

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics  
Francis Jeanson



# Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

# Thème

Étude de la gare ferroviaire de Khenchela  
Conception et Calcul parasismique d'une gare  
ferroviaire

Présenté par :  
BENALIOUA Yousra

Encadré par :  
Mr. TAFRAOUT Salim

Promotion 2023/2024

# Remerciements

Je remercie avant tout le bon Dieu qui m'a donné la force et le courage et m'avoir gardé passionnée afin de bien mener ce projet de fin d'étude.

Comme tout œuvre intellectuelle, ce travail repose sur de nombreuses sources et surtout sur « des combattants de l'ombre » qui sans leurs concours ce travail ne sera pas réalisé.

Je tiens à remercier mes chers parents et ma sœur pour leurs encouragements, sacrifices et leur soutien ce qui m'a aidé pour terminer mes études.

Je tiens à remercier sincèrement Mr TAFRAOUT pour avoir accepté de m'encadrer et pour ses précieux conseils, sa guidance et son inspiration.

Je tiens à remercier Mesdames : l'ingénieur TASSADITE, chef de service du département génie civil à Cosider Engineering qui m'a beaucoup aidé avec ses connaissances durant mon stage pratique et ABIB Architecte pour m'avoir présenté cet intéressant projet de fin d'étude et HASNA pour m'avoir grandement facilité mon insertion dans ce milieu professionnel.

Un grand merci à tous mes professeurs de l'ENSTP qui ont fait de leurs mieux pour nous enseigner et nous donner les outils nécessaires à la réussite de notre formation d'ingénieur.

Je remercie aussi l'ensemble du personnel administratif en particulier madame Amina de l'Ecole Supérieure des Travaux Publics.

## Résumé :

Mon projet de fin d'étude présente une étude détaillée d'une gare ferroviaire constitué de plusieurs blocs et une toiture en charpente métallique tridimensionnelle, implanté dans la wilaya de Khenchela. L'étude est composée essentiellement de deux parties, la première consiste à la conception structurale des différents blocs, la deuxième partie concerne l'étude de la structure spatiale de la toiture en charpente métallique. Des modèles numériques ont été élaborés en utilisant les logiciels CSI à Savoir ETABS et SAP2000 afin d'analyser le comportement structural de chaque ouvrage et faire les vérifications nécessaires vis-à-vis de de la résistance et la stabilité globale de chacun des blocs. Une dernière partie dédiée à l'intégration du principe des énergies renouvelables au projet été traité afin de montrer l'intérêt de cette nouvelle technologie dans le secteur du bâtiment

## Mots clés :

Structure en BA, Structure spatiale en CM, Modélisation numérique, Résistance, Stabilité, Energies renouvelables, SAP2000, ETABS.

## الملخص:

يقدم مشروعني النهائي دراسة مفصلة لمحطة سكة حديد تتكون من عدة كتل وسقف ثلاثي الأبعاد من الإطار المعدني، يقع في ولاية خنشلة. تتكون الدراسة بشكل أساسي من جزأين: الجزء الأول يشمل التصميم الهيكلي للكتل المختلفة، والجزء الثاني يتعلق بدراسة تحليل السلوك SAP2000 و ETABS، تحديداً CSI الهيكلي الفضائي للسقف المعدني. تم تطوير نماذج رقمية باستخدام برامج الهيكلي لكل مكون وإجراء الفحوصات اللازمة فيما يتعلق بمقاومة واستقرار كل كتلة. تم تخصيص جزء أخير لدمج مبدأ الطاقات المتجددة في المشروع بهدف إبراز أهمية هذه التكنولوجيا الجديدة في قطاع البناء.

**الكلمات المفتاحية:** هيكل خرسانة مسلحة، هيكل فضائي معدني، نمذجة رقمية، مقاومة، استقرار، طاقات متجددة

## Abstract:

My final year project presents a detailed study of a railway station consisting of multiple blocks and a three-dimensional metal frame roof, located in the Khenchela province. The study is essentially composed of two parts: the first part involves the structural design of the different blocks, and the second part concerns the study of the spatial structure of the metal frame roof. Numerical models were developed using CSI software, specifically ETABS and SAP2000, to analyze the structural behavior of each component and to perform the necessary checks regarding the resistance and overall stability of each block. A final section dedicated to the integration of renewable energy principles into the project was addressed to highlight the importance of this new technology in the building sector.

**Keywords:** Reinforced Concrete Structure, Spatial Metal Structure, Numerical Modeling, Resistance, Stability, Renewable Energy, SAP2000, ETABS.



# Sommaires :

Chapitre 1 : Recherche bibliographique et Présentation du projet.....	1
1.1. Recherche bibliographique :.....	2
1.2. Description structurale des gares :.....	3
1.3. Présentation du projet :.....	5
1.3.1. Description architecturale du projet :.....	5
1.4. Conditions locales du site du projet :.....	6
1.5. Les données du rapport du sol :.....	7
1.6. Description structurale du projet :.....	7
1.7. Les matériaux utilisés :.....	8
1.8. Les règlements utilisés :.....	8
1.9. Les logiciels utilisés :.....	8
Chapitre 2 : Descente de charge et Prédimensionnement des éléments structuraux .....	9
2.1. Introduction :.....	10
2.2. Prédimensionnement et descente de charges :.....	11
2.2.1. Les planchers :.....	11
2.2.2. Les poutres :.....	12
2.2.3. Dimensionnement de l'acrotère :.....	13
2.2.4. Prédimensionnement des poteaux :.....	14
Chapitre 3 : Calcul des Eléments Secondaires.....	20
3.1. Etude de l'acrotère :.....	21
3.1.1. Introduction :.....	21
3.1.2. Evaluation des charges et surcharges :.....	21
3.1.3. Calcul des sollicitations:.....	22
3.1.4. Calcul du ferrailage :.....	22
3.2. Etude du plancher :.....	26
3.2.1. Etude de la dalle de compression :.....	27
3.2.2. Etude des poutrelles :.....	27
3.3. Etude des escaliers :.....	41
3.3.1. Introduction :.....	41
3.3.2. Dimensionnement de l'escalier :.....	42
3.3.3. Descente de charges :.....	43
3.3.4. Evaluation des charges et surcharges :.....	44
3.3.5. Calcul des sollicitations :.....	44
3.3.6. Calcul du ferrailage :.....	46
Chapitre 04 : Etude dynamique et sismique.....	50
4.1. Introduction :.....	51

4.2.	Présentation de logiciel ETABS :.....	51
4.2.1.	Les Etapes de modélisation de la structure sur ETABS :.....	51
4.3.	Etude dynamique :.....	52
4.3.1.	Nombre de modes à considérer :.....	52
4.3.2.	Résultat de l'analyse dynamique :.....	52
4.3.3.	Estimation de la période empirique de la structure :.....	52
4.4.	Etude sismique :.....	53
4.4.1.	Principe de la méthode statique équivalente :.....	53
4.4.2.	La méthode dynamique modal spectrale RPA99 V2003 :.....	55
4.4.3.	Vérification des forces sismique de calcul :.....	57
4.4.4.	Vérification des déplacements inter étage :.....	57
I.	Bloc A :.....	57
II.	Bloc B :.....	63
III.	Bloc C :.....	67
IV.	Bloc D :.....	73
V.	Bloc E :.....	78
VI.	Bloc F :.....	84
4.5.	Vérification de la largeur des joints sismique :.....	89
Chapitre 05 : Ferrailage des Eléments Structuraux.....		91
5.1.	Introduction :.....	92
5.2.	Ferrailage des portiques :.....	92
5.2.1.	Ferrailage du poteau :.....	92
5.2.2.	Ferrailage des poutres :.....	100
Chapitre 06 : Etude de l'infrastructure.....		111
6.1.	Introduction :.....	112
6.2.	Critères de choix du type de fondation :.....	112
6.3.	Etude de sol :.....	112
6.4.	Etude des fondations :.....	113
6.4.1.	Prédimensionnement de la semelle :.....	113
6.4.2.	Vérification de la contrainte du sol :.....	115
6.4.3.	Vérification de la stabilité au renversement :.....	116
6.4.5.	Vérification de l'effort tranchant :.....	118
6.5.	Etude des longrines :.....	119
6.5.1.	Dimensionnement des longrines :.....	119
6.5.2.	Calcul de ferrailage :.....	120
Chapitre 07 : Étude de la structure tridimensionnelle.....		122
7.1.	Introduction :.....	123
7.2.	Description structurale de la structure :.....	127

