20	22.50	25
$M_{tab} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) (KN.m)$	43.50	48.96	$60 \times 4 \times 14,17(18 - 2) \cdot 10^{-3} = 54.41$
	$M_{t \max} = 7.06 \text{ KN.m} < M_{tab} = 43.50 \text{ KN.m}$		
$M_t^u < M_0$	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 $(b \times h_t) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à $M_{t \max} = 7.06 \text{ KN.m}$		

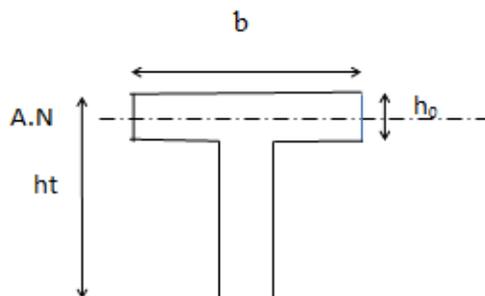


Figure III - 24: Position de l'axe neutre.

## III.3.4. 3.2.1.5. Vérification de l'existante des armatures comprimées (A')

$f_{c28}(\text{MPa})$	20	22.5	25
$f_{bc}$	11.33	12.75	14.17
$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b}$	0.032	0.028	$\frac{7.06 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 60} = 0,025 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$

$\mu < 0,392 \Rightarrow \text{pivot.A: } \xi_s = 10\%$			
$f_{c28}(\text{MPa})$	20	22.5	25
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.04	0.035	0.031
$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0.996	0.986	0.987
$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	348 MPa.		
$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$	$\frac{7.06 \times 10^3}{0,996 \times 18 \times 348} = 1.13 \text{ cm}^2$	1.14	1.13
$A_s$	1,13 cm <sup>2</sup> .		

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

$f_{c28}(\text{MPa})$	20	22.5	25
$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$	$\max\left(\frac{60 \times 20}{1000}; 0,23 \times 60 \times 18 \times \frac{1.80}{400}\right)$ $\max(1.2, 1.11) = 1.2 \text{ cm}^2$	1.21 cm <sup>2</sup>	1.30 cm <sup>2</sup>
Le choix	$A_s = 3T10 = 2,35 \text{ cm}^2$ .		

## Ferrailage Sur appuis - intermédiaire

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :			
$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$			
$f_{c28}(\text{MPa})$	20	22.5	25
$f_{bc}$	11.33	12.75	14.17

$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0}$	0.143	0.13	$\frac{6.32 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 12} = 0,115 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$
--	-------	------	---

$\mu < 0,392 \Rightarrow \text{pivot.A: } \xi_s = 10\%$			
$f_{c28}(\text{MPa})$	<b>20</b>	<b>22.5</b>	<b>25</b>
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.19	0.17	0.153
$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0.92	0.93	0.938
$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	348 MPa.		
$A_s = \frac{M^u_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} (\text{cm}^2)$	$\frac{6.32 \times 10^3}{0,92 \times 18 \times 348} = 1.09 \text{ cm}^2$	1.08	1.07
$A_s$	1,09 cm <sup>2</sup> .		

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

$f_{c28}$	<b>20</b>	<b>22.5</b>	<b>25</b>
$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$	$\max\left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{1.80}{400}\right)$ $\max(0.24, 0.22) = 0.24 \text{ cm}^2$		$\begin{matrix} 0.24 \\ \text{cm}^2 \end{matrix}$ $\begin{matrix} 0.26 \\ \text{cm}^2 \end{matrix}$
$A_{a \text{ doptif}}$	$\max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0.24; 1.09) = 1.09 \text{ cm}^2$ .		
Le choix	$A_s = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$		

<b>Appuis de rive</b>		$M^u_{a \text{ max(rive)}} = 2.11 \text{ KN.m}$	
La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :			
$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$			
$f_{c28}(\text{MPa})$	<b>20</b>	<b>22.5</b>	<b>25</b>
$f_{bc}$	<b>11.33</b>	<b>12.75</b>	<b>14.17</b>

$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0}$	0.047	0.042	$\frac{2.11 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 12} = 0.038 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$
--	-------	-------	---

$\mu < 0,392 \Rightarrow$ pivot.A: $\xi_{s_0} = 10\%$			
$f_{c28}(\text{MPa})$	<b>20</b>	<b>22.5</b>	<b>25</b>
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.06	0.05	0.048
$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0.97	0.98	0.98
$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	348 MPa.		
$A_s = \frac{M^u a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} (\text{cm}^2)$	$\frac{2.11 \times 10^3}{0,97 \times 18 \times 348} = 0.42 \text{ cm}^2$ .	0.34	0.34
$A_s$	0.42cm <sup>2</sup> .		

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

$f_{c28} (\text{MPa})$	20	22.5	25
$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$	$\max\left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{1.80}{400}\right)$ $\max(0.24, 0.22) = 0.24 \text{ cm}^2$	0.24 cm <sup>2</sup>	0.26 cm <sup>2</sup>
$A_{a \text{ doptif}}$	$\max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0.26; 0.42) = 0.42 \text{ cm}^2$ .		
Le choix	$A_s = 1T10 = 0.78 \text{ cm}^2$		

☞ **Les vérifications**

L'influence de l'effort tranchant D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211)	
$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b_0 \times d}$	$\frac{10.62 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0.49 \text{ Mpa}$

$f_{c28}$	20	22.50	25
Fissuration peut nuisible	2.66	3	3.33
$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$			
Condition vérifiée.	$\tau_u = 0,49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.66\text{MPa}.$		
Pas de risque de cisaillement. Section et écartement des armatures transversales $A_t$			

<b>Diamètre des armatures transversales</b>			
$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\min}\right)$	$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) \rightarrow \phi_t = 5,71 \approx 8\text{mm}.$		
On prend	$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$		
<b>Calcul des espacements</b>			
$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(16,2; 40) \text{ cm} \end{cases}$	$\Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$		
<b>La section des armatures transversales</b>			
$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3k.f_{tj})}{0,9.f_e \cdot (\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots\dots(1)$	$K=1$ (fissuration non préjudiciable). $\alpha = 90^0 \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$ $f_e = 235\text{MPa}; \gamma_s = 1,15$		
$(1) \Rightarrow A_t \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3k.f_{tj})}{0,9.f_e} \cdot b_0 \cdot s_t \quad A_t \geq \frac{1,15(0,49 - 0,3 \times 1 \times 1,8)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,15$			
<b><math>f_{c28}</math> (MPa)</b>	$A_t(20) = -4.89 \times 10^{-6}$	$A_t(22.50) = -4.89 \times 10^{-6}$	$A_t(25) = -1.37 \times 10^{-6}$
La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L91)			

✎ **Pourcentage minimal des armatures transversales**

$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right)$	$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max(0,24; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}.$
---	---

$A_t \geq \left( \frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_c} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{235} = 3,06 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,31 \text{ cm}^2.$	
on adopte	$\varphi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \varphi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$

**Compression de la bille d'about**

$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec : } \begin{cases} F_b = T_u \times \sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$	$\bar{\sigma}_b = \frac{2 \cdot T_u}{a \cdot b_0}$	$a = \text{la longueur d'appui de la biellette} \leq 0,9 \times d$ On doit avoir : $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$
---	--	---

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

$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$	$\frac{2T_u}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \cdot \gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$		
$f_{c28} \text{ (MPa)}$	20	22.50	25
$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 10.62 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 20 \times 10}$	0.016	0.015	0.013
$a = \min(a'; 0,9 \times d);$	$a = \min(36 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm} > 0,016 \text{ cm}$ Condition vérifiée.		

**III.3.4. 3.2.1.6. Vérification à L' E .L .S**

Au niveau des travées

La fissuration est peu préjudiciable n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale  $\sigma_{st}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } F_e E400 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Si : } \alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = (12,13.5,15) \text{ MPa.}$$

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

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

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

Tableau III - 14: Vérification des compressions.

/	M <sub>u</sub> (KN.m)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	α			$\left(\frac{\gamma-1}{2}\right) + \frac{f_{c28}}{100}$			Observation
			f <sub>c28</sub> (MPa)			f <sub>c28</sub> (MPa)			
			20	22.50	25	20	22.5	25	
<b>Appui</b>	6.32	4.56	0.19	0.17	0.015	0.39	0.41	0.44	Condition vérifiée
<b>Travée</b>	7.06	5.10	0.04	0.035	0.031	0.39	0.41	0.44	Condition vérifiée

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

**. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie	
$V_u \leq \bar{V}_u$ et $V_u \leq 0,267.a.b_0.f_{c28}$	$\frac{0,75.V_u}{b_0.f_{c28}} \leq \alpha \leq d$
$a = l_a - 2cm$ tel que : $l_a = l_s$ - Type de crochet $l_a$ : Longueur d'ancrage.	$l_s$ : Longueur de scellement droit ( donnée a partir du BAEL91)
On choisit par exemple un crochet de 90°	
$l_a = 10,31 \phi = 10,31 \times 1,00 = 10,31cm$ $a = l_a - 2 = 10,31 - 2 = 8,31cm$	$l_s = 35 \phi (F_{c28} = 25MPa; F_e 400)$
$\bar{V}_u = 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267(8,31 \times 12) \times 10^{-1} \times 20 = 53.25KN.$	
$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 10.62KN \leq 53.25KN \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.	

**III.3.4. 3.2.1.7. Vérification des armatures longitudinales**

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

$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$	$A_s = \frac{1,15 \times 10.62 \times 10}{400}$	0.30cm <sup>2</sup>
---------------------------------------	---	---------------------

$$A_s = 2.35\text{cm}^2 \geq 0,30\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**III.3.4. 3.2.1.8. Vérification de la contrainte d'adhérence limite**

$\tau_s \leq \bar{\tau}_s$			
$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \times 0,23 \Sigma u}$	$\Sigma u$ : Étant la somme des périmètres utiles des barres $\Sigma u = 3 \times 2 \times \pi \times R = 3 \times 2 \times 3,14 \times 0,8 = 15,07 \text{ cm.}$		
$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}$	les armatures à H.A $\Rightarrow \psi_s = 1,5$		
	20Mpa	22.5Mpa	25Mpa
	$0,6 \times 1,5^2 \times 1.8 = 2,43 \text{ MPa.}$	2.63	2.84
$\tau_s = \frac{10.62 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,23 \times 0,151}$	0.34Mpa < $\bar{\tau} = 2,43 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée		

**III.3.4. 3.2.1.9. Vérification de la flèche**

D'après B.A.E.L 91 modifier 99 : $f \leq f_{adm}$	
$F_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \rightarrow L_{max}$ : la portée maximal	$F_{adm} = \frac{3.85}{400} = 0,0096 \text{ m}$

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées		
$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}\right) \Rightarrow \left(\frac{20}{385} \geq \frac{1}{22,5}\right)$	$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \cdot M_{ser}}\right) \Rightarrow \left(\frac{20}{385} \geq \frac{5.10}{10 \times 5.10}\right)$	$\left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{L}{f_e}\right) \Rightarrow \left(\frac{2,35}{12.18} \leq \frac{3,85}{400}\right)$
(9.79 $\geq$ 0,044)	(7.79 $\geq$ 0,1)	(0,0108 $\geq$ 0,009)
Condition vérifié		

**✎ Calcul pratique de la flèche:**

$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{f1}} ; F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10E_v \cdot I_{fv}}$	$F_i$ : Flèche due aux charges de faible durée d'application. $F_v$ : Flèche due aux charges de longue durée d'application
---	---

$I_{fi} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i}$ <p style="text-align: center;">;</p> $I_{fv} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$	<p><math>I_0</math> : Moment d'inertie de la section total rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G</p> <p><math>I_{fi}</math> : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées</p> <p style="text-align: center;"><math>I_{fv}</math> : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.</p>
--	---

$f_{c28}$ (MPa)	20	22.5	25
$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa)	29858.59	31054.18	32164.19
$E_{iv} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa)	10043.34	10445.49	10818.86

#### ✎ Détermination du centre de gravité

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0 / 2 + h - h_0) + [(h - h_0)b_0(h - h_0) / 2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s};$$

$$y_G = \frac{(60.4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4)12(20 - 4) / 2] + 15.2.35.3}{(60.4) + (20 - 4)12 + 15.2.35};$$

$$y_G = 12,53 \text{ cm.}$$

#### ✎ Détermination du moment d'inertie

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

$$I_g = \frac{60(12,53)^3}{3} - \frac{(60 - 12)(12,53 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 12,53)^3}{3} + 15 \times 2,35(18 - 12,53)^2$$

$$I_g = 32136.06 \text{ cm}^4.$$

⌘ Charges prises en comptes

Charge avant mise de revêtement	Charge après mise de revêtement	Charge total à l'E.L.S
$j = 2,80 \times 0,6 = 1,68 \text{ KN/m}^2$ .	$G = 5,36 \times 0,60 = 3,22 \text{ KN/m}^2$ .	$P = (G + Q); P$ $(5,36 + 1,5) \times 0,60$ $= 4,11 \text{ KN/m}^2$ .

⌘ Calcul des moments correspondants

$M_j = 0,85 \times J \times L^2 / 8$ .	$M_G = 0,85 \times G \times L^2 / 8$ .	$M_P = 0,85 \times P \times L^2 / 8$ .
$[0,85 \times 1,68 \times (3,85)^2] / 8$	$[0,85 \times 3,22 \times (3,85)^2] / 8$	$[0,85 \times 4,11 \times (3,85)^2] / 8$ .
2.64 KN/m <sup>2</sup>	5.07 KN.m.	6,47 KN.m.

⌘ Calcul des contraintes

$\sigma_{SJ} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z}$	$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z}$	$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z}$ .
$\frac{2,64 \cdot 10^3}{2,35 \times 16,2}$	$\frac{5,07 \cdot 10^3}{2,35 \times 16,2}$	$\frac{6,47 \cdot 10^3}{2,35 \times 16,2}$
69,34 MPa;	133.17 MPa ;	169.95MPa.

⌘ Calcul des coefficients

$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d}$	$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0/b) \cdot f}$	$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i$				
<b>f<sub>c28</sub>(MPa)</b>	<b>20</b>	<b>22.5</b>	<b>25</b>	<b>20</b>	<b>22.5</b>	<b>25</b>
$\frac{2,35}{12,18} = 0,011$	$\frac{0,05 \cdot 1,8}{(2 + 3(12)/60) \cdot 0,011} = 3.14$	<b>3.41</b>	<b>3.67</b>	<b>1.256</b>	<b>1.364</b>	<b>1.468</b>

⌘ Calcul des coefficients (μi)

<b>f<sub>c28</sub></b> <b>(MPa)</b>	$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot F \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}};$	<b>μ<sub>G</sub></b>	<b>μ<sub>P</sub></b>
--	---	----------------------	----------------------

<b>20</b>	$1 - \left[ \frac{(1,75.1.8)}{(4.0,011.69,34) + 1.8} \right]$	$1 - \left[ \frac{(1,75.1.8)}{(4.0,011.133.17) + 1.8} \right]$	$1 - \left[ \frac{(1,75.1.8)}{(4.0,011.169.75) + 1.8} \right]$
	<b>0.352</b>	<b>0.588</b>	<b>0.660</b>
<b>22.5</b>	$1 - \left[ \frac{(1,75.1.95)}{(4.0,011.69,34) + 1.95} \right]$	$1 - \left[ \frac{(1,75.1.95)}{(4.0,011.133.17) + 1.95} \right]$	$1 - \left[ \frac{(1,75.1.95)}{(4.0,011.169.75) + 1.95} \right]$
	<b>0.318</b>	<b>0.561</b>	<b>0.636</b>
<b>25</b>	$1 - \left[ \frac{(1,75.2.1)}{(4.0,011.69,34) + 2.1} \right]$	$1 - \left[ \frac{(1,75.2.1)}{(4.0,011.133.17) + 2.1} \right]$	$1 - \left[ \frac{(1,75.2.1)}{(4.0,011.169.75) + 2.1} \right]$
	<b>0.287</b>	<b>0.538</b>	<b>0.615</b>

✂ **Calcul des moments d'inertie après fissuration**

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

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

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

$$I_0 = \frac{60.20^3}{12} + 15 \left[ 2,35 \left( \frac{20}{2} - 17,9 \right)^2 + 0 \right] = 42199,95 \text{ cm}^4$$

$f_{c28}$ (MP a)	$I_{FJ} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{FG} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{FP} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{VG} \text{ (cm}^4\text{)}$
<b>20</b>	$I_{FJ} = \frac{1,1.42199,95}{(1 + 3,14.0,352)}$	$I_{FG} = \frac{1,1.42199,95}{(1 + 3,14.0,59)}$	$I_{FP} = \frac{1,1.42199,95}{(1 + 3,14.0,662)}$	$I_{VG} = \frac{1,1.42199,95}{(1 + 0,58.1,25)}$
	<b>22049.29</b>	<b>16272.85</b>	<b>15077.87</b>	<b>26910.11</b>
<b>22.5</b>	$I_{FJ} = \frac{1,1.42199,95}{(1 + 3,41.0,318)}$	$I_{FG} = \frac{1,1.42199,95}{(1 + 3,41.0,56)}$	$I_{FP} = \frac{1,1.42199,95}{(1 + 3,41.0,63)}$	$I_{VG} = \frac{1,1.42199,95}{(1 + 0,56.1,36)}$
	<b>22270.38</b>	<b>15954.06</b>	<b>14744.44</b>	<b>26351.01</b>

25	$I_{FJ} = \frac{1,1.42199.95}{(1+3,67.0,287)}$	$I_{FG} = \frac{1,1.42199.95}{(1+3,67.0,538)}$	$I_{FP} = \frac{1,1.42199.95}{(1+3,67.0,61)}$	$I_{VG} = \frac{1,1.42199.95}{(1+0,54.1,47)}$
	22607.59	15606.17	14332.89	25877.99

✂ Calcul des valeurs de la flèche correspondantes

$$F_i = \frac{M_i \times L^2}{10 \times E_i \times I_{FI}} \text{ (cm}^2\text{)}, \quad F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$f_{c28}$ (MPa)	$F_{ij}$	$F_{ig}$	$F_{ip}$	$F_{vg}$	$F_{\text{total}}$
20	$F_{ij} = \frac{2,64 \times (3,85)^2 \times 10^7}{10 \times 29854,18 \times 22049,29} = 0,06 \text{ cm};$	0.080	0.087	0.048	0.005
22.5	0.11	0.148	0.16	0.09	0.008
25	0.135	0.18	0.197	0.110	0.008
F total = 0,005 cm < f adm = 0,96 cm ..... Condition vérifiée					

✂ Schémas de ferrailage des poutrelles RDC, étage courant selon la méthode analytique

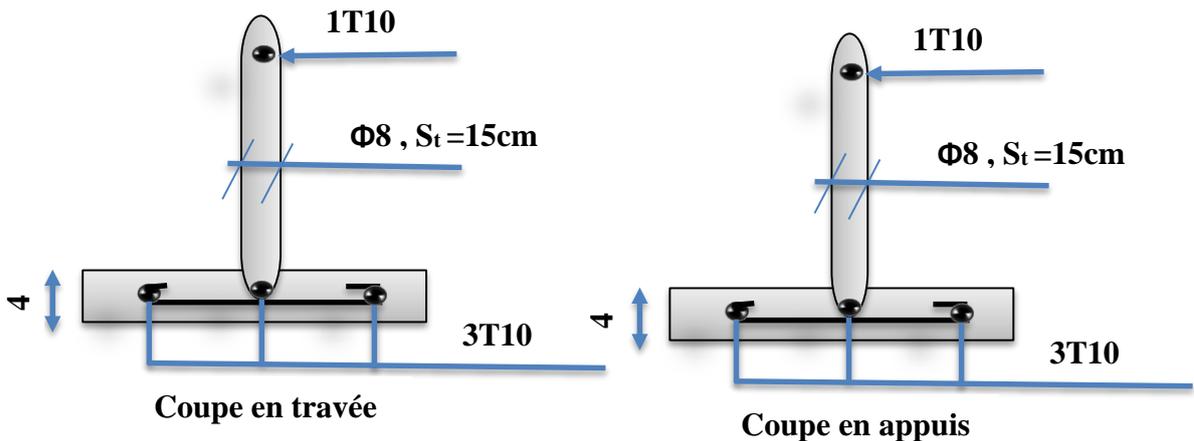


Figure III - 25: Schéma de ferrailage des poutrelles de rives RDC, étages courant

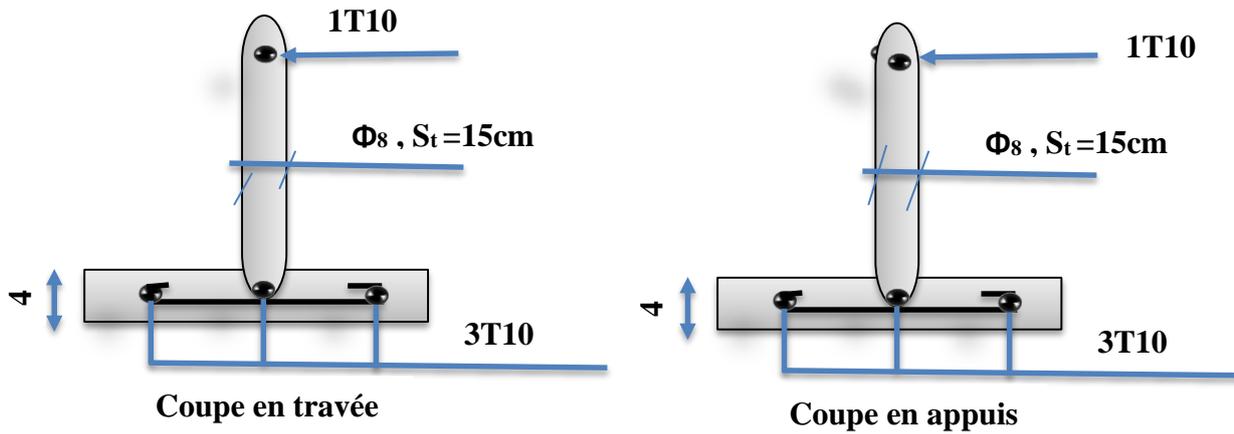


Figure III - 26: Schéma de ferrailage des poutrelles intermédiaires RDC, étages courant

**III.3.4. 3.2.Plancher terrasse**

**III.3.4. 3.2.1.Etude des poutrelles Plancher terrasse**

**III.3.4. 3.2.1.1.Calcul des sollicitations**

Pour le calcul des sollicitations, on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire pour la poutrelle type 1 du plancher terrasse

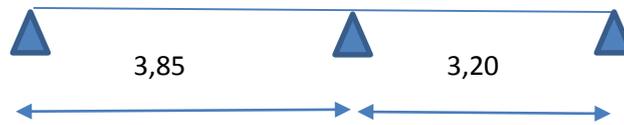


Figure III - 27: Types de poutrelles dans le plancher.

Les appuis	A	B	C
Coefficient	0.2	0.6	0.6
$M_0$		11.35	7.84
$M_t$		8.51	7.56
$M_w$	2.27	6.81	1.67
$T_w$		10.10	-12.45
$T_e$		10.98	8.64

$f_{c28}$ (MPa)			$f_e$	b	$h_0$	d(cm)	$\tau_s$ (MPa)	$\bar{\tau}_s$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)
20	22.5	25	400	60	4	18	0.34	2.66	0.57

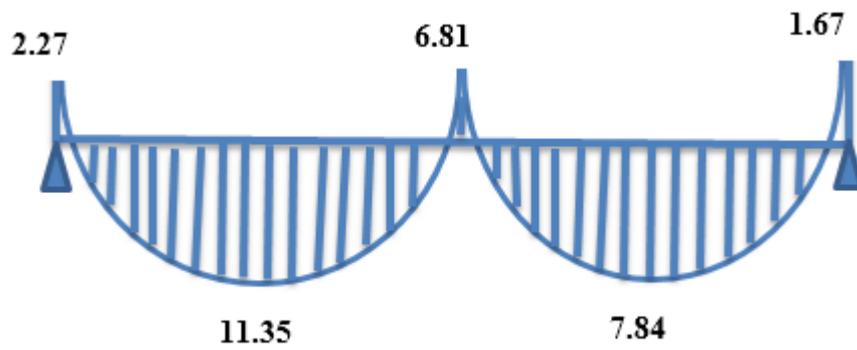


Figure III - 28: Diagramme des moments fléchissant,  $M$  [KN.m].

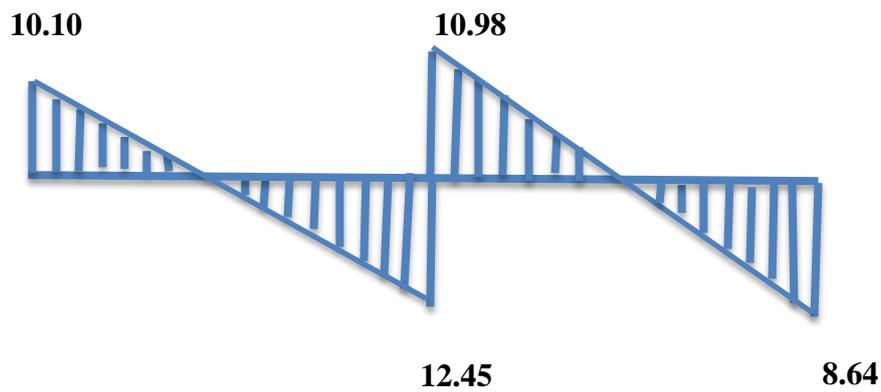


Figure III - 29: Diagramme des efforts tranchants  $T$  [KN].

- ferrailage des poutrelles Plancher terrasse
- Schémas de ferrailage des poutrelles Plancher terrasse selon la méthode analytique

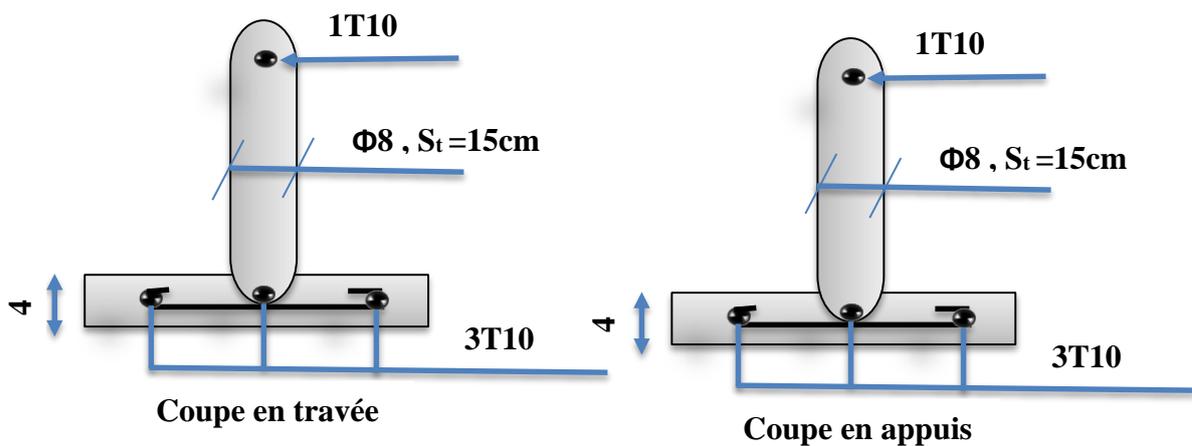


Figure III - 30: Schéma de ferrailage des poutrelles de rives Plancher terrasse

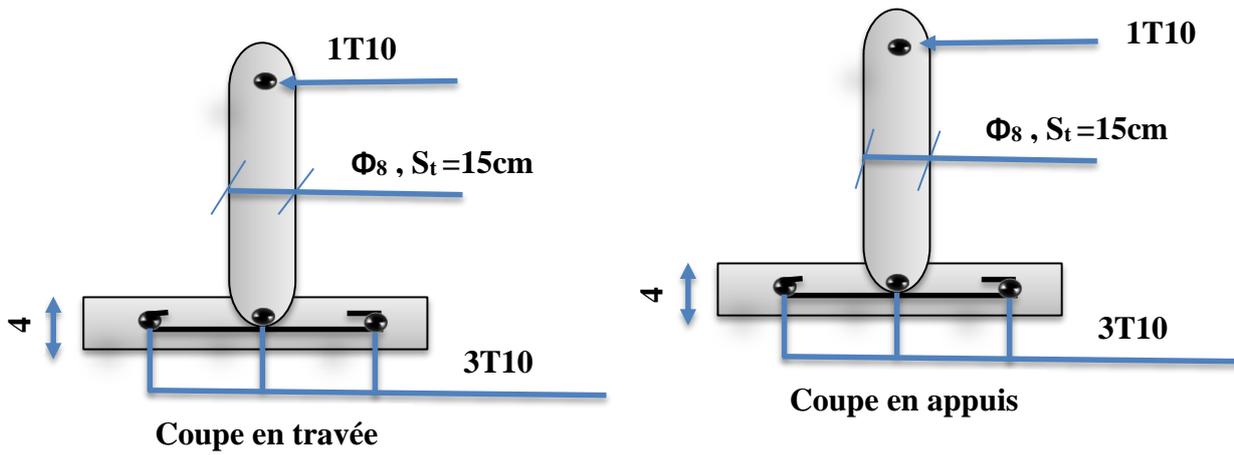


Figure III - 31: Schéma de ferrailage des poutrelles intermédiaires Plancher terrasse

### III.3.4.4. Pré dimensionnement des voiles

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

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le « RPA99 version 2003 » article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition:

$L \geq 4e$ . Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

$L$  : longueur de voile,  $e$  : épaisseur du voile. L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

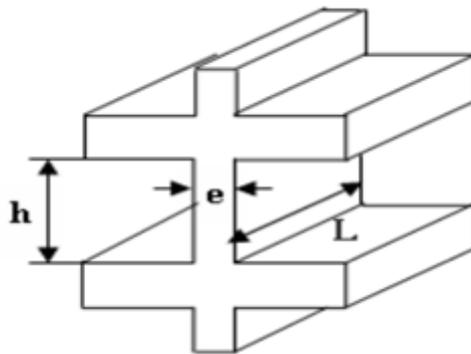


Figure III - 32: Coupe de voile en élévation.

#### III.3.4.4.1. Pour RDC, 1er au 4ème étage

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq \frac{324}{22} \Rightarrow e \geq 14,72 \text{ cm}$$

Avec :

$L$ : Longueur du voile ;	$e$ : Épaisseur du voile ;	$h_e$ : Hauteur d'étage.
---------------------------	----------------------------	--------------------------

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

III.3.4.4.2. Calcul ferrailage des voiles

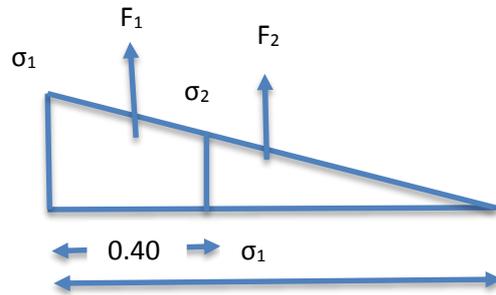
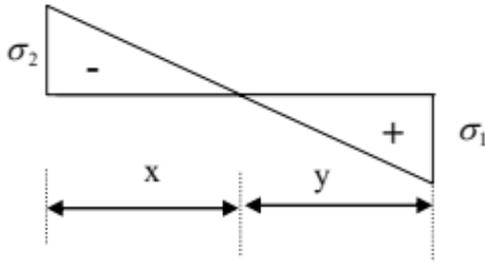
III.3.4.4.2.1.Exemple de calcul (Type 1)

$f_{c28}$ (Mpa)		sollicitation	
20	$A = 1.085 \text{ m}^2$	$N = 304.58 \text{ KN}$	
	$V = 2,15\text{m};$	$M = 5487.213 \text{ KN.m};$	
	$I = 2.18\text{m}^4;$	$T = 591.71 \text{ KN}$	
22.50	$A = 1.02 \text{ m}^2$	$N = 298.32 \text{ KN}$	
	$V = 2,15\text{m};$	$M = 5080.741 \text{ KN.m}$	
	$I = 1.93\text{m}^4;$	$T = 558.67 \text{ KN}$	
25	$A = 0.965 \text{ m}$	$N = 291.8 \text{ KN}$	
	$V = 2,15\text{m};$	$M = 5152.808 \text{ KN.m};$	
	$I = 1.72\text{m}^4;$	$T = 577.93 \text{ KN}$	

.Détermination des contraintes		$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15}$	
$f_{c28}(\text{MPa})$	20	22.50	25
$\bar{\sigma} \text{ Mpa}$	14.78	16.63	18.48
$\sigma_{1,2} \text{ MPa}$	$\sigma_1 = \frac{304.58 \times 10^{-3}}{1.085} + \frac{5487.21 \times 2,15 \times 10^{-3}}{2.18} = 5.69$	5.95	6.74
$\sigma_{1,2} \text{ Mpa.}$	$\sigma_2 = \frac{304.58 \times 10^{-3}}{1.085} - \frac{5487.21 \times 2,15 \times 10^{-3}}{2.18} = -5.13$	-5.36	-6.14

Nous avons :  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc nous calculons le volume des contraintes pour la zone tendue

**III.3.4.4.2.1.1.Vérification des contraintes de compression**



<b>Longueur de la zone tendue</b>		$X = \frac{ \sigma_2 }{ \sigma_1  +  \sigma_2 } \times L$	
x : la longueur de la zone tendue			
y : la longueur de la zone comprimée			
f <sub>c28</sub> (MPa)	20	22.50	25
X(m)	$X = \frac{5.13}{5.13 + 5.69} \times 4,30 = 2.04 \text{ m}$	2.04	2.05
Y = L - X	4.30 - 2.04 = 2.26	2.26	2.25
<b>Calcul de la contrainte</b>			
σ <sub>3</sub> (Mpa)	$\frac{\sigma_2}{X} = \frac{\sigma_3}{X - 0,4} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{ \sigma_2 (X - 0,4)}{X} = 4.12 \text{ Mpa}$	4.30	4.90
<b>III.3.4.4.2.1.2.Détermination des armatures verticales</b>			
$F_1 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3) \times b \times h}{2} = \left( \frac{5.13 + 4.12}{2} \right) \times 0,45 \times 0,45 \times 10^3 = 936.56 \text{ KN}$		772.8	676.2
$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{F_1 \cdot 10}{400} \times \frac{100}{115} = 20.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$		16.80	14.70
$F_2 = \frac{\sigma_3 \times (x - b) \times e}{2} = \frac{4.12(2.04 - 0,45) \times 0,20}{2} \times 10^3 = 655.08 \text{ KN}$		705.2	833
$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{F_2 \cdot 10}{400} \times \frac{100}{115} = 14.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$		15.33	18.10
$Avj = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4V}{f_e} \times \frac{x}{L} \times \frac{100}{x} = 1,1 \frac{1,4 \times 591.71 \times 10}{400} \times \frac{2.04}{4,30} \times \frac{100}{204} = 6.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$		5.75	4.70
<b>Calcul des armatures verticales</b>			
$A_T = Av_1 + Av_2 + Avj = 20.36 + 14.24 + 6.09 = 40.69 \text{ cm}^2$		37.88	37.5
<b>D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à : A<sub>min</sub> = 0,2% . a . L<sub>tendu</sub></b>			
$A_{min} = 0,2\% \times 20 \times 204 = 8.16 \text{ cm}^2$		8.16	8.20

$$A_T = (37.5, 37.88, 40.69) \text{ cm}^2 > A_{\min} = (8.16, 8.20) \text{ cm}^2$$

<b>Le diamètre</b>	$\begin{cases} D \leq \frac{1 \times a}{10} \\ D \leq 20 \text{ cm} \end{cases} \quad D \leq \frac{1 \times 200}{10} \Rightarrow \text{On adopte: } D = 12 \text{ mm.}$		
<b>L'espacement</b>	Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a:		Selon le BAEL 91, on à
	$\begin{aligned} St &\leq \min \{2.a, 33 \text{ cm}\} \\ St &\leq \min \{40, 33 \text{ cm}\} \quad St \leq 33 \text{ cm} \end{aligned}$		$\begin{aligned} St &\leq \min \{1,5 a; 30 \text{ cm}\} \\ St &\leq \min \{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow \\ St &\leq 30 \text{ cm.} \end{aligned}$
<p>Donc: <math>S_t \leq \min \{S_{t \text{BAEL}}; S_{t \text{R.P.A 99}}\}</math></p> <p><math>St \leq 30 \text{ cm}</math></p> <p>On adopte un espacement de 25 cm.</p>			
Le choix de la section des armatures verticales ( <b>6T14</b> ) = <b>9.23 cm<sup>2</sup>/ml</b> .			
Calcul des armatures horizontales	D'après le R.P.A 99 /version 2003, on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit (6T14) = 9.23 cm <sup>2</sup> /ml cm <sup>2</sup> /ml avec un espacement de 20cm.		
Calcul des armatures transversales	D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m <sup>2</sup> au moins; on prend donc 4Φ 8 par m <sup>2</sup> .		
Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau_b$	$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \quad , \quad \bar{T} = 1,4 T_{cal} \quad , \quad d = 0,9h$		
h : hauteur totale de la section brute, h=289cm			
$\bar{\tau} = 0,2.f_{c28}$			
$f_{c28}$	20	22.50	25
$\bar{\tau} = 0,2.f_{c28} \text{ (MPa)}$	4	4.5	5
$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \text{ (MPa)}$	$\frac{591.71 \times 1,4}{200 \times 2890} \times 10^3 = 1,43 \text{ Mpa}$	1.35	1.40
$\tau_b = (1.43, 1.35, 1.4) \text{ MPa} < 0,2f_{c28} = (4, 4.5, 5) \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$ « Donc pas de risque de cisaillement ».			