7.3. Étude climatique :	127
7.3.1. Calcul de l'action du vent :	127
7.3.2. Calcul de l'action due à la neige :	134
7.4. Étude dynamique et sismique :	135
7.4.1. Spectre de réponse de calcul :	135
7.4.2. Résultat de l'analyse dynamique :	136
7.4.3. Interprétation des résultats :	136
7.4.4. Estimation de la période empirique :	136
7.4.5. Calcul de la force sismique totale par (la méthode statique équivalente) :	137
7.4.6. Vérification de déplacement maximal de la structure :	137
7.5. Vérification de la flèche :	138
7.6. Vérification de la résistance des éléments de la toiture :	139
7.6.1. Vérification des tubes :	139
7.6.2. Calcul de la vérification des assemblages boulonnés :	141
7.7. Ferrailage du poteau D110 :	142
7.8. Vérification de la stabilité au flambement :	145
Chapitre 08 : Intégration de l'énergie renouvelable au projet de la gare ferroviaire	147
8.1. Introduction :	148
8.2. Les énergies renouvelables :	149
8.2.1. L'énergie solaire :	149
8.2.1.1. Les panneaux solaires :	149
8.2.2. L'énergie éolienne :	150
8.3. Bâtiments à énergie positive BEPOS :	154
8.4. Conclusion :	155
Chapitre 09 : Conclusion	156

Référence bibliographique

Annexe

# Liste des figures :

<b>CHAPITRE 01 :</b>	<b>Recherche bibliographique et présentation du projet</b>
Figure 1.1 : La gare de Manchester Liverpool, Angleterre 1830.....	2
Figure 1.2 : La gare de saint-Lazare 1837 France.....	2
Figure 1.3 : La gare d'Hussein Dey 1862.....	2
Figure 1.4 : Gare de Boden centrale nord de suède.....	3
Figure 1.5 : Gare du Nord paris.....	3
Figure 1.6 : Gare de Namur, structure mixte acier et béton.....	4
Figure 1.7 : Façade principale de la gare.....	5
Figure 1.8 : Coupe A-A de la gare.....	5
Figure 1.9 : Coupe B-B de la gare.....	5
Figure 1.10 : images satéliatire du site du projet.....	6
Figure 1.11 : vue en plan de l'ouvrage.....	7
<b>CHAPITRE 02 :</b>	<b>Descente de charges et prédimensionnement des éléments structuraux</b>
Figure 2.1 : vue en plan du bloc D.....	10
Figure 2.2 : Schéma d'un plancher a corps creux.....	11
Figure 2.3 : Dimensions des poutres principales.....	13
Figure 2.4 : Dimensions des poutre secondaires.....	13
Figure 2.5 : Caractéristiques géométriques de l'acrotère.....	13
Figure 2.6 : La surface d'influence du poteau central le plus sollicité.....	15
Figure 2.7 : Surface d'influence du poteau d'angle le plus sollicité.....	17
Figure 2.8 : Surface d'influence d'un poteau de rive le plus sollicité.....	18
<b>CHAPITRE 03 :</b>	<b>Calcul des éléments secondaires.</b>
Figure 3.1 : section de l'acrotère a calculé.....	22
Figure 3.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	26
Figure 3.3 : Dimension de la section des poutrelles en Té.....	27
Figure 3.4 : Schéma de ferrailage des poutrelles de type 1 et 2.....	41
Figure 3.5: schéma d'un escalier.....	41
Figure 3.6 : Digramme des efforts internes d'escalier à l'ELU.....	45
Figure 3.7 : Digramme des efforts internes d'escalier à l'ELS.....	45
Figure 3.8 : schéma de ferrailage de l'escalier.....	49
<b>CHAPITRE 04 :</b>	<b>Etude dynamique et sismique</b>
Figure 4.1 : le spectre de réponse sismique utilisé selon le RPA99 V 2003.....	56
Figure 4.2 : Modélisation du bloc A en 3D avec ETABS (vue 01) .....	57
Figure 4.3 : Modélisation du bloc A en 3D avec ETABS (vue 02) .....	58
Figure 4.4 : déformation de Bloc A selon le mode 1 vue en 3D.....	58
Figure 4.5 : déformation de bloc A selon le mode 2 (vue en 3D).....	59
Figure 4.6 : déformation de bloc A selon le mode 3 (vue en 3D).....	59
Figure 4.7 : une vue en plan du bloc A.....	61
Figure 4.8 : déplacement de bloc A selon la fonction x de séisme (vue en élévation) .....	62
Figure 4.9 : déplacement de bloc A selon la fonction y de séisme (vue en élévation) .....	62
Figure 4.10 : modélisation de bloc B en 3D avec ETABS (vue 01) .....	63

Figure 4.11 : modélisation de bloc B en 3D avec ETABS (vue 02).....	63
Figure 4.12 : déformation de bloc B selon le mode 1 vue en 3D.....	64
Figure 4.13 : déformation de bloc B selon le mode 2 vue en 3D.....	64
Figure 4.14 : déformation de bloc B selon le mode 3 vue en 3D.....	64
Figure 4.15 : Vue en plan de bloc B.....	65
Figure 4.16 : déplacement de bloc B selon la fonction x de séisme.....	67
Figure 4.17 : déplacement de bloc b selon la fonction y de séisme.....	67
Figure 4.18 : modélisation du bloc C en 3D avec ETABS (vue 01).....	67
Figure 4.19 : modélisation du bloc C en 3D avec ETABS (vue 02) .....	68
Figure 4.20 : déformation de bloc C selon mode 1 (vue en 3D) .....	69
Figure 4.21 : déformation de bloc C selon mode 2 (vue en 3D) .....	69
Figure 4.22 : déformation de bloc C selon mode 3 (vue en 3D) .....	69
Figure 4.23 : vue en plan du bloc C.....	70
Figure 4.24 : déplacement de bloc C selon la fonction x de séisme.....	72
Figure 4.25 : déplacement de bloc C selon la fonction y de séisme.....	72
Figure 4.26 : modélisation de Bloc en 3D vue 01 avec ETABS.....	73
Figure 4.27 : Modélisation du bloc D en 3D (vue 02) avec ETABS.....	73
Figure 4.28 : déformation de bloc D selon mode 1 (vue en 3D) .....	74
Figure 4.29 : déformation de bloc D selon mode 2 (vue en 3D) .....	75
Figure 4.30 : déformation de bloc D selon mode 3 (vue en 3D).....	75
Figure 4.31 : vue en plan de bloc D.....	76
Figure 4.32 : déplacement de bloc D selon la fonction x de séisme.....	78
Figure 4.33 : déplacement de bloc D selon la fonction y de séisme.....	78
Figure 4.34 : modélisation du bloc E en 3D (vue 01) avec ETABS.....	78
Figure 4.35 : modélisation du bloc E en 3D (vue 02) avec ETABS.....	79
Figure 4.36 : déformation modale de bloc E selon mode 1 (vue en 3D) .....	80
Figure 4.37 : déformation modale de bloc E selon mode 2 (vue en 3D) .....	80
Figure 4.38 : déformation modale de bloc E selon mode 3 (vue en 3D).....	80
Figure 4.39 : vue en plan du bloc E.....	82
Figure 4.40 : déplacement de bloc E selon la fonction x de séisme (vue en élévation) .....	83
Figure 4.41 : déplacement de bloc E selon la fonction y de séisme (vue en élévation) .....	84
Figure 4.42 : modélisation du bloc F en 3D avec ETABS (vue 01) .....	84
Figure 4.43: modélisation du bloc F en 3D avec ETABS (vue 02).....	84
Figure 4.44 : déformation modale de bloc F selon le mode 1 (vue en 3D) .....	85
Figure 4.45 : déformation modale de bloc F selon le mode 2 (vue en 3D).....	86
Figure 4.46 : déformation modale de bloc F selon le mode 3 (vue en 3D) .....	86
Figure 4.47 : vue en plan du bloc F.....	87
Figure 4.48 : déplacement de bloc F selon la fonction x de séisme.....	88
Figure 4.49 : déplacement de bloc F selon la fonction y de séisme.....	89
Figure 4.50 : vue en plan du bloc séparer par des joints sismiques.....	89

## CHAPITRE 05 :

## ferraillage des éléments structuraux

Figure 5.1 : Ferraillage de poteau 35x45.....	100
Figure 5.2 : ferraillage de la poutre principale 30x45.....	109
Figure 5.3 : Ferraillage de la poutre secondaire 30x40.....	110

## CHAPITRE 06 :

## étude de l'infrastructure

Figure 6.1 : schéma d'une semelle isolée.....	113
Figure 6.2 : une vue en 3D de la superstructure et l'infrastructure de Bloc D.....	113
Figure 6.3 : Distribution de contrainte à L'ELS.....	115
Figure 6.4 : Distribution des contrainte à L'ELU.....	115
Figure 6.5 : schéma de ferrailage de la semelle 1 sens B.....	118
Figure 6.6 : schéma de ferrailage de la semelle 1 en sens A.....	119
Figure 6.7 : les semelles isolées avec les longrines vue en élévation de Bloc D.....	119
Figure 6.8 : schéma de ferrailage de la longrine.....	121