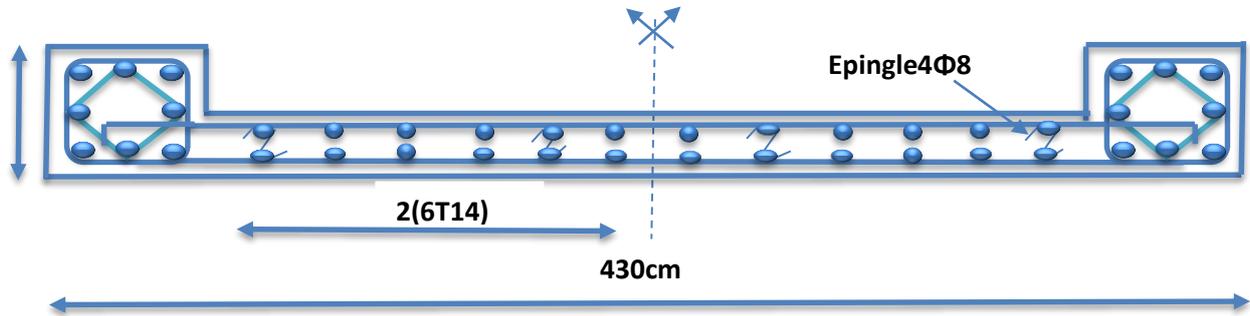


Figure III -33: Schéma de ferrailage du mur voile (Type1) .

III.3.4.4.2.2.Exemple de calcul (Type 2)

$F_{c28}$ (MPa)		sollicitation	
<b>20</b>	$A = 0.7425m^2$	$N = -336.43KN$	
	$V = 1.37m;$	$M=1269.04KN.m;$	
	$I = 0.6967m^4;$	$T = -208.85KN$	
<b>22.50</b>	$A = 0.7m^2$	$N = 302.15KN$	
	$V = 1.39m;$	$M = 1154.09KN.m;$	
	$I = 0.6267m^4;$	$T = 202.17KN$	
<b>25</b>	$A = 0.6625m$	$N = 578.09KN$	
	$V = 1.27m;$	$M = 1173.071KN.m;$	
	$I = 0.5112m^4;$	$T = 201.28KN$	

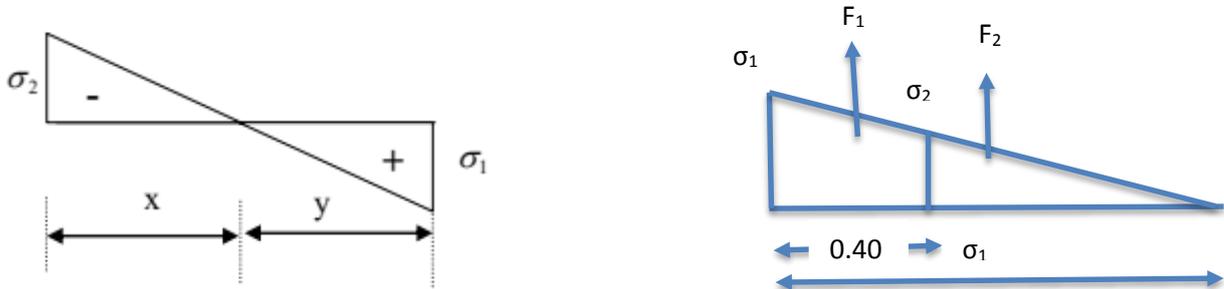
.Détermination des contraintes

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \overline{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15}$$

$f_{c28}$ (MPa)	20	22.50	25	Nous avons : $\sigma_1$ et $\sigma_2$ de signes différents, la section du voile est
$\overline{\sigma}$ Mpa	14.78	16.63	18.48	
$\sigma_{1,2}$ Mpa	1.15	1.06	1.38	

$\sigma_{1,2} \text{ Mpa.}$	-2.04	-2.13	-2.04	partiellement comprimée, donc nous calculons le volume des contraintes pour la zone tendue
-----------------------------	-------	-------	-------	--

**III.3.4.4.2.2.1. Vérification des contraintes de compression**



$f_{c28}$ (Mpa)	X (m)	Y (m)	$\sigma_3$ Mpa.	$F_1$ (KN)	$A_{v1}$ (cm <sup>2</sup> )	$F_2$ (KN)	$A_{v2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_T$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$
20	2.01	1.13	1.63	371.58	8.07	262.43	5.70	4.38	17.52	8.04
22.50	2.07	1.03	1.71	307.2	6.67	285.57	6.21	4.44	17.31	8.28
25	1.81	1.23	1.59	222.33	4.833	224.19	4.87	3.93	13.63	7.24

<b>Le diamètre</b>	$\begin{cases} D \leq \frac{1 \times a}{10} \\ D \leq 20 \text{ cm} \end{cases} \quad D \leq \frac{1 \times 200}{10} \Rightarrow \text{On adopte: } D = 12 \text{ mm.}$	
<b>L'espacement</b>	Selon le R.P.A 99 /version 2003 on a: $St \leq \min \{2.a, 33 \text{ cm}\}$ $St \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\} \quad St \leq 33 \text{ cm}$	Selon le BAEL 91, on à $St \leq \min \{1,5 a; 30 \text{ cm}\}$ $St \leq \min \{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm.}$
Donc : $S_t \leq \min \{S_{t \text{ BAEL}}; S_{t \text{ R.P.A 99}}\}$ $S_t \leq 30 \text{ cm}$ On adopte un espacement de 25 cm.		
Le choix de la section des armatures verticales ( <b>6T14</b> ) = <b>9.23 cm<sup>2</sup>/ml. ... (fc28 = 20/22.50MPa)</b> Le choix de la section des armatures verticales ( <b>5T14</b> ) = <b>7.69 cm<sup>2</sup>/ml..... (fc28 = 25MPa)</b>		
Calcul des armatures horizontales	D'après le R.P.A 99 /version 2003, on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit ( <b>6T14</b> ) = 9.23 cm <sup>2</sup> /ml cm <sup>2</sup> /ml avec un espacement de 20cm.	
Calcul des armatures transversales	D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas ou le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les	

	armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m <sup>2</sup> au moins; on prend donc 4Φ 8 par m <sup>2</sup> .		
Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau_b$	$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d}$ , $\bar{T} = 1,4 T_{cal}$ , $d = 0,9h$		
h : hauteur totale de la section brute, h=289cm			
$\bar{\tau} = 0,2.f_{c28}$			
$f_{c28}$	20	22.50	25
$\bar{\tau} = 0,2.f_{c28}$ (MPa)	4	4.5	5
$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d}$ (MPa)	$\frac{208.85 \times 1,4}{200 \times 2890} \times 10^3 = 0.54$ Mpa		0.48
$\tau_b < 0,2fc_{28}$ .....condition vérifiée « Donc pas de risque de cisaillement ».			

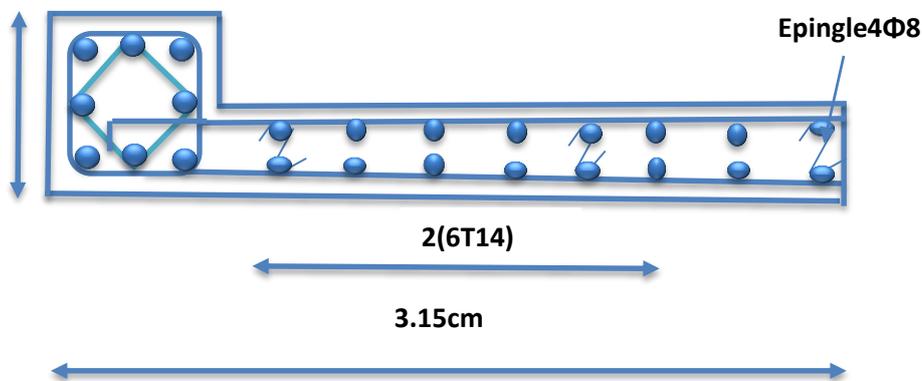


Figure III - 34: Schéma de ferrailage du mur voile (Type 2)

III.3.4.4.2.3.Exemple de calcul (Type 3)

$f_{c28}$ (MPa)		sollicitation	
20	A = 0.54m <sup>2</sup>	N = 543.25KN	
	V = 0.90m;	M=578.61KN.m;	

	$I = 0.2639m^4;$	$T = 126.12KN$	
<b>22.50</b>	$A = 0.5m^2$	$N = 539.88KN$	
	$V = 0.91m;$	$M = 535.072KN.m;$	
	$I = 0.4732m^4;$	$T = 103.68KN$	
<b>25</b>	$A = 0.93m$	$N = 545.25KN$	
	$V = 1.27m;$	$M = 518.27KN.m;$	
	$I = 0.4396m^4;$	$T = 101.43KN$	

.Détermination des contraintes				
$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15}.$				
$f_{c28}(MPa)$	20	22.50	25	$f_{c28}(MPa) = 20MPa$ : $\sigma_1$ et $\sigma_2$ de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc nous calculons le volume des contraintes pour la zone tendue.
$\bar{\sigma} Mpa$	14.78	16.63	18.48	
$\sigma_{1,2} Mpa$	1.26	1.55	1.60	
$\sigma_{1,2} Mpa.$	-0.97	0.050	0.035	
$f_{c28}(MPa) = (22.50, 25) MPa \dots\dots (\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ". La zone courante est armée par le minimum exigé par le <b>R.P.A 99/ version 2003</b>				

**III.3.4.4.2. 3.1.ferraillage du mur voile**

$f_{c28}$ (Mpa)	X (m)	Y (m)	$\sigma_3 Mpa.$	$F_1(KN)$	$A_{v1}$ (cm <sup>2</sup> )	$F_2$ (KN)	$A_{v2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_T$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
20	0.93	1.22	0.55	153.9	3.34	51.41	1.11	1.85	6.30	3.72
22.50	$A_{min} = 0,15 \times a \times L = (0,0015 \times 20 \times 100) = 3 \text{ cm}^2/ml$									3
25										
D'après le <b>R.P.A99/version 2003</b> , on adopte le même ferraillage que les armatures verticales soit 5T12 ( $A_{adopté} = 5,65 \text{ cm}^2/ml$ ), avec un espacement de 25cm .										

$f_{c28}(\text{MPa})$	20	22.5	25	
$\bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28}(\text{MPa})$	4	4.5	5	$\tau_b < \bar{\tau}$
$\tau_b = \frac{T}{a.l}$	0.31	0.26	0.25	Condition vérifiée.

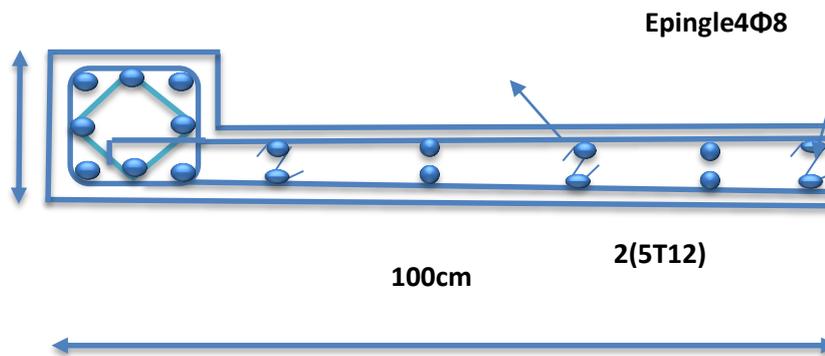


Figure III - 35: Schéma de ferrailage du mur voile (Type 3).

III.3.4.4.2.4.Exemple de calcul (Type 4)

$F_{c28}$ (MPa)		sollicitation	
20	A = 0.3225m <sup>2</sup>	N = 411.15KN	
	V = 0.42m;	M = 87.416KN.m;	
	I = 0.0277m <sup>4</sup> ;	T = 36.26KN	
22.50	A = 0.28m <sup>2</sup>	N = 263.76KN	
	V = 0.41m;	M = 90.89KN.m;	
	I = 0.0228m <sup>4</sup> ;	T = 35.98KN	
25	A = 0.2425m	N = 357.71KN	
	V = 0.41m;	M = 92.006KN.m;	
	I = 0.0185m <sup>4</sup> ;	T = 52.84KN	

.Détermination des contraintes			
$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15}$			
$f_{c28}(MPa)$	20	22.50	25
$\bar{\sigma} Mpa$	14.78	16.63	18.48
$\sigma_{1,2}Mpa$	1.30	0.96	1.49
$\sigma_{1,2}Mpa.$	-0.050	-0.69	-0.56

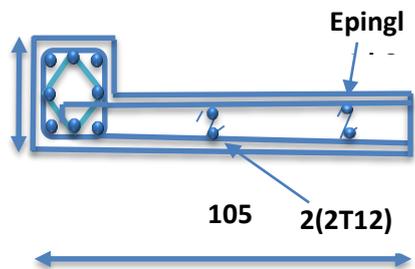
$f_{c28}(MPa) = 20MPa$  :  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc nous calculons le volume des contraintes pour la zone tendue.

**III.3.4.4.2.4.1.Ferrailage du mur voile**

$f_{c28}$ (MPa)	X (m)	Y (m)	$\sigma_3 Mpa.$	$F_1(KN)$	$A_{v1}$ (cm <sup>2</sup> )	$F_2$ (KN)	$A_{v2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_T$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
20	0.038	1.22	0.47	52.65	1.14	17.014	0.34	1.33	2.81	0.152
22.50	0.42	0.58	0.016	56.56	1.23	0.017	0.0003	1.38	2.6103	1.64
25	0.26	0.69	0.33	54.51	1.18	4.62	0.1004	2.14	3.4204	1.04

D'après le **R.P.A99/version 2003**, on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit 2T12 ( $A_{adopté} = 2.26 \text{ cm}^2/ml$ ), avec un espacement de 25cm .

$f_{c28}(MPa)$	20	22.5	25	
$\bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28}(MPa).$	4	4.5	5	$\tau_b < \bar{\tau}$ Condition vérifiée.
$\tau_b = \frac{T}{a.l}$	0.087	0.087	0.12	



**Figure III - 36: Schéma de ferrailage du mur voile (Type 4)**

### Conclusion

Le tableau suivant représente les différentes sections des éléments.

Tableau II- 12 : récapitulatif des dimensions des différents éléments porteurs.

Eléments	type	F <sub>c28</sub>				
		20	22,50	25	30	
<b>Plancher</b>	Epaisseur	(16+4) cm				
<b>Poutres principales</b>	Sections	(30x40) cm <sup>2</sup>				
<b>Poutres secondaires</b>	Sections	(30x35) cm <sup>2</sup>	(30x35) cm <sup>2</sup>	(30x35) cm <sup>2</sup>	(30x35) cm <sup>2</sup>	
<b>Poteaux</b>	Sections	RDC-1étage	(45x45) cm <sup>2</sup>	(40x40) cm <sup>2</sup>	(35x35) cm <sup>2</sup>	(35x35) cm <sup>2</sup>
		1étage - 4étage	(40x40) cm <sup>2</sup>	(35x35) cm <sup>2</sup>	(30x30) cm <sup>2</sup>	(30x30) cm <sup>2</sup>
<b>Voiles</b>	Epaisseur	20 cm				

**III.3.5. Calcul des éléments non structuraux**

**III.3.5. 1.L'acrotère**

**III.3.5. 1.1.Introduction :**

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment, conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Elle est assimilée à une console verticale encastrée à la base dans le plancher terrasse (Poutre de plancher), cette dernière est soumise à un effort normal du à son poids propre « WP » et une surcharge « FP » appliquée horizontalement due à la poussée d'une main courante.

Corresponde aux notre structure à une dimension de 60 cm d'hauteur et 10 cm d'épaisseur.

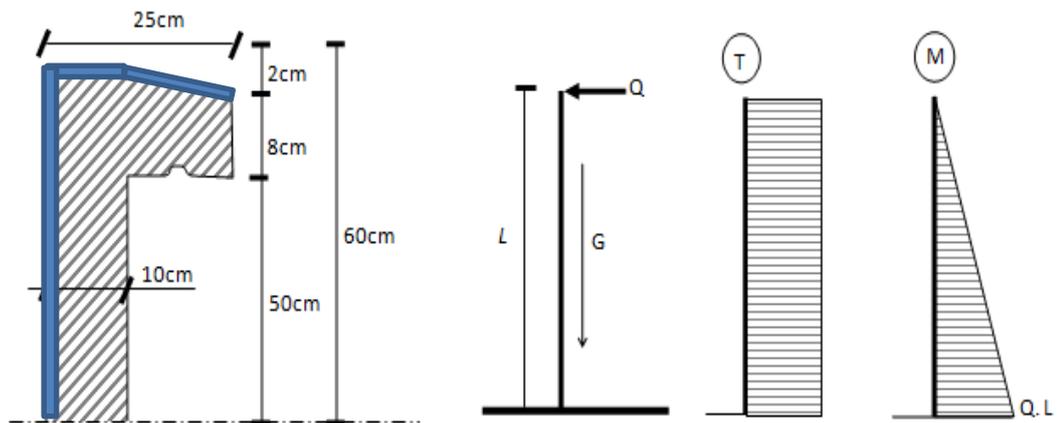


Figure III - 37: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.

**III.3.5. 1.2.Géométrie**

La surface S (m <sup>2</sup> )	L'épaisseur h <sub>0</sub> (cm)	La hauteur h (cm)	L'enrobage C = C' (cm)
0,073	10	2	2.

**III.3.5. 1.3.Evaluation des charges et surcharges**

Poids propre de l'acrotère	Surcharge d'exploitation
G = 1,83KN/ml.	Une surcharge due à l'application d'une main courante N <sub>Q</sub> = Q = 1KN/m

### III.3.5. 1.4. Calcul du ferrailage

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée pour une bande de 1,00 m de largeur. L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal  $N$  et un moment de flexion à la base.

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

#### III.3.5. 1.4.1. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme

D'après le R.P.A 99 (version 2003 Article 6-3), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :  $F_p = 4.C_p.A.W_p$

Les coefficients  $A, C_p$ , et  $W_p$  sont obtenus par le RPA99/version 2003 tableau (6-1)

Coefficient d'accélération de zone A	Facteur de force horizontal $C_p$	Poids propre de l'acrotère $W_p$ (KN)	$F_p < 1,5.Q$ ..... $1,5.Q = 1,5KN$
0,15	0,8	1,83	$F_p = 4 \times 0,15 \times 1,83 \times 0,8 = 0,88 \text{ KN.}$
			Condition vérifiée

#### III.3.5. 1.4.2. Calcul des sollicitations

	État limite ultime (E.L.U.R)	État limite de service (E.L.S)
Effort normal de compression	$N_U = 1.35 \times 1.83 = 2,47 \text{ KN/ml}$	$N_{ser} = 1,83 \text{ KN/ml}$
Moment de flexion	$M_U = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$	$M_{ser} = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$
Effort tranchant	$V_U = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$	$V_{ser} = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

<b>Calcul de l'excentricité</b> $e_0 = e_1 + e_2 + e_a$		
$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,47} = 0,36 \text{ m}$	$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi)$ $= 0,00144 \text{ m}$	$e_a = \text{Max}\left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right) = 2 \text{ cm}$
	$L_f = 2l = 1,2 \text{ m}$ $\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_s}\right)$	
$e_0 = e_1 + e_a + e_2 = 0,381 \text{ m}$		
$\begin{cases} e_0 = 0,381 \text{ m} \\ \frac{h_0}{2} - C' = 0,03 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow e_0 > \left(\frac{h_0}{2} - C'\right)$		

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures ou bien la section partiellement comprimé.

**III.3.5. 1.4.3. Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue**

État limite ultime (E.L.U.R)	État limite de service (E.L.S)			
$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,83} = 0,33 \text{ m}$				
$e_u = e_0 + \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0,421 \text{ m}$	$e_s = e_0 + \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0,37 \text{ m}$			
$M_u = N_u e_u = 10,4 \text{ KN.m}$	$M_{ser} = N_{ser} e_{ser} = 0,68 \text{ KN.m}$			
Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée :				
$(d - c')N_{UA} - M_{UA} \leq (0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$				
$(d - c')N_{UA} - M_{UA}$	$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$			
$(0,09 - 0,02)2,47 - 1,04 = -0,87 \text{ KN.m}$	<b>fc28</b>			
	<b>20</b>	<b>22.50</b>	<b>25</b>	<b>30</b>
	19.83	22.31	24.80	29.75

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire :  
 $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$ .

**III.3.5. 1.4.4. Calcul du ferrailage (E. L. U. R)**

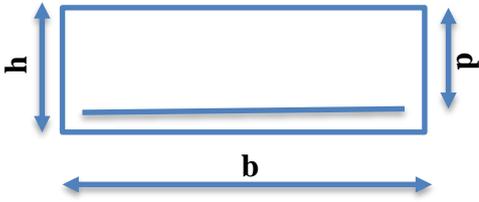
<p>Le calcul se fait sur une section rectangulaire</p> <p><math>M_u = N_u e_u = 1,04 \text{ KN.m}</math></p> <p><math>b = 100 \text{ cm}, h = 10 \text{ cm}, d = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm}</math></p>	
--	--

Figure III - 38: Section d'acrotère à ferrailier

État limite de compression du béton-				
Calcul des moments réduits				
<b><math>f_{c28}</math> (MPa)</b>	<b>20</b>	<b>22.5</b>	<b>25</b>	<b>30</b>
<b><math>f_{bc}</math> (MPa)</b>	<b>11.33</b>	<b>12.75</b>	<b>14.17</b>	<b>17</b>
$\mu_0$	$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1,04 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,011$	<b>0.010</b>	<b>0.009</b>	<b>0.009</b>

Vérification de l'existence des armatures comprimés A'		
$\mu_1 = 0,8 \alpha_1 (1 - 0,4 \alpha_1)$	$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \epsilon_{sl}}$	$\frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668$
	$1000 \epsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s}$	$\frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$
$\mu_1 = 0,8 \times 0,668 (1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,011 \Rightarrow A' = 0$ Pour les autres cas $f_{c28}$ La condition est vérifiée.		
$\mu = 0,009 \Rightarrow \beta = 0,995.$ $\mu < \mu_1 \rightarrow A' = 0$ Armatures comprimées non nécessaires.		

### Calcul des paramètres caractéristiques de la section

$d = 0.09$

	$f_{c28}$	20	22.5	25	30
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	<b>0.014</b>	<b>0.012</b>	<b>0.011</b>	<b>0.011</b>
<b>Ordonnée de la fibre neutre</b>	$y = \alpha \times d$	<b>0.0012</b>	<b>0.0011</b>	<b>0.011</b>	<b>0.011</b>
<b>Bras de levier du couple interne</b>	$Z_b = d(1 - 0,4\alpha,$	<b>0.089</b>	<b>0.089</b>	<b>0.09m</b>	<b>0.09m</b>
<b>Détermination de la section théorique des aciers tendus</b>					
<b>Section d'armatures en flexion simple</b>	$A_u = \frac{M_{UA}}{Z_b \times \sigma_S}$	$\frac{1,04}{0,089 \times 348} = 0,33 \text{cm}^2$			
<b>Section d'armatures en flexion composée</b>	$A_{fc} = A_U - \frac{N_U}{100 \times \sigma_S}$	$0,33 - \frac{2,47 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,26 \text{cm}^2$			
<b>Condition de non fragilité (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{c28}}{f_e} \times 0,23$	0.93	1.01	1.09	1.24
<b>Armatures principales (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	$A_s = \max(A_{su}; A_{sl}; A_{min})$	0.93	1.01	1.09	1.24
<b>Espacement</b> D'après le B.A.E.L 91	$e \leq \min(3h; 33\text{cm})$	30cm			
On prend : $e = 33$ cm. Nous avons adopté : 4T8 Soit : $A_s = 2,01 \text{cm}^2/\text{ml}$					
<b>Armatures de répartition</b>	$A_r = \frac{A_s}{4}$	$\frac{2,01}{4} = 0,50 \text{cm}^2/\text{ml}$			
<b>Espacement</b> D'après B.A.E.L 91	$e \leq \min(4h; 45 \text{ cm})$	40 cm			
On prend : $e = 33$ cm. Nous avons adopté : 4T8 Soit : $A_s = 2,01 \text{cm}^2/\text{ml}$					

Vérifications à l'E.L.U					
<b>Contrainte de cisaillement</b>	$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$	$T = 1,5Q = 1,5K N$	$\tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ Mpa}$		
<b>Fissuration préjudiciable</b>	$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4\text{MPa})$	2	2.25	2.5	3
<b>Condition vérifiée</b>	$\tau_u = 0,017\text{MPa} < \bar{\tau}_u$				
Vérification à l'E.L.S					
<b>Position de l'axe neutre</b>	$\frac{b}{2}y_1^2 - \eta.A_s(d - y_1) = 0$	$50 y_1^2 + 30,15 y_1 - 271,35 = 0$ $\Rightarrow y_1 = 2,05 \text{ cm}$			
<b>Moment d'inertie</b>	$I = \frac{b}{3}y_1^3 + \eta.A_s(d - y_1)^2$	$I = \frac{100 \times (2,05)^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (9 - 2,05)^2$ $I = 1524,65 \text{ cm}^4$			
<b>Détermination des contraintes dans le béton comprimé <math>\sigma_{bc}</math></b>	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1$	$\sigma_b = \frac{0,68 \times 10^3}{1524,65} \times 2,05 = 0,91\text{MPa}$			
	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$	12	13.50	15	18
<b>Condition vérifiée</b>	$\sigma_{bc} = 0,91\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$				
Détermination des contraintes dans l'acier tendue $\sigma_{st}$					
<b>Fissuration préjudiciable.</b>	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\}$				
coefficient de fissuration $\eta$ :	pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$ ; $n = 1,6$				
	$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \}$	201,63 MPa			
	$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1)$	$15 \frac{680}{1524,65} (9 - 2,05)$ $= 46,50 \text{ MPa}$			
<b>Condition vérifiée</b>	$\sigma_{st} = 46,50\text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$				

III.3.5. 1.3. Schéma de Ferrailage d'acrotère

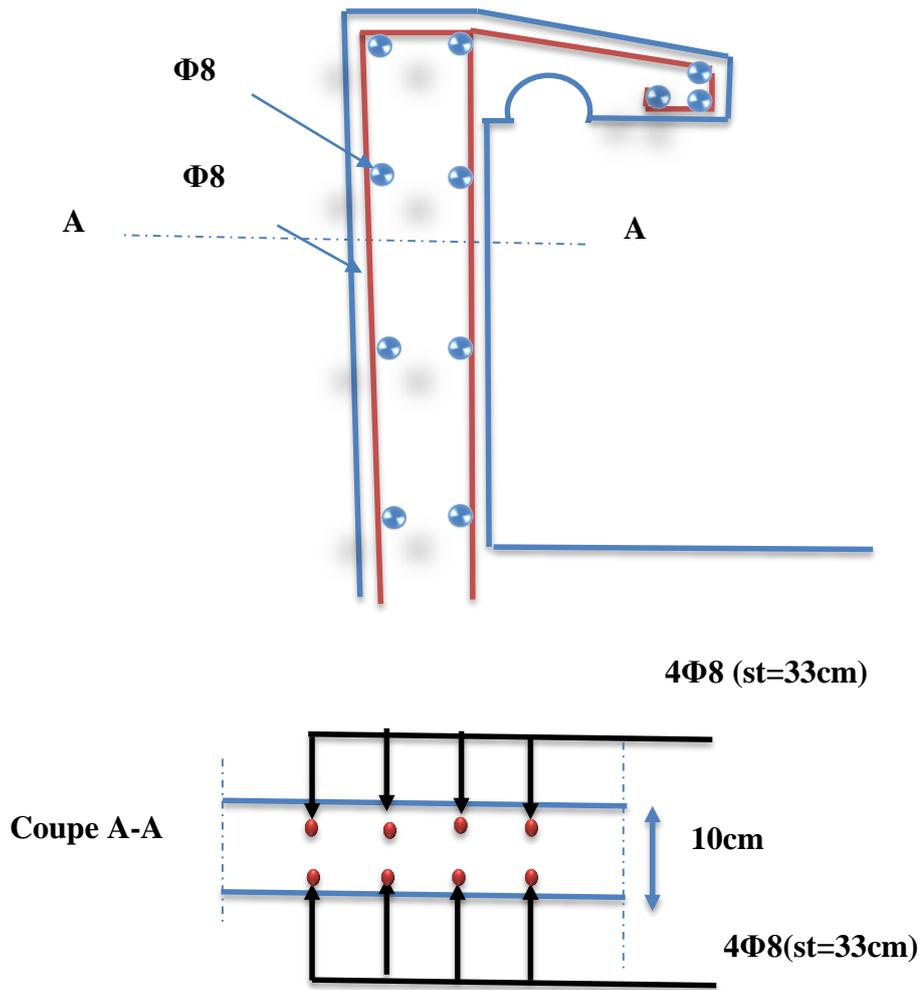


Figure III - 39: Schéma de ferrailage d'acrotère.

**III.3.6. 2. Étude d'escaliers:**

**III.3.5. 2.1. Introduction:**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue de secours importante en cas d'incendie

**III.3.5. 2.2. Terminologie:**

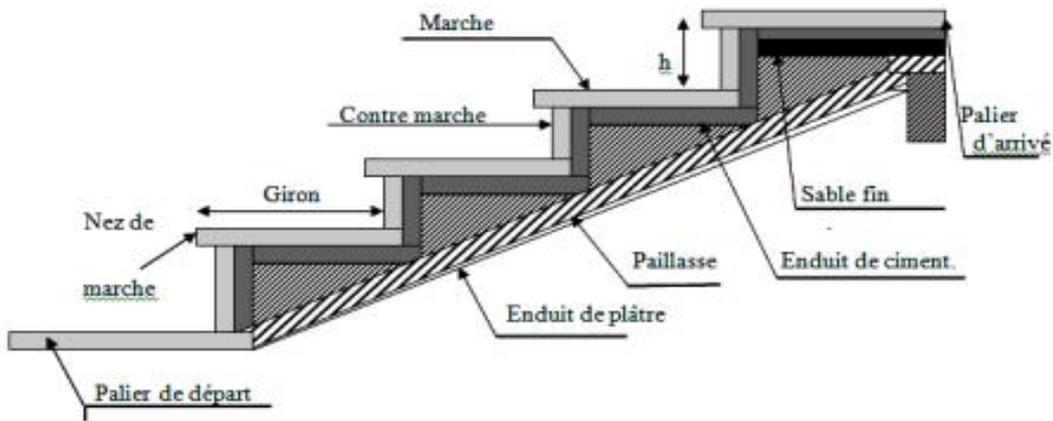


Figure III - 40: Détail d'un escalier

<b>g</b>	<b>H</b>	<b>h</b>	<b>L1</b>	<b>L2</b>	<b>L</b>
Giron	Hauteur de la paillasse	Hauteur de la contre marche	Portée de la paillasse projetée	Largeur du palier	L : Somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle du

**III.3.5. 2.2.1. Dimensions des escaliers:**

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier :

Escalier droit à deux volées avec un palier intermédiaire

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots(1)$	
h : Hauteur de la marche (contre marche)	g : Largeur de la marche
On prend : $2h + g = 64 \text{ cm}$ $(H = n.h = \frac{h_e}{2})$	
n : Nombre de contre marches	L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée : $L = (n - 1) \times g$

III.3.5. 2.3. Étude l'escalier

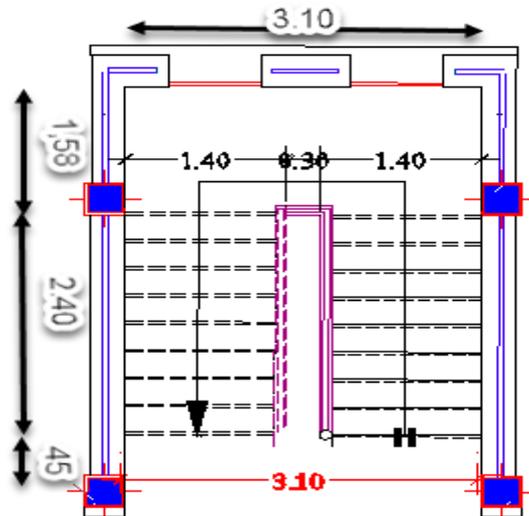


Figure III - 41: Vu en plan de l'escalier.

Cas de volée

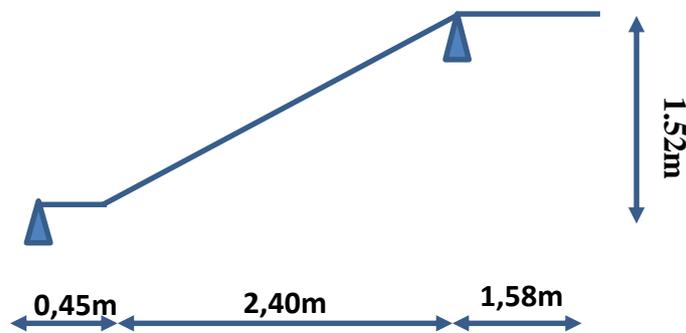


Figure III - 42: Schéma statique de l'escalier.

**III.3.5. 2.3 .1.Dimensionnement des Marches et contre marches**

$h = H/n$ et $g = L/(n - 1)$		$2h + g = 64$ cm
Donc d'après Blondel on a :		$H=152$ m
Et puis : $64n^2 - (64 + L + 2H)n + 2H = 0$ .....(2)		$L=240$ m
$64n^2 - 608n + 304 = 0$	nombre de contre marche	$n = 9$
	nombre de marche	$n-1= 8$
$g = L/(n - 1) = 30$ cm.		$g = 30$ cm
$59 \text{ cm} \leq (2 \times 18) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$ ;.....Condition vérifiée		$h=17$ cm
L'angle d'inclinaison est : $\tan \alpha = 17/30 = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$		$\text{Cos} \alpha = 0.87$

<b>Épaisseur de la volée (<math>e_v</math>)</b>	$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$	$9,20 \text{ cm} \leq e_v \leq 13,79 \text{ cm}$
		$e_v = 10$ cm.
<b>Épaisseur du palier (<math>e_p</math>)</b>	$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = .$	$\frac{10}{0,87} = 11,49 \text{ cm}.$
		$e_p = 15$ cm.

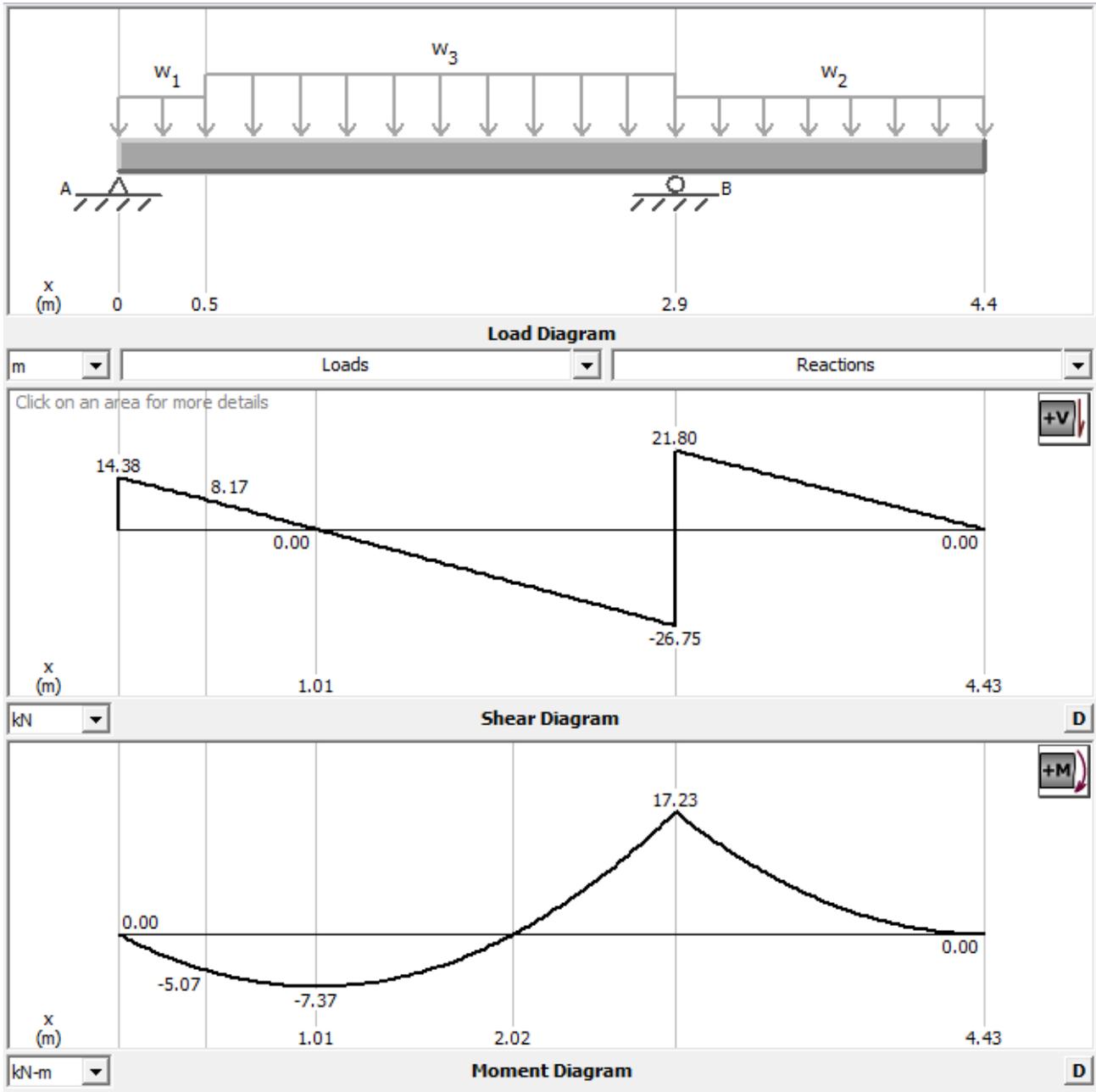
**III.3.5. 2.3 .2.Evaluation des charges et surcharges**

	Charge permanente G	Surcharge Q	$q_u = 1,35G + 1,5G$	$q_{ser} = G + Q$
<b>Paillasse</b> KN/m <sup>2</sup>	8,00	2.50	14.55	10.50
<b>Palier</b> KN/m <sup>2</sup>	7.45	2.50	13.80	9.95

III.3.5. 2.3 .3. Calcul des sollicitations

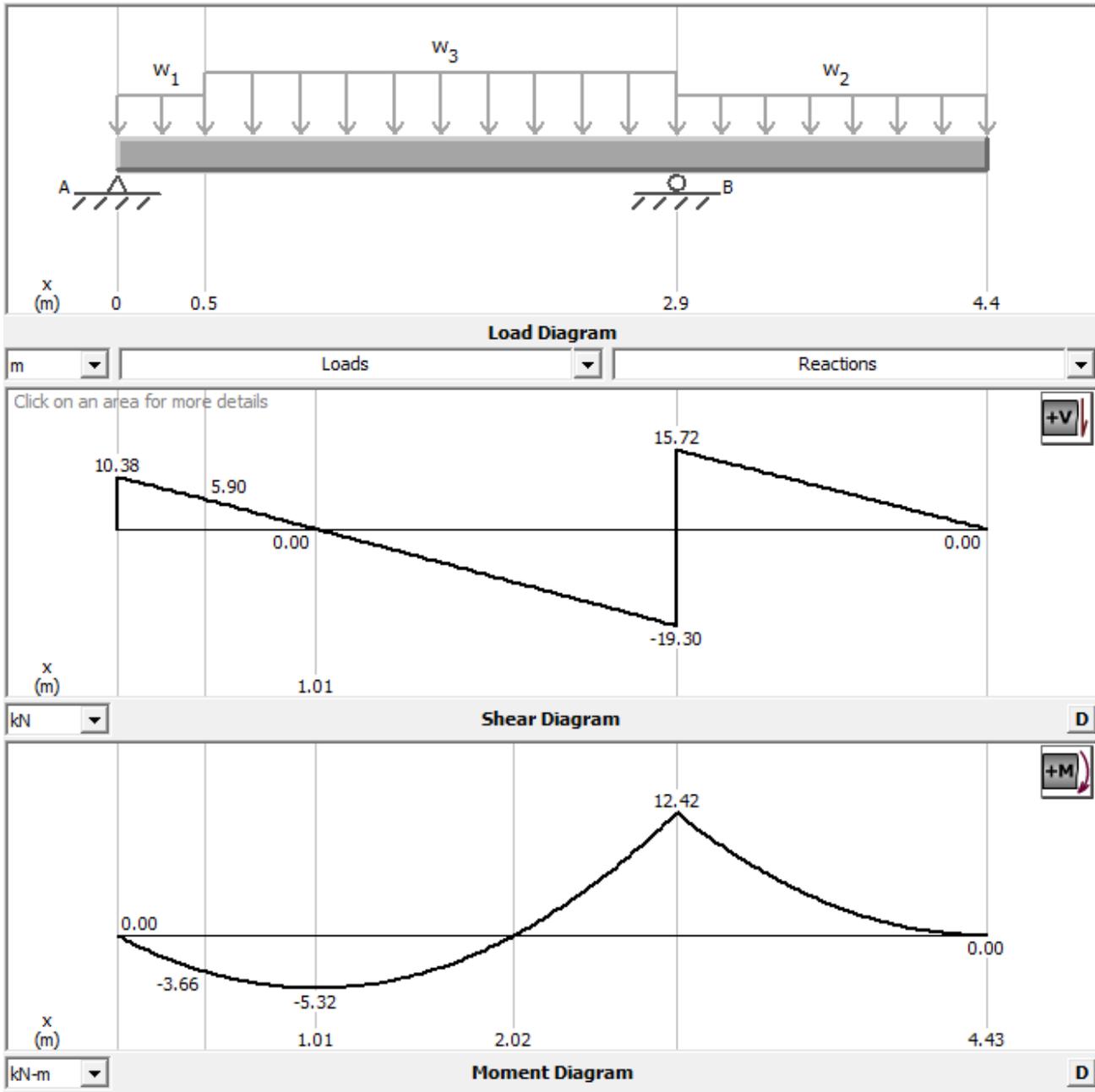
On garde le schéma statique réel.