## CHAPITRE 07 : Étude de la structure tridimensionnelle

Figure 7.1 : poutre tridimensionnelle.....	123
Figure 7.2 : une toiture avec des poutres tridimensionnelle.....	123
Figure 7.3 : toiture d'un atelier avec des poutres tridimensionnelle.....	123
Figure 7.4 : Toitures planes à deux nappes.....	124
Figure 7.5 : Hangar d'aviation à Phoenix US.....	124
Figure 7.6 : structure tridimensionnelle voutes.....	124
Figure 7.7 : structure tridimensionnelle en dôme.....	124
Figure 7.8: Amazon sphere a Seattle US.....	125
Figure 7.9 : structure tridimensionnelle en forme parabolique.....	125
Figure 7.10 : structure tridimensionnelle en pyramides.....	125
Figure 7.11 : les tubes utilisés pour les structures tridimensionnelles.....	125
Figure 7.12 : Nœud d'assemblage.....	126
Figure 7.13 : type d'assemblages.....	126
Figure 7.14 : la structure tridimensionnelle en 3D.....	127
Figure 7.15 : Valeurs de la pression dynamique de référence.....	128
Figure 7.16 : Valeurs de coefficient de force global et coefficient de pression.....	130
Figure 7.17 : cas de disposition de construction.....	131
Figure 7.18 : spectre de réponse de la structure tridimensionnelle.....	135
Figure 7.19 : la flèche limite vertical d'une poutre simplement appuyée.....	138
Figure 7.20 : la déformation de la structure a l'ELS.....	139
Figure 7.21 : vue en 3D de la toiture.....	139
Figure 7.22 : vérification des boulons a la traction selon règlement CCM97.....	141
Figure 7.23 : calcul de la section d'armature longitudinal avec Socotec.....	143
Figure 7.24 : la section d'armatures calculé pat Socotec.....	143
Figure 7.25 : ferrailage du poteau.....	145
Figure 7.26 : calcul de l'effort critique avec le logiciel Socotec.....	145
Figure 7.27 : l'effort critique calculé par Socotec.....	146

## CHAPITRE 08 : L'intégration de l'énergie renouvelables a la gare

Figure 8.1 : bâtiment vert et autonome à Grenoble.....	148
Figure 8.2 : les panneaux solaires.....	149
Figure 8.3 : un modèle d'éolienne de type HAWT.....	151
Figure 8.4 : modèles d'éolienne de type VAWT.....	152
Figure 8.5 : modèles d'éoliennes de types hybrides.....	152
Figure 8.6 : the Liam F1 éolienne.....	153
Figure 8.7 : l'éolienne de Harmony.....	154
Figure 8.8 : bâtiment à énergies positives.....	155

# Liste des Tableaux :

<b>CHAPITRE 01 :</b>	<b>Recherche bibliographique et présentation du projet</b>
Tableau 1.1: récapitulatif de la description structurale.....	7
<b>CHAPITRE 02 :</b>	<b>Descente de charges et prédimensionnement des éléments structuraux</b>
Tableau 2.1 : Descente de charges du plancher terrasse.....	11
Tableau 2.2 : Descente de charges du RDC et étage courant.....	12
Tableau 2.3 : les sections du poteau choisi.....	19
<b>CHAPITRE 03 :</b>	<b>Calcul des éléments secondaires.</b>
Tableau 3.1 : évaluation des charges.....	21
Tableau 3.2 : calcul des sollicitations (sous combinaison fondamentale) .....	22
Tableau 3.3 : calcul des sollicitations (sous combinaisons accidentelles) .....	22
Tableau 3.4 : Poids de plancher.....	28
Tableau 3.5 : L'évaluation des charges et surcharges.....	30
Tableau 3.6 : Le résultat du calcul de moments au niveau des appuis.....	30
Tableau 3.7 : Le résultat du calcul de moments en travée.....	31
Tableau 3.8 : Le résultat du calcul de l'effort tranchant en travée.....	31
Tableau 3.9 : Le résultat du calcul de moments en appuis.....	32
Tableau 3.10 : Le résultat du calcul de moment en travée.....	32
Tableau 3.11 : résultat du calcul de l'effort tranchant en travée.....	32
Tableau 3.12 : Calcul de ferrailage a l'ELU pour poutrelle type 2.....	38
Tableau 3.13 : Calcul de la vérification à l'ELS de poutrelles type 2.....	40
Tableau 3.14 : Descente de charges (Paillasse d'escalier) .....	43
Tableau 3.15 : Descente de charges (palier d'escalier) .....	44
Tableau 3.16 : Calcul des combinaisons de charges d'escalier.....	44
Tableau 3.17 : Calcul de ferrailage a L'ELU d'escalier.....	46
<b>CHAPITRE 04 :</b>	<b>Etude dynamique et sismique</b>
Tableau 4.1 : les facteurs de participation massique.....	58
Tableau 4.2 : Résultat de Calcule de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	61
Tableau 4.3 : L'effort tranchant a la base et le poids de la structure.....	61
Tableau 4.4: Résultat de vérification de déplacement inter étage.....	61
Tableau 4.5 : Les facteurs de participation massique.....	64
Tableau 4.6: L'effort tranchant a la base.....	66
Tableau 4.7 : Résultat de vérification de déplacement inter étage.....	66
Tableau 4.8 : Les facteurs de participation massique.....	68
Tableau 4.9: L'effort tranchant a la base.....	71
Tableau 4.10 : Résultat de vérification de déplacement inter étage.....	71
Tableau 4.11 : Les facteurs de participation massique.....	74
Tableau 4.12: L'effort tranchant a la base.....	77
Tableau 4.13 : Résultat de vérification de déplacement inter étage.....	77
Tableau 4.14 : Les facteurs de participation massique.....	79
Tableau 4.15: L'effort tranchant a la base.....	83
Tableau 4.16 : Résultat de vérification de déplacement inter étage.....	83

Tableau 4.17 : Les facteurs de participation massique.....	85
Tableau 4.18: L'effort tranchant a la base.....	88
Tableau 4.19 : Résultat de vérification de déplacement inter étage.....	88
Tableau 4.20 : vérification de la largeur des joints sismique.....	90

## CHAPITRE 05 : ferrailage des éléments structuraux

Tableau 5.1 : combinaisons d'action pour le calcul des poteaux.....	92
Tableau 5.2 : sollicitations de calcul poteau.....	94
Tableau 5.3 : sollicitations de calcul poteau avec le résultat calculé avec Socotec.....	96
Tableau 5.4 : sollicitations des poutres.....	101
Tableau 5.5 : récapitulation de ferrailage longitudinales total de la poutre principale.....	104
Tableau 5.6 : ferrailage longitudinale total de la poutre secondaire.....	108
Tableau 5.7 : vérification à L'ELU pour la poutre secondaire.....	108
Tableau 5.8 : les armatures transversales de la poutre secondaire.....	108
Tableau 5.9 : vérification à L'ELS pour la poutre secondaire.....	109

## CHAPITRE 07 : Étude de la structure tridimensionnelle

Tableau 7.1 : Participation modal.....	136
Tableau 7.2 : déplacement maximal sous le séisme x.....	138
Tableau 7.3 : vérification des boulons a la traction.....	142

## Introduction Générale :

L'industrie de la construction a connue des avancées significatives dans le secteur du génie civil, offrant des possibilités architecturales innovantes et fonctionnelles pour les différents types d'ouvrages y compris ceux les plus complexes. Parmi ces projets, nous trouvons les gares ferroviaires, où ces infrastructures constituent l'essor du chemin de fer, des interconnexions entre les trains des voyageurs et la ville et symbole de l'urbanisation et de la modernité.

Ce type de projets nécessite une expertise technique et une analyse approfondie pour assurer leur bonne conception et une construction conforme aux normes de qualité et de sécurité. Car Avec la croissance de la population et les lignes ferroviaires en perpétuels expansion, ces ouvrages constituent un espace public essentiel, aménagé avec un confort particulier et disposant de toutes les commodités nécessaires au bien être des voyageurs. Ces critères lancent le défi aux différents intervenants AEC (Architecture, Engineering, Construction) du projet pour proposer des solutions qui satisfaits à la fois les normes et règlements de construction, de sécurité, d'énergies etc...en vigueur en Algérie, ainsi que le respect du confort des usagers.

Dans le but de comprendre le comportement et la réponse de ce type de structure vis-à-vis des différentes sollicitations, qu'ils soient dynamiques ou statiques, ce mémoire de fin d'étude se focalise sur l'étude de la gare ferroviaire de Khenchela, conçu principalement avec des blocs en béton armé et une toiture spatiale en charpente métallique. Ce projet hybride combine les avantages structurels du béton armé avec la légèreté et la flexibilité offertes par ce genre de toiture.

Lors de cette étude, nous examinerons les principes fondamentaux de la conception en béton armé, y compris le dimensionnement des éléments structuraux tels que les poteaux, les poutres et les dalles. De la même manière, nous étudierons les différents éléments de la toiture en charpente métallique. L'objectif principal de cette étude est d'analyser en détail les différentes composantes de la structure, en mettant l'accent sur les aspects importants tels que la stabilité globale de la structure et la résistance de l'ensemble des éléments structuraux.

L'étude de cet ouvrage est principalement élaborée en conformité avec les règles en vigueur en Algérie, à savoir le règlement parasismique RPA99 version 2003, le règlement neige et vent RNV 2013, les règles de conception et calcul des structures en aciers CCM97 et ceux en béton armé CBA93, ainsi que d'autres normes et codes tels que le BAEL, et les Eurocodes.

Enfin, à travers ce mémoire, nous allons approfondir notre compréhension en termes de défis et de considérations qui sont liées à l'étude structurale de conception et de calcul de ce type de projet.

Pour ce faire, notre travail sera organisé selon les chapitres suivants :

Chapitre 01 : Recherche bibliographique et présentation du projet

Ce chapitre entame avec une étude bibliographique sur les gares ferroviaires et une description détaillée de sa structure et son aspect architectural et ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés.

Chapitre 02 :

Descente de charges et prédimensionnement

Dans ce chapitre on se concentre sur le prédimensionnement des éléments constitutifs des blocs en béton armé (dalle, poutres, poteaux) en accordant une attention particulière aux charges agissant sur celle-ci pour assurer la résistance et la stabilité de la structure.

### Chapitre 03 : Calcul des éléments secondaire

En ce chapitre présente l'évaluation des charges afin de réaliser le calcul du ferrailage des éléments secondaires de la structure (l'acrotère, l'escalier, le plancher).

### Chapitre 04 : Étude dynamique et sismique

Après avoir modéliser les blocs avec ETABS v21, une étude dynamique est présentée dans ce chapitre afin d'évaluer la réponse de la structure vis-à-vis des charges sismiques. Nous explorons les méthodes d'analyse dynamique et examinons les résultats obtenus pour garantir la sécurité et la stabilité de l'ouvrage.

### Chapitre 05 : ferrailage des éléments structuraux

Suite à l'étude dynamique et sismique on a pu avoir les efforts sollicités afin de calculer le ferrailage des éléments porteurs tel que les poteaux et les poutres selon le RPA99 V2003 et le BAEL99 et comparer les résultats obtenus avec celle du logiciel Socotec.

### Chapitre 06 : Étude de l'infrastructure

Dans ce chapitre on se concentre sur le dimensionnement des fondations et les vérifications nécessaires afin d'assurer la stabilité des fondations ainsi que le ferrailage de la semelle et la longrine avec les sollicitations défavorables obtenue par le modèle numérique.

### Chapitre 07 : Étude de la structure tridimensionnelle

Dans ce chapitre on introduit les structures spatiales et leur particularité, après la modélisation de la toiture tridimensionnelle et les poteaux avec le logiciel SAP2000 version 24, on a effectué une étude climatique ainsi que l'étude dynamique et structure afin d'analyser le comportement de la structure vis-à-vis des charges sismiques ainsi que la vérification de résistance des éléments de la toiture et finalement le ferrailage du poteau.

### Chapitre 08 : Intégration de l'énergie renouvelables au projet de la gare ferroviaire

Ce chapitre présente les différentes solutions que l'on puisse adapter afin de rendre d'atteindre l'autonomie énergétique et réduire l'empreinte carbone de la gare

## Chapitre 1 : Recherche bibliographique et Présentation du projet

### 1.1. Recherche bibliographique :

Comme les chemins de fer, les gares sont un des exemples de l'industrialisation et un des éléments de l'urbanisation du XIXe siècle. Elles sont apparues d'abord en Angleterre vers 1820 puis en France et enfin dans tous les autres pays gagnés par le développement industriel [1]

En 1830, la première ligne de chemin de fer destinée aux voyageurs, a été inaugurée entre Manchester et Liverpool [2] ou la première gare au monde a ouvert ses portes aux passagers le 15 septembre 1830 [3].

En 1835 en France, il existait 52 km de voies ferrées desservant cinq gares, il s'agit de la gare Saint-Germain, Paris, Roanne, Montbrison et Lyon [4]. La première parmi les cinq gares est celle de Saint-Lazare, bâtie en 1837 pour la ligne Paris-Saint-Germain-en-Laye. [5]

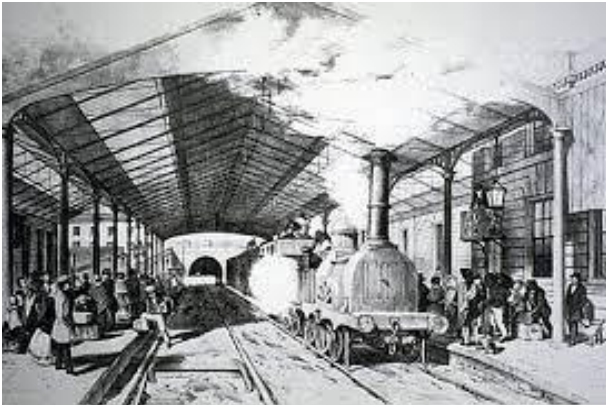


Figure 1.1 : La gare de Manchester  
Liverpool, Angleterre 1830



Figure 1.2 : La gare de saint-Lazare 1837  
France

En décembre 1859, la compagnie de chemin de fer Algérienne a lancé le chantier de la première ligne de chemin de fer Alger-Blida pour le transport des voyageurs avec l'inauguration de la gare d'Hussein Dey le 8 septembre 1862. [6]



Figure 1.3 : La gare d'Hussein Dey 1862

Au début du XXIe siècle, la perception des gares a évolué, passant d'un simple lieu de passage à un lieu de vie. Les gares sont désormais considérées comme des points d'échange offrant une gamme de services et de commerces. De nos jours, les gares centrales peuvent jouer le rôle d'emblèmes urbains, leur rénovation ou leur construction avec innovation contribuent au rayonnement global de la ville. [7]

## 1.2. Description structurale des gares :

Une gare ferroviaire est le lieu d'arrêt des trains avec ses diverses installations, elle assure la double fonction : permettre la montée ou la descente des voyageurs, ou le chargement et le déchargement des marchandises ainsi que les fonctions de sécurité pendant la circulation des trains.[8]

### Des gares ferroviaires en bois :

Les premières gares étaient des locaux, souvent en bois, aménagés dans les faubourgs des villes dont l'activité est assimilée à celle des activités liées à l'industrie et au commerce, ce qui explique le vocabulaire utilisé pour les qualifier, dénommées à leur naissance « embarcadères. » Ou « débarcadères » puis gares [8] un des meilleurs exemples est la gare de Boden centrale en suède considérée comme monument architectural, construite en 1893.



Figure 1.4 : Gare de Boden centrale nord de suède

### Des gares ferroviaires mixtes en charpente métallique et en béton :

D'une manière générale une structure peut être définie comme mixte, si au niveau de la plupart de ses éléments (poutres, poteaux, dalles), elle associe deux matériaux de nature et de propriétés différentes tel que l'acier et le béton avec l'objectif de tirer la meilleure partie possible de cette association, tant sur le plan du fonctionnement structurale que sur le plan coût de construction [8]

Un des exemples c'est la gare de Namur alliant train et bus, le projet inscrit la capitale wallonne sur la carte de la multimodalité. Date de construction : 2016



Figure 1.5 : Gare de Namur, structure mixte acier et béton

**Des gares ferroviaires en pierres :**

Le principal matériau utilisé dans la structure de la gare du nord est la pierre, taillée en gros blocs. Le même matériau est utilisé pour les éléments décoratifs, tels que les pilastres et les colonnes de façade.[9]

Date de construction : 1864



Figure 1.6 : Gare du Nord paris

### 1.3. Présentation du projet :

#### 1.3.1. Description architecturale du projet :

Mon projet de fin d'étude consiste en la conception structurale et le calcul des éléments de structure du projet de réalisation d'une gare ferroviaire, de dimensions 51m x 52m. Le projet se compose de plusieurs blocs en béton armé couverts d'une enveloppe en charpente métallique.

Les blocs sont à usage commercial et administratif, ils sont conçus en un rez de chaussée surmontée d'un étage ou de deux selon le cas. La toiture métallique a une hauteur totale de 13.5 mètres.