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'E.L.U par Mdsolid



Réaction	$M_{max}$	$T_{max}$	
$R_A = 14.38 \text{ kN}$	17.23 kN.m	26.75	$M_{appuis} = 0.3M_{max} = 5.17 \text{ kN}$
$R_B = 48.56 \text{ kN}$			$M_{travées} = 0.85M_{max} = 14.64 \text{ kN}$

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'E.L.S par Mdsolid



Réaction	$M_{max}$	$T_{max}$	
$R_A = 10.38 \text{KN}$	12.42KN.m	19.30KN	$M_{appuis} = 0.3M_{max} = 3.72 \text{KN}$
$R_B = 35.02 \text{KN}$			$M_{travées} = 0.85M_{max} = 10.55 \text{KN}$

### III.3.5. 2.3 .4. Calcul de ferrailage de l'escalier à l'E.L.U.R

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ( $b \times h$ )  $\text{cm}^2$ .

- En travée :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 10 \text{ cm}$  ;  $d = 9 \text{ cm}$  ;  $M_t = 14.64 \text{ kN.m}$
- Sur appuis :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 15 \text{ cm}$  ;  $d = 13.5 \text{ cm}$  ;  $M_t = 5.17 \text{ kN.m}$

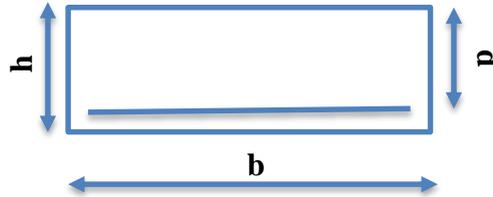


Figure III - 43: Section d'escalier à ferrailer.

#### III.3.5. 2.3 .4. 1. En travée

Tableau II-1: Calcul de ferrailage d'escalier en travée

$f_{c28}$ (Mpa)		20	22.50	25	
$f_{bc}$		11.33	12.75	14.16	
Moment réduit $\mu$	$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$	0.16	0.14	0.12	$\mu < \mu_l = 0,392$ Pas d'acier comprimé $A' = 0$
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.22	0.19	0.16	
Coefficient $\beta$	$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0.91	0.92	0.94	
Section d'aciers $A_s$	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	5.13	5.08	4.97 $\text{cm}^2/\text{ml}$ .	
Condition non fragilité	$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times 0,23$	0.93	1.01	1.03	
Armatures principales	$A_{cal} > A_{min}$	$A_{adopt} = 6T12/\text{ml} \rightarrow 6.79 \text{cm}^2/\text{ml}$			

D'après le B.A.E.L 91 : $e \leq \min(3h ; 45\text{cm}) = 30\text{cm}$ On prend : $e = 25 \text{ cm}$
---

<b>Armatures de répartition</b>	$A_r = \frac{A_{\text{adopt}}}{4}$	$A_r = \frac{6.79}{4} = 1,70\text{cm}^2$	4T10 → 3,14cm <sup>2</sup> /ml e = 25 cm
---------------------------------	------------------------------------	--	---

### III.3.5. 2.3 .4. 2. Sur appuis

Tableau II-2: Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis

$f_{c28}$ (Mpa)		20	22.50	25	
$f_{bc}$		11.33	12.75	14.16	
Moment réduit $\mu$	$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}}$	0.025	0.022	0.02	$\mu < \mu_l = 0,392$ Pas d'acier comprimé $A' = 0$
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.03	0.027	0.025	
Coefficient $\beta$	$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0.99	0.99	0.99	
Section d'aciers $A_s$	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	1.11	1.11	1.11 cm <sup>2</sup> /ml.	
Condition non fragilité	$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times 0,23$	1.39	1.51	1.63	
Armatures principales	$A_{cal} \geq A_{min}$	$A_{adopt} = 4T12/\text{ml} \rightarrow 4.52\text{cm}^2/\text{ml}$			
D'après le B.A.E.L 91 : $e \leq \min(3h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ On prend : $e = 25 \text{ cm}$					
<b>Armatures de répartition</b>	$A_r = \frac{A_{\text{adopt}}}{4}$	$A_r = \frac{4.52}{4} = 1,13\text{cm}^2$	4T10 → 3,14cm <sup>2</sup> /ml e = 25 cm		

## III.3.5. 2.3 .4. 3. Vérifications

Justification vis-à-vis de l'effort tranchant	Vérification au niveau des appuis
$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{26.75 \times 10}{9 \times 100} = 0,29 \text{MPa.}$	$A_{\min} = \frac{1,15}{f_e} (T + \frac{M_a}{0,9 \times d}).$
$\overline{\tau_u} = \min(0,13 \times f_{c28}; 5 \text{MPa}) = (2.6, 2.92, 3.25) \text{MPa.}$ $\tau_u = 0,22 \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{MPa}$	$A_{\min} = \frac{1,15}{400} \times 10 \times (26.75 + \frac{5.17 \cdot 10^2}{0,9 \times 9}) = 2,60 \text{cm}^2.$

Les vérifications des contraintes à l'E.L.S		
	En travée	Sur appuis
$M_{t \max} = 12.42 \text{ kN.m}$	$M_{t \text{ ser}} = 0,85 M_{\max} = 10.5 \text{ kN.m}$	$M_{a \text{ ser}} = 0,3 M_{\max} = 3.72 \text{ kN.m}$
$A_s, A'_s = 0$	<b>6.79 cm<sup>2</sup></b>	<b>4.52 cm<sup>2</sup></b>
Détermination de la position de l'axe neutre	$Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$	
	<b>4.32 cm</b>	<b>3.65 cm</b>
Détermination du moment d'inertie	$I = \frac{by^2}{3} + 15((A_s(y-d)^2 + A'_s(y-d')^2)$	
	<b>8727.14 cm<sup>4</sup></b>	<b>7035.57 cm<sup>4</sup></b>
Détermination de contrainte dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{10.55 \times 10^3}{8727.14} \times 4.32$ <b>=5.22 MPa</b>	<b>1.93 MPa</b>
Condition vérifiée	$\sigma_{bc} = (5.22, 1.93) \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{bc} = (12, 13.5, 15) \text{MPa}$	

**III.3.5. 2.3 .4. 4. Etat limite d'ouverture des fissures :**

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

**III.3.5. 2.3 .4. 5. Etat limite déformation (vérification de la flèche) :**

On peut dire que ; Si ces trois conditions ci-après vérifiées ou observées, le calcul de la flèche n'est pas vraiment indispensable.

$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{17}{285} = 0,059 \geq \frac{1}{30} = 0,033$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0,0033 \leq \frac{2}{400} = 0,005$
Condition vérifiée	Condition vérifiée

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

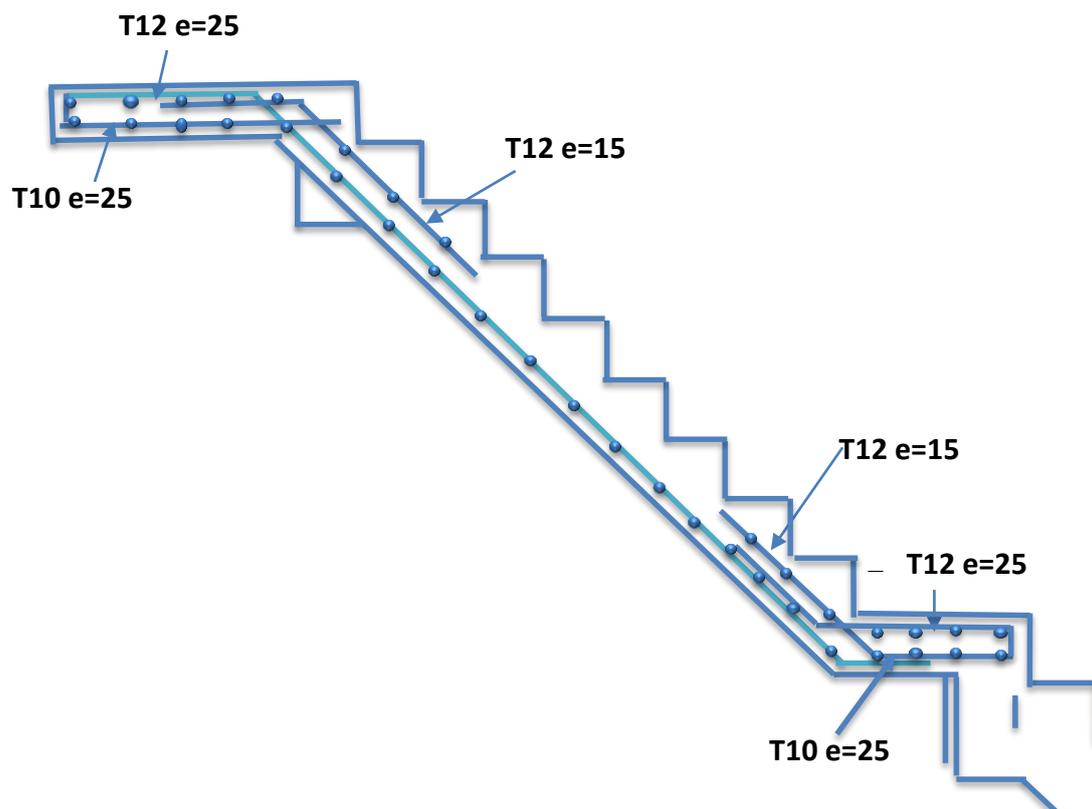
**III.3.5. 2.4. Schéma de ferrailage de l'escalier**

Figure III - 44: Schéma de ferrailage de l'escalier.

### III.3.5. 3. Étude de la poutre palière

#### III.3.5. 3.1. Dimensionnement

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :		
$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10}$	$d = 0,9h$	$0,3d \leq b \leq 0,4d$
$20.66\text{cm} \leq h \leq 31 \text{ cm}$ $h=30\text{cm}$	$d = 27 \text{ cm}$	$8,1 \text{ cm} \leq b \leq 10,8 \text{ cm}$ $b = 30\text{cm}$
$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$	$\frac{h}{b} = 1 \leq 4$	$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

#### III.3.5. 3.2. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre	- $G_p = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN/m}$		
Le Poids propre du mur	$G_m = 2.94 \times 2 = 5.88 \text{ kN/m}$		
	$2.25+5.88=8.13$		
Réaction du palier			
$R_b(\text{ELU}) = 19.32 \text{ kN/ml}$	$R_b(\text{ELS}) = 6.03 \text{ kN/ml}$		
$Q_u = (1,35 \times 8.13) + 19.32 = 30.29 \text{ kN/m}$	$Q_{\text{ser}} = 8.13 + 6.03 = 14.16 \text{ kN/m}$		
<b>Calcul des sollicitations à l'E.L.U</b>		<b>Calcul des sollicitations à l'E.L.S</b>	
$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{30.29 \times 3.10^2}{8}$ $= 36,38 \text{ kN.m}$		$M_0 = 17 \text{ kN.m}$	
<b>- En travée</b>	<b>Sur appuis</b>	<b>En travée</b>	
$M_t = 0,85M_0$ $= 30.92 \text{ kN.m}$	$M_a = 0,30M_0$ $= 10.91 \text{ kN.m}$	$M_t = 0,85M_0$ $= 14.45 \text{ kN.m}$	$M_a = 0,30M_0$ $= 5.1 \text{ kN.m}$

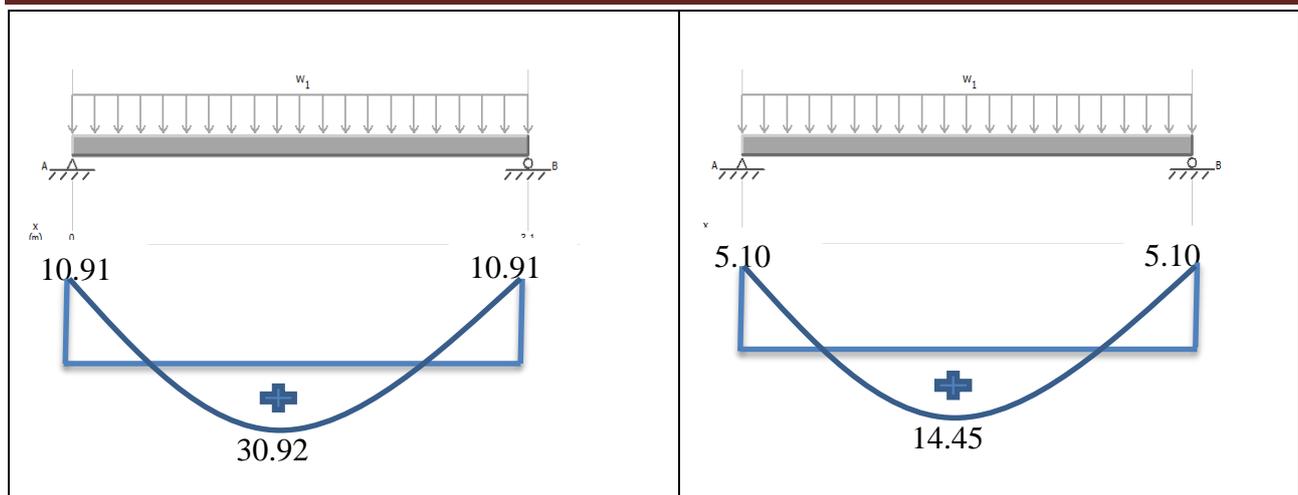


Figure II-1: Diagramme du moment pour la poutre palière.

<b>Calcul du ferrailage à l'E.L.U</b>	<b>Calcul du ferrailage à l'E.L.S</b>
$b = 30 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; d = 0,9h = 27 \text{ cm}$	
<b>- En travée</b>	

**III.3.5. 3.3. Calcul de ferrailage de la poutre palière en travée et sur appuis**

Tableau III - 15: Calcul de ferrailage de la poutre palière en travée et sur appuis

		en travée			sur appuis		
$f_{c28}$ (MPa)		<b>20</b>	<b>22.50</b>	<b>25</b>	<b>20</b>	<b>22.5</b>	<b>25</b>
<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	<b>30.92</b>			<b>14.45</b>		
<b>Moment réduit <math>\mu</math></b>	$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$	<b>0.12</b>	<b>0.11</b>	<b>0.099</b>	<b>0.06</b>	<b>0.05</b>	<b>0.046</b>
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$ <b>Pas d'acier comprimé <math>A'=0</math></b>					
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	<b>0.16</b>	<b>0.14</b>	<b>0.13</b>	<b>0.077</b>	<b>0.064</b>	<b>0.058</b>
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta = 1 - 0,4\alpha$	<b>0.93</b>	<b>0.94</b>	<b>0.95</b>	<b>0.97</b>	<b>0.97</b>	<b>0.97</b>
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	<b>3.53</b>	<b>3.50</b>	<b>3.46</b>	<b>1.58</b>	<b>1.58</b>	<b>1.58</b>

On prend comme choix	<b>3T14</b> $A_{adm} 4.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$	<b>3T12</b> $A_{adm} 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$	
<b>III.3.5. 3.4. Vérifications de la poutre palière</b>			
<b>Condition de non fragilité</b>	$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times 0,23$	<b>1cm<sup>2</sup></b>	<b>1cm<sup>2</sup></b>
	Condition vérifiée	$A = 4.62 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$	$A = 3.39 \text{ cm}^2$ , $A > A_{min}$
Vérification de la contrainte à L' ELS	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$	2.50	1.36
	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = (12,13.5,15) \text{ MPa}$		$\sigma_b = 1.36 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Justification vis-à-vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d}$		$\tau_u = 0,28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée
	$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = (2.6, 2.92, 3,25) \text{ Mpa}$		

<b>III.3.5. 3.5. Ferrailage des armatures transversales</b>		
a) <b>Détermination du diamètre des armatures transversal</b>	$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1 \right\}$ $\min\{8,6 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}\}$	$\Phi_t = 8 \text{ mm}$
b) <b>L'espacement</b> D'après le R, P, A 99/2003	- <b>Zone nodale</b> $S_t \leq \min\{15 \text{ cm} ; 10\Phi_1\}$ $S_t = 10 \text{ cm}$	- <b>Zone courante :</b> $S_t \leq 15\Phi_1 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$
<b>Calcul de la flèche</b>	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{310} = 0,096 \geq \frac{1}{16} = 0,06.$	Condition vérifiée.
Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{310} = 0,096 \geq \frac{30.92}{10 \times 36,38} = 0,08$	Condition vérifiée.
	$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{30 \times 27} = 0,0057 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105.$	Condition vérifiée.

III.3.5. 3.6. Schéma de ferrailage de la poutre palière

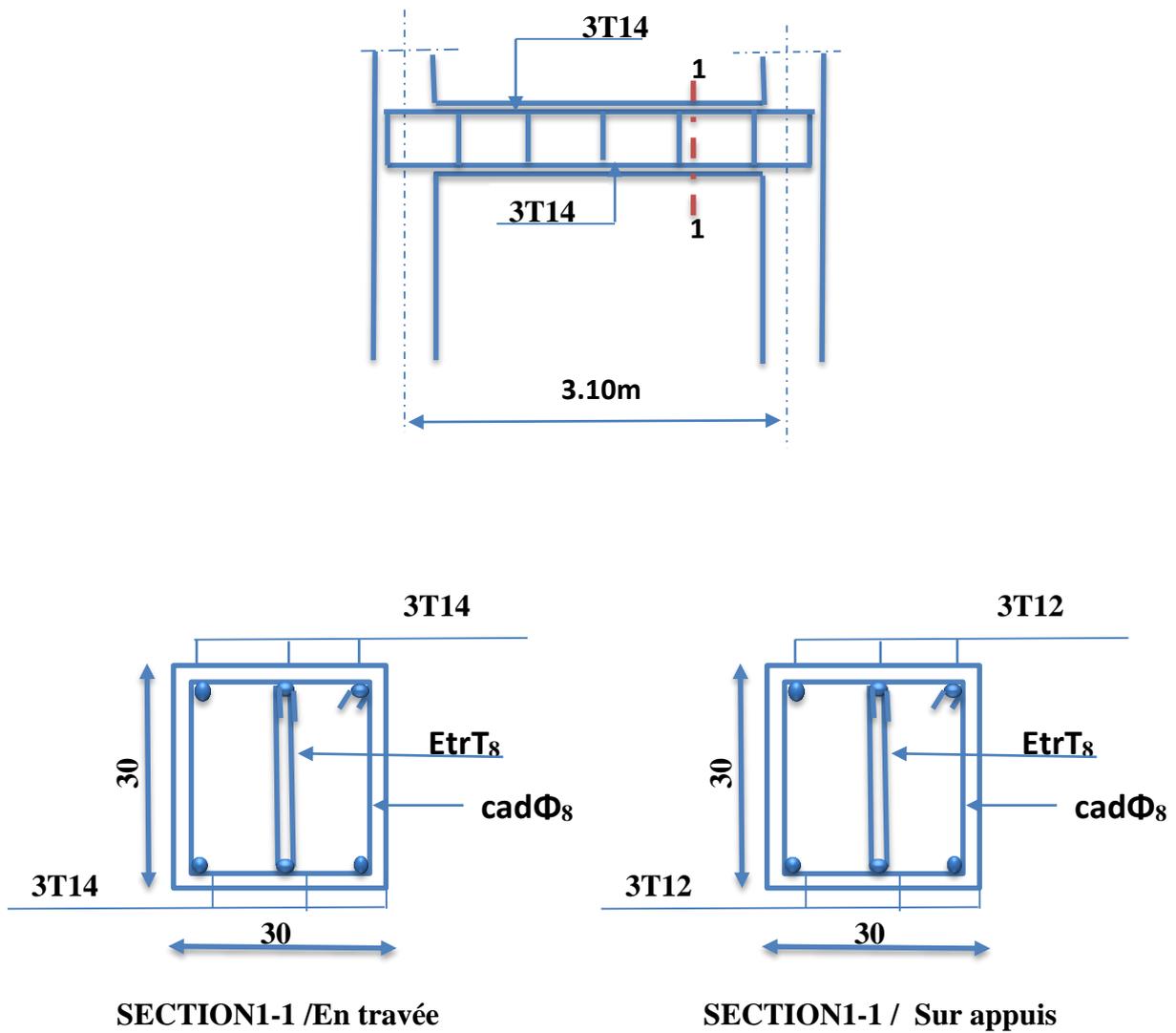


Figure III - 45: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

### III.4.CONCLUSION

La stabilité et la résistance des bâtiments sont assurées au moyen d'éléments porteurs. Dans ce chapitre, nous avons effectué des calculs pour assurer la résistance et la stabilité des éléments porteurs (poteaux. solives.. planchers..) où nous avons calculé les dimensions et les ferrailages des éléments basés sur le changement de la valeur de la résistance du béton à la compression et l'observation de l'effet de cette dernière. Les éléments et la structure, sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifiée 99, RPA99 /version 2003).

## **CHAPITRE IV**

---

### **Analyse statique et dynamique de la construction**

### **IV.1.Introduction**

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

### **IV.2. Bref historique**

ETABS est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems », c'est un programme qui a reçu une grande réputation dans le monde et en Algérie.

Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments ; ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau que l'utilisateur choisi.

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie 'computers and structures Inc. Berkeley, Californie', sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire est très récente, elle date de l'an 2009, désigné par ETABS Nonlinear 9.6.0. réf [4].

Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), mais des améliorations ont été apportées sur les versions récentes, telle que la version 9.6 qu'on va traiter dans le présent mémoire.

Parmi ces améliorations, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

### **IV.3. Logiciel utilisé pour la modélisation :**

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure.

Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par les différentes actions appliquées (Charges statique et dynamique).

Le logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments.

Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique.

Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

#### IV.4. Étapes de modélisation

1. Initialiser le modèle (unités, grilles, niveaux).
2. Définir les paramètres de l'analyse (matériaux, sections, cas et combinaisons de chargements).
3. Définir la géométrie du modèle.
4. Assigner les conditions aux appuis et les diaphragmes.
5. Appliquer les charges.
6. Spécifier les options d'analyse (effet P-Delta; options d'analyse modale).
7. Exécuter l'analyse.
8. Exploiter les résultats d'analyse.

##### IV.4.1. Première étape :

###### IV.4.1.1. Lancer ETABS v9.7.4. [5]



##### a/ Menus d'ETABS

L'exécution de notre logiciel commence par la rencontre avec un menu principal (Main Menu), il est défini par la Figure IV -1.

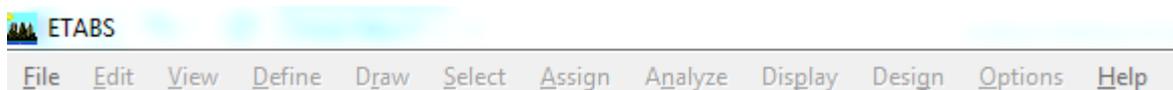


Figure IV -1: Menu principal d'ETABS

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

### b/ Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS.

En bas de l'écran, on sélectionne «KN.m» comme unités de base pour les

forces et les déplacements .



### c/ MENU « F ile»

Pour des traitements sur les fichiers, soit qu' on crée

un nouveau fichier(new file) ou bien on travaille sur

un ancien fichier, alors on va l' appeler en tapant dur

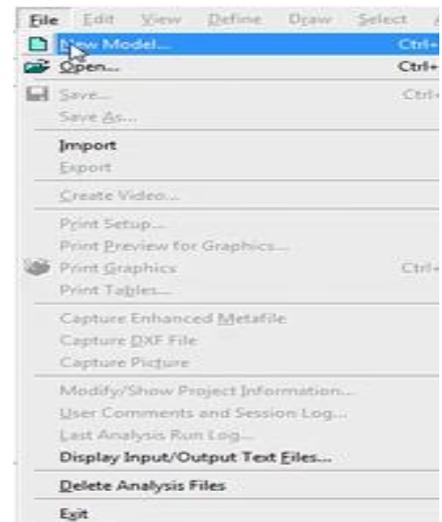
l'option (open).

L'utilisateur peut à tout moment sauvegarder son

travail il opte pour(Save) ou (Save as) il peut

importer (import) des informations contenues dans un

fichier externe ou les exporter (ex port).



### d/ L'option New Model de définition d'un nouveau modèle

En tapant sur l'icône ci-contre  le programme permet de saisir les données d'un nouveau projet de structure, qu'on désigne par le terme «Modèle » ; on parle aussi de la phase de modélisation

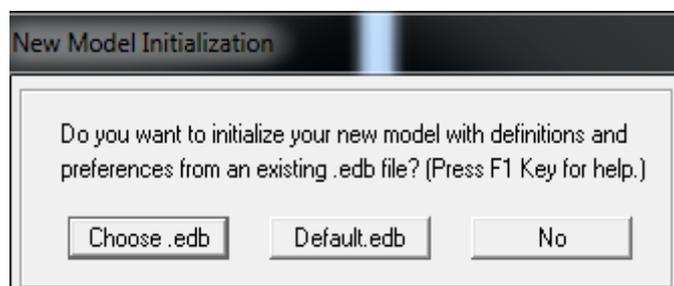


Figure IV -2 : définition d'un nouveau modèle

Il permet l'obtention d'un fichier (.edb) précédant; l'avantage ici est d'avoir les mêmes définitions des matériaux précédant et les mêmes cas de charge.

Default.edb

Création d'un nouveau fiché par défaut pour saisir les données d'un nouveau modèle.

No

Création d'un nouveau fichier ETABS vide avec l'extention (.edb).

Choose .edb

#### IV.4.1.2. Définir la grille horizontale (Story Dimensions puis Custom Grid Spacing) pour spécifier le nombre et la hauteur des étages :

File → new model → No → Custom grid spacing → STORY DATA

Cette opération permet d'introduire :

01/Le nombre de ligne de construction suivant les deux directions X et Y.

02/ Le nombre de travée dans les deux sens X et Y.

03/ Les hauteurs de différents étages.

04/Les longueurs de travées.

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

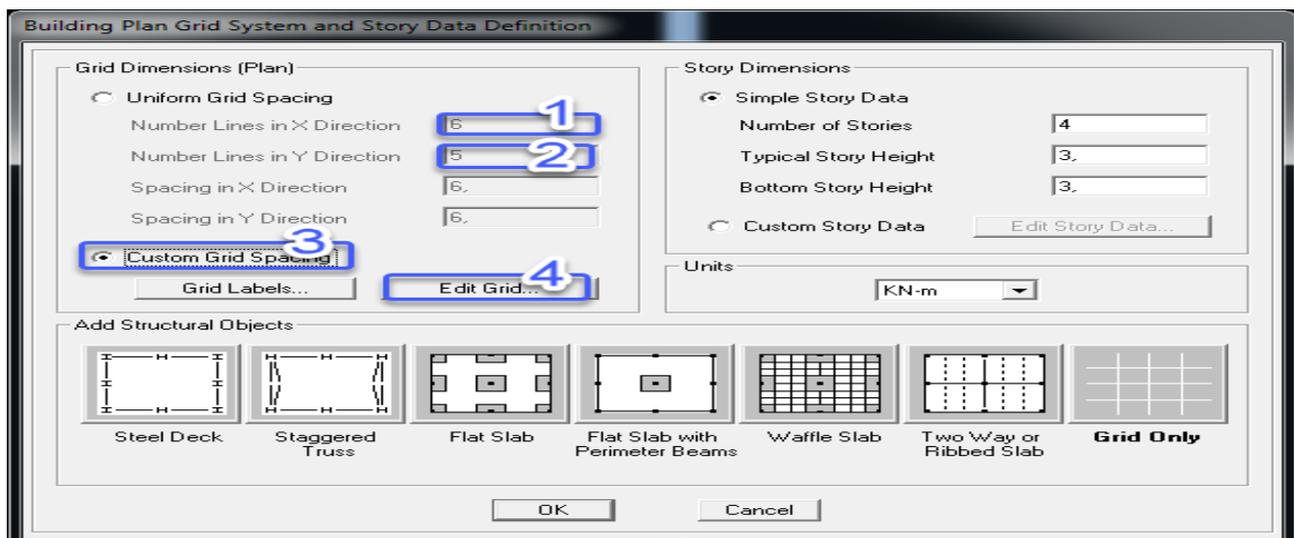
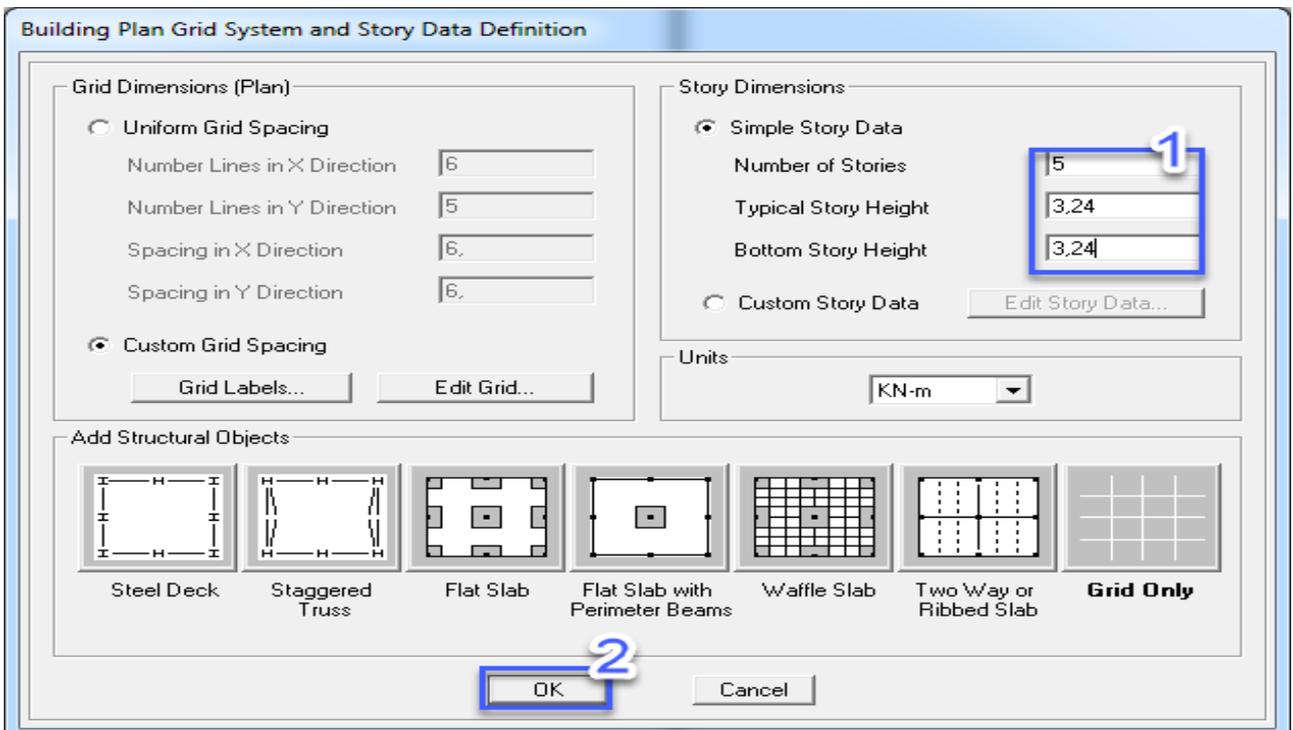
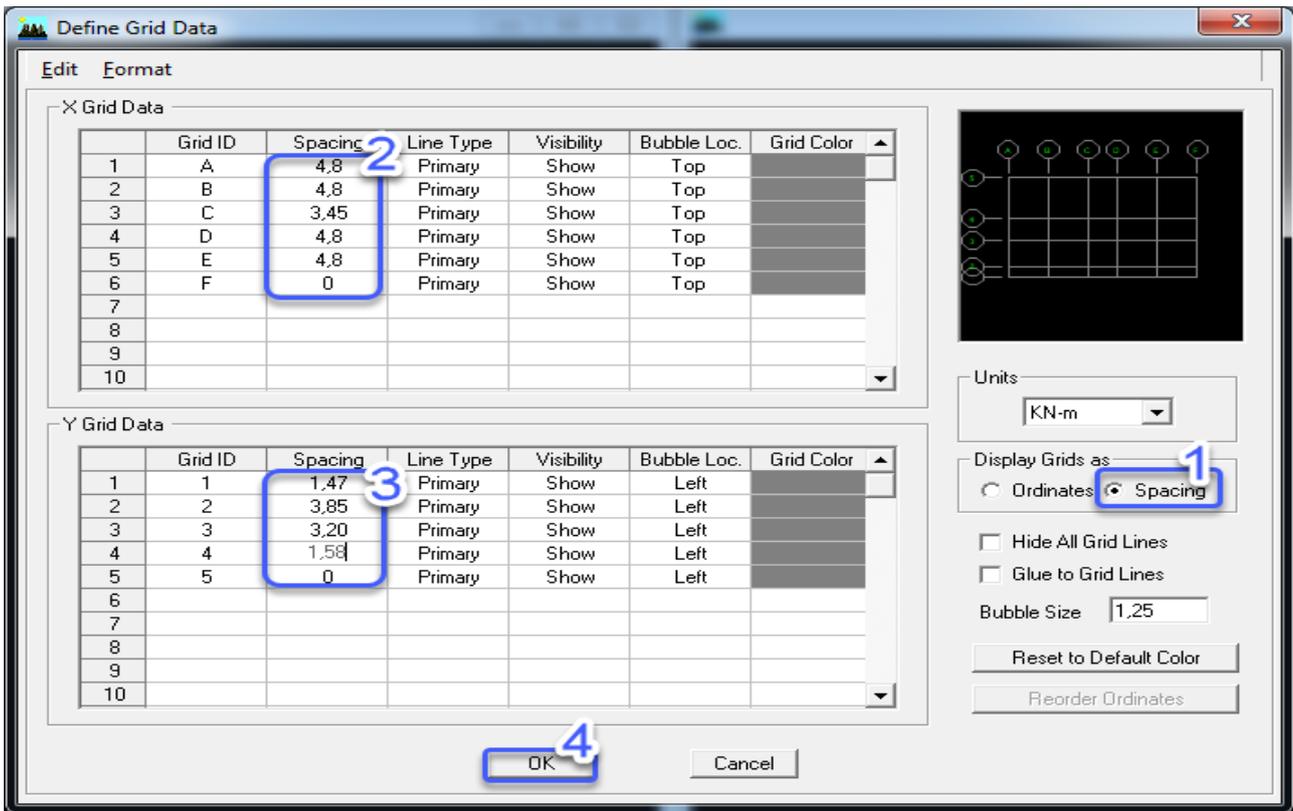
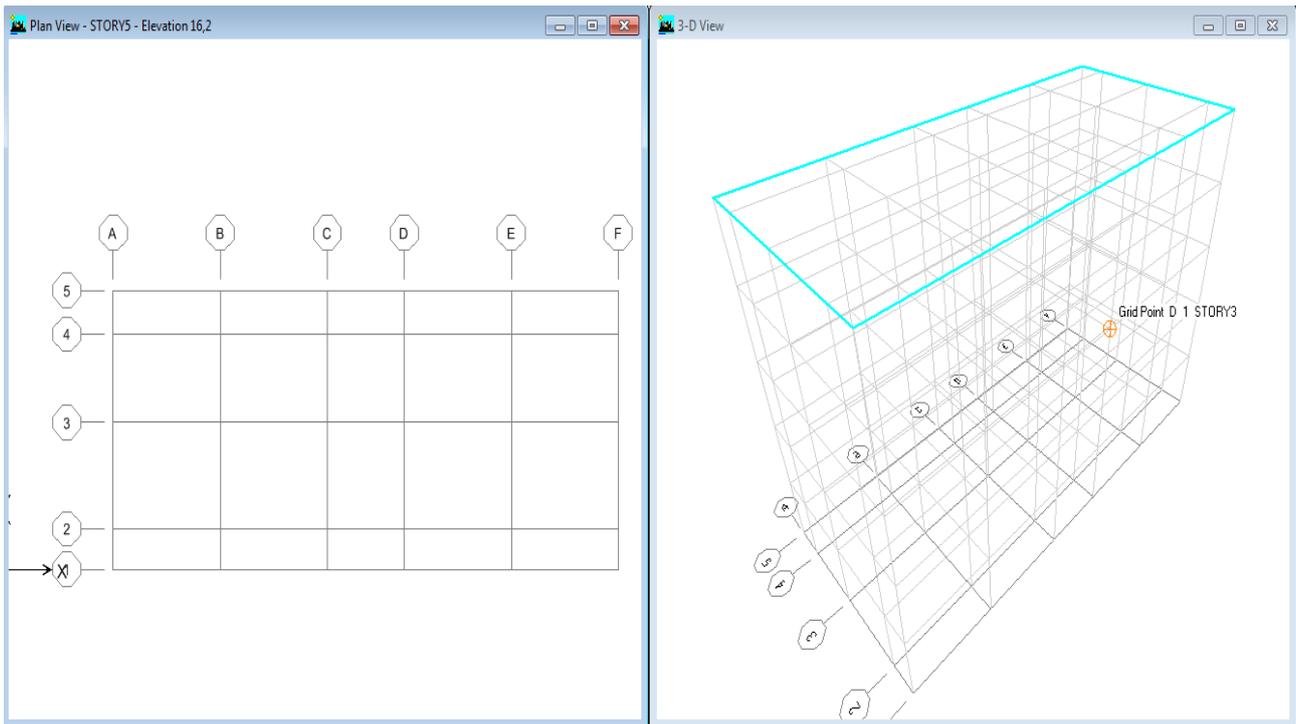