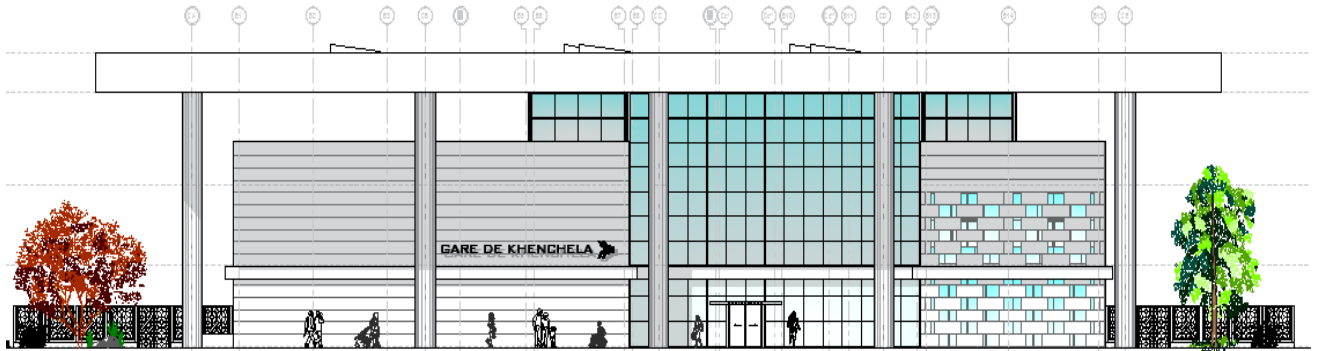


Figure 1.7 : Façade principale

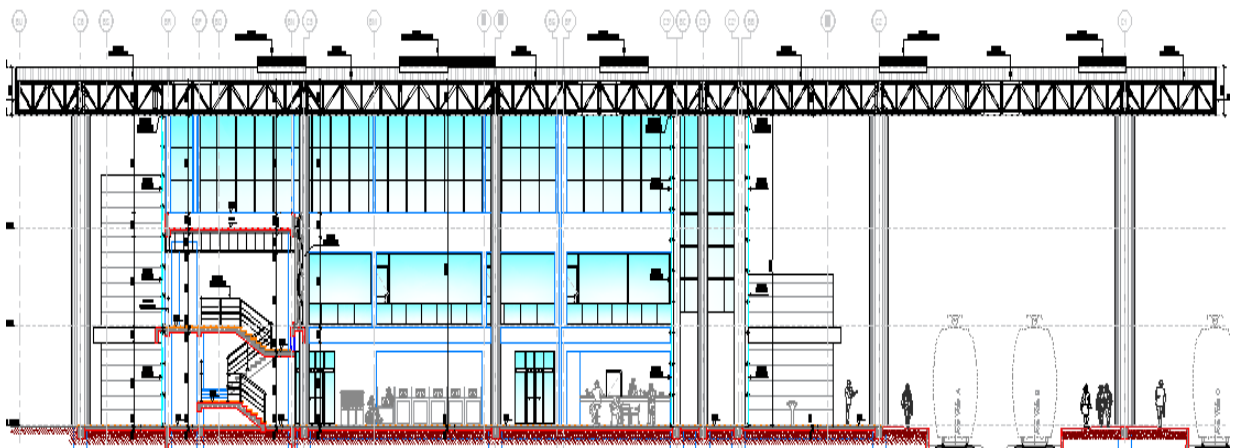


Figure 1.8 : Coupe A-A de la gare

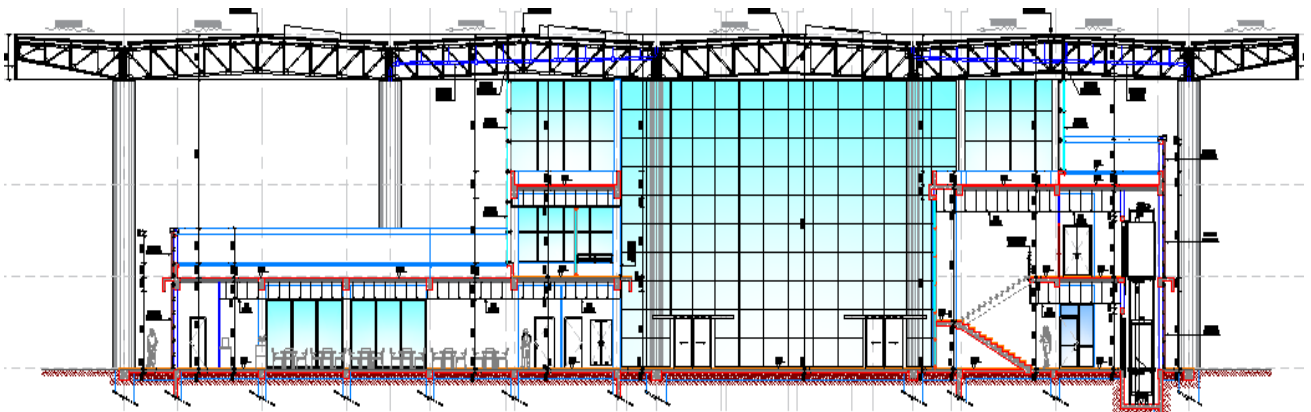


Figure 1.9 : Coupe B-B de la gare

#### 1.4. Conditions locales du site du projet :

Le projet se situe à environ 8 Km au Nord-Ouest du chef-lieu de la wilaya de Khenchela dont le site d'implantation est présenté dans la figure satellitaire ci-dessous :



Figure 1.10 : images satellitaire du site du projet

Longitude : 7.1467072    Latitude : 35.4309947    Élévation : 1200m

Les données relatives au site d'implantation du projet selon la classification réglementaire des différents DTR Algériens :

- Zone sismique : **I** (selon RPA99 v2003)
- Zone de neige : **B** (Selon le RNVA 2013) Groupe de commune 2
- Zone de vent : **II** (Selon le RNVA 2013)

Selon le rapport de sol :

- Catégorie de terrain : S3

### 1.5. Les données du rapport du sol :

Une étude géotechnique d'avant-projet a été réalisée lors de laquelle des essais de laboratoires de type physique et mécanique et des analyse chimique nous donnent les résultats qui montre que le terrain d'assise présente une bonne portance et le bon sol se trouve à 1m du niveau de terrain, et par conséquent, il est recommandé d'adapter des fondations superficielles et limiter la contrainte du sol a un taux de travail maximal de 2 bars

### 1.6. Description structurale du projet :

Sur le plan conceptuel, l'ouvrage est principalement conçu en deux parties, la première concerne les blocs en béton armé en nombre de 6, séparés par des joints de dilatation et sismiques.

La deuxième partie concerne la couverture de l'ensemble des blocs en béton armé par une toiture tridimensionnelle en charpente métallique.

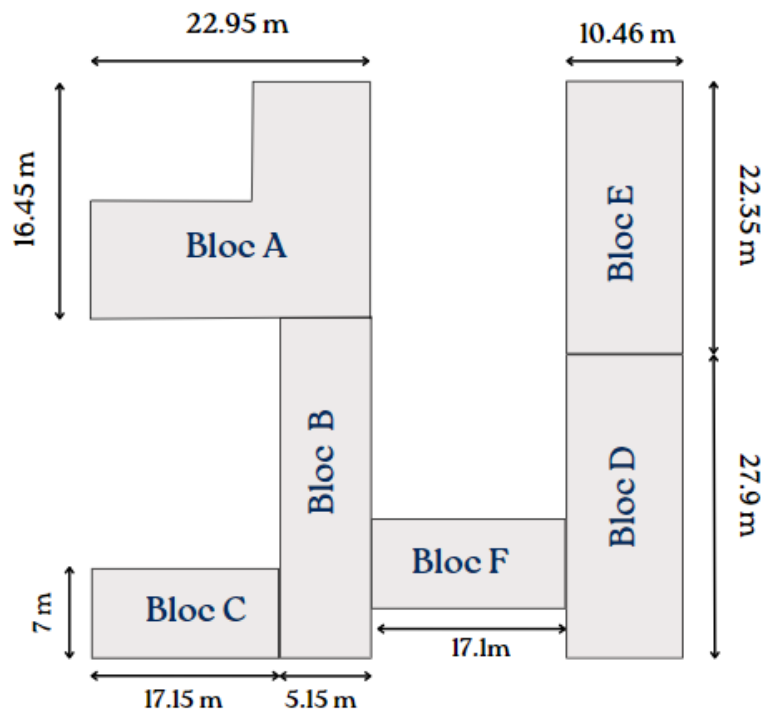


Figure 1.11 : identification des blocs de l'ouvrage

Tableau 1.1 : récapitulatif de la description structurale

Bloc	Nbr d'étage	Hauteur totale (m)	Longueur (m)	Largueur (m)
A	R+1	8	22.95	16.45
B	R+1	8	28.15	5.15
C	R+1	8	17.15	7
D	R+1	8	27.9	10.45
E	R+1	8	22.35	10.45
F	R+1	8	17.1	7.75

### 1.7. Les matériaux utilisés :

Les matériaux utilisés pour ce projet sont principalement de l'acier pour la structure tridimensionnelle en charpente métallique et le béton armé pour les blocs qui composent la gare.

#### Acier pour la structure métallique :

- Acier de construction S235 (E28-2 conformément à la norme EN 10025-2 :2004).
- Contrainte de la limite élastique  $f_y = 235$  MPa.
- Coefficient de poisson  $\nu = 0.3$ .
- Coefficient de dilatation thermique linéaire :  $11 \times 10^{-6}$ .
- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 2.1 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>.
- Module d'élasticité transversale :  $G = 8.1 \times 10^5$  kg/cm<sup>2</sup>.