Figure IV -3 : Définir la grille

IV.4.1.2.1.Modification des grilles prédéfinis



Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D



**IV.4.2. Deuxième étape :**

La deuxième étape consiste en la définition des propriétés mécaniques des matériaux (béton, Acier et autre), pour cela on clique sur :

Définir les matériaux Define → Material Propertie → Modify/Show Material

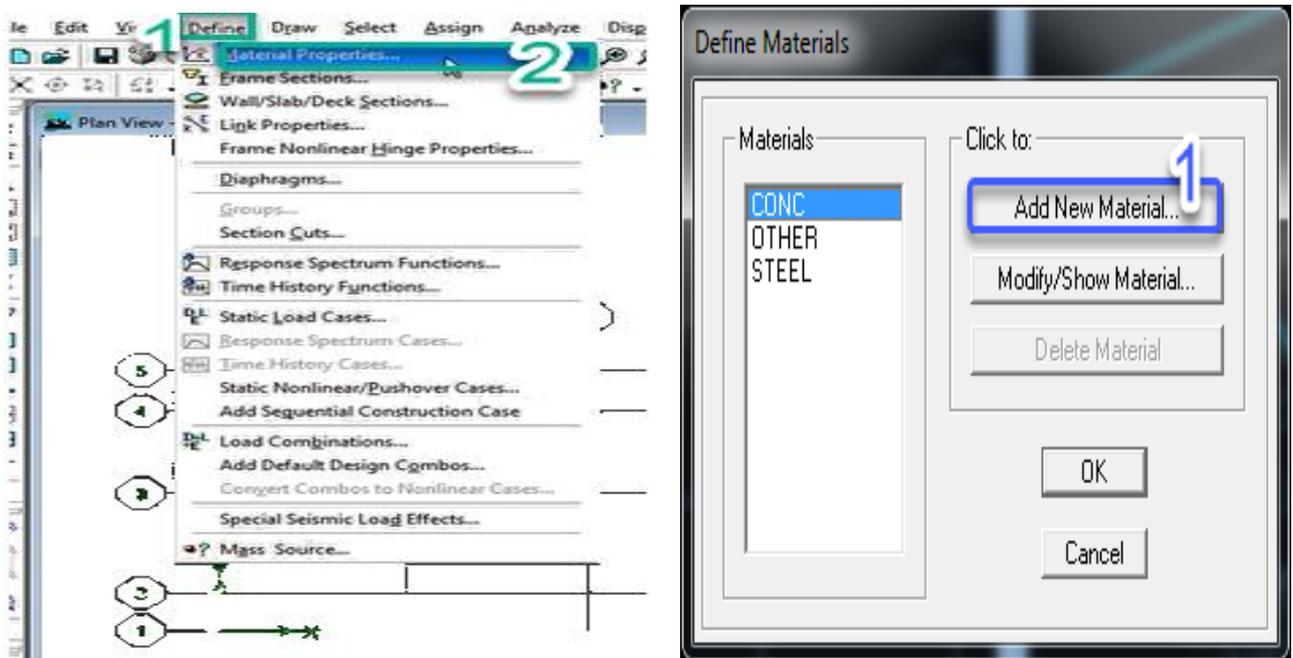


Figure IV -4 : Définir les matériaux

**f<sub>c28</sub>=20Mpa**

**Material Property Data**

<p><b>Material Name</b> <span style="border: 1px solid blue; padding: 2px;">BETON</span> <span style="font-size: 2em; color: blue; float: right;">1</span></p> <p>Type of Material  <input checked="" type="radio"/> Isotropic   <input type="radio"/> Orthotropic</p> <p>Analysis Property Data</p> <p>Mass per unit Volume: <span style="border: 1px solid blue; padding: 2px;">2,5</span> <span style="font-size: 2em; color: blue; float: right;">2</span></p> <p>Weight per unit Volume: <span style="border: 1px solid blue; padding: 2px;">25,</span></p> <p>Modulus of Elasticity: <span style="border: 1px solid blue; padding: 2px;">29858593,8</span></p> <p>Poisson's Ratio: <span style="border: 1px solid blue; padding: 2px;">0,2</span></p> <p>Coeff of Thermal Expansion: <span style="border: 1px solid blue; padding: 2px;">9,900E-06</span></p> <p>Shear Modulus: <span style="border: 1px solid blue; padding: 2px;">12441080,8</span></p> <p style="text-align: right;"><span style="border: 1px solid blue; padding: 2px;">OK</span> <span style="font-size: 2em; color: blue; float: right;">4</span></p>	<p>Display Color Color: <span style="display: inline-block; width: 20px; height: 10px; background-color: magenta;"></span></p> <p>Type of Design Design: <span style="border: 1px solid gray; padding: 2px;">Concrete</span></p> <p>Design Property Data (ACI 318-08/IBC 2009)</p> <p>Specified Conc Comp Strength, f<sub>c</sub>: <span style="border: 1px solid blue; padding: 2px;">25000,</span> <span style="font-size: 2em; color: blue; float: right;">3</span></p> <p>Bending Reinf. Yield Stress, f<sub>y</sub>: <span style="border: 1px solid blue; padding: 2px;">400000,</span></p> <p>Shear Reinf. Yield Stress, f<sub>ys</sub>: <span style="border: 1px solid blue; padding: 2px;">400000,</span></p> <p><input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduc. Factor: <span style="border: 1px solid gray; padding: 2px;"></span></p> <p style="text-align: right;"><span style="border: 1px solid gray; padding: 2px;">Cancel</span></p>
---	--

**Modulus of elasticity**

$$11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

<b>f<sub>c28</sub>=20Mpa</b>	<b>f<sub>c28</sub>=22.50Mpa</b>	<b>f<sub>c28</sub>=25Mpa</b>
29858593.78	31054188.95	32164195

**Define Materials**

<p>Materials</p> <ul style="list-style-type: none"> <li style="border: 1px solid gray; padding: 2px;">BETON</li> <li>CONC</li> <li>OTHER</li> <li>STEEL</li> </ul>	<p>Click to:</p> <p><span style="border: 1px solid blue; padding: 2px;">Add New Material...</span> <span style="font-size: 2em; color: blue; float: right;">1</span></p> <p><span style="border: 1px solid gray; padding: 2px;">Modify/Show Material...</span></p> <p><span style="border: 1px solid gray; padding: 2px;">Delete Material</span></p> <p style="text-align: center;"><span style="border: 1px solid gray; padding: 2px;">OK</span></p> <p style="text-align: center;"><span style="border: 1px solid gray; padding: 2px;">Cancel</span></p>
--	--

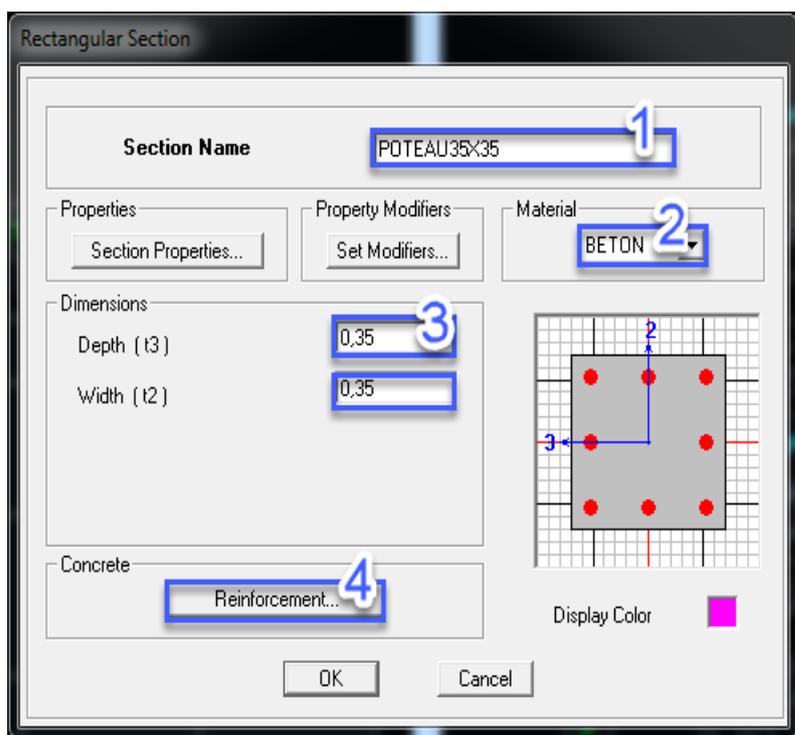
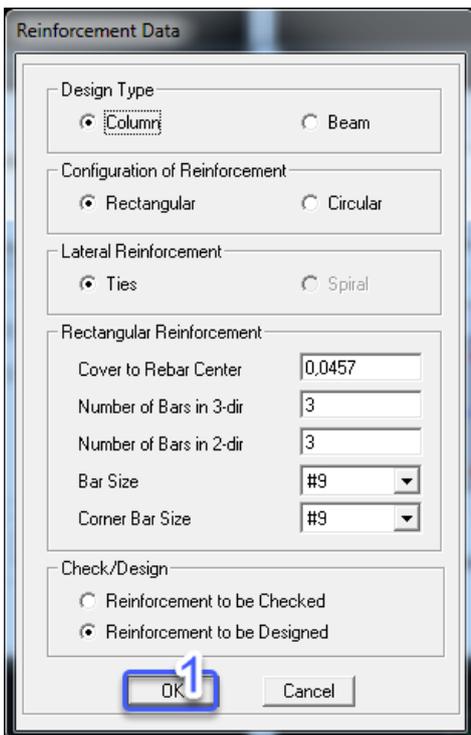
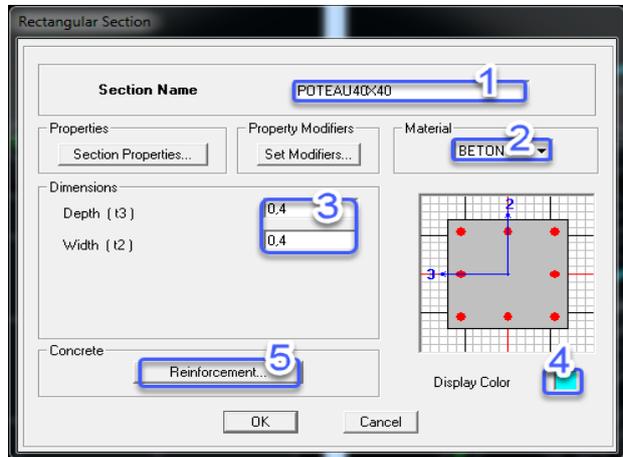
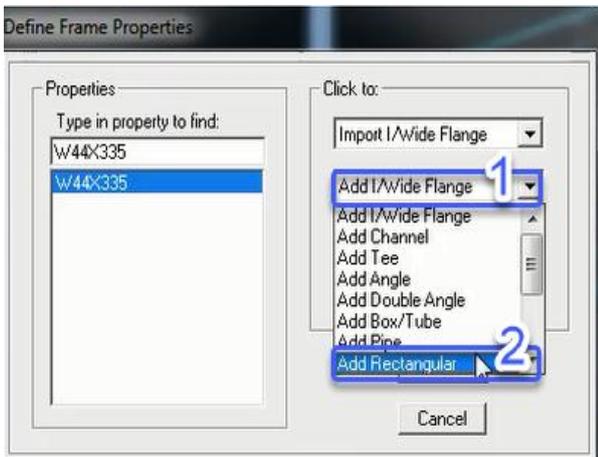
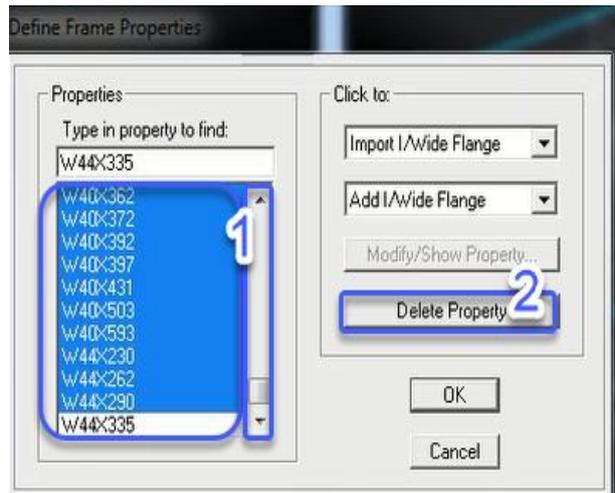
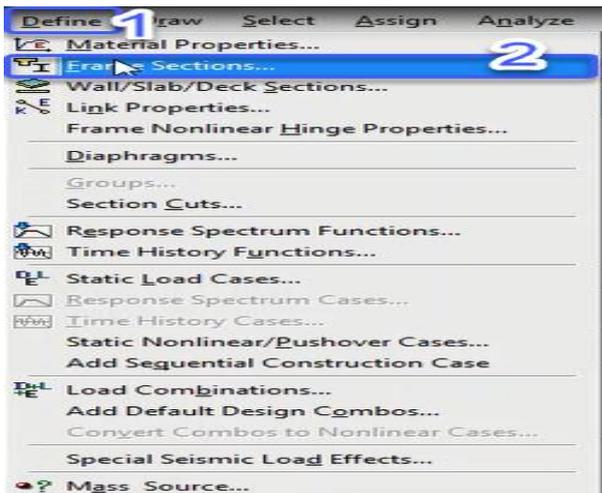
**Material Property Data**

<p><b>Material Name</b> <span style="border: 1px solid blue; padding: 2px;">BETONCC</span> <span style="font-size: 2em; color: blue; float: right;">1</span></p> <p>Type of Material  <input checked="" type="radio"/> Isotropic   <input type="radio"/> Orthotropic</p> <p>Analysis Property Data</p> <p>Mass per unit Volume: <span style="border: 1px solid blue; padding: 2px;">0,</span> <span style="font-size: 2em; color: blue; float: right;">2</span></p> <p>Weight per unit Volume: <span style="border: 1px solid blue; padding: 2px;">0,</span></p> <p>Modulus of Elasticity: <span style="border: 1px solid blue; padding: 2px;">32164195</span></p> <p>Poisson's Ratio: <span style="border: 1px solid blue; padding: 2px;">0,</span></p> <p>Coeff of Thermal Expansion: <span style="border: 1px solid blue; padding: 2px;">0,</span></p> <p>Shear Modulus: <span style="border: 1px solid blue; padding: 2px;">1608209,5</span></p> <p style="text-align: right;"><span style="border: 1px solid blue; padding: 2px;">OK</span> <span style="font-size: 2em; color: blue; float: right;">3</span></p>	<p>Display Color Color: <span style="display: inline-block; width: 20px; height: 10px; background-color: green;"></span></p> <p>Type of Design Design: <span style="border: 1px solid gray; padding: 2px;">Concrete</span></p> <p>Design Property Data (ACI 318-08/IBC 2009)</p> <p>Specified Conc Comp Strength, f<sub>c</sub>: <span style="border: 1px solid gray; padding: 2px;">25000,</span></p> <p>Bending Reinf. Yield Stress, f<sub>y</sub>: <span style="border: 1px solid gray; padding: 2px;">400000,</span></p> <p>Shear Reinf. Yield Stress, f<sub>ys</sub>: <span style="border: 1px solid gray; padding: 2px;">400000,</span></p> <p><input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduc. Factor: <span style="border: 1px solid gray; padding: 2px;"></span></p> <p style="text-align: right;"><span style="border: 1px solid gray; padding: 2px;">Cancel</span></p>
--	--

**IV.4.3.Troisième étape :**

La troisième étape consiste en l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutre, Poteaux, dalle, voile, balcon...).

Define → Frame Sections ADD → Rectangular.



**Reinforcement Data**

Design Type  
 Column     Beam

Configuration of Reinforcement  
 Rectangular     Circular

Lateral Reinforcement  
 Ties     Spiral

Rectangular Reinforcement  
 Cover to Rebar Center: 0,0457  
 Number of Bars in 3-dir: 3  
 Number of Bars in 2-dir: 3  
 Bar Size: #9  
 Corner Bar Size: #9

Check/Design  
 Reinforcement to be Checked  
 Reinforcement to be Designed

OK    Cancel

**Rectangular Section**

Section Name: POUTRE40x30

Properties: Section Properties...  
 Property Modifiers: Set Modifiers...  
 Material: BETON

Dimensions  
 Depth (t3): 0,40  
 Width (t2): 0,30

Concrete: Reinforcement...

Display Color:

OK    Cancel

**Reinforcement Data**

Design Type  
 Column     Beam

Concrete Cover to Rebar Center  
 Top: 0,025  
 Bottom: 0,025

Reinforcement Overrides for Ductile Beams  

	Left	Right
Top	0	0
Bottom	0	0

OK    Cancel

**Rectangular Section**

Section Name: P35x30

Properties: Section Properties...  
 Property Modifiers: Set Modifiers...  
 Material: BETON

Dimensions  
 Depth (t3): 0,35  
 Width (t2): 0,30

Concrete: Reinforcement...

Display Color:

OK    Cancel

**Reinforcement Data**

Design Type  
 Column     Beam

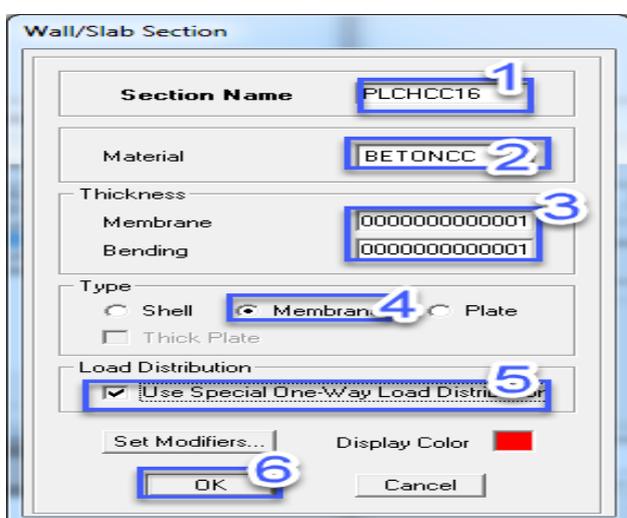
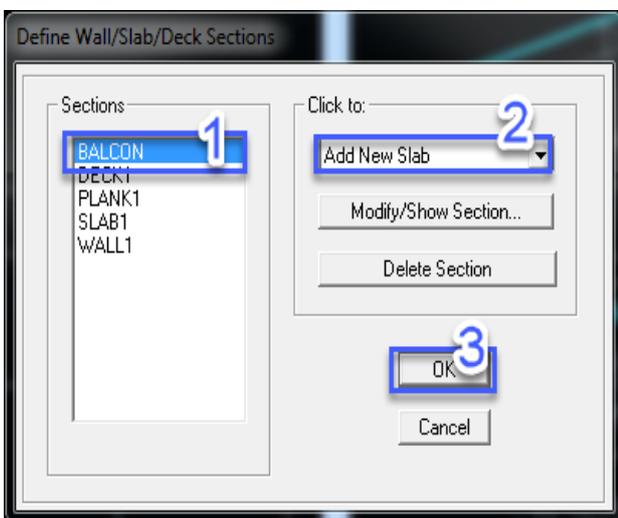
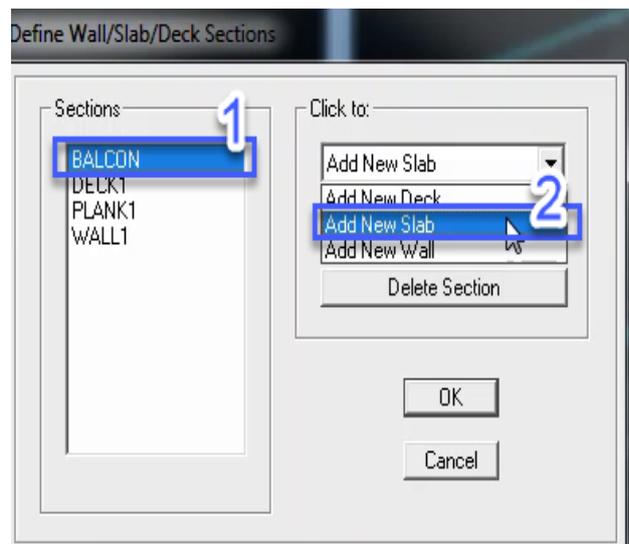
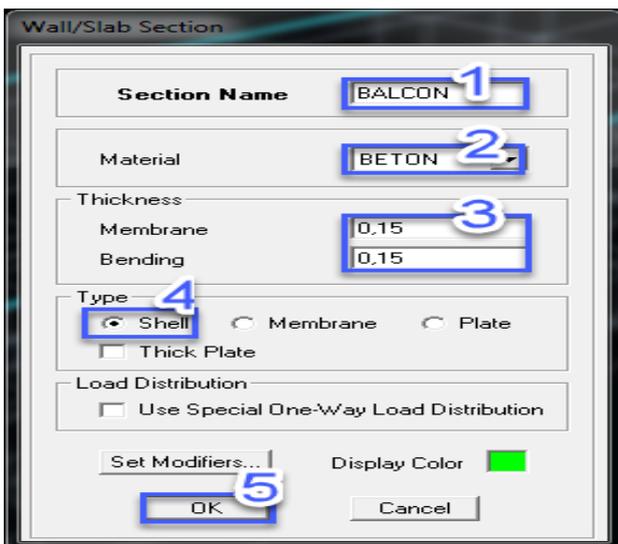
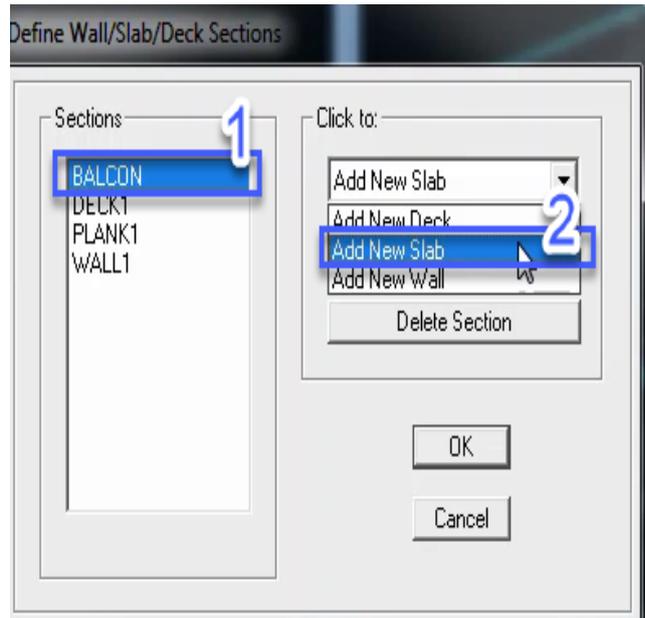
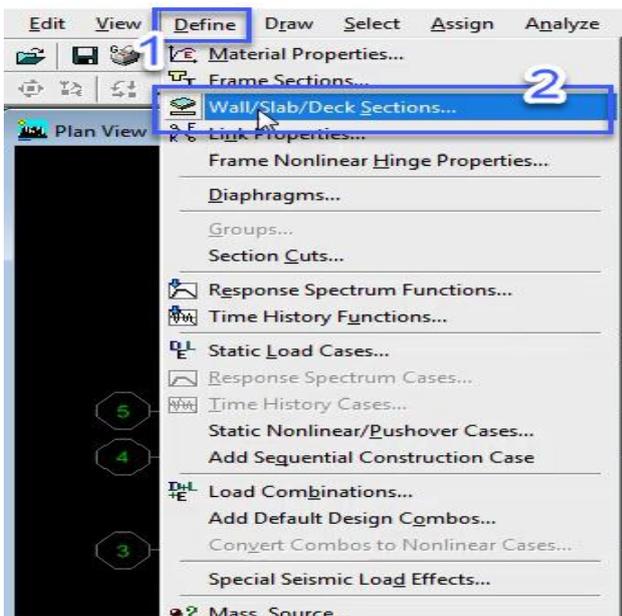
Concrete Cover to Rebar Center  
 Top: 0,025  
 Bottom: 0,025

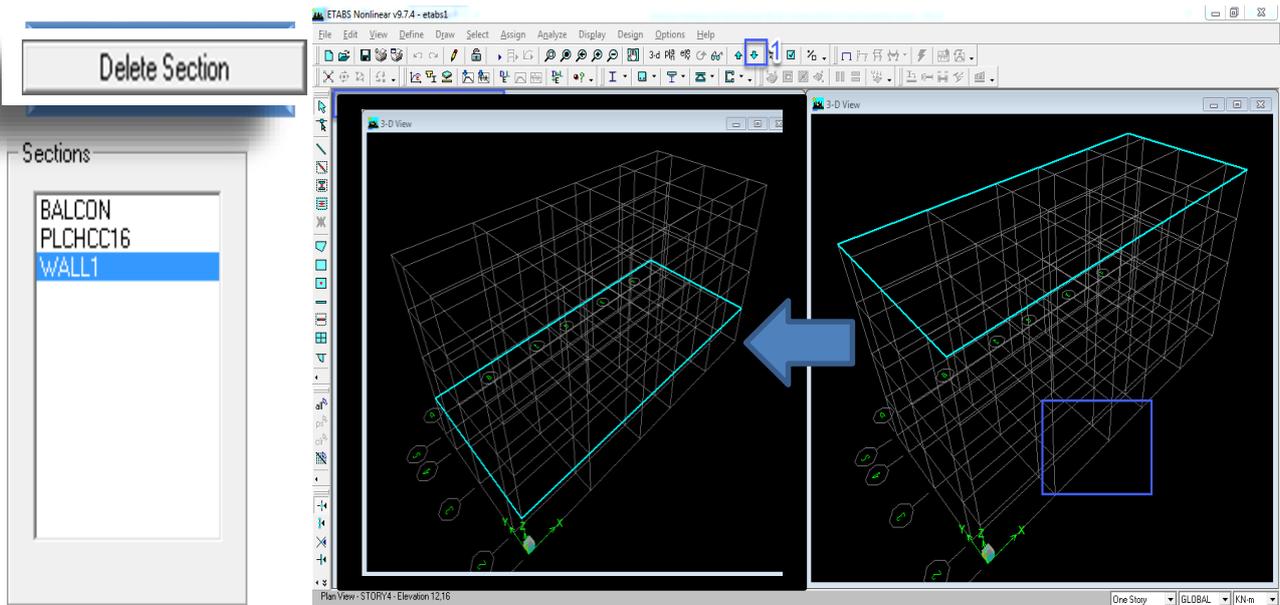
Reinforcement Overrides for Ductile Beams  

	Left	Right
Top	0	0
Bottom	0	0

OK    Cancel

Définir les propriétés géotechniques (sections) du balcon et du plancher





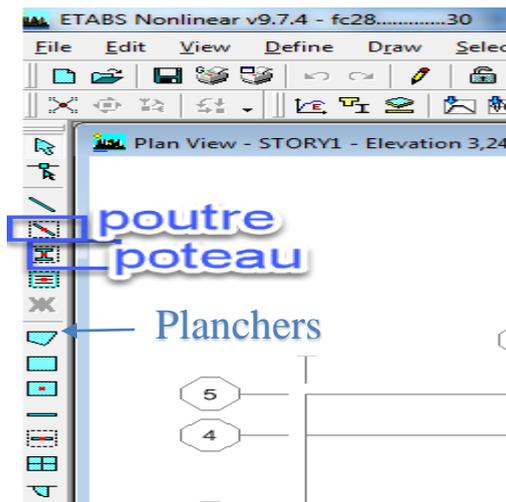
**IV.4.3.1. Dessin des éléments de la structure :**

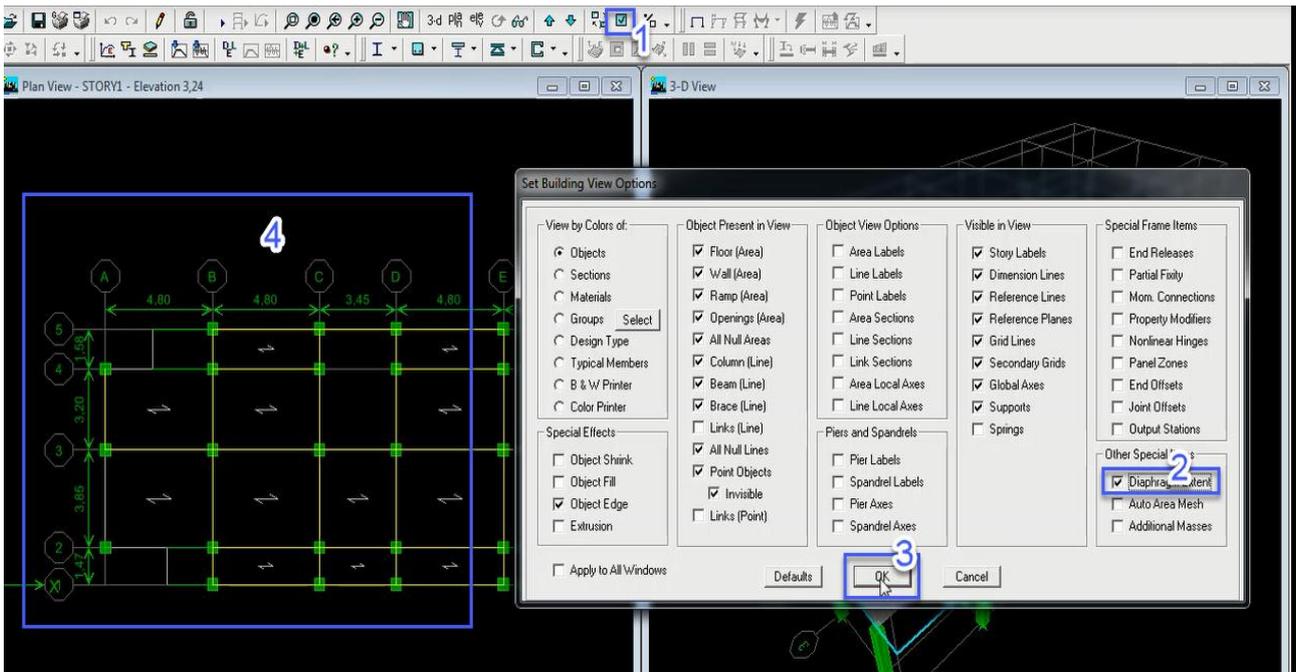
Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

Pour les poteaux: On clique sur le bouton 

Pour les planchers et dalle pleine :

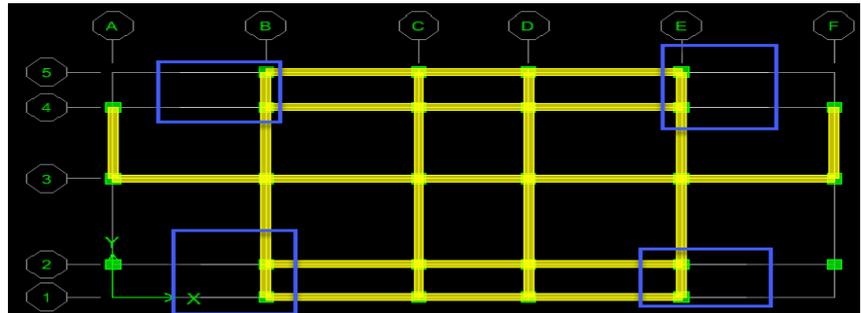
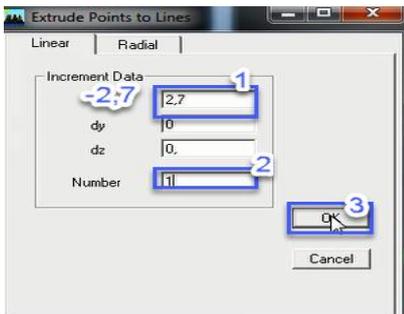
Une fenêtre s'affiche (proprietés of Object) → None on choisit le nom de la section (Planchers CC) et on valide.



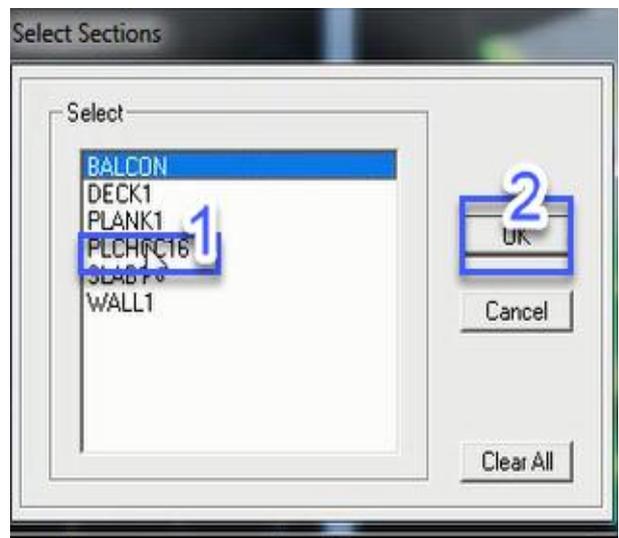
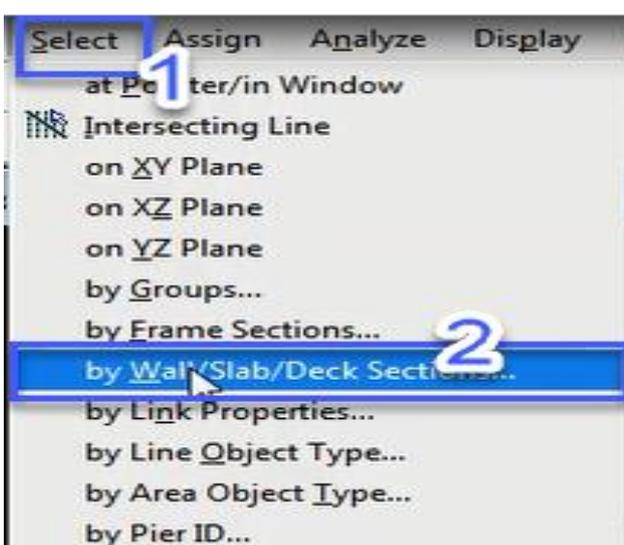


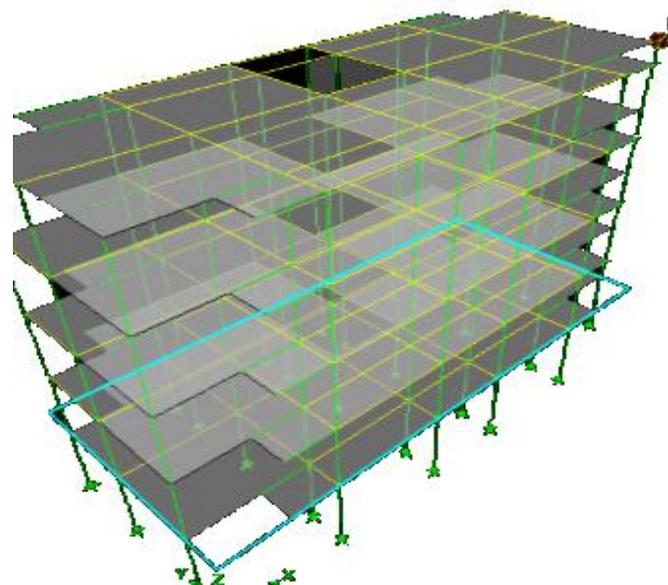
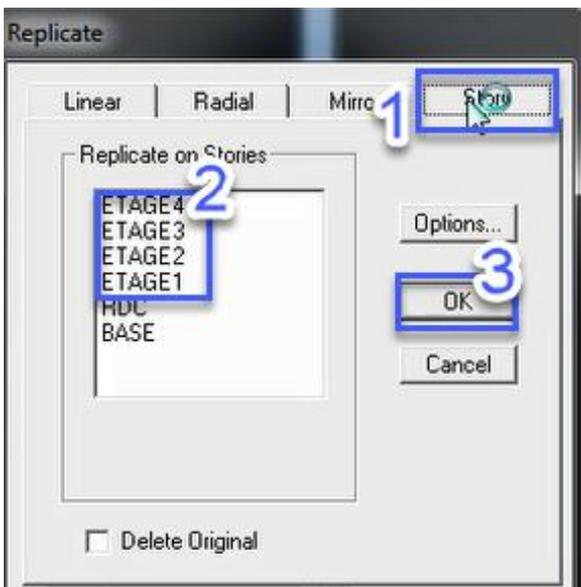
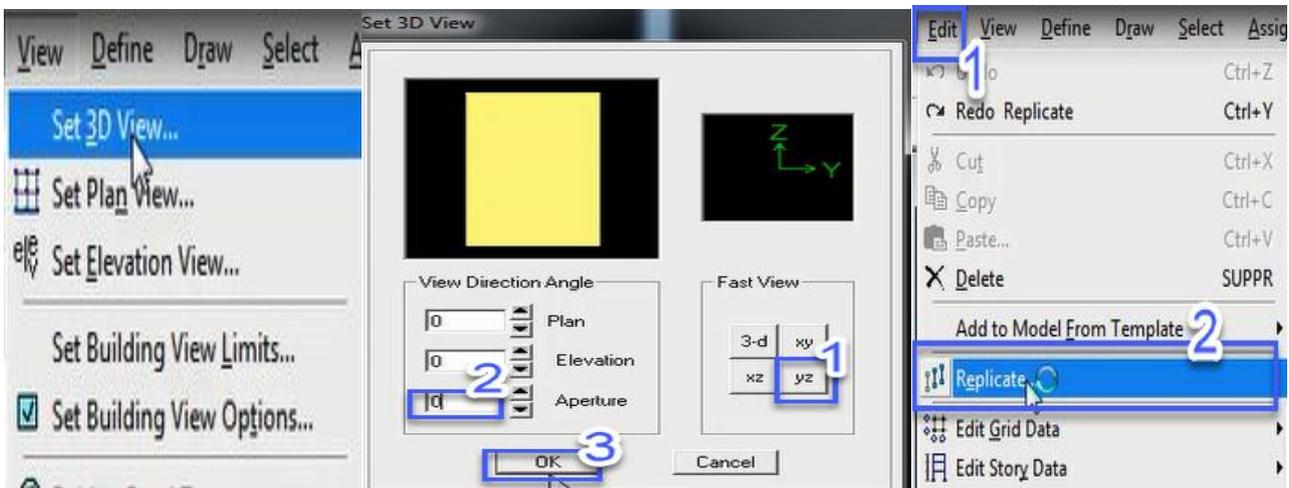
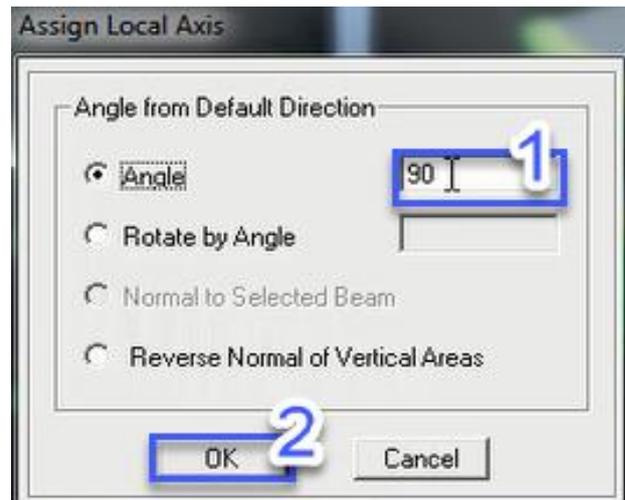
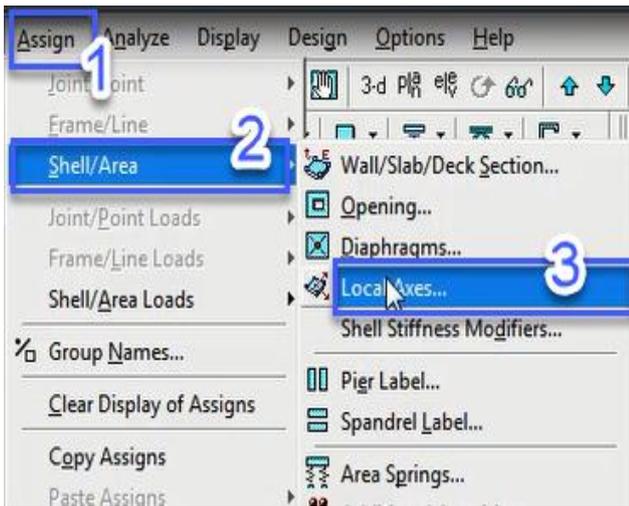
Pour les Balcons on clique

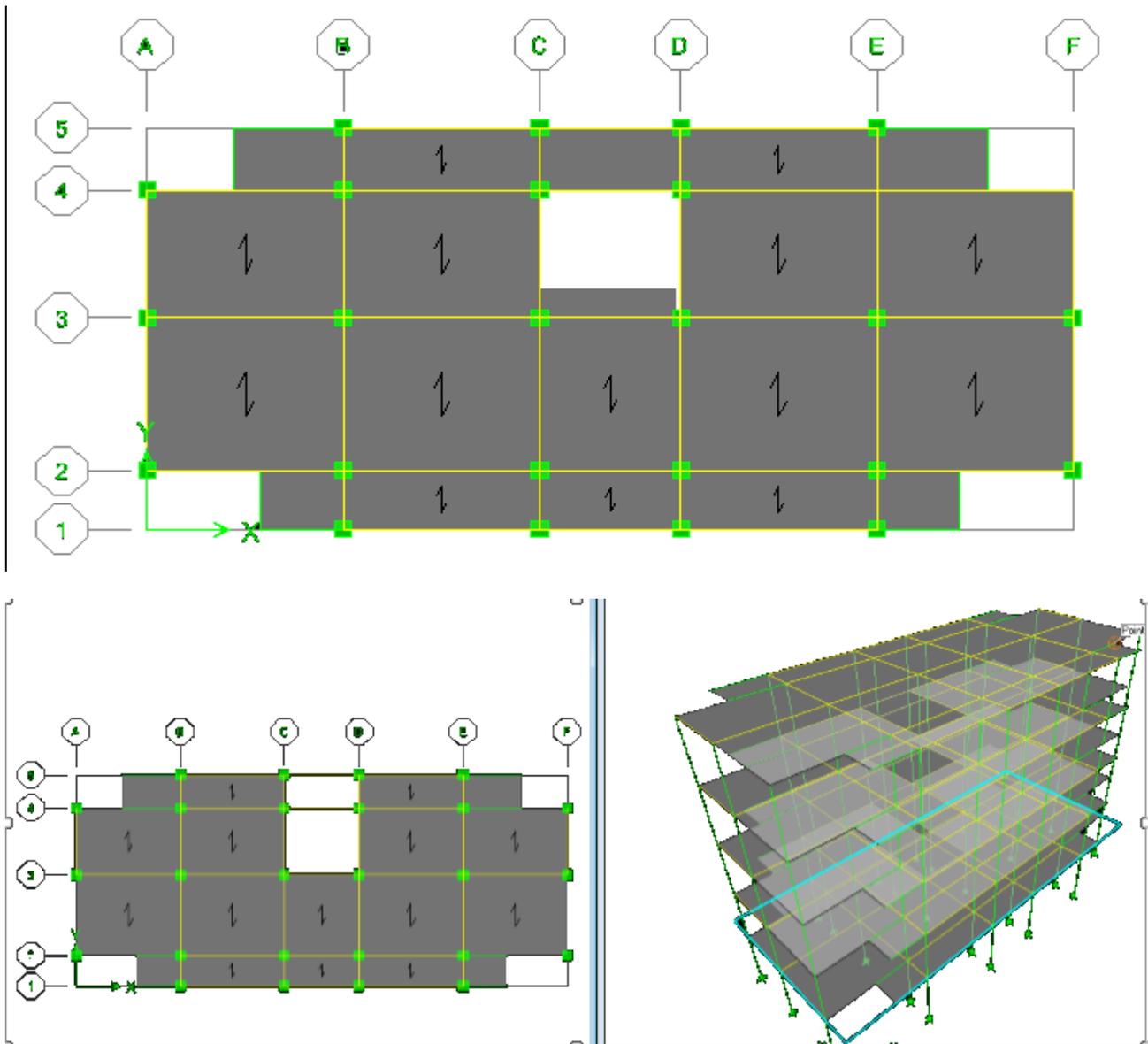
Edit → extrude points to lines....



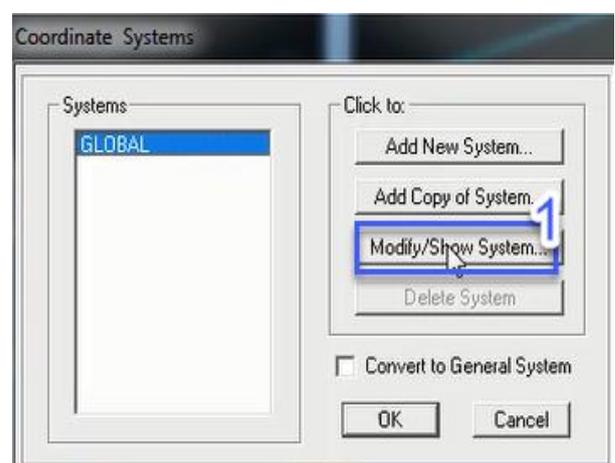
Définie La direction de poutrelles On clique

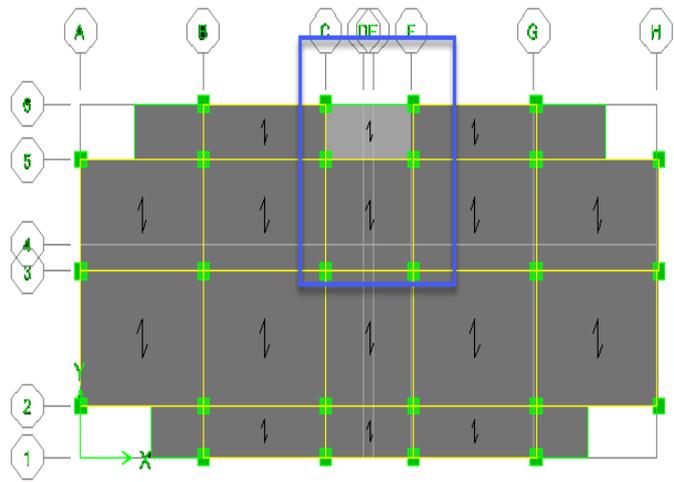
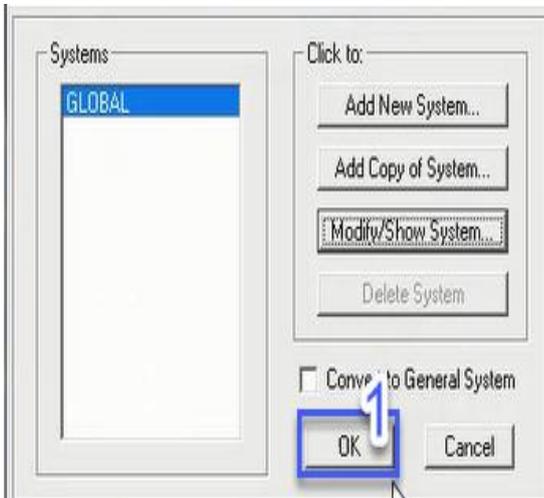
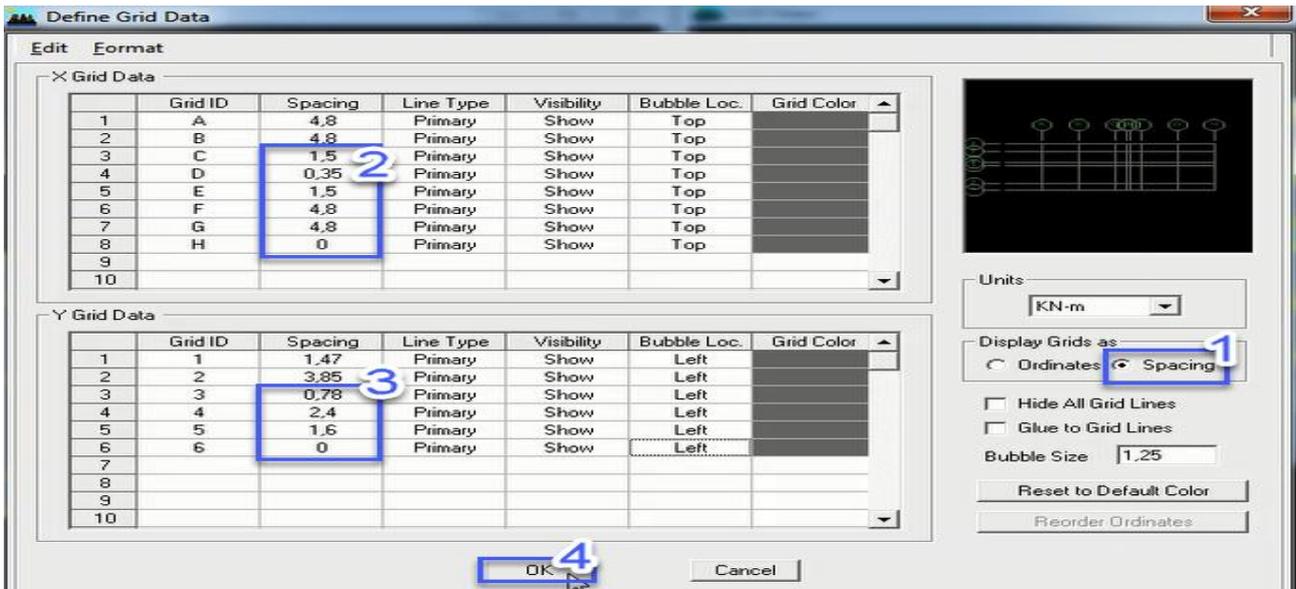






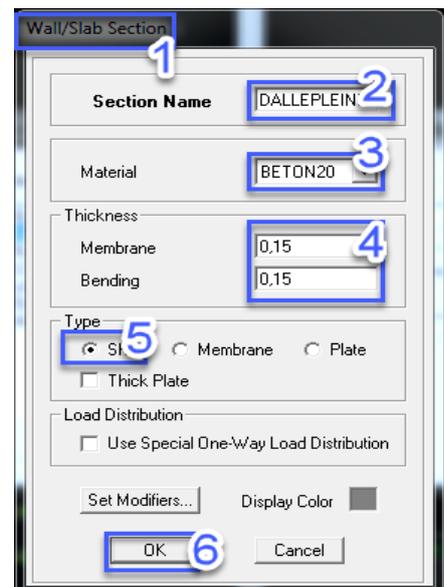
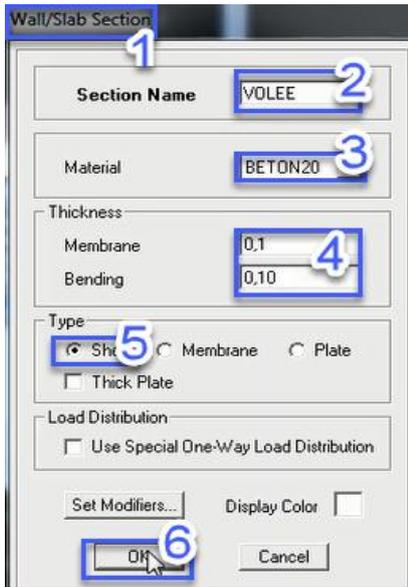
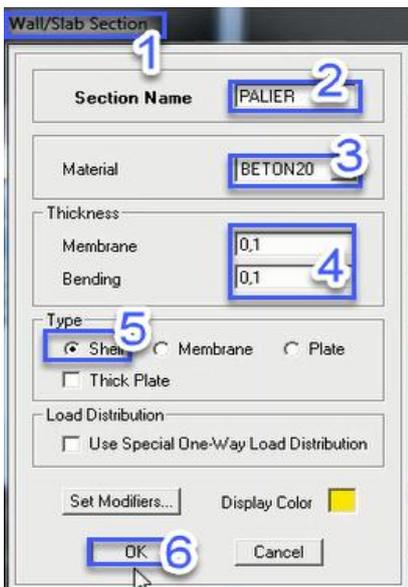
On clique sur le bouton gauche de la souris pour dessiner les escaliers





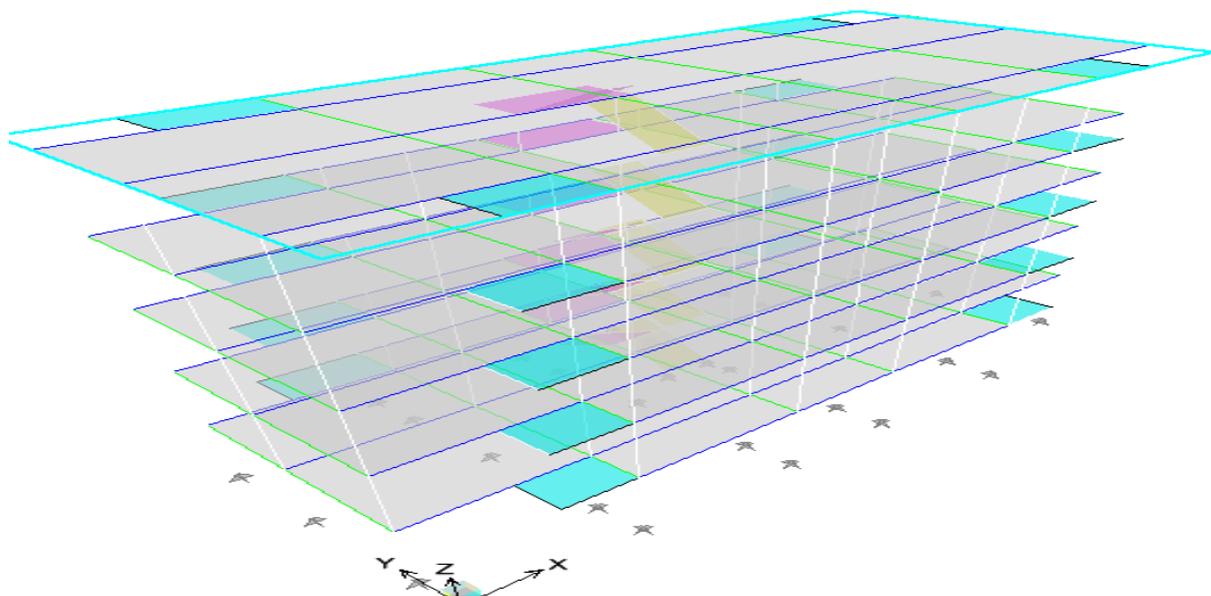
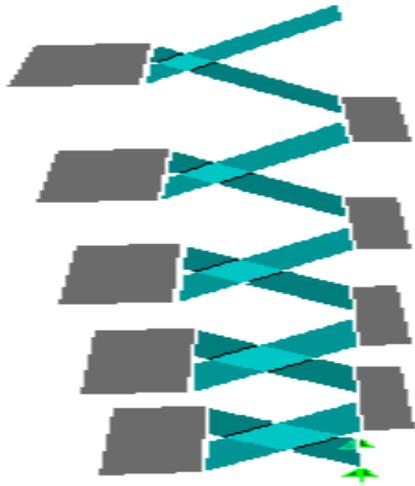
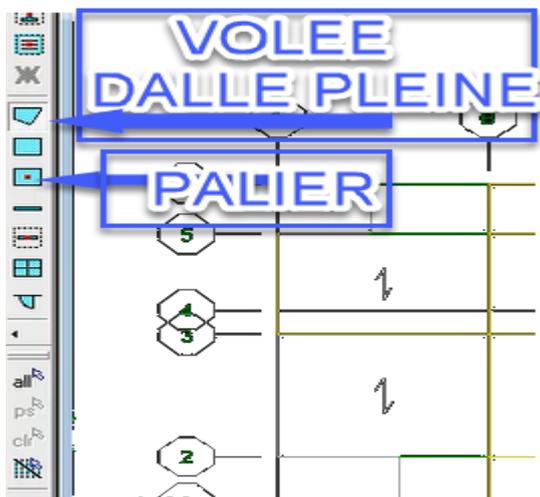
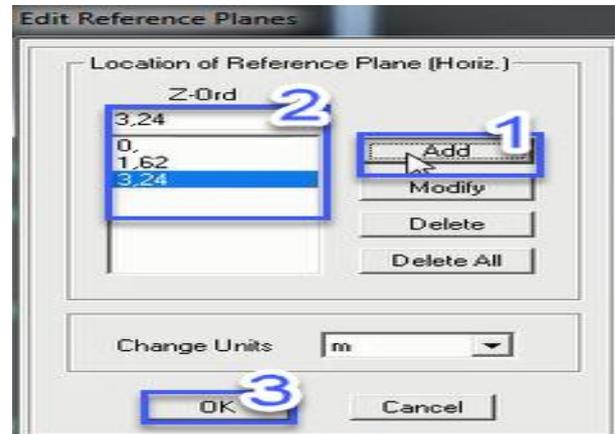
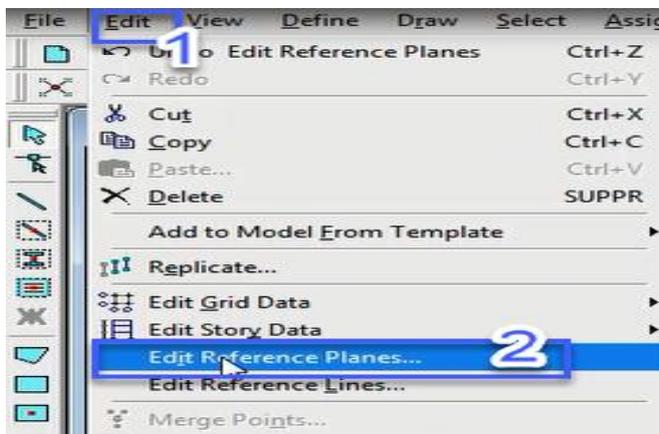
Define .....wall/slab/deck sections

new slab



La hauteur de l'escalier ( On clique)

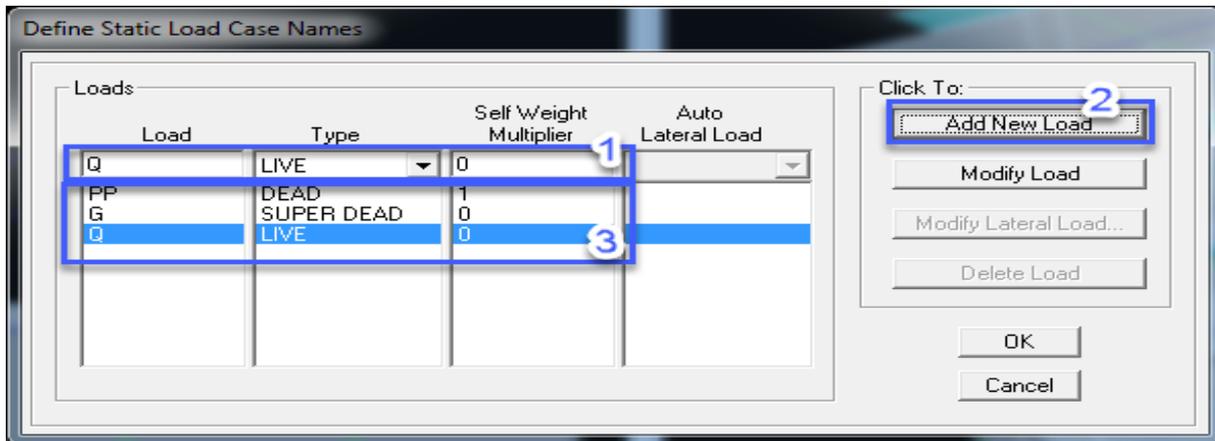
Edit → Edit Reference planes

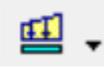


#### IV .4.4.Quatrième étape :

Avant de charger la structure, il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée. Charge statique (G et Q) : pour les définir on clique sur :

Define  Load Cases



Après sélection de l'élément à charger, on clique sur  qui se trouve sur la barre

d'outils, dans la boîte de dialogue qui apparait on aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- Son type (force ou moment)
- Sa direction
- La valeur et le point d'application pour

La valeur de la charge uniformément réparti

Pour charger les poutres, les poutrelles les mus et les planchers en utilisant le raccourci suivant



Et pour la charge des dalles pleines, on utilise le raccourci suivant



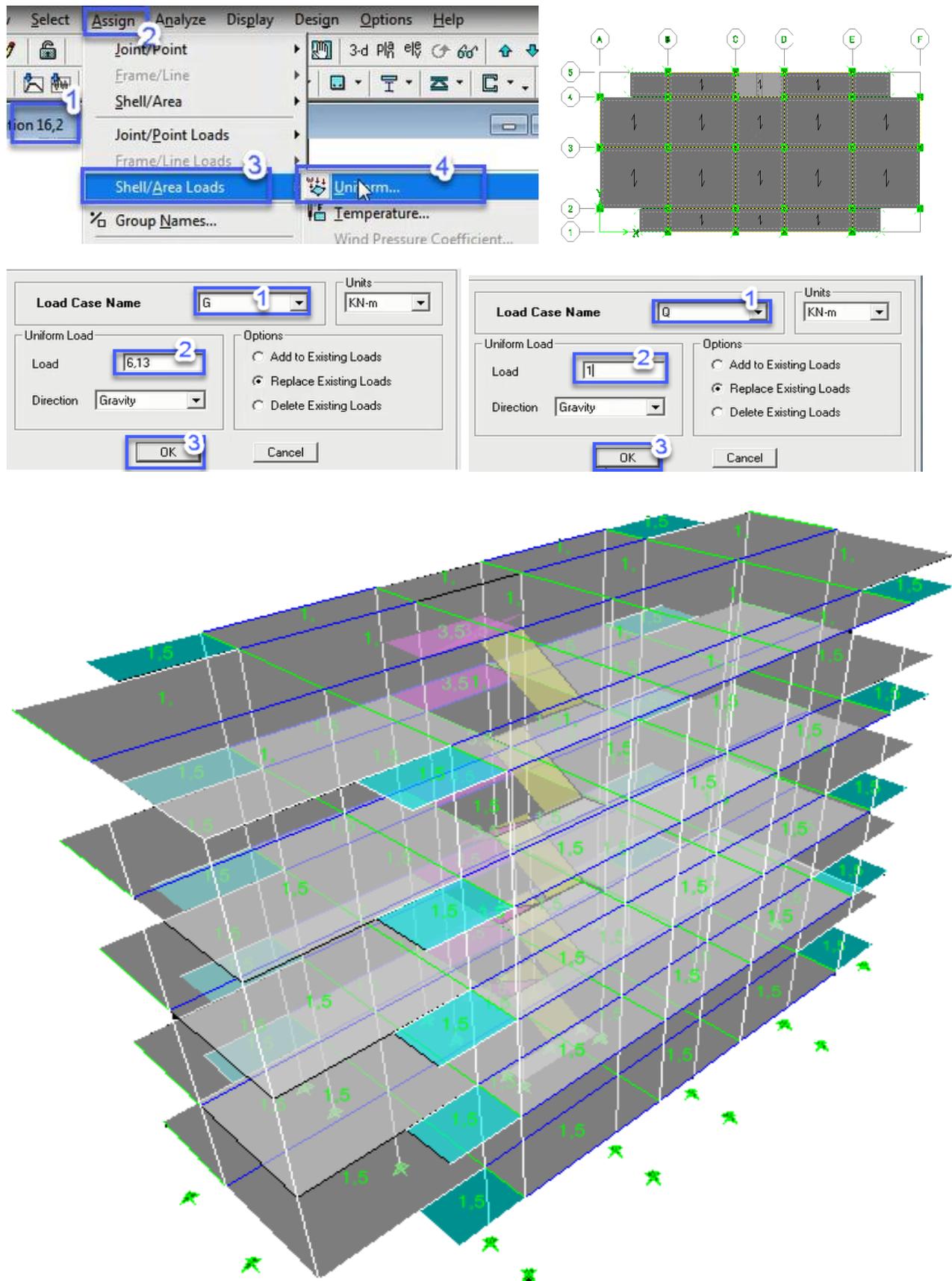


Figure IV -5 : Les charges appliquées à la structure d'exploitations

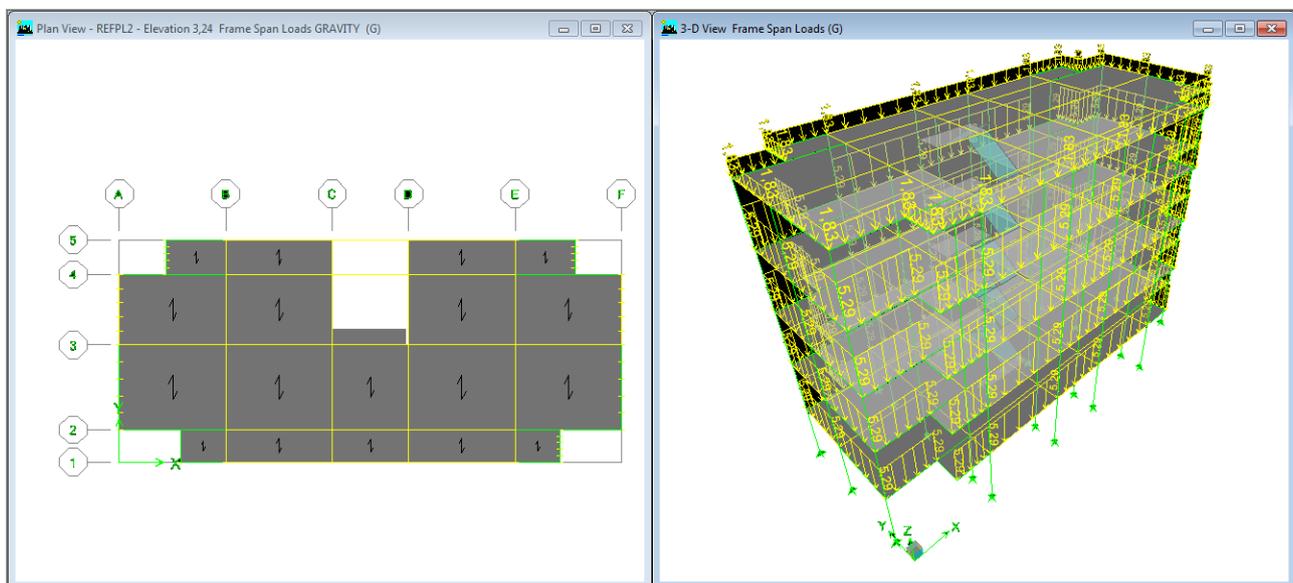
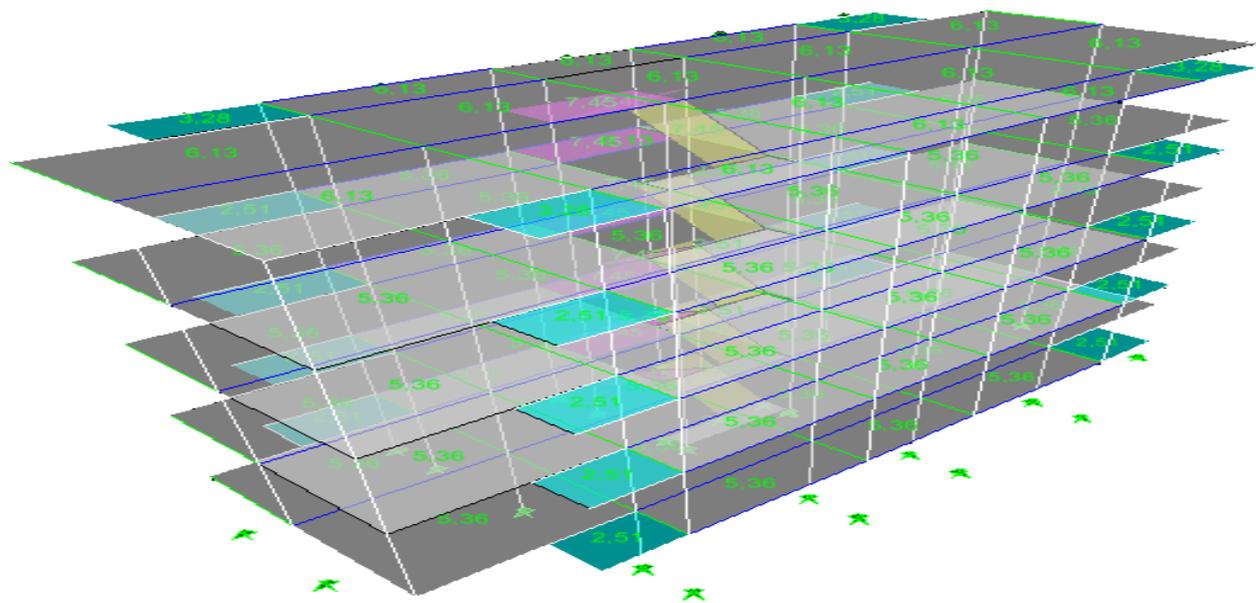


Figure IV -6 : Les charges appliquées à la structure permanente

#### IV.4.5.Cinquième étape : Étude sismique

##### IV.4.5.1.Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. face à risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines et leurs biens matériels, d'où l'apparition de la construction parasismique.

Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

#### IV.4.5.2.Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

Pour le calcul le séisme le RPA99 V2003 a prescrit deux méthodes :

Méthode statique équivalente;

Méthode dynamique directe (analyse modale spectrale).

##### 1 – la méthode statique équivalente :

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques sont remplacées par un système de forces statiques appliquées successivement suivant deux directions orthogonales et ayant un effort équivalent à celui des forces réelles , et pour son étude le bâtiment sera représenté suivant les deux directions par des modèles plans à masses concentrées au centre de gravité des planchers et à un seul degré de liberté en translation horizontale.

##### 2- Analyse modale spectrale :

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle.

Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

#### Caractéristique de l'ouvrage selon RPA 99 version 2003

Tableau IV - 1:Caractéristique de l'ouvrage selon RPA 99 version 2003

Contrainte de béton $f_{c28}$ (Mpa)	20	22,5	25
déformation longitudinale du béton(Mpa)	29858,59	31054,18	32164,19

Zone sismique sur la carte sismique du RPA99version 2003	II a
Groupe d'usage	2
Il est contreventé par un système portique poteau- poutre avec des voiles ; R	4
Coefficient de qualité Q	1,2
L'accélération de zone A	0,15
Contrainte d'acier longitudinal (Mpa)	400
Contrainte d'acier transversale (Mpa)	235
Module élasticité de l'acer	200000
Cet ouvrage sera fondé sur un sol avec une contrainte admissible du sol (bars)	1,7 bar
sur une profondeur (m)	1.50

#### IV.4.5.3.Calcul de la force sismique :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 RPA99).

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité (tableau 4.4 RPA99).

R : coefficient de comportement (tableau 4.3 RPA99).

W : poids total de la structure.

La force sismique totale sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure.

#### IV.4.5.3.1.Calcul de la force statique équivalente :

##### a – Coefficient d'accélération de zone :

Donné par le tableau 4.1 du RPA99 suivant la zone et le groupe d'usage du bâtiment.