#### Béton armé :

- La résistance à la compression a 28 jours :  $f_{c28} = 25$  MPa
- La résistance à la traction a 28 jours :  $f_{t28} = 2.1$  MPa
- La contrainte ultime de béton :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

- Situation durable :  $f_{bu} = 14.17$  MPa pour  $\gamma_b = 1.5$  et  $\theta = 1$
- Situation accidentelle  $f_{bu} = 21.74$  MPa pour  $\gamma_b = 1.15$  et  $\theta = 0.85$

- La contrainte ultime de l'acier :

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

- Situation durable :  $\sigma_s = 500$  MPa pour  $\gamma_s = 1.15$  et  $f_e = 500$  MPa
- Situation accidentelle :  $\sigma_s = 434.78$  MPa pour  $\gamma_s = 1$  et  $f_e = 500$  MPa
- La contrainte admissible de l'acier en cas de fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

### 1.8. Les règlements utilisés :

- Règlement parasismique Algérien version 2003 (DTR-BC2.48 : RPA99v2003)
- Règlement neige et vent version 2013 (DTR-BC2-2.47 : RNV v2003)
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (BAEL91)
- Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR B.C.2.2)
- Règles de conception et de calcul des structures en acier (DTR-BC2-44 : CCM97)

### 1.9. Les logiciels utilisés :

- ETABS (Extended Three-Dimensional Analysis of Building System.) pour la modélisation des blocs de la gare
- SAP 2000 V 24 (Systems Applications and Products in Data Processing) pour la modélisation de la structure tridimensionnelle

## Chapitre 2 : Descente de charge et Prédimensionnement des éléments structuraux

## 2.1. Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de définir les dimensions des différentes sections des éléments structuraux des bâtiments en béton armé, en considérant les exigences et les recommandations de la réglementation en vigueur en Algérie à savoir le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003, les règles de calcul des structures en béton armé CBA93 ainsi que le BAEL 91 modifié 99.

Vu la similitude des différents blocs du bâtiment de la gare en termes de géométrie en plan et en élévation, nous allons traiter dans ce présent chapitre le prédimensionnement de l'un des blocs, plus précisément le bloc D composé d'un rez-de-chaussée surmonté d'un étage (R+1), ayant les dimensions géométriques en plan suivantes :

- Longueur : 27.9 mètres
- Largeur : 10.45 mètres
- Hauteur : 8 mètres

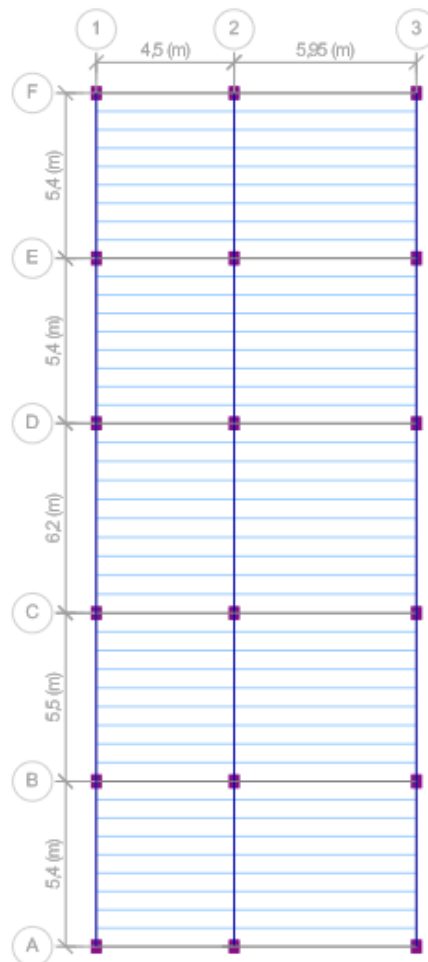


Figure 2.1 : vue en plan du bloc D

## 2.2. Prédimensionnement et descente de charges :

### 2.2.1. Les planchers :

Un plancher est un élément plan de la structure séparant les niveaux d'une structure. Il a comme fonction de supporter et transmettre les charges aux éléments porteurs d'un bâtiment comme les (murs, et les poteaux). Les planchers sont caractérisés par leurs épaisseurs faibles par rapport à leurs dimensions en plan.

Vu que les entraxes entre poteaux sont d'une longueur moyenne, nous optons donc pour un plancher en corps creux composé de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux (hourdis). Le prédimensionnement de la hauteur des poutrelles est principalement fait en utilisant la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \text{ Selon (BAEL91, L'article / 7.6.8, 424)}$$

$$L = \min(L_x, L_y)$$

$h_t$ : hauteur totale du plancher (Epaisseur)

L: la plus grand portée entre – nus d'appuis de la poutrelle

$$L = \min(595, 620) = 595 \text{ cm}$$

$$\text{Alors } 23.8 \leq h_t \leq 29.75 \quad \text{On prend } h_t = 25 \text{ cm}$$

$h_0 = 5 \text{ cm}$  Épaisseur de la dalle de compression

$h = 20 \text{ cm}$  épaisseur du corps creux

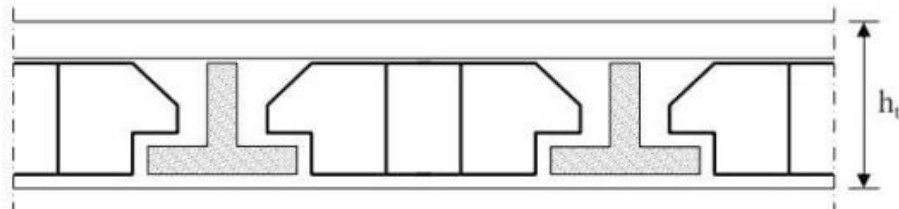


Figure 2.2 : schéma d'un plancher a corps creux

### Descente des charges du plancher terrasse (inaccessible) :

Tableau 2.1 : Descente de charges du plancher terrasse

N °	Désignation	e (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection lourde en gravillons	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Papier Kraft	-	-	0.02
4	Isolation thermique	0.025	4	0.10
5	Forme de pente	0.12	22	2.64
6	Corps creux	0.2+0.05	-	3.30
7	Enduit plâtre	0.015	10	0.10
			<b>G</b>	<b>7.13</b>

- Surcharges d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ .

### Descente des charges du plancher RDC et étage courant :

Tableau 2.2 : Descente de charges du RDC et étage courant

N°	Désignation	e (m)	Poids volumique (KN/ m <sup>3</sup> )	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Cloison repartie	0.1	10	1.00
5	Corps creux	0.2+0.05	-	3.30
6	Enduit plâtre sous plafond	0.01	10	0.10
			<b>G</b>	<b>5.60</b>

Surcharges d'exploitation :  $Q = 4 \text{ KN/m}^2$

- Poids G de maçonnerie :  $G = 2.99 \text{ KN/m}^2$

-  $h_0$  : épaisseur de la dalle de compression

#### 2.2.2. Les poutres :

Les poutres doivent respecter les conditions et les dimensions suivantes du BAEL91 modifié 99 :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{Et} \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$h$  : Hauteur de la poutre principale

$b$  : largeur de la poutre

$L_{max}$  : Portée maximale entre nus d'appui  $L_{max}$

En plus des conditions du BAEL, nous devons respecter les exigences dimensionnelles du règlement parasismique Algérien DTR BC. 2.48 (RPA99/Version2003) selon l'article 7.5.1, à savoir :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \text{ cm} \end{cases}$$

#### ➤ Poutres principales :

Elles supportent les poutres secondaires, les poutrelles et les dalles, elles reposent sur les éléments porteurs (Poteaux / voiles). Dans notre cas la plus grande portée des poutres principales c'est  $L_{max} = 620 \text{ cm}$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$41.33 \leq h \leq 62 \quad \rightarrow \quad h = 45 \text{ cm}$$

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

$$13.5 \leq b \leq 31.5 \quad \rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

➤ **Poutres secondaires :**

Elles permettent le chaînage des portiques ainsi qu'une bonne répartition des charges depuis la façade vers l'ossature principales de la structure  $L_{max} = 595 \text{ cm}$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$39.6 \leq h \leq 59.5$$

Donc on prend  $h = 40 \text{ cm}$

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

$$12 \leq b \leq 28$$

On prend  $b = 30 \text{ cm}$

Voici deux figures des sections choisies pour les poutres principales et les poutres secondaires

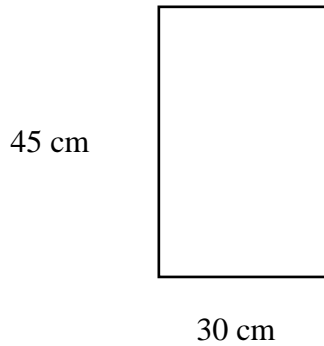


Figure 2.3 : Dimensions Poutres Principales

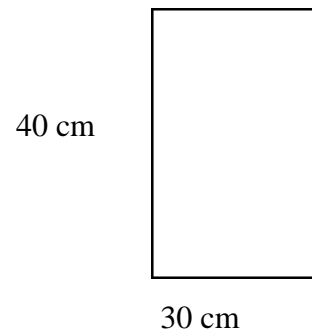


Figure 2.4: Dimensions de la poutre secondaire

Vérification des conditions exigées par le RPA99v2003  $\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{ok} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{ok} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \rightarrow \text{ok} \end{array} \right.$  pour notre dimensionnement les 3 conditions sont vérifiées

**2.2.3. Dimensionnement de l'acrotère :**

Afin de prendre en charge le poids de l'acrotère dans le prédimensionnement des poteaux nous présentant les dimensions de l'acrotère qui a la surface suivante :

$$S_{acr} = (0.6 \times 0.2) + \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2}\right) + (0.07 \times 0.1) = 0.1285 \text{ m}^2$$

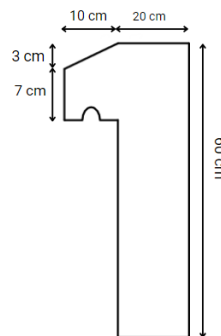


Figure 2.5 : caractéristique géométrique

### 2.2.4. Prédimensionnement des poteaux :

Le prédimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la capacité portante d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'état limite ultime « ELU » en utilisant la combinaison (1.35G+1,5Q). Ces dimensions sont déterminées par la descente des charges du poteau le plus sollicité.