**b – Coefficient de comportement global de la structure :**

Notre structure à un système de contreventements portique (poteaux-poutres) d’après le tableau 4.3 du RPA99à un coefficient de comportement R

**c – Facteur de qualité Q : Donné par la formule:**

$$Q = 1 + \sum Pq$$

les pénalités selon les critères de qualité q données au tableau 4.4 du RPA99

**d – Facteur d’amplification dynamique : Donné par la formule :**

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0\text{sec} \end{cases}$$

Le facteur de correction d’amortissement « η », est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0.882 \geq 0,7 \dots\dots\dots \eta = 7$$

**D =Les résultats de ces coefficients sont montrés au tableau suivant**

Tableau IV - 2:Les résultats de facteur d’amplification dynamique

La formule empirique $T = C_t h_N^{3/4}$						
$D_x = 23,00\text{m} \Rightarrow T_x = \min \left\{ \begin{aligned} C_t \times (h_N)^{3/4} &= 0,05 \times (16,20)^{3/4} = 0,404\text{s} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} &= 0,09 \times \frac{16,20}{\sqrt{23,00}} = 0,304\text{s} \end{aligned} \right.$			Tx=0.304s			
$D_y = 10,10\text{m} \Rightarrow T_y = \min \left\{ \begin{aligned} C_T \times (h_N)^{3/4} &= 0,05 \times (16,20)^{3/4} = 0,404\text{s} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} &= 0,09 \times \frac{16,20}{\sqrt{10,10}} = 0,458\text{s} \end{aligned} \right.$			T y=0,404s			
Sol	T1(s)	T2(s)	$\eta \geq 0.7$	T empirique(s)	1,3xTempirique(s)	D
S3	0,15	0,50	0,882	0,40	0,52	2,15

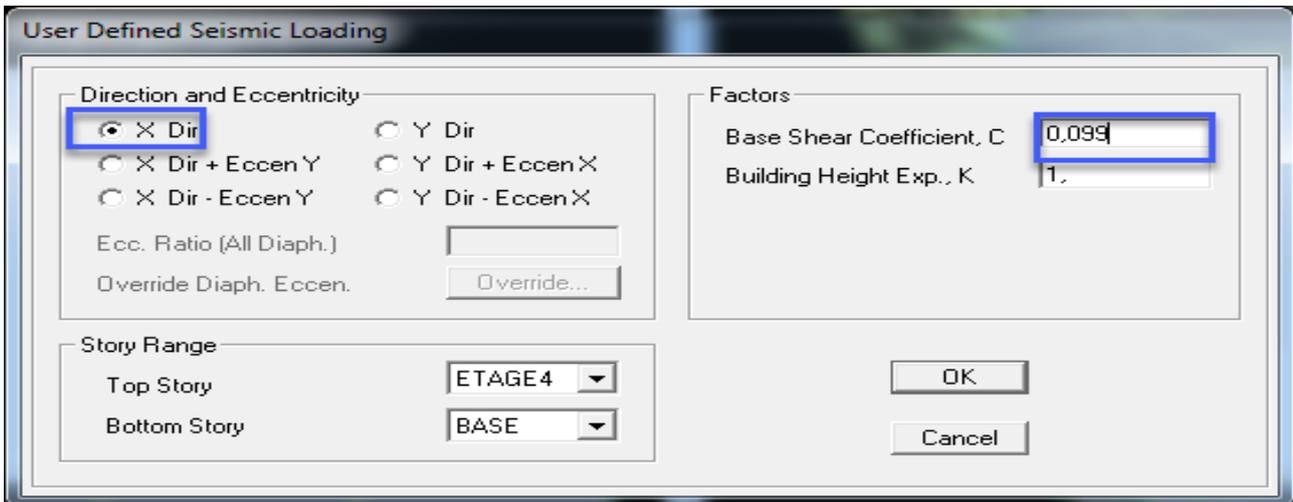
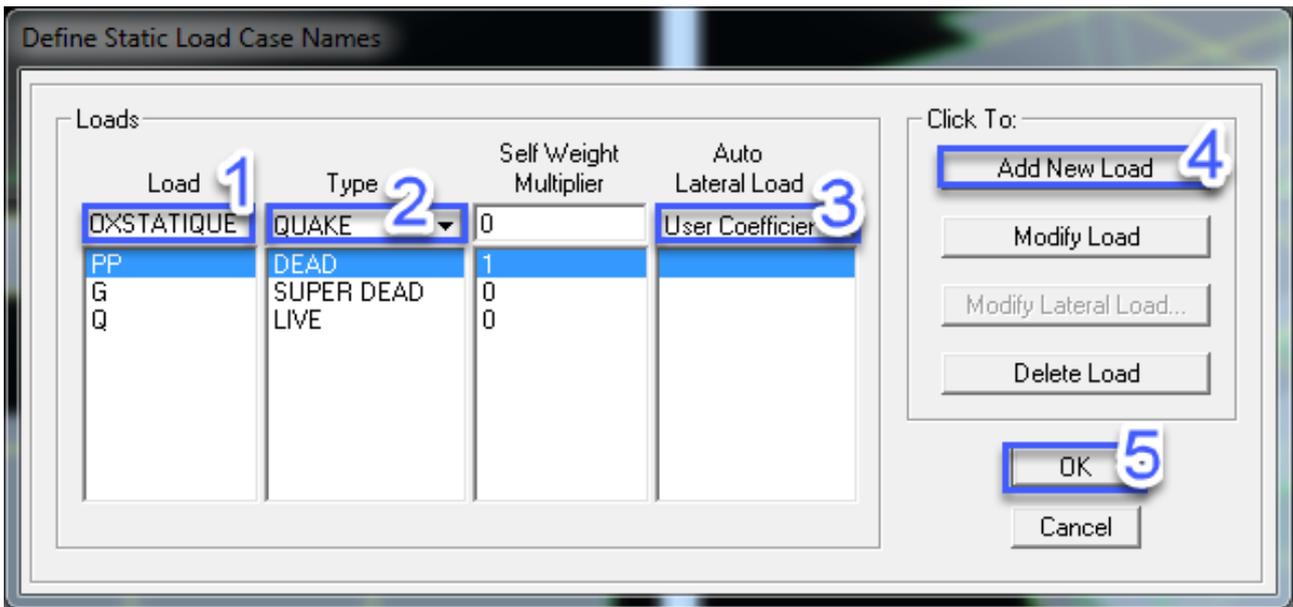
**e- La masses de la structure « W »**

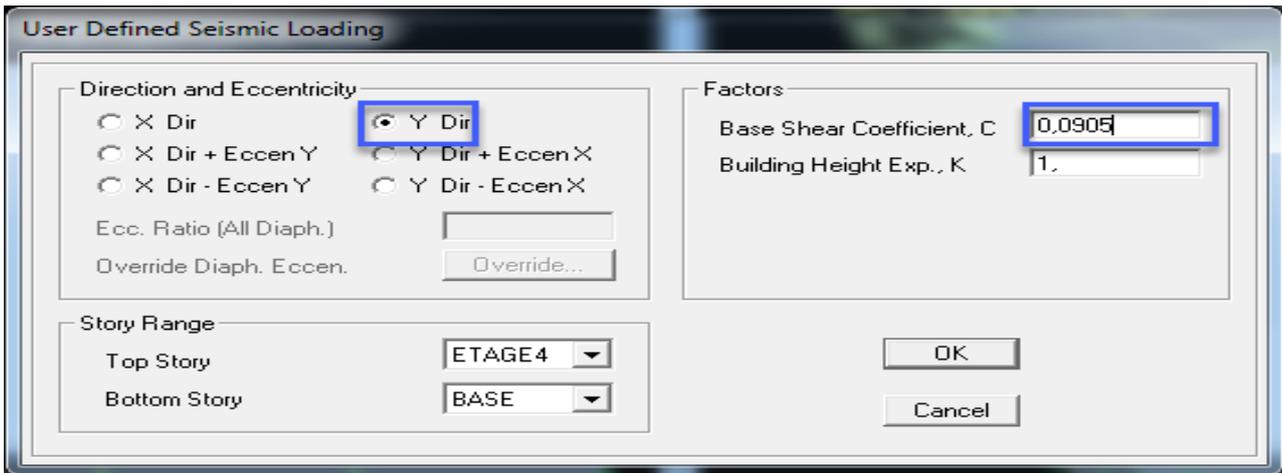
D’après le RPA99 le poids total de la structure est égal à :

$$W = \sum W_i \quad \text{avec } W_i = G_i + \beta P_i \dots \dots \dots \text{ Coefficient de pondération. } \beta = 0.2$$

S=372,6m2

**IV.4.5.4.Calcul dynamique de la structure**





Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

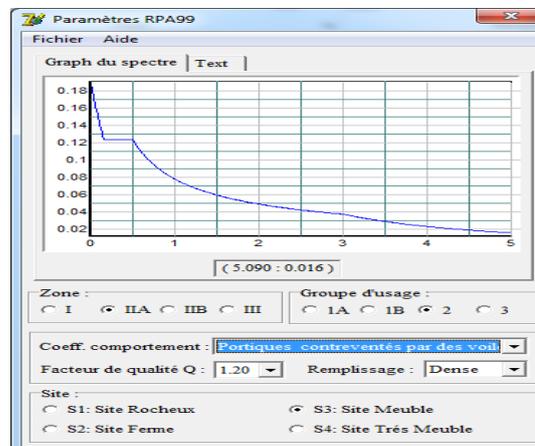
**IV.4.5.4.1.Introduction du spectre de réponse (RPA):**

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T.

Les données à introduire dans le logiciel :

Tableau IV - 3: Les données à introduire dans le logiciel spectre

Zone	Coefficient Comportement	Groupe d'usage	Site	Facteur de qualité (Q)	Coefficient D'amortissement
Ila	R= 4	2	S3 (Site meuble)	Q=1.20	$\xi = 7\%$

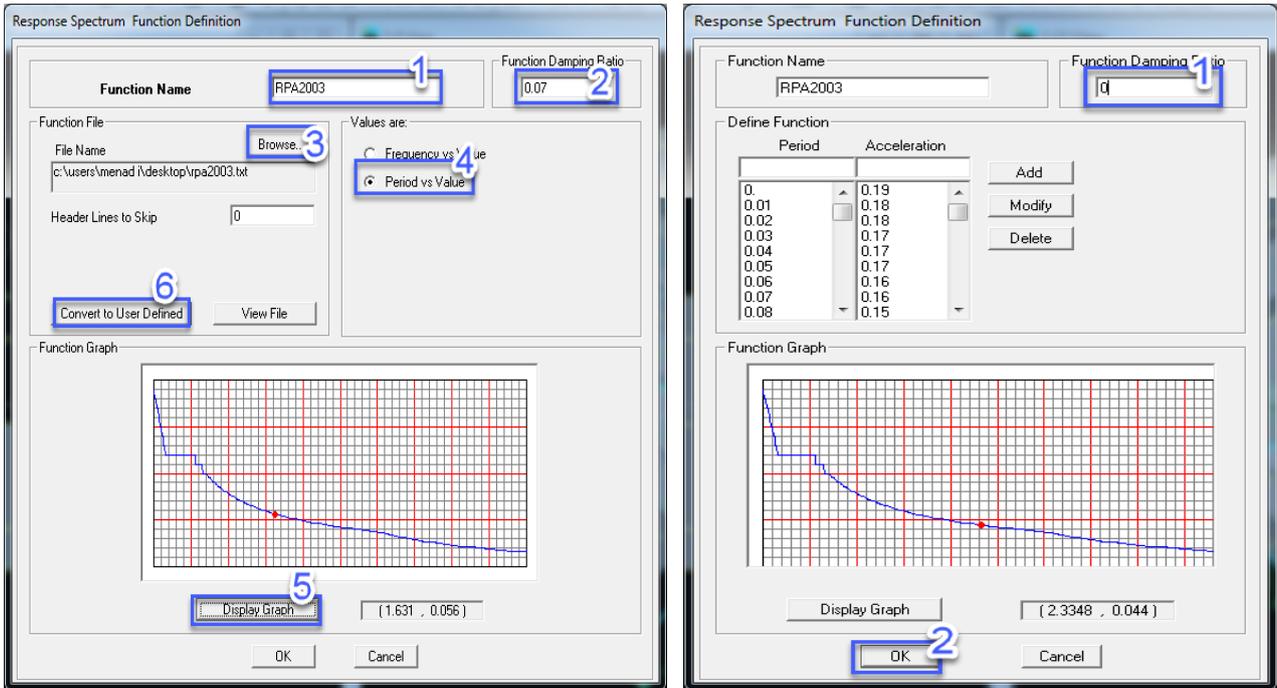


Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet :

Texte Puis Enregistrer.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur :

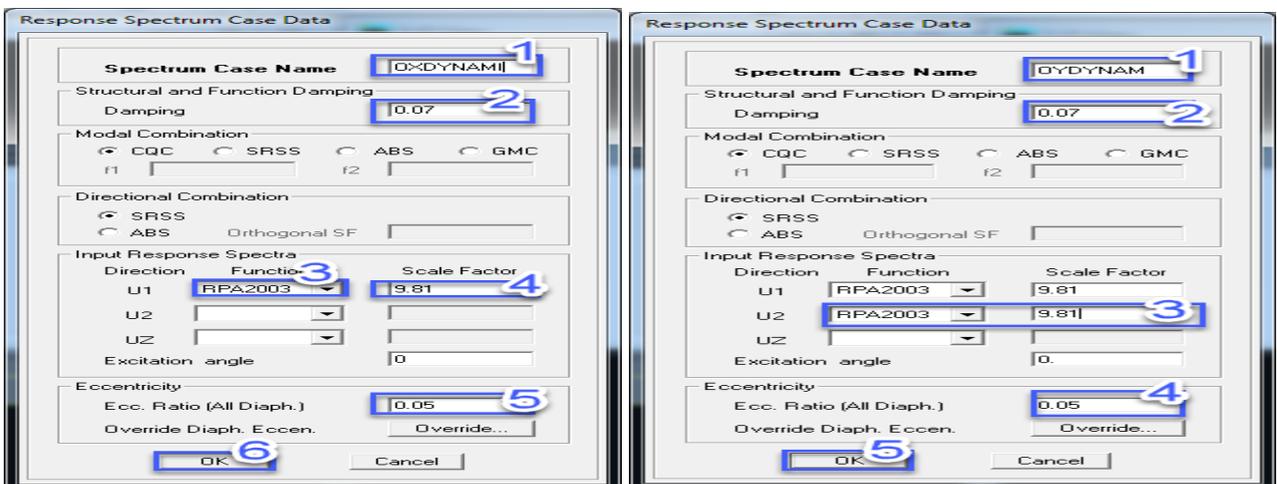
Define  $\longrightarrow$  responses spectrum function  $\longrightarrow$  spectre from file



#### IV.4.5.4.2. Définition de la charge sismique

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique suivant les deux directions X et Y, on clique sur :

Define  $\longrightarrow$  Response Spectrum Cases  $\longrightarrow$  Add New Spectrum.



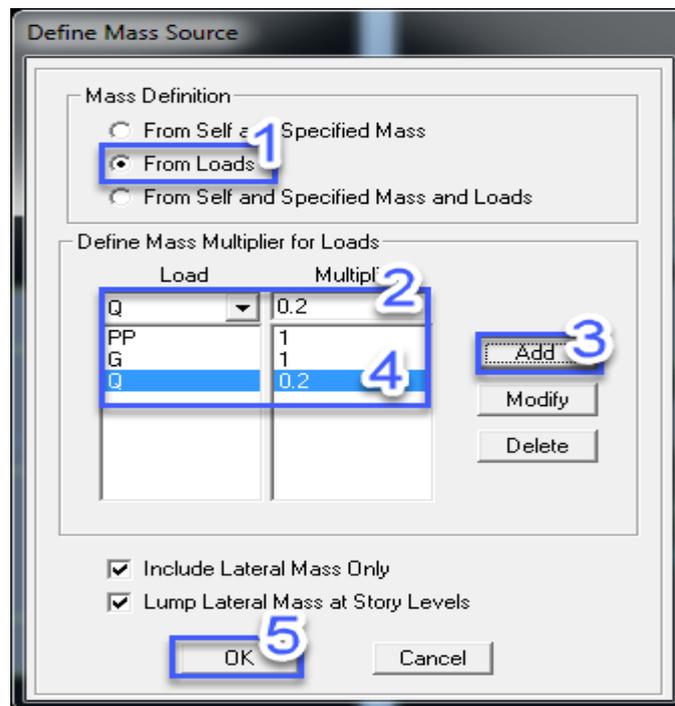
**IV.4.5.4.3. Mass source :**

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  $\beta$  suivant la nature de la structure, dans notre cas  $\beta=0.2$ .

Pour ce qui est de l'inertie massique, elle est déterminée automatiquement par ETABS.

Define → Masse Source → From Loads.

**IV.4.5.4.4. Diaphragme :**

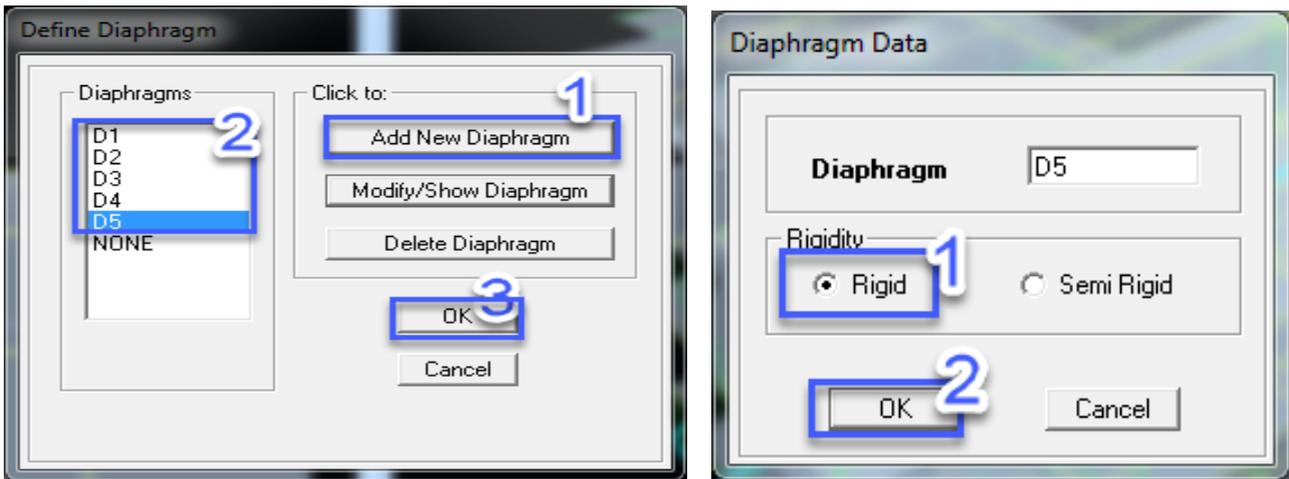
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud de sorte qu'ils forment un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS, et aussi le comportement de la structure suivra les degrés de libertés des nœuds des différents planchers.

Define → Diaphragme

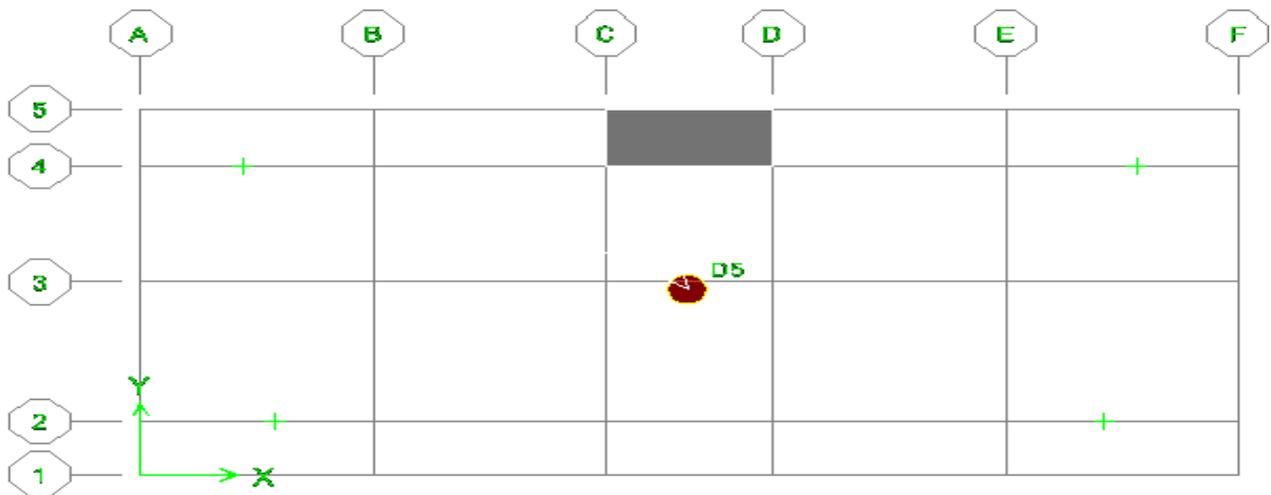
On sélectionne le premier étage : Define → Diaphragms → D1 → OK.

Le deuxième étage : Define → Diaphragms → AddNew → Diaphragms → D2 → OK.

On suit la même procédure pour les autres étages



Sélectionne le premier étage, On clique sur le bouton 



**IV.4.6.seizième étape : spécifier les combinaisons des charges**

La seizième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges, pour introduire les combinaisons dans le logiciel, on clique sur :

Define  $\longrightarrow$  Loads Combinations  $\longrightarrow$  Add New Combo.

Combinaisons aux états limites :

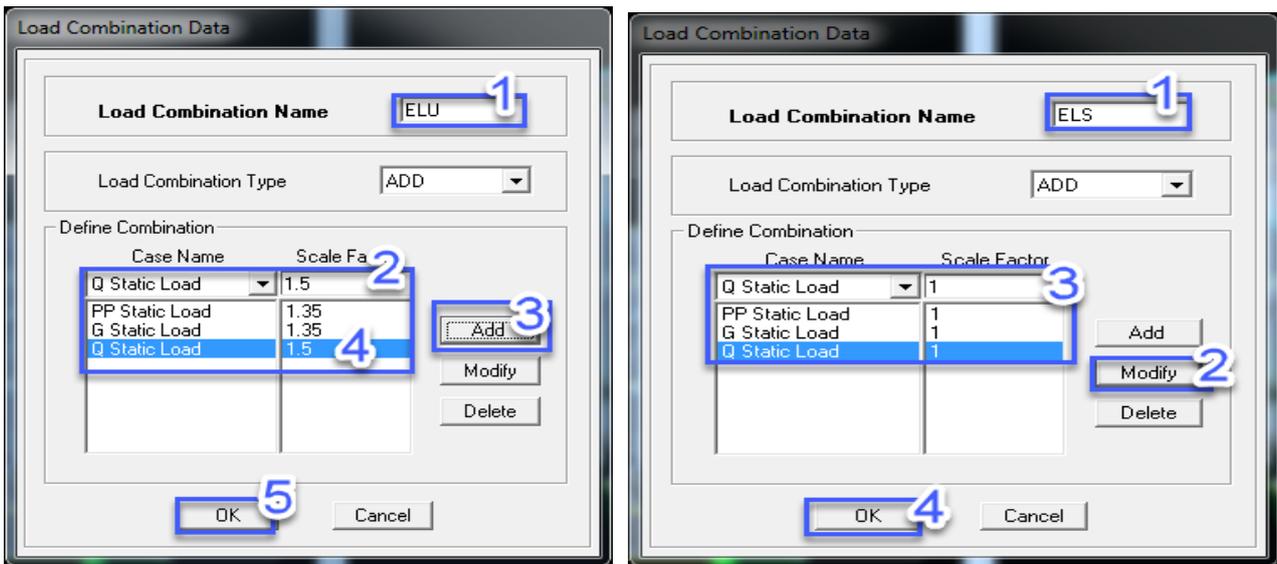
ELU :  $1.35G+1.5Q$

ELS :  $G+Q$

Combinaisons accidentelles du RPA99/version 2003 :

GQE:  $G+Q\pm E$

08GE:0.8G±E



**IV.4.6.1. Dispositions des voiles**

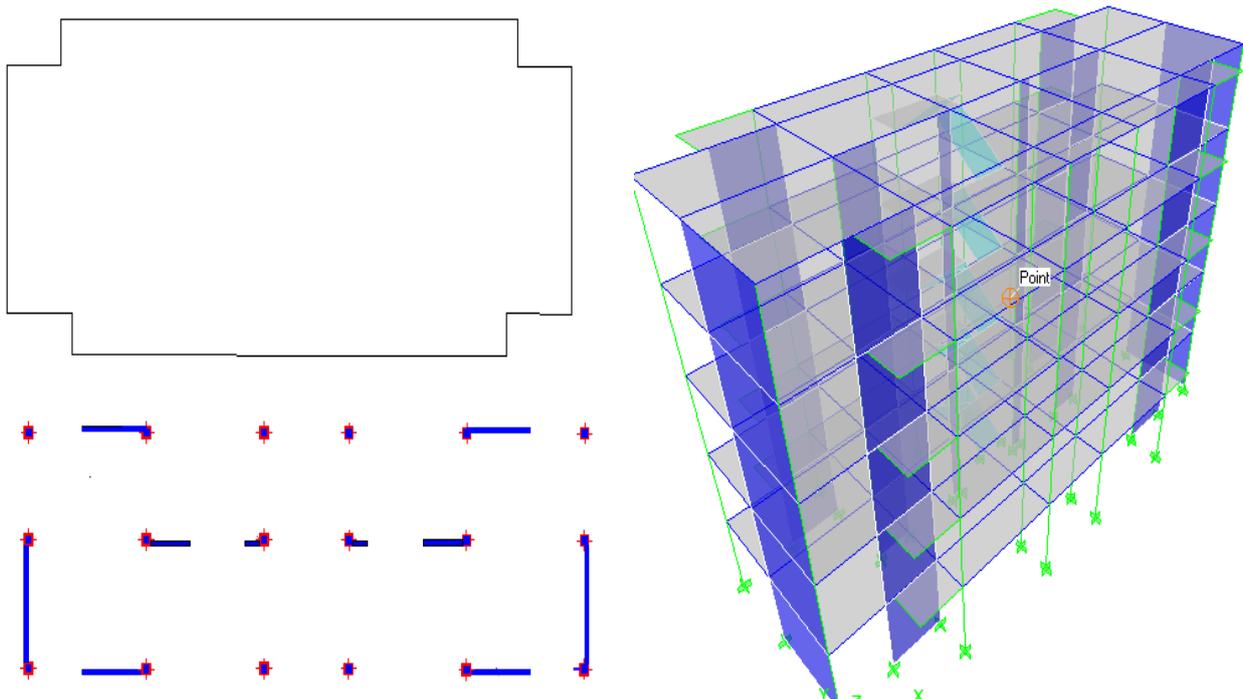
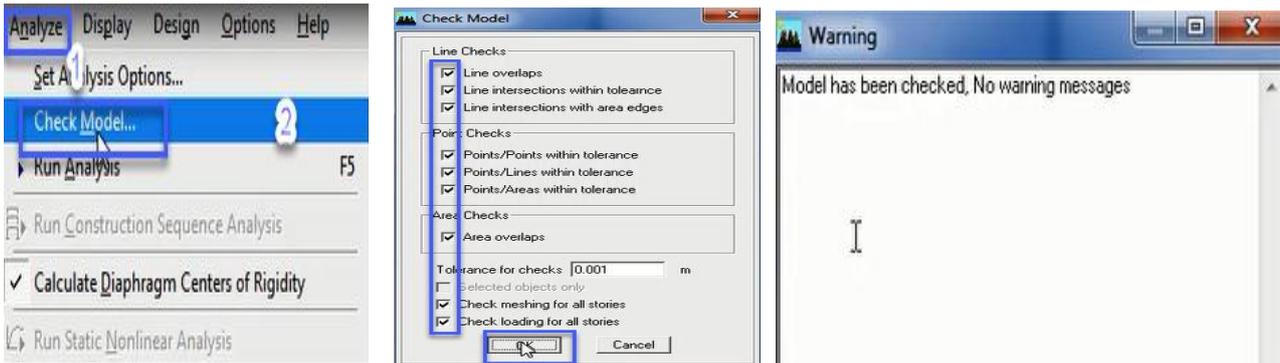


Figure IV -7 : Dispositions des voiles

**IV.4.6.2. Spécification des options d'analyse et Run**





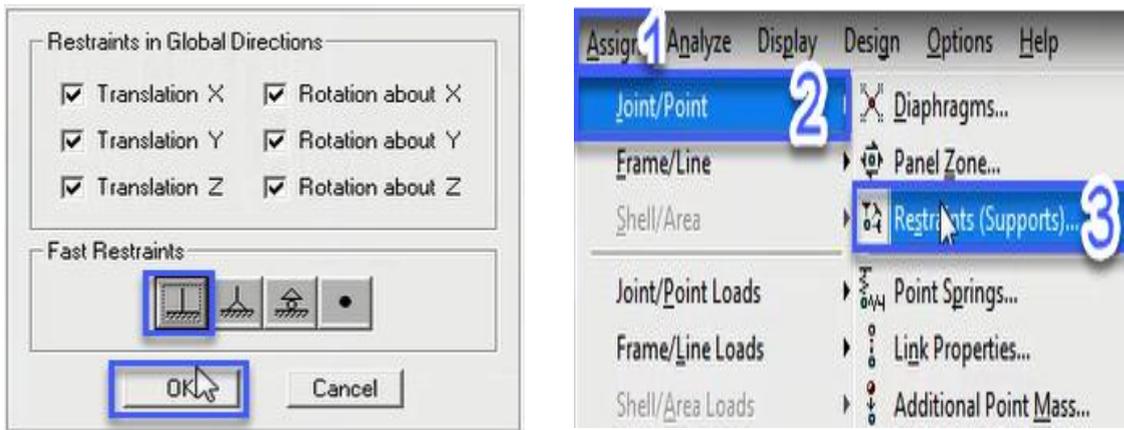
**IV.4.6.3. Assigner les conditions aux appuis :**

Aller au niveau 0 (Base) Sélectionner One Story

Sélectionner tous les appuis avec un rectangle

Assigner les conditions d'appuis rigides à la base des poteaux :

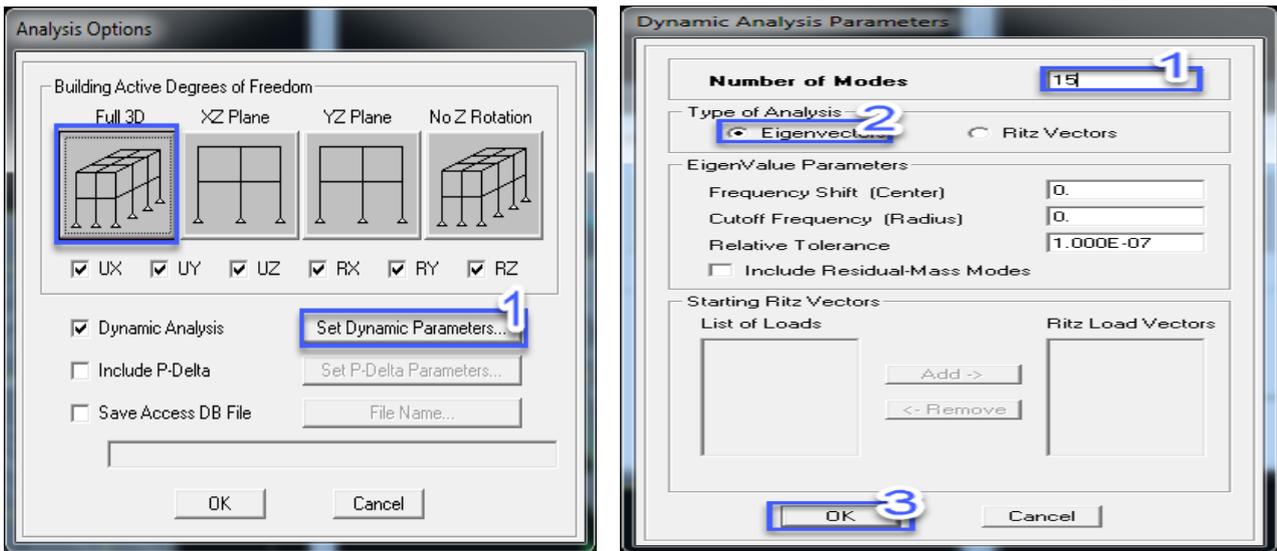
Assign → Joints/Points → Restraints



Analyse → Set Analyse Options

Sélectionnez l'icône Full 3D

Cochez Set Dynamic Analysis



**IV.4.7. Septième étape : Déroulement de l’analyse et visualisation des résultats**

**IV.4.7. 1. Lancement de l’analyse**

Pour lancer l’analyse de la structure : on se positionne sur : Analyze → Run Analysis

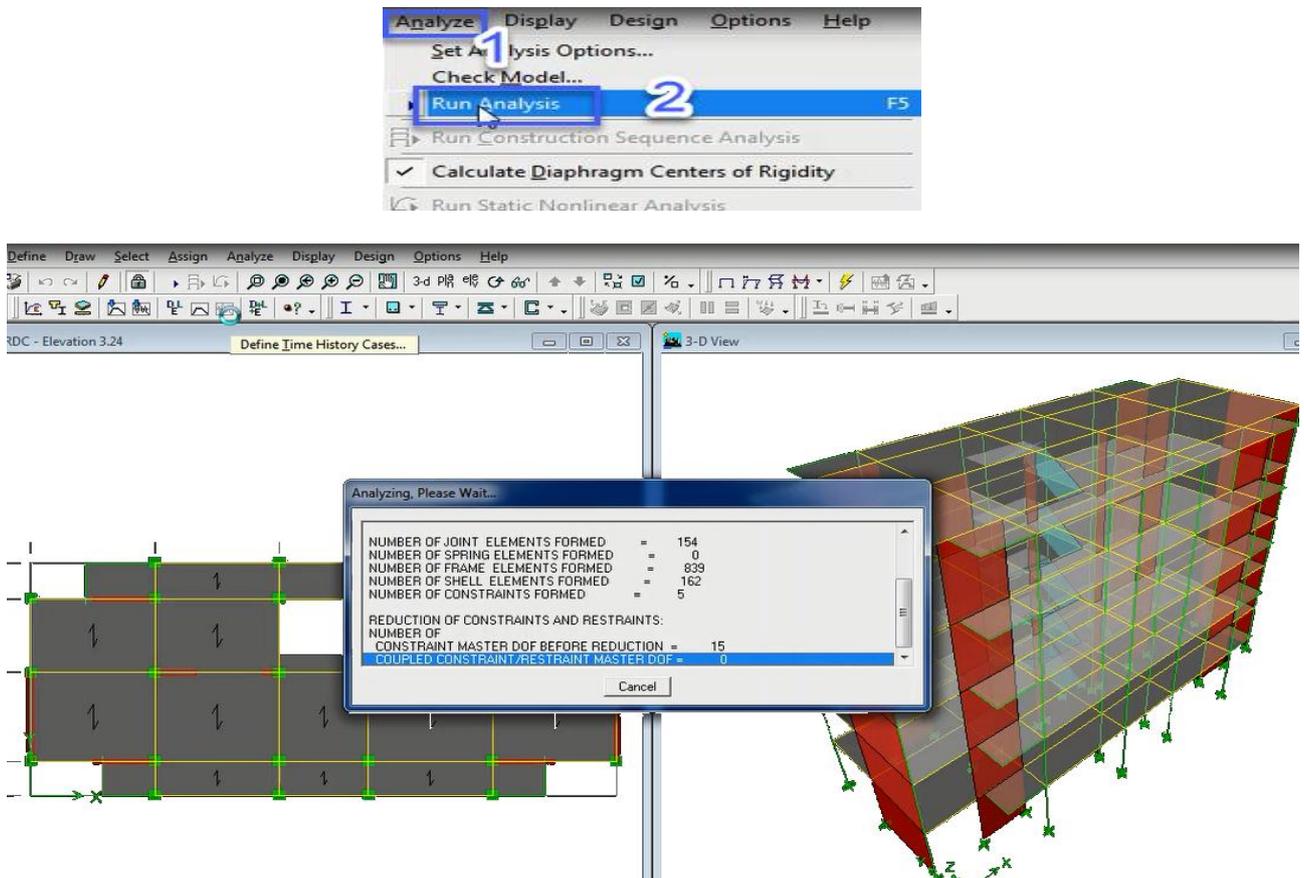


Figure IV -8 : Lancement de l’analyse

### III. 5. Vérification des Exigences du RPA :

On doit vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

1. Vérification de la période.
2. Vérification de l'excentricité.
3. Pourcentage de la participation de la masse modale.
5. Vérification de l'effort tranchant à la base.
6. Vérification Les déplacements.
7. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux.
8. Vérification de l'effet P-Delta

#### IV.5.1.Vérification de la période :

##### IV.5.1.1.Calcul du poids total de la structure $W_t$ :

Le poids total de la structure donné par le logiciel ETABS :

On Sélectionne les nœuds à la base ..... Display  show tables

- Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS  Building Output  Story shears

Cases/combo  OK  ELS  OK

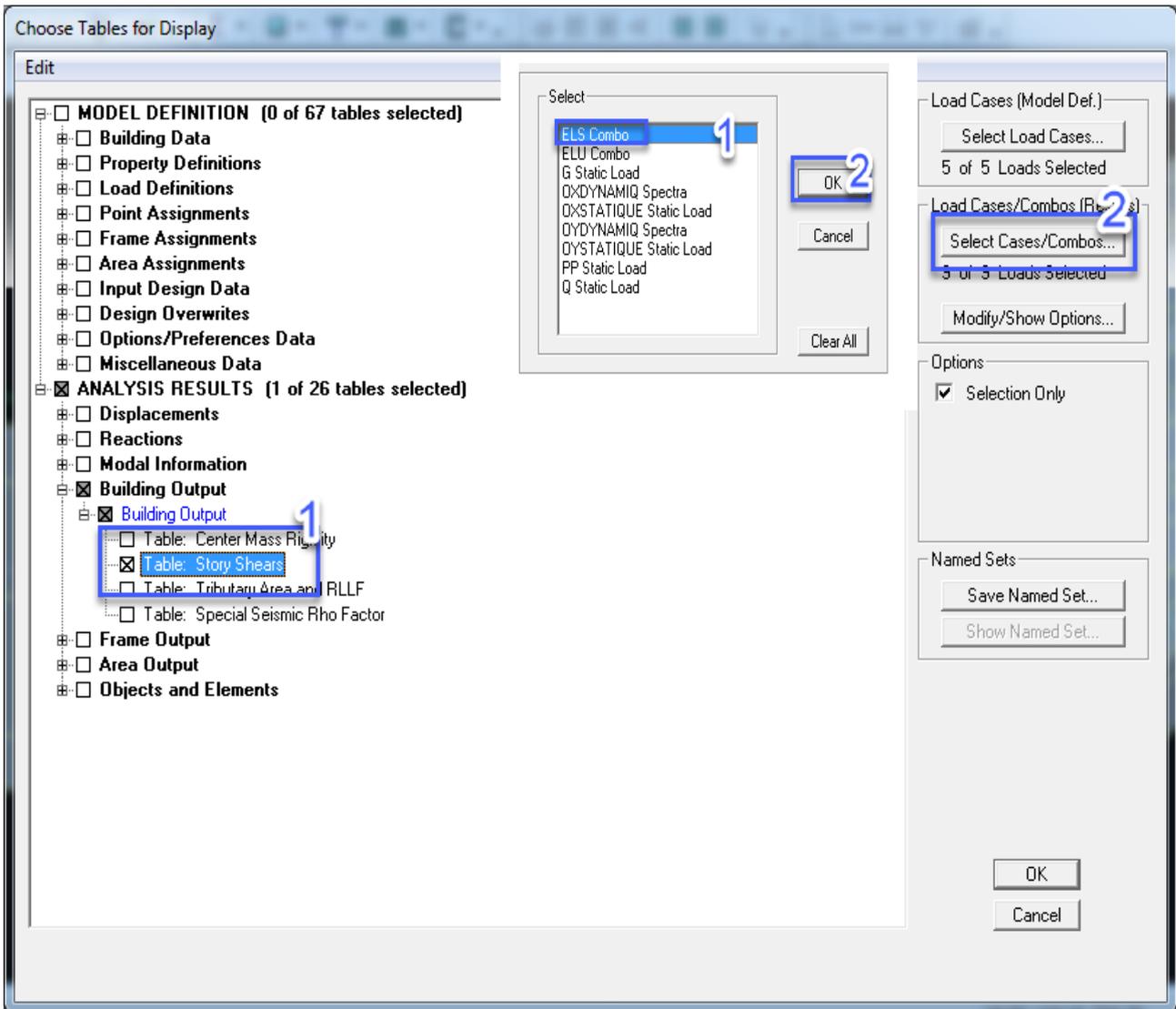


Tableau IV - 4: Le poids total de la structure «  $f_{c28}=20\text{Mpa}$ ,  $22.50\text{Mpa}$ ,  $25\text{MPa}$  »

	Poids de chaque étage		
$f_{c28}$	20	22.5	25
<b>ETAGE4</b>	2963.77	2859.68	2798.72
<b>ETAGE3</b>	5893.75	5713.64	5641.76
<b>ETAGE2</b>	8823.73	8567.59	8484.79
<b>ETAGE1</b>	11863.58	11500.52	11359.42
<b>RDC</b>	14903.44	14433.45	14234.04

**IV.5.1.2. Discussions des résultats :**

La figure ci-dessous montre le poids total de la structure en termes de résistance, de sorte que plus la résistance est grande, moins le poids, et cela est dû aux dimensions des éléments.