On a deux types de coffrage des poteaux rectangulaires

Type 1 : RDC et 1<sup>er</sup> étage

Type 2 : terrasse inaccessible

#### a) Pour déterminer le « a » :

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \times l_0}{i} \leq 50 \quad B = a \times b ; I = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289a$$

$$\lambda = \frac{0.7 \times l_0}{0.289a} \leq 50 \rightarrow a \geq \frac{0.7 \times 4}{0.289 \times 50} = 0.1937$$

$$\mathbf{a = 30 \text{ cm}}$$

$\lambda$  : élancement mécanique d'une Pièce comprimé

$l_f$  : longueur de flambement

$l_0$  : Hauteur libre du poteau

$i$  : Rayon de giration de la section droite du béton seule.

#### b) Détermination de « b » :

D'après le CBA93 , l'effort normal ultime  $N_u$  agissant sur un poteau doit être égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left\{ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right\}$$

$N_u$  : Effort normal maximal à l'ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale.

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

$A_s$  : Section d'armatures longitudinales

$B_r$  : est la section réduite de béton. Elle est calculée en enlevant une bande de 1cm de largeur sur le pourtour de la section réelle.

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton  $\gamma_b = 1,5$

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité de l'acier  $\gamma_s = 1,15$

$f_e$ : nuance de l'acier.  $f_e = 500$  MPA.

$f_{c28}$  : Résistance à la compression du béton  $f_{c28} = 25$ MPa

$\alpha$  : est fonction de  $\lambda$  ; C'est un coefficient de sécurité qui permet de tenir compte du flambement. [6]

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

CBA93, Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé,

- Pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée, on prend un élancement de flambement  $\lambda=35$
- Selon le règlement parasismique RPA99 V2003 pour une zone sismique **I**, le pourcentage minimal des armatures est de 0.7%

$$\frac{A_s}{B_r} = 0.7 \% \dots \text{Zone I} \rightarrow A_s = 0.007 B_r$$

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[ \frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \frac{A_s}{B_r} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

$$\text{Donc } B_r \geq 0.0655 N_u$$

**Poteaux centraux :**

Etape 1 : Calcul de la surface d'influence du poteau le plus sollicité

La largeur des poutres principales et des poutres secondaires c'est 30 cm

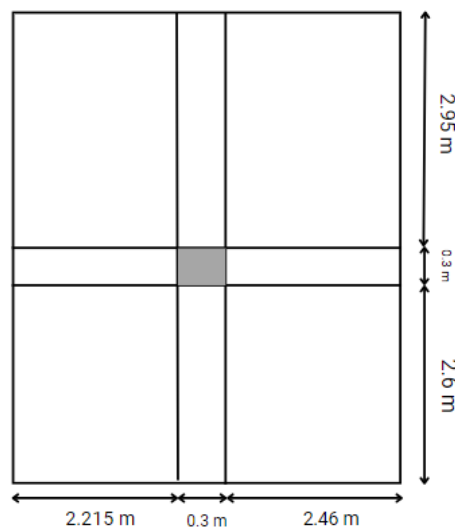


Figure 2.6 : La surface d'influence du poteau central le plus sollicité

$$S_{\text{brute}} = (2.215 + 0.3 + 2.46) \times (2.95 + 0.3 + 2.6) = 29.10 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{influence}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_{\text{influence}} = (2.95 \times 2.215) + (2.6 \times 2.215) + (2.95 \times 2.46) + (2.6 \times 2.46) = 25.94 \text{ m}^2$$

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) S$$

Etape 2 : Calculer la charge permanente et la charge d'exploitation totale

- Niveau étage courant :

$$S = 25.94 \text{ m}^2$$

- Poids du plancher  $G_{EC} = 5.60 \times 25.94 = 145.264 \text{ KN}$
- Poids de la poutre (principale et secondaire)

$$G_p = 25 \times [(0.3 \times 0.45 \times (2.95 + 2.6)) + (0.3 \times 0.4 \times (2.215 + 2.46))] = 32.76 \text{ KN}$$

- Surcharges  $Q = 4 \times 29.10 = 116.4 \text{ KN}$

$$\mathbf{G_t = 145.264 + 32.76 = 178.024 \text{ KN} \quad Q = 116.4 \text{ KN}}$$

- Niveau terrasse inaccessible :

$$S = 25.94 \text{ m}^2$$

- Poids plancher  $G_t = 7.13 \times 25.94 = 184.95 \text{ KN}$
- Poids poutre (PP+PS)  $G_p = 25 \times [(0.3 \times 0.45 \times 5.55) + (0.3 \times 0.4 \times 4.675)] = 34.84 \text{ KN}$
- Surcharges  $Q = 1 \times 29.10 = 29.10 \text{ KN}$

$$\mathbf{G_t = 184.95 + 34.84 = 219.79 \text{ KN} \quad Q = 29.10 \text{ KN}}$$

$$P_u = 1.35 \times (178.024 + 219.79) + 1.5 \times (116.4 + 29.10) = 755.298 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 15%

$$N_u = 1.15 \times 755.298 = 868.59 \text{ KN}$$

Alors

$$(0.3 - 0.02) \times (b - 0.02) \geq 0.0655 \times 868.59 \times 10^{-3}$$

$$b \geq 0.2232 \text{ m} \rightarrow$$

$$\mathbf{b = 45 \text{ cm}}$$

**Poteaux d'angle :**

Etape 1 : calcul de la surface d'influence du poteau

La largeur des poutres principales et des poutres secondaires est 30 cm.

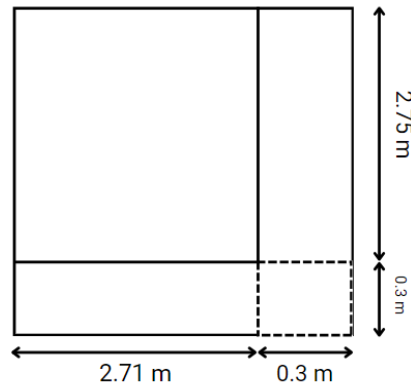


Figure 2.7 : surface d'influence du poteau d'angle le plus sollicité

$$S_{\text{brute}} = (2.71 + 0.3) \times (2.75 + 0.3) = 9.18 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{influence}} = (2.71 \times 2.75) = 7.452 \text{ m}^2$$

Etape 2 : Calculer la charge permanente et la charge d'exploitation totale

- Niveau d'étage courant :

- Poids plancher  $G_{\text{EC}} = 5.60 \times 7.452 = 41.731 \text{ KN}$

- Poids poutre (principale et secondaire)

$$G_p = 25 \times [(0.3 \times 0.45 \times 3.05) + (0.3 \times 0.4 \times 3.01)] = 19.32 \text{ KN}$$

- Mur ext (Maçonnerie)  $G_M = 2.99 \times [(2.75 \times 0.3) + (0.3 \times 2.71)] = 4.89 \text{ KN}$

- Surcharges  $Q = 4 \times 9.18 = 36.72 \text{ KN}$

$$G_t = 65.941 \text{ KN} ; Q_t = 36.72 \text{ KN}$$

- Niveau terrasse inaccessible :

- Plancher  $G_{\text{ter}} = 7.13 \times 7.452 = 53.13 \text{ KN}$

- Poids poutre (principale et secondaire)

$$G_p = 25 \times [(0.3 \times 0.45 \times 3.05) + (0.3 \times 0.4 \times 3.01)] = 19.32 \text{ KN}$$

- Acrotère

$$G_{\text{acr}} = 25 \times 0.1285 \times 6.06 = 19.47 \text{ KN}$$

- Surcharges  $Q = 1 \times 9.18 = 9.18 \text{ KN}$

$$G_t = 91.92 \text{ KN} , Q_t = 9.18 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35 \times (65.941 + 91.92) + 1.5 \times (36.72 + 9.18) = 281.96 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de

15%

$$N_u = 1.15 \times 281.96 = 324.254 \text{ KN}$$

Alors

$$(0.3 - 0.02) \times (b - 0.02) \geq 0.0655 \times 324.254 \times 10^{-3}$$

$$b \geq 0.0958 \text{ m} \rightarrow$$

$$\mathbf{b = 40 \text{ cm}}$$

**Poteau de rive :**

Etape1 : calcul de la surface d'influence du poteau :

La largeur des poutres principales et des poutres secondaires est 30 cm.

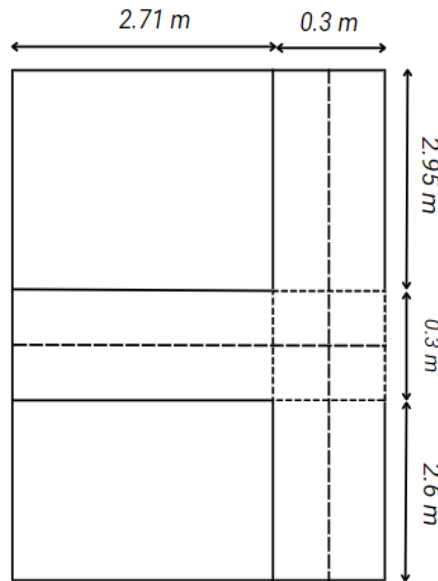


Figure 2.8 : surface d'influence d'un poteau de rive le plus sollicité

$$S_{brute} = (2.71 + 0.3) \times (2.95 + 0.3 + 2.6) = 17.61 \text{ m}^2$$

$$S_{influence} = (2.71 \times 2.95) + (2.71 \times 2.6) = 15.04 \text{ m}^2$$

Etape 2 : Calculer la charge permanente et la charge d'exploitation totale

- Niveau d'étage courant :

- Plancher :  $G_p = 5.60 \times 15.04 = 84.22 \text{ KN}$

- Poids poutre (principale et secondaire)

$$G_p = 25 \times [(0.3 \times 0.45 \times 5.85) + (0.3 \times 0.40 \times 3.01)] = 28.77 \text{ KN}$$

- Mur extérieur (maçonnerie)

$$G_M = 2.99 \times [(2.95 \times 0.3) + (2.6 \times 0.3) + (2.71 \times 0.3)] = 7.41 \text{ KN}$$

- Surcharges  $Q = 4 \times 17.61 = 70.44 \text{ KN}$

$$G_t = 120.4 \text{ KN}, \quad Q_t = 70.44 \text{ KN}$$

- Niveau terrasse inaccessible :

- Plancher :  $G_{ter} = 7.13 \times 15.04 = 107.24 \text{ KN}$

- Poids poutre (principale et secondaire) :

$$G_p = 25 \times [(0.3 \times 0.45 \times 5.85) + (0.3 \times 0.40 \times 3.01)] = 28.77 \text{ KN}$$

- Acrotère :  $G_{acr} = 25 \times 0.1285 \times (2.95 + 0.3 + 2.6) = 18.79 \text{ KN}$

- Surcharges  $Q = 1 \times 17.61 = 17.16 \text{ KN}$

$$G_t = 154.8 \text{ KN} ; Q_t = 17.61 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35 \times (120.4 + 154.8) + 1.5 \times (70.44 + 17.61) = 503.595 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime

Nu de 15%  $N_u = 1.15 \times 503.595 = 579.13 \text{ KN}$

Alors

$$(0.3 - 0.02) \times (b - 0.02) \geq 0.0655 \times 579.13 \times 10^{-3}$$

$$b \geq 0.1554 \text{ m} \rightarrow$$

**b = 40 cm**

La section des poteaux adoptée est (50, 30) cm<sup>2</sup> on doit vérifier les conditions données par RPA99v2003

- $\text{Min}(a, b) \geq 25 \rightarrow$  vérifié Zone : I et IIa
- $\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow$  vérifié
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4 \rightarrow$  vérifié

Les 3 Conditions sont justes donc

Tableau 2.3 : les sections du poteau choisi

Niveau	Poteau central	Poteau d'angle	Poteau de rive
1	30×45	30×40	30×40
RDC	30×45	30×40	30×40

Remarque : La dimension finale du poteau sera déterminée au chapitre 4 qui consiste en l'étude dynamique et sismique.

## Chapitre 3 : Calcul des Eléments Secondaires

### 3.1. Etude de l'acrotère :

#### 3.1.1. Introduction :

L'acrotère est un ouvrage émergeant constitué par un muret situé en bordure de la toiture, dans le prolongement des murs de façade. Il permet la réalisation du relevé d'étanchéité de la toiture et participe pour tout ou partie, à la protection contre les chutes.

#### 3.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

##### 1. Evaluation des charges :

Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Surface (m <sup>2</sup> )	G (KN/ml)	W <sub>p</sub> (KN/ml)
0.6	0.2	0.1285	3.213	3.213

Tableau 3.1 : évaluation des charges

Avec :

- S : Surface de la section droite de l'acrotère.
- G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.
- W<sub>p</sub>: poids de l'élément considéré.

##### 2. Evaluation des surcharges :

Charges d'exploitation Q = 1 KN/m<sup>2</sup> (effort de la main courante)

Selon le RPA99 v 2003 (article 6.2.3) l'acrotère est soumis à une force horizontale

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

- A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans (RPA99 v 2003 le tableau 4.1) pour la zone
- Groupe d'usage 1B Zone I, A = 0.12
- C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale (RPA99 v 2003 voir tableau 6.1) C<sub>p</sub> = 0.8
- W<sub>p</sub> : Poids de l'élément considéré

$$\text{Donc } F_p = 4 \times 0.12 \times 0.8 \times 3.213 = 1.234 \text{ KN/ml}$$

L'acrotère est soumis à

$$N_G = 3.213 \text{ KN}, N_Q = 0$$

$$V_G = 0, \quad V_Q = 1 \text{ KN}$$

$$M_G = 0 \text{ KN.m}, M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

Le moment de la force horizontale

$$M_{Fp} = F_p \times \frac{h}{2} = 1.234 \times 0.3 = 0.370 \text{ KN.m}$$

**3.1.3. Calcul des sollicitations:**

Tableau 3.2 : calcul des sollicitations (sous combinaison fondamentale)

	Combinaison	Les moments (KN.m)	Effort tranchant (KN.m)
ELU	1.35G + 1.5Q	$M_1 = 1.35M_G + 1.5M_Q$ $M_1 = 0.9 \text{ KN.m}$	$V_{u1} = 1.35 V_G + 1.5V_Q$ $V_{u1} = 0 + 1.5 V_Q$ $V_{u1} = 1.5 \text{ KN}$
ELS	G+Q	$M_2 = M_G + M_Q$ $M_2 = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$	$V_{u2} = V_G + V_Q$ $V_{u2} = V_Q = 1.5 \text{ KN}$

Tableau 3.3 : calcul des sollicitations sous combinaisons accidentelles

Combinaisons	Moment (KN.m)	Effort tranchant (KN)
G+Q+E	$M_3 = M_G + M_Q + M_E$ $M_3 = 0.97 \text{ KN.m}$	$V_{u3} = Q + F_p$ $V_{u3} = 2.234 \text{ KN}$
0.8G+E	$M_4 = 0.8 M_G + M_E$ $M_4 = 0.370 \text{ KN.m}$	$V_{u4} = F_p$ $V_{u4} = 1.234 \text{ KN}$
0.8G-E	$M_5 = 0.8 M_G - M_E$ $M_5 = -0.370 \text{ KN.m}$	$V_{u5} = - F_p$ $V_{u5} = - 1.234 \text{ KN}$

$M_u = \text{Max} (M_1 ; M_2 ; M_3 ; M_4 ; M_5)$

$M_u = 0.97 \text{ KN.m}$

$V_u = \text{Max} (N_1 ; N_2 ; N_3 ; N_4 ; N_5)$

$V_u = 2.234 \text{ KN}$

**3.1.4. Calcul du ferrailage :**

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composé au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire

- h : épaisseur de la section
- b : Largeur de la section calculée
- d : hauteur utile

$b = 100 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, d = 0.9 \times h = 18 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}$

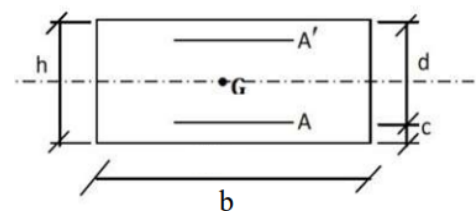


Figure 3.1 : section de l'acrotère à calculer

**1. Calcul à L'ELU :****• Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.97}{3.213} = 0.3018 \text{ m} = 30.18 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{20}{2} - 2 = 8 \text{ cm} < e_0 = 30.18 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures. La section est donc partiellement comprimée SPC, on calcule la section d'armature en flexion simple sous l'effet du moment  $M_f$

**• Calcul de la section d'armature en flexion simple :**

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_f = 0.97 + 3.213 \times \left(0.18 - \frac{0.20}{2}\right) = 1.227 \text{ KN.m}$$

**• Moment réduit