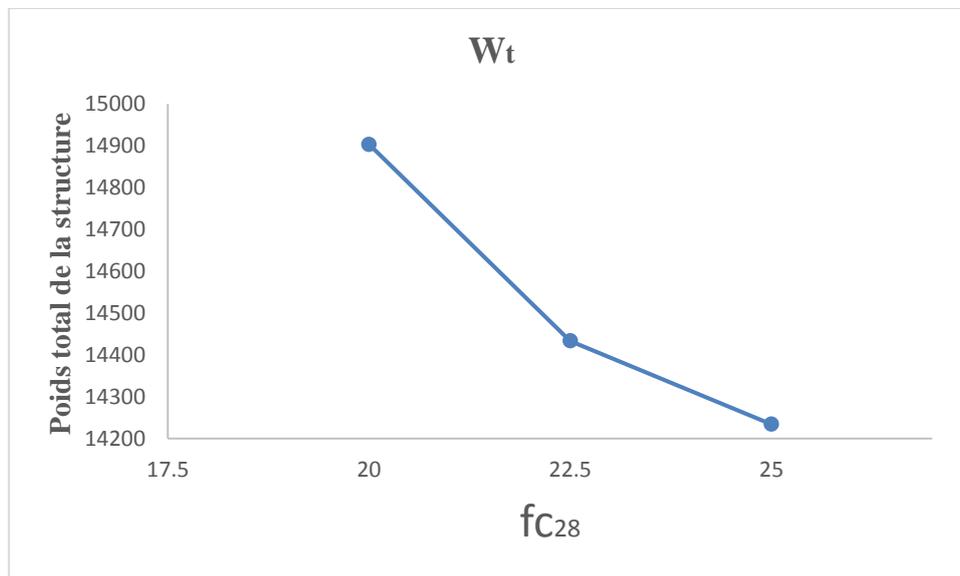
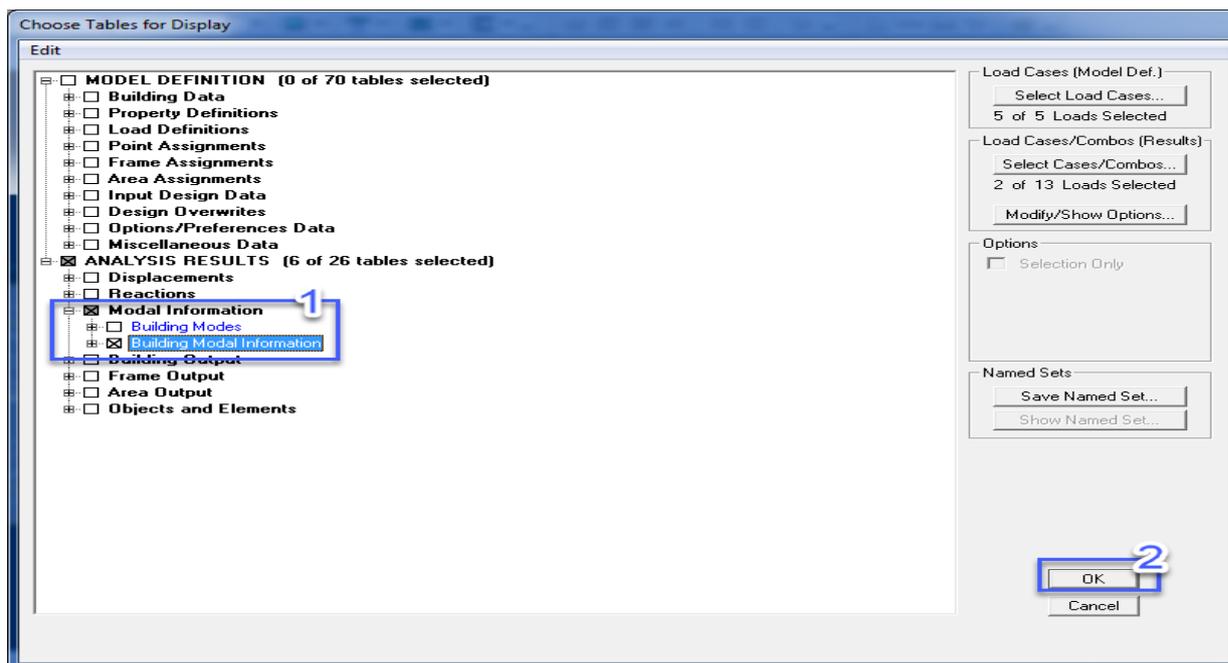


Figure IV -10 : Le poids total de la structure dans le cas «  $f_{c28} = (20, 22.50, 25)$  MPa

**IV.5.1.3. Détermination de la période par le logiciel ETABS :**

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display  show tables



- Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS ➡ modal information ➡ Building Modal Information

Tableau IV - 5: Tableau des modes et des périodes «  $f_{c28} = (20, 22.50, 25) \text{ MPa}$  »

Mode	Période		
	20	22.5	25
1	0.335738	0.349068	0.381769
2	0.327198	0.3477	0.361758
3	0.237371	0.252634	0.273263
4	0.085717	0.09077	0.093758
5	0.079547	0.085585	0.090275
6	0.055258	0.065829	0.062087
7	0.03759	0.059276	0.04187
8	0.037418	0.040437	0.041121
9	0.025694	0.040192	0.028357
10	0.025404	0.027572	0.027965
11	0.022274	0.027344	0.024255
12	0.021101	0.02412	0.022904

La figure ci-dessous montre le changement de période en termes de mode, où l'on remarque que plus la résistance à la compression du béton n'est grande, plus la période est grande, comme on note sur la figure 12 que la période est plus important dans le premier mode et commence à diminuer progressivement.

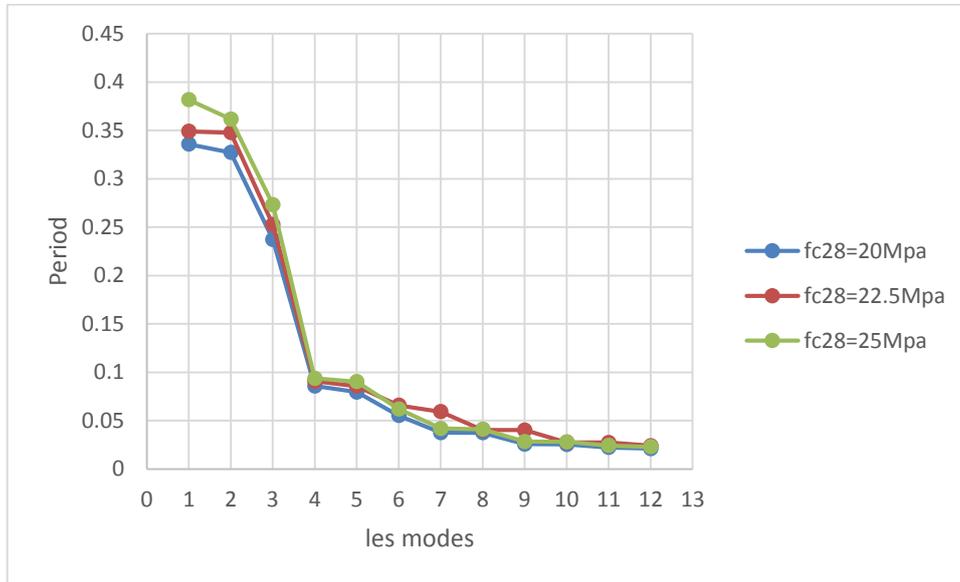


Figure IV -11 : Variation de la période en termes de mode «  $f_{c28} = (20, 22.50, 25) \text{ MPa}$  »

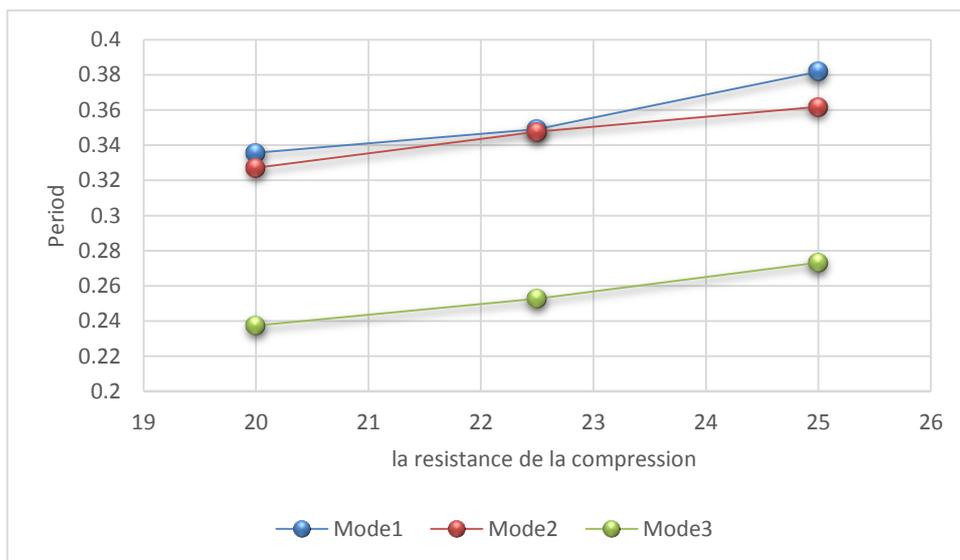


Figure IV -12 : Variation de la période avec la variation de  $f_{c28}$  «  $20, 22.50, 25 \text{ MPa}$  »

Comparaison des résultats

On a :

- La période calculée  $T = 0,304$  s
- La période majorée  $T_{maj} = 0,52$  s
- La période ETABS dynamique =  $0,38$  s .....  $f_{c28} = 25$  MPa

On remarque que :  $T < T_{dynamique} < T_{maj}$  ..... La période est vérifiée.

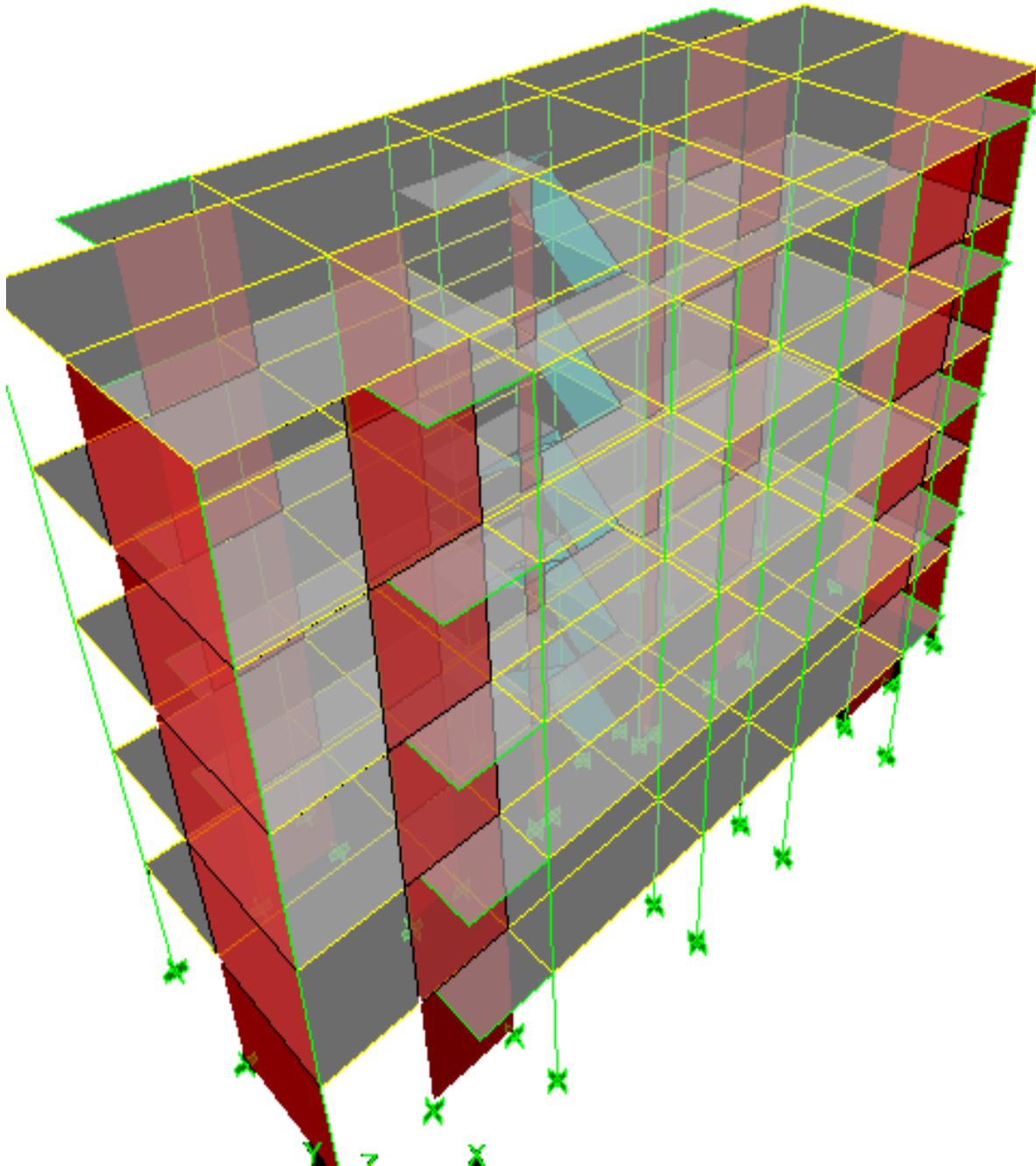
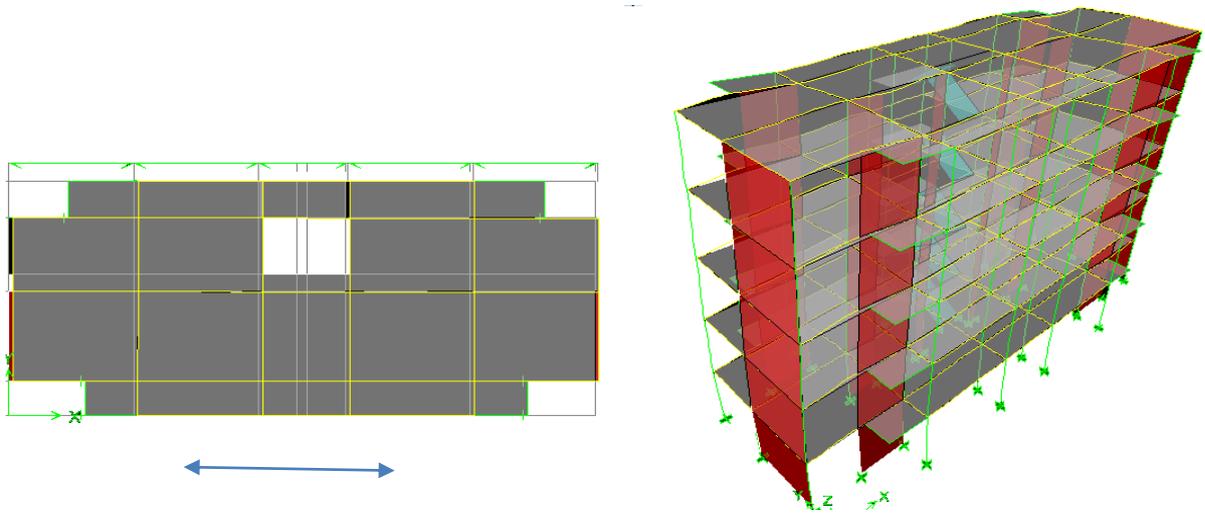


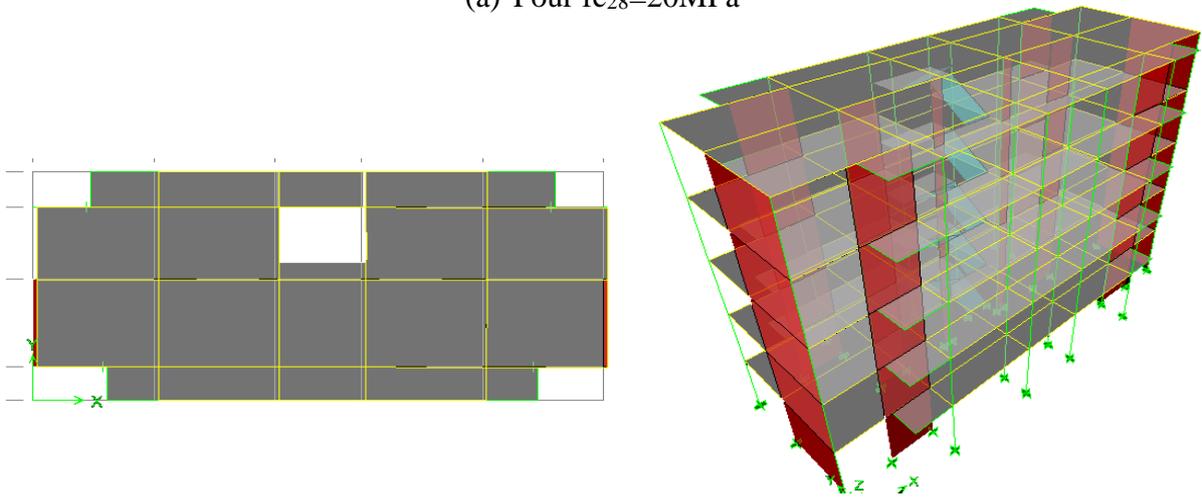
Figure IV -13 : Vue en 3D du modèle obtenu par logiciel ETABS .

Les trois premiers modes de vibration sont comme suit

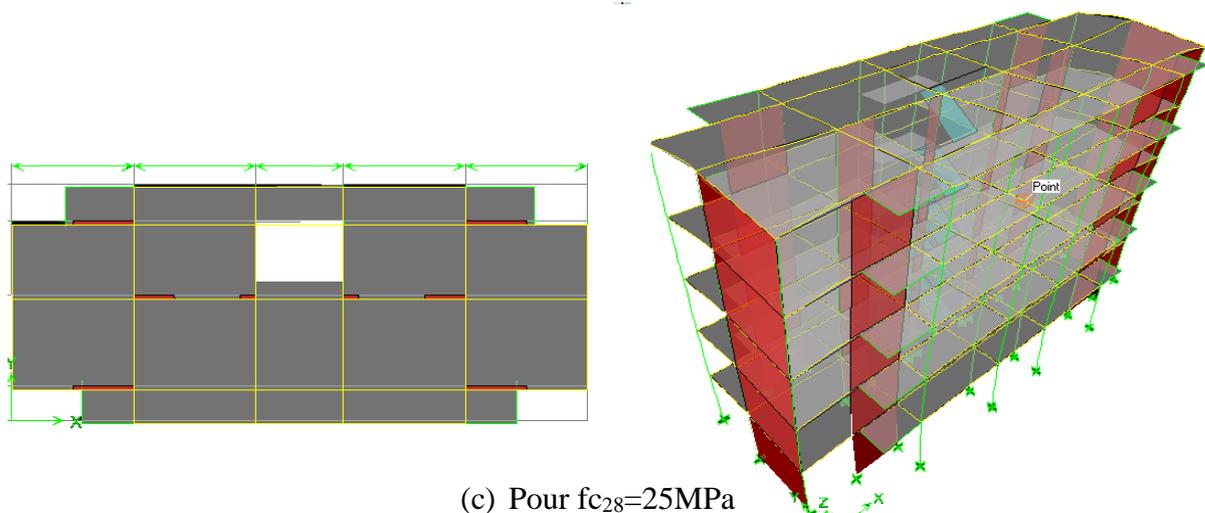
Premier mode dans les trois cas de  $f_{c28}$ , on ordre (20, 22.5, 25) MPa



(a) Pour  $f_{c28}=20\text{MPa}$



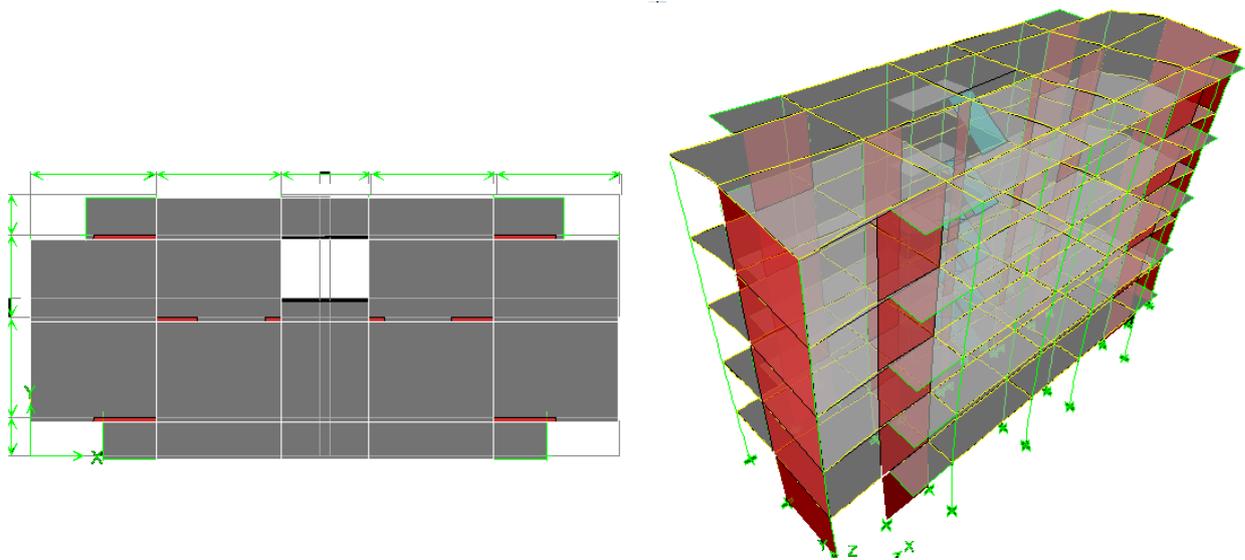
(b) Pour  $f_{c28}=22.5\text{MPa}$



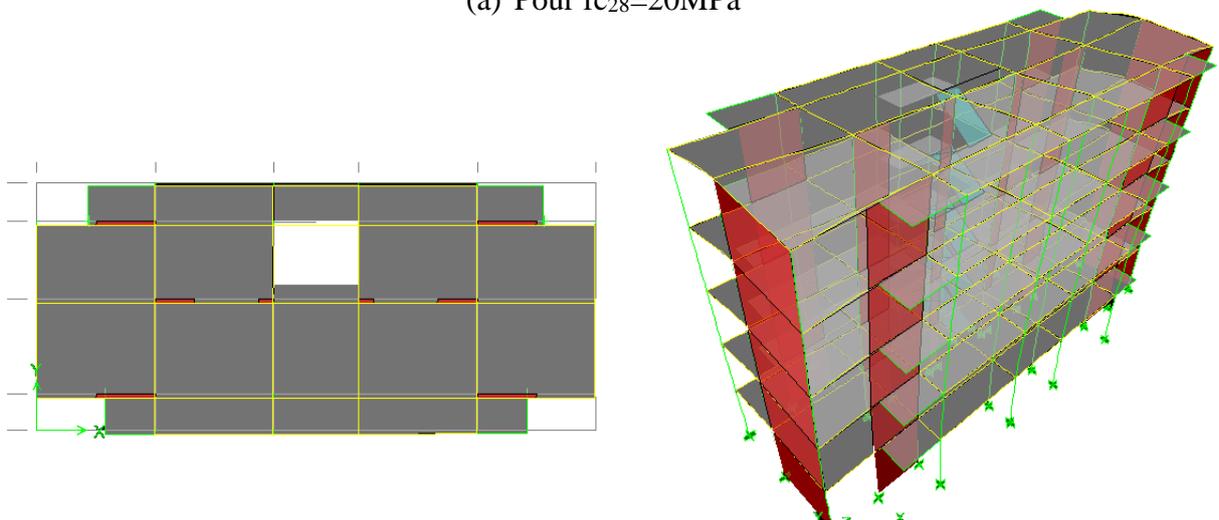
(c) Pour  $f_{c28}=25\text{MPa}$

Figure IV -14 : Première mode principal de vibration suivant x.

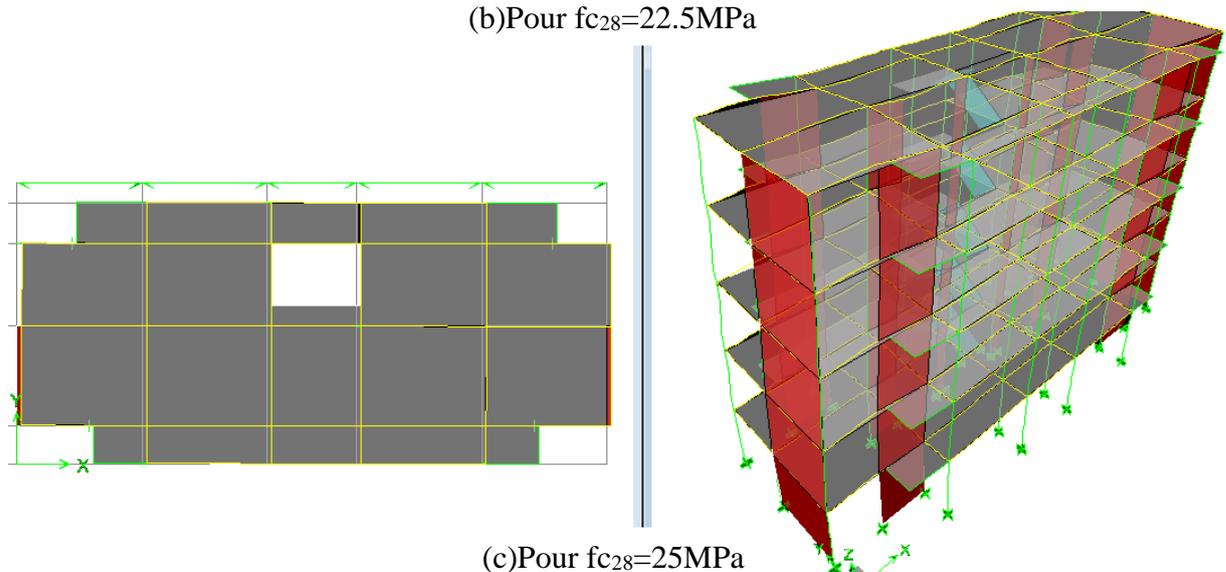
Douzième mode dans les trois cas de  $f_{c28}$ , on ordre 20,22.5, 25 MPa



(a) Pour  $f_{c28}=20\text{MPa}$



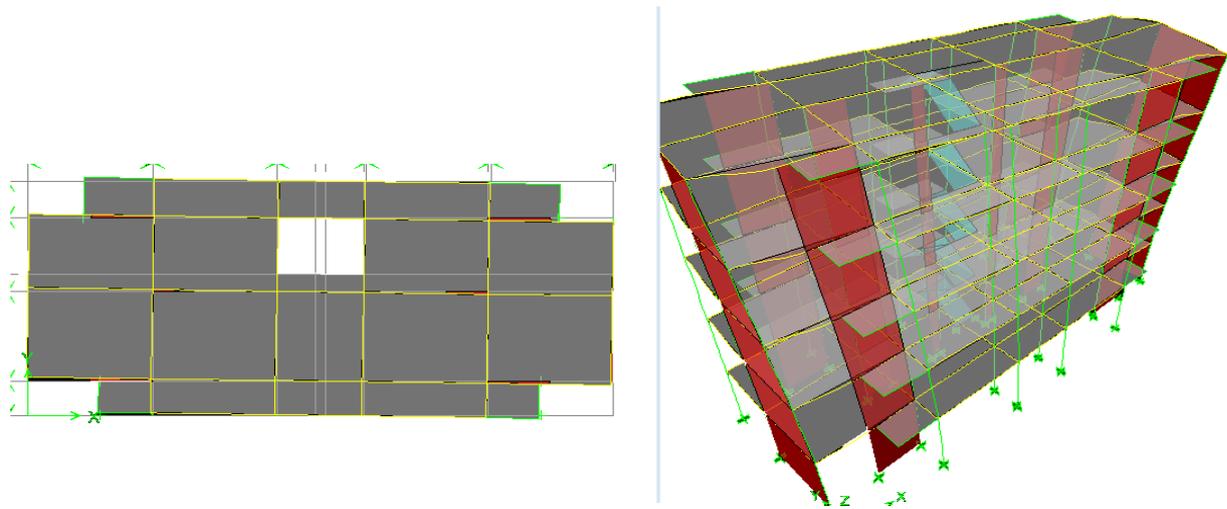
(b) Pour  $f_{c28}=22.5\text{MPa}$



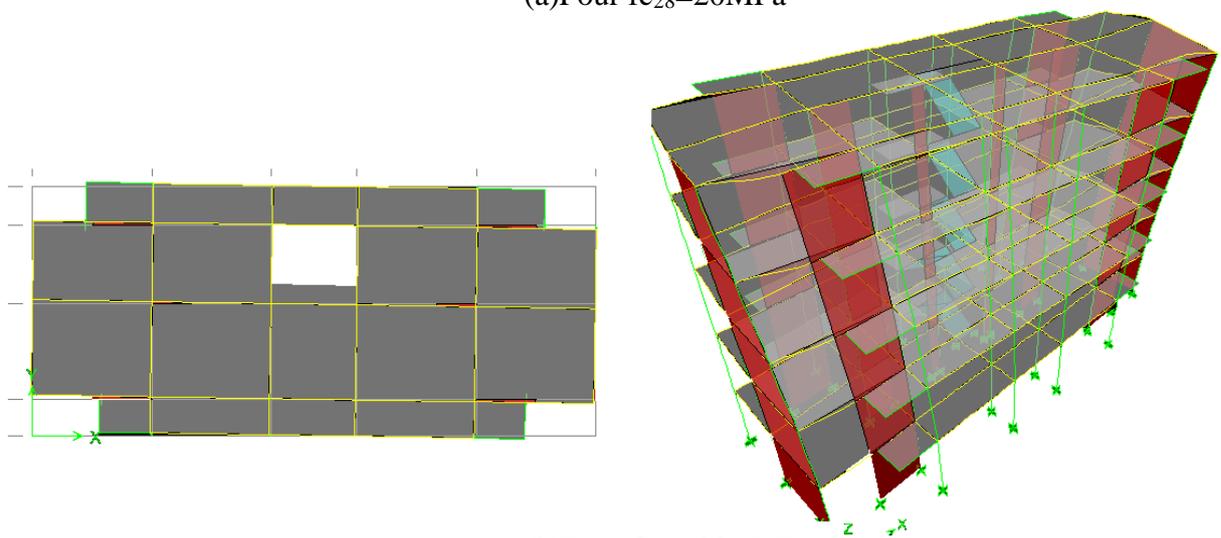
(c) Pour  $f_{c28}=25\text{MPa}$

Figure IV -15: Deuxième mode principal de vibration suivant y

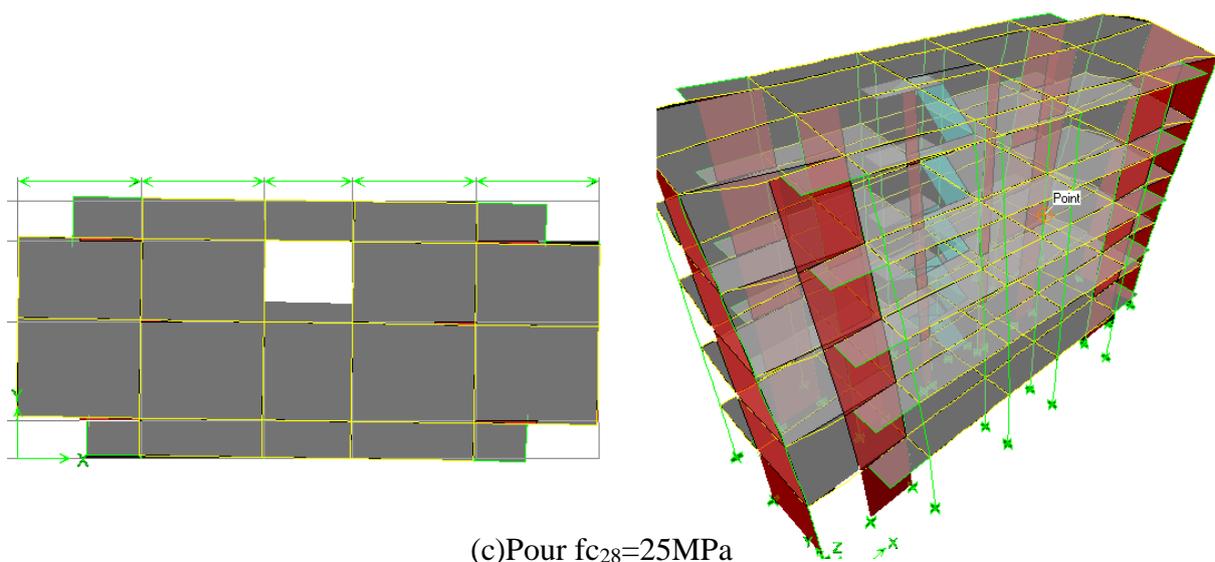
Troisième mode dans les trois cas de  $f_{c28}$ , on ordre (20,22.5, 25) MPa



(a) Pour  $f_{c28}=20\text{MPa}$



(b) Pour  $f_{c28}=22.5\text{MPa}$



(c) Pour  $f_{c28}=25\text{MPa}$

Figure IV -16 : Troisième mode principal de vibration en torsion

#### IV.5.2. Vérification de l'excentricité:

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle

égale à  $\pm 0,05L$ .

L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \leq 5\%l_x$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \leq 5\%l_y$$

$X_{CM}$  : Le centre de masse.

$X_{CR}$  : Le centre de torsion (rigidité).

#### IV.5.2. 1. Vérification de l'excentricité Détermination de l'excentricité à partir du logiciel

**ETABS :**

Display  Show Tables

Building output  Table: Centre Mass Rigidity

Les résultats s'afficheront comme suit :

Tableau IV - 6: Vérification de l'excentricité «  $f_{c28}=20\text{MPa}$  »

$f_{c28}=20\text{Mpa}$								
Story	$X_{CM}$	$Y_{CR}$	$X_{CM} - X_{CR}$	$5\%l_x$	$Y_{CM}$	$Y_{CR}$	$Y_{CM} - Y_{CR}$	$5\%l_y$
RDC	11.275	11.263	0.012	1.15	5.096	5.023	0.073	0.505
ETAGE1	11.275	11.27	0.005	1.15	5.082	4.878	0.204	0.505
ETAGE2	11.361	11.271	0.09	1.15	5.094	4.764	0.33	0.505
ETAGE3	11.361	11.271	0.09	1.15	5.094	4.679	0.415	0.505
ETAGE4	11.266	11.267	-0.001	1.15	5.134	4.63	0.504	0.505

Tableau IV - 7: Vérification de l'excentricité «  $f_{c28}=22.5\text{MPa}$  »

$f_{c28}=22.5\text{MPa}$								
Story	X <sub>CM</sub>	Y <sub>CR</sub>	X <sub>CM</sub> - X <sub>CR</sub>	5%lx	Y <sub>CM</sub>	Y <sub>CR</sub>	Y <sub>CM</sub> -Y <sub>CR</sub>	5%ly
RDC	11.335	11.319	0.016	1.15	5.017	4.996	0.021	0.505
ETAGE1	11.335	11.325	0.01	1.15	5.016	4.849	0.167	0.505
ETAGE2	11.335	11.329	0.006	1.15	5.015	4.731	0.284	0.505
ETAGE3	11.335	11.33	0.005	1.15	5.015	4.644	0.371	0.505
ETAGE4	11.331	11.329	0.002	1.15	5.025	4.585	0.44	0.505

Tableau IV - 8: Vérification de l'excentricité «  $f_{c28}=25\text{MPa}$  »

Story	X <sub>CM</sub>	Y <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>	X <sub>CM</sub> -X <sub>CR</sub>	5%lx	Y <sub>CM</sub> -Y <sub>CR</sub>	5%ly
<b>RDC</b>	11.325	11.317	0.008	1.15	5.057	5.02	0.037	0.505
<b>ETAGE1</b>	11.325	11.321	0.004	1.15	5.057	4.86	0.197	0.505
<b>ETAGE2</b>	11.325	11.322	0.003	1.15	5.057	4.74	0.317	0.505
<b>ETAGE3</b>	11.325	11.321	0.004	1.15	5.057	4.653	0.404	0.505
<b>ETAGE4</b>	11.301	11.318	-0.017	1.15	5.047	4.593	0.454	0.505

#### IV.5.3. Pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur ou égale à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

Les étapes à suivre sur ETABS :

Display  Show table

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Tableau IV - 9: Pourcentage de participation de la masse modale.

$f_{c28}=20\text{MPa}$						
Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
<b>1</b>	<b>0.335738</b>	<b>72.4427</b>	0.1759	72.4427	0.1759	0.2455
<b>2</b>	0.327198	0.1822	<b>71.0448</b>	72.625	71.2207	0.001
<b>3</b>	0.237371	0.2993	0.0018	72.9242	71.2225	<b>70.0671</b>

4	0.085717	16.6721	0.0085	89.5963	71.231	0.0213
5	0.079547	0.0062	20.4982	89.6025	<b>91.7292</b>	0
6	0.055258	0.0065	0.0006	89.609	91.7298	21.1979
7	0.03759	0.3032	5.6902	89.9121	97.42	0.0005
8	0.037418	6.3034	0.2759	<b>96.2156</b>	<b>97.696</b>	0.0019
9	0.025694	0.0006	0.006	96.2162	97.702	6.065
10	0.025404	0	1.8532	96.2162	99.5551	0.0152
11	0.022274	2.9378	0	99.154	99.5552	0.0004
12	0.021101	0	0.3039	99.1541	99.859	0.0001
13	0.020088	0	0	99.1541	99.859	0.113
14	0.020028	0	0	99.1541	99.859	0.0013
15	0.019967	0	0.0002	99.1541	99.8592	0
La condition du RPA se vérifié au 8 <sup>ème</sup> Mode						

f <sub>c28</sub> =22.50MPa						
Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	<b>0.349068</b>	5.0273	<b>66.4868</b>	5.0273	66.4868	0.0192
2	0.3477	<b>68.1284</b>	4.9098	73.1558	71.3966	0.2554
3	0.252634	0.3426	0	73.4983	71.3966	<b>70.3879</b>
4	0.09077	16.187	0.0104	89.6854	71.407	0.0214
5	0.085585	0.0072	20.2331	89.6926	<b>91.6401</b>	0
6	0.065829	0.0004	0.0804	89.693	91.7206	0.0042
7	0.059276	0.0058	0.0002	89.6988	91.7207	20.8424
8	0.040437	0.2091	5.7414	89.9079	97.4621	0.0002
9	0.040192	6.2653	0.1923	<b>96.1732</b>	<b>97.6544</b>	0.0015
10	0.027572	0.0006	0.0022	96.1737	97.6567	6.0721
11	0.027344	0.0003	1.8418	96.174	99.4985	0.0061
12	0.02412	2.8452	0.0007	99.0192	99.4992	0.0007
13	0.022673	0.0022	0.3312	99.0214	99.8304	0
14	0.021816	0.0568	0.0007	99.0782	99.8311	0.0024
15	0.021175	0	0	99.0782	99.8311	0.1062
La condition du RPA se vérifié au 9 <sup>ème</sup> Mode						

f <sub>c28</sub> =25MPa						
Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	<b>0.381769</b>	0.0298	<b>71.4018</b>	0.0298	71.4018	0
2	0.361758	<b>73.2139</b>	0.0294	73.2438	71.4311	0.3987
3	0.273263	0.4861	0	73.7299	71.4311	<b>70.298</b>
4	0.093758	15.9832	0.0225	89.7131	71.4536	0.0231
5	0.090275	0.0164	20.1007	89.7296	<b>91.5543</b>	0
6	0.062087	0.0066	0	89.7361	91.5543	20.5936
7	0.04187	0.012	6.0416	89.7481	97.596	0
8	0.041121	6.3848	0.0114	<b>96.133</b>	<b>97.6073</b>	0.0015
9	0.028357	0.0003	0.0004	96.1333	97.6077	6.1828
10	0.027965	0.0001	1.9161	96.1334	99.5238	0.0011
11	0.024255	2.8968	0.0001	99.0302	99.5239	0.0002
12	0.022904	0.0001	0.35	99.0302	99.8739	0
13	0.020991	0	0	99.0302	99.8739	0.1484
14	0.020842	0	0	99.0302	99.8739	0.0388
15	0.020721	0	0	99.0302	99.8739	0.0033
La condition du RPA se vérifié au 8eme Mode						

f <sub>c28</sub> (MPa)	Les 3 premiers modes sont vérifiés		
	Mode 1	Mode 2	Mode 3
20	translation suivant X-X	translation suivant Y-Y	rotation suivant Z-Z
22.50	translation suivant Y-Y	translation suivant X-X	
25			

#### IV.5.4. Calcul de la force sismique totale

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base «V<sub>t</sub>» obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \quad A=0.15 \quad Q=1.2 \quad R=4$$

Pour déterminer la valeur de poids de construction, on suit les étapes suivantes :

Display  $\longrightarrow$  Show tables

ANALYSIS RESULTS  $\longrightarrow$  Modal Information  $\longrightarrow$  Building output  $\longrightarrow$  Story shears

Tableau IV - 10: la force sismique  $V_x$  ;  $V_y$ .

$f_{c28}(MPa)$	$D_x$	$D_y$	$W_p$	$V_x$	$V_y$
20	2.205	1.689	14903.44	1478.65	1132.96
22.50			14433.45	1432.02	1097.23
25			14234.04	1412.24	1082.07

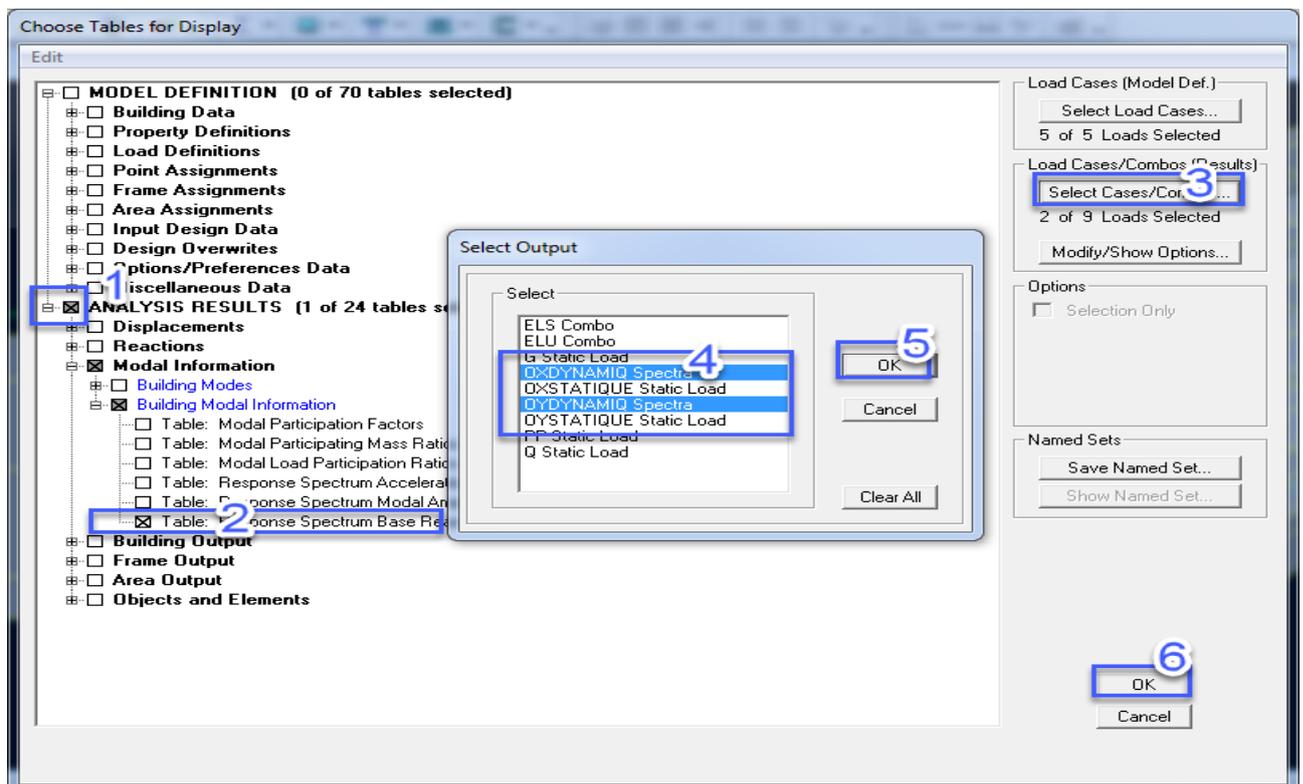
**IV.5.4. Détermination de l’effort tranchant par ETABS:**

Pour déterminer la valeur de l’effort tranchant parle logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display  $\longrightarrow$  Show tables

Un tableau s’affichera, et on coche les cases suivantes :

Puis on définit les combinaisons EX Spectra et EY Spectra en cliquant sur : Select cases/combo



Puis on clique : OK<sup>2</sup>

Les résultats s'afficheront comme suit :

Tableau IV - 11: l'effort tranchant «  $f_{c28} = (20, 22.50, 25)$  MPa ».

$f_{c28}(\text{MPa})$	Sens longitudinal (KN)	Sens transversal (KN)
20	$V_{dx} = 1213,06$	$V_{dy} = 1213,15$
22.50	$V_{dx} = 1162,64$	$V_{dy} = 1162,7$
25	$V_{dx} = 1152,95$	$V_{dx} = 1153,02$

Tableau IV - 12: Vérification dès l'effort tranchant.

$f_{c28}(\text{MPa})$	Vérification	
	Sens longitudinal (KN)	Sens transversal (KN)
20	$V_{dx} = 1213,02 > 80\% V_{st} = 1182,92$	$V_{dy} = 1213,15 > 80\% V_{st} = 906,37$
22.50	$V_{dx} = 1162,64 > 80\% V_{st} = 1145,62$	$V_{dy} = 1162,7 > 80\% V_{st} = 877,78$
25	$V_{dx} = 1152,95 > 80\% V_{st} = 1129,79$	$V_{dx} = 1153,02 > 80\% V_{st} = 865,66$
	Condition vérifiée	

La réponse des structures en termes d'effort tranchant sous l'effet de la charge sismique définie par le spectre de réponse, est représentée sur les figures ci-dessous. On note que plus la résistance à la compression du béton est élevée, plus les forces de cisaillement dans les structures sont faibles.

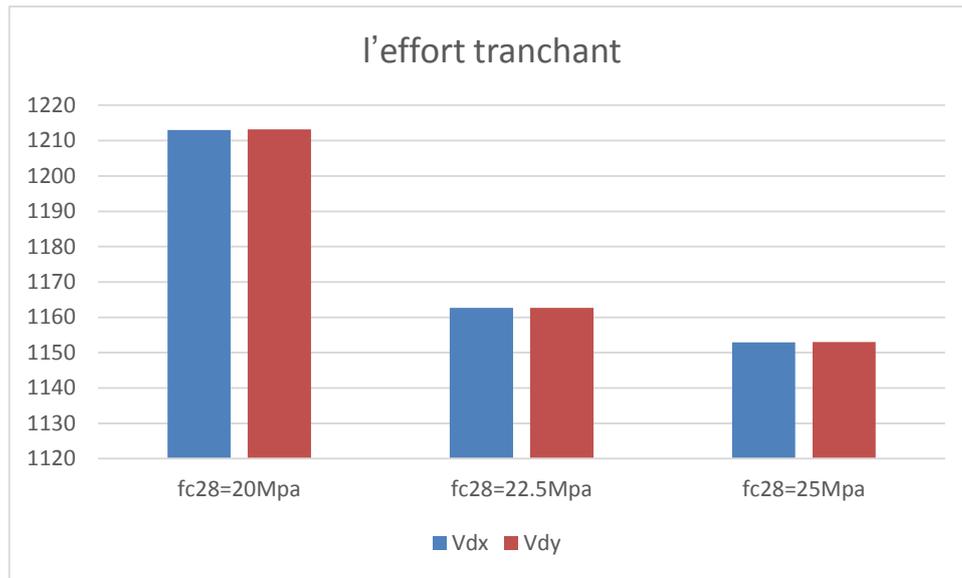


Figure IV -17 :l'effort tranchant dans les cas de  $f_{c28} = (20,22.50, 25)$  MPa.

**IV.5.5. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux**

(RPA 99/version 2003 Art 7.4.3.1).

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante

$$v = N_d / B_c \cdot f_{cj} \leq 0.3 \text{ (Art 7.1.3.RPA99 / Version 2003)}$$

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues

$N_d$	$B_c$	$f_{cj}$
désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton	l'aire (section brute) de cette dernière	la résistance caractéristique du béton

Pour déterminer la valeur de l'effort normal réduit par le logiciel, on suit les étapes suivantes

Select  $\longrightarrow$  by frame section  $\longrightarrow$  Poteau..... $\longrightarrow$  View Selected Objects Only

Display  $\longrightarrow$  Show Tables.

Select Cases/ Combos  $\longrightarrow$  8comb RPA (0.8G+E et G + Q  $\pm$  E).

Fram output  $\longrightarrow$  Frame Forces  $\longrightarrow$  Column Forces.

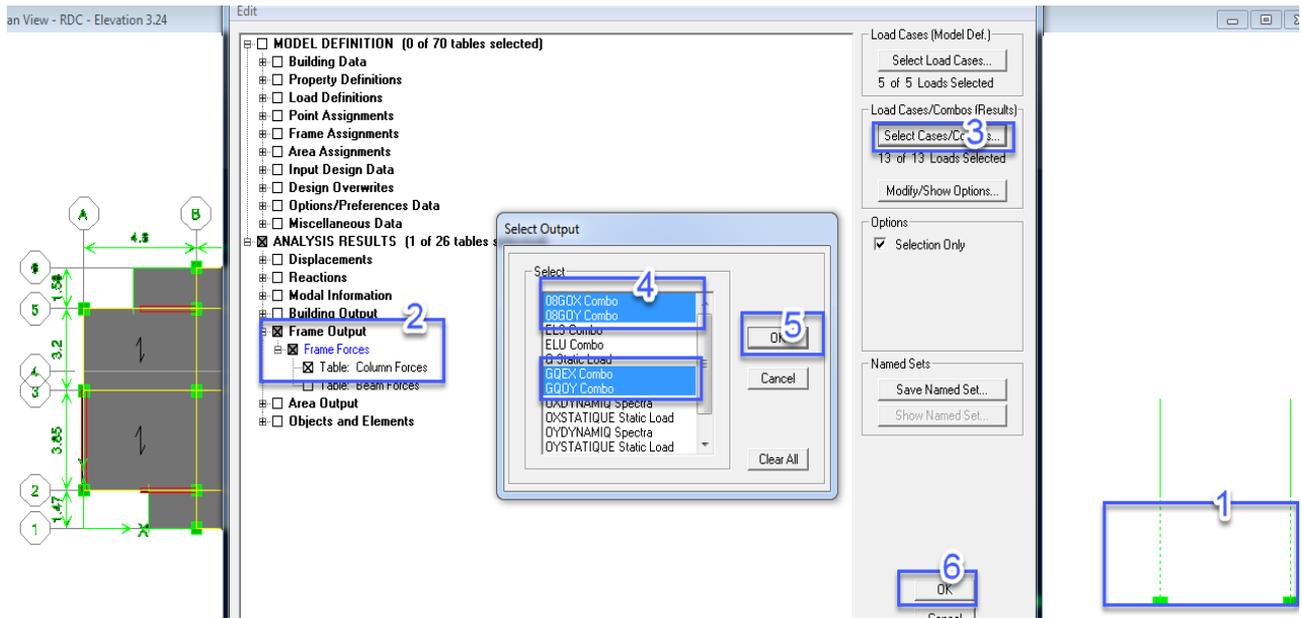


Tableau IV - 13: Vérification des efforts normaux «  $f_{c28} = (20, 22.50, 25) \text{ MPa}$  »

$f_{c28}(\text{MPa})$	20				
	$v = \frac{806.18 \times 10^3}{450 \times 450 \times 20} = 0.20$				
Nu (KN)	a (m)	b (m)	$B_r (\text{m}^2)$	v	$V \leq 0.3$
806.18	0.45	0.45	0.2025	0.20	Conditions vérifiées
524.93	0.45	0.45	0.2025	0.13	
312.02	0.4	0.4	0.1600	0.10	
216.35	0.4	0.4	0.1600	0.07	
128.03	0.4	0.4	0.1600	0.04	

RDC			
$f_{c28}(\text{MPa})$	20	22.50	25
$N_d(\text{KN})_s$	806.18	747.21	629.85
$B_c (\text{mm}^2)$	$450 \times 450 = 202500$	$400 \times 400 = 160000$	$350 \times 350 = 122500$
V(KN)	$v = \frac{806.18 \times 10^3}{450 \times 450 \times 20} = 0.19$	0.21	0.21
$V \leq 0.3$	Conditions vérifiées pour les autres étages		

**IV.5.6. Vérification des déplacements (Art 5.10 RPA 99 /version 2003)**

D'après le RPA 99 version 2003(Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 version 2003 (art 4-43).

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq \bar{\delta}_K ; \text{ Avec : } \delta_K = R \times \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; R = 4.

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion).

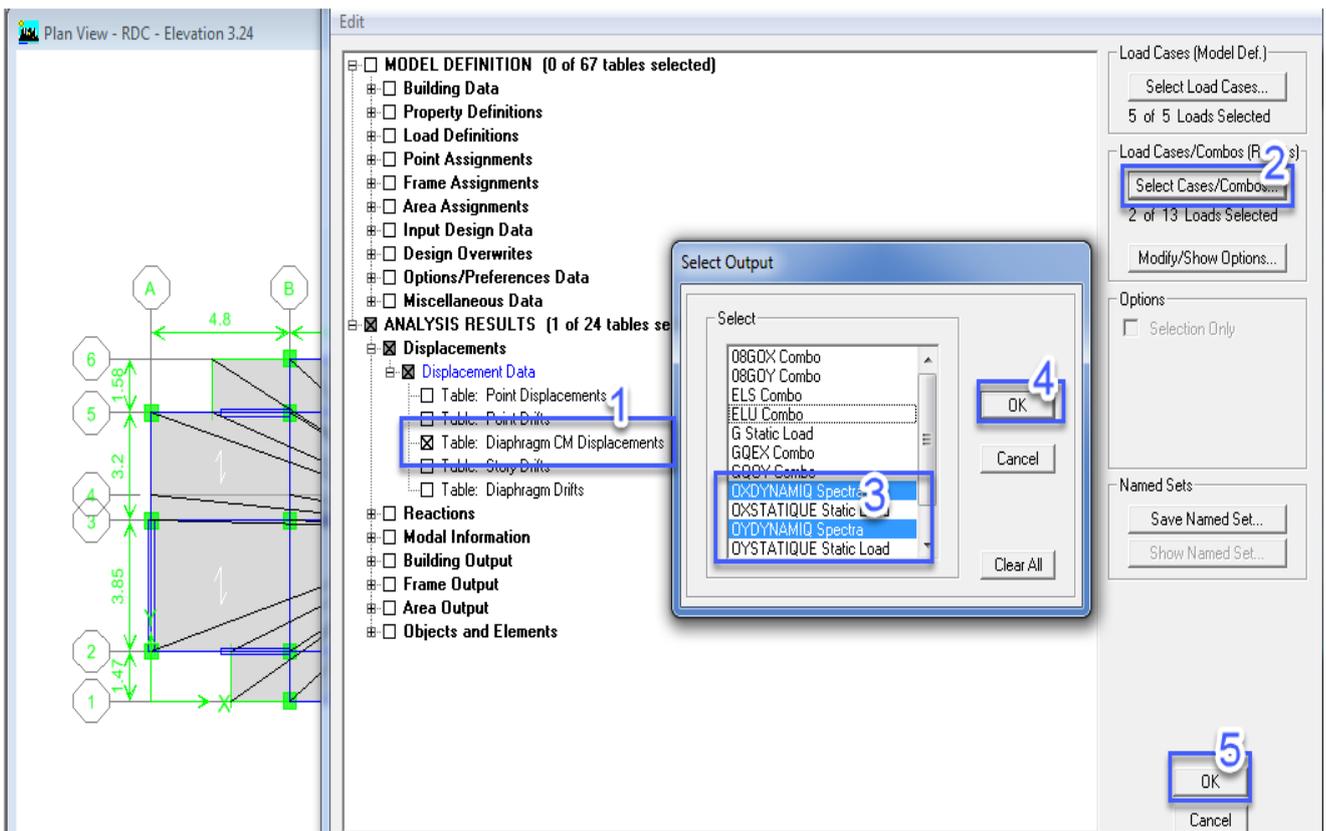
Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

**1- Dans le sens longitudinal et dans le sens transversal:**

Display  $\longrightarrow$  show tables

Combinaison :  $E_x, E_y$

Displacements  $\longrightarrow$  displacements data  $\longrightarrow$  diaphragme CM displacements



$f_{c28}(\text{MPa})$		20		22.5		25	
Story	Diaphragme	$U_{X=}$ $\delta_{ek}$	$U_Y$	$U_X$	$U_Y$	$U_X$	$U_Y$
<b>ETAGE4</b>	<b>D5</b>	0.0048	0.0045	0.0051	0.0051	0.0055	0.0061
<b>ETAGE3</b>	<b>D4</b>	0.0037	0.0034	0.004	0.0039	0.0043	0.0046
<b>ETAGE2</b>	<b>D3</b>	0.0026	0.0023	0.0028	0.0026	0.003	0.0031
<b>ETAGE1</b>	<b>D2</b>	0.0014	0.0012	0.0016	0.0014	0.0017	0.0017
<b>RDC</b>	<b>D1</b>	0.0005	0.0004	0.0005	0.0005	0.0005	0.0006

Tableau IV - 14: déplacements relatifs selon x-x «  $f_{c28}=20\text{MPa}$  ».

$f_{c28}=20\text{MPa}$	Dans le sens X-X					
Etage	$\delta_{ek}$ cm	$\delta_K$	$\Delta_K$	$h_K$	$1\%h_K$	Condition
<b>Etage 4</b>	0.0048	0.0192	0.0044	304.0	0.304	vérifiée
<b>Etage 3</b>	0.0037	0.0148	0.0044	304.0	0.304	
<b>Etage 2</b>	0.0026	0.0104	0.0048	304.0	0.304	
<b>Etage 1</b>	0.0014	0.0056	0.0036	304.0	0.304	
<b>RDC</b>	0.0005	0.002	0.002	304.0	0.304	

Tableau IV - 15: déplacements relatifs selon x-x «  $f_{c28}=22.5\text{MPa}$  ».

$f_{c28}=22.5\text{MPa}$	Dans le sens X-X					
Etage	$\delta_{ek}$ cm	$\delta_K$	$\Delta_K$	$h_K$	$1\%h_K$	Condition
<b>Etage 4</b>	0.0051	0.0204	0.0044	304.0	0.304	vérifiée
<b>Etage 3</b>	0.004	0.016	0.0048	304.0	0.304	
<b>Etage 2</b>	0.0028	0.0112	0.0048	304.0	0.304	
<b>Etage 1</b>	0.0016	0.0064	0.0044	304.0	0.304	
<b>RDC</b>	0.0005	0.002	0.002	304.0	0.304	

Tableau IV - 16: déplacements relatifs selon x-x «  $f_{c28}=25\text{MPa}$  »

$f_{c28}=25\text{MPa}$	Dans le sens X-X					Condition
Etage	$\delta_{ek}$ cm	$\delta_K$	$\Delta_K$	$h_K$	$1\%h_K$	
Etage 4	0.0055	0.022	0.0048	304.0	0.304	vérifiée
Etage 3	0.0043	0.0172	0.0052	304.0	0.304	
Etage 2	0.003	0.012	0.0052	304.0	0.304	
Etage 1	0.0017	0.0068	0.0048	304.0	0.304	
RDC	0.0005	0.002	0.002	304.0	0.304	

La figure ci-dessous montre l'analyse des structures en termes de déplacement en termes de résistance du béton à la compression, où l'on constate que plus la résistance des éléments est importante, moins le déplacement est important, et cela est dû aux dimensions des éléments porteurs (colonnes).

Tableau IV - 17: déplacements relatifs selon Y-Y «  $f_{c28}=20\text{MPa}$  »

$f_{c28}=20\text{MPa}$	Dans le sens Y-Y					Condition
Etage	$\delta_{ek}$ cm	$\delta_K$	$\Delta_K$	$h_K$	$1\%h_K$	
Etage 4	0.0045	0.018	0.0044	304.0	0.304	vérifiée
Etage 3	0.0034	0.0136	0.0044	304.0	0.304	
Etage 2	0.0023	0.0092	0.0044	304.0	0.304	
Etage 1	0.0012	0.0048	0.0032	304.0	0.304	
RDC	0.0004	0.0016	0.002	304.0	0.304	

Tableau IV - 18: déplacements relatifs selon Y-Y «  $f_{c28}=22.5\text{MPa}$  »

$f_{c28}=22.5\text{MPa}$	Dans le sens Y-Y					Condition
Etage	$\delta_{ek}$ cm	$\delta_K$	$\Delta_K$	$h_K$	$1\%h_K$	
Etage 4	0.0051	0.0204	0.0048	304.0	0.304	vérifiée
Etage 3	0.0039	0.0156	0.0052	304.0	0.304	
Etage 2	0.0026	0.0104	0.0048	304.0	0.304	
Etage 1	0.0014	0.0056	0.0036	304.0	0.304	
RDC	0.0005	0.002	0.002	304.0	0.304	

Tableau IV - 19: déplacements relatifs selon Y-Y «  $f_{c28}=22.5\text{MPa}$  ».

$f_{c28}=25\text{MPa}$	Dans le sens Y-Y					Condition
Etage	$\delta_{ek}$ cm	$\delta_K$	$\Delta_K$	$h_K$	$1\%h_K$	
Etage 4	0.0061	0.0244	0.006	304.0	0.304	vérifiée
Etage 3	0.0046	0.0184	0.006	304.0	0.304	
Etage 2	0.0031	0.0124	0.0056	304.0	0.304	
Etage 1	0.0017	0.0068	0.0044	304.0	0.304	
RDC	0.0006	0.0024	0.002	304.0	0.304	

#### IV.5.7. Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta). La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

- Il y'a deux types d'effet P-Delta :

Le grand effet  $P-\Delta$ : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

Le petit effet  $P-\delta$  : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA 99/ Version 2003 ne préconise que les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou les effets P- Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

Si  $\theta \leq 0.1$  : effet P-Delta peut être négligés.

Si  $0.1 \leq \theta \leq 0.2$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur

égale  $1/1 - \theta_K$ .

Si  $\theta_k > 0.2$  : Structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10 \quad ; \text{ (Article 5.9 RPA 99 /version 2003)}$$

Avec :

$P_k$ : poids de l'étage «k»

$V_k$ : effort tranchant d'étage «k»

$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1»

$h_k$ : hauteur d'étage «k».

Pour déterminer la valeur de poids et effort tranchant d'étage par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display  $\longrightarrow$  Show tables

Select Cases/ Combos  $\longrightarrow$  8comb RPA (G+0.2Q et EX, EY)

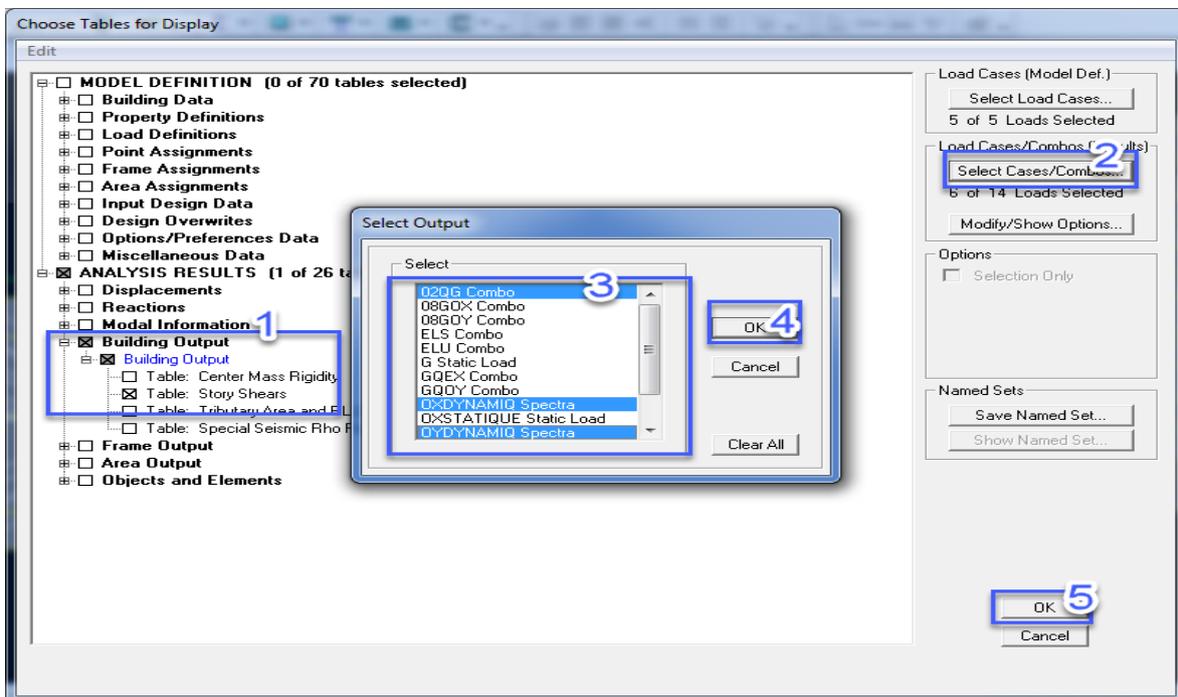


Tableau IV - 20: Vérification de l'effet P- $\Delta$  «  $f_{c28}= 20\text{MPa}$  »

$f_{c28}=20\text{MPa}$			Dans le sens X-X			Dans le sens Y-Y		
Niveaux	$h_k(\text{m})$	$P_k(\text{KN})$	$\Delta_K$ (x)	$V_k$ (x) (KN)	$\theta_K$	$\Delta_K$ (y)	$V_k$ (y) (KN)	$\theta_k$
RDC	3.04	7413.26	0.002	1211.77	0.0049	0.002	1211.65	0.00402
Etage1	3.04	5925.14	0.0036	1132.58	0.0077	0.0032	1121.18	0.00556
Etage2	3.04	4437.02	0.0048	977.69	0.0085	0.0044	965.99	0.00664
Etage3	3.04	2969.27	0.0044	750.78	0.0074	0.0044	751.8	0.00571
Etage4	3.04	1501.52	0.0044	434.37	0.006	0.0044	442.57	0.00491
			Condition vérifiée			Condition vérifiée		

Tableau IV - 21: Vérification de l'effet P- $\Delta$  «  $f_{c28}= 22.5\text{MPa}$  ».

$f_{c28}=22.5\text{MPa}$			Dans le sens X-X			Dans le sens Y-Y		
Niveaux	$h_k(\text{m})$	$P_k(\text{KN})$	$\Delta_K$ (x)	$V_k$ (x) (KN)	$\theta_K$	$\Delta_K$ (y)	$V_k$ (y) (KN)	$\theta_k$
RDC	3.04	7393.61	0.002	1161.4	0.00418	0.002	1156.7	0.00420
Etage1	3.04	5920.85	0.0044	1087.18	0.00788	0.0036	1072.5	0.00653
Etage2	3.04	4448.08	0.0048	939.91	0.00747	0.0048	926.49	0.00758
Etage3	3.04	2975.32	0.0048	721.42	0.00651	0.0052	721.88	0.00705
Etage4	3.04	1502.56	0.0044	418.13	0.00520	0.0048	427.36	0.00555
			Condition vérifiée			Condition vérifiée		

Tableau IV - 22: Vérification de l'effet P- $\Delta$  «  $f_{c28}= 25\text{MPa}$  »

$f_{c28}=25\text{MPa}$			Dans le sens X-X			Dans le sens Y-Y		
Niveaux	$h_k(\text{m})$	$P_k(\text{KN})$	$\Delta_K$ (x)	$V_k$ (x) (KN)	$\theta_K$	$\Delta_K$ (y)	$V_k$ (y) (KN)	$\theta_k$
RDC	3.04	7593.78	0.002	1151.71	0.00433	0.002	1146.16	0.00435
Etage1	3.04	6070.98	0.0048	1079.59	0.00887	0.0044	1064.88	0.00825
Etage2	3.04	4548.17	0.0052	933.8	0.00833	0.0056	920.72	0.00909
Etage3	3.04	3025.36	0.0052	715.54	0.00723	0.006	716.47	0.00833
Etage4	3.04	1502.56	0.0048	412.85	0.0057	0.006	423.15	0.0070
			Condition vérifiée			Condition vérifiée		

On constate que  $\theta_x$  et  $\theta_y$  sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

#### **IV.6.Conclusion :**

La simulation numérique dans le domaine du calcul des structures a connu de nombreuses évolutions durant ces dernières années grâce au progrès du calcul scientifique, au développement des ordinateurs et à leur croissance tant dans leur vitesse de traitement que dans la qualité d'informations gérées. On dispose actuellement d'une large gamme de logiciels supportés par des outils informatiques, qui constituent des alliés précieux pour le calcul et la conception optimale des structures dans le respect des réglementations techniques et normes de la construction, parmi ces logiciels le code de calcul ETABS est utilisé pour l'aide à la conception des structures de bâtiments.

Dans ce chapitre, j'ai essayé de présenter la méthode de travail avec le programme ETABS, et la structure a également été étudiée de deux manières - le calcul (statique et dynamique), qui dépend des états limites des éléments, et les forces résultantes ont été utilisées dans le bâtiment.

Les principaux résultats de ce chapitre:

- Le poids total de la structure augmente avec la diminution de la résistance à la compression du béton à 28 jours.
- Les Effort tranchant de la structure augmente avec la diminution de la résistance à la compression du béton à 28 jours et diminuent avec l'augmentation de cette dernière.
- l'effet P- $\Delta$  est négligeable et notre structure représente une stabilité remarquable vis-à-vis l'effet du séisme.

## **CONCLUSION GÉNÉRALE**

---

## Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment. Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant de la calculer.

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placées. On a adopté la même disposition des voiles pour  $f_{c28} = (20, 22.5, 25)$  MPa.

Dans cette étude, l'accent a été mis sur l'effet de la résistance à la compression du béton sur le comportement d'un bâtiment composé d'un Rez-de-chaussée en plus de quatre étages, et les conclusions suivantes ont été tirées:

- En ce qui concerne les dimensions des éléments, la section des poteaux change avec le changement de la valeur de la résistance à la compression du béton, de sorte que plus la résistance du béton à la compression est élevée, plus la dimension du poteau est diminué, afin d'atteindre la stabilité de la structure.
- Plus la résistance à la compression du béton augmente, plus l'effort normal et l'effort de cisaillement (tranchant) au niveau des éléments porteurs diminuent
- Nous pouvons conclure que grâce au calcul qui a été effectué à l'aide du logiciel ETABS, nous avons pu accélérer le travail, notamment en ce qui concerne la position des voiles, et déterminer les valeurs maximales résultants du chargement (moments / l'effort normal/ l'effort de cisaillement (tranchants)).

En fin, j'ai beaucoup bénéficié de ce travail et j'espère qu'il en aidera d'autres, et je suggère de progresser dans l'étude complémentaire sur l'influence du dosage de ciment et eau sur le comportement statique et dynamique des structures en béton armé.

---

## **Références Bibliographiques**

## Références Bibliographiques

### Règlements et livres

- ✎ DTR B C 2-48 RPA1999/Version2003:Règles parasismiques algériennes.
- ✎ DTR B C 2-41 CBA1993:Règles de conception et de calcul des structures en Béton armé.
- ✎ DTR B.C.2.2 : Charge permanente et charge d'exploitation.
- ✎ D.T.R. C 2-4.7RN2013:Document d'accompagnement du DTR RNV (Exemples d'application).
- ✎ Jean Perchat et Jean Roux, pratique du B.A.E.L 91. Cours avec exercices corrigés 4eme édition.
- ✎ Cours de béton armé BAEL 91(Jean-Pierre Mougin).

### MÉMOIRES

- [1]-CIMBETON (2006); Les bétons: formulation, fabrication et mise en œuvre, Paris.
- [2]- <https://www.article/news/fr/20181023/153303.html>.
- [3]- M. Olivier, A. Mesbah, Z. El Gharbi, J.C. 1997, Morel Laboratoire Géo matériaux de l'ENTPE, D.G.C.B, U.R.A. du CNRS, Mode opératoire pour la réalisation d'essais de résistance sur blocs de terre comprimée, n°1652.
- [4] المهندس درويش .ع. الدليل التعليمي لبرنامج الايتابس –ج1- النمذجة و تمثيل منشآت المباني – دار دمشق 2005
- [5] Welcome to ETAB, part1-4, part3-2, Chapter 5 Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA. Version9 November2005.
- [6] F.Chellali ,B.Redjel , 2006 ,pratique des essais destructifs : l'essai des écrasements des béton, Algérie – équipement N° 41.
- [7] B. Redjel , W.Khelifi ,R.jauberthie,2014, mesure de la résistance à la compression des béton , influence des méthodes destructive ( écrasement ) et non destructive ( ultrason ) Algérie – équipement N° 53.
- [8] Mémoire Belferar Ouda et Neggaz fatima, Etude d'une tour (R+15) à usage d'habitation et commerciale (2018 ,2019) Centre Universitaire de Tissemsilt.
- [9] Mémoire Boumaza Nesrine et Zabel Amra, Étude d'un bâtiment en béton armé (R+05) à usage d'habitation avec une variation de type du sol d'assise (2018,2019) Centre Universitaire de Tissemsilt.
- [10] Mémoire Naim Elhachemi Riadh et Gadoum Zouhir, Étude technique et analyse sismique d'une structure en béton armé (2019,2020) Centre Universitaire de Tissemsilt.
- [11] Mémoire KHITER ROKAYA et KASMI ASMAE, Etude d'un bâtiment (R+8+3 sous-sols), Contreventé par un système mixte (Voiles-Portiques) (2018 ,2019) Université de Mostaganem.
- [12] Mémoire haddadou thanina, Etude d'un bâtiment(R+5) à usage d'habitation et commercial à contreventement mixte avec l'application ETABS. (2018,2019) Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou.
- [13] Mémoire haniche kahina et yahiaoui sohila, Étude d'un bâtiment en R+7+sous-sol à contreventement mixte implanté à la wilaya de Bouira en introduisant l'effet de la variation de la configuration en plan, (2017,2018) Université de bouira.

### COURS

✎ Polycopié, cours ouvrage en béton COURS, polycopié de Dr. MADI Rafiket CU-UNIVERSITE 8 MAI 1945 - GUELMA, année 2014.

✎ Polycopié, cours BA ST2 chap. 2, polycopié de GERAL hivin

**LOGICIELS**

- ✎ Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.4.....Modélisation.
- ✎ EXCEL 2013.
- ✎ WORD 2013.
- ✎ MDSolids.....Calcul.
- ✎ AUTO CAD 2013.....Dessin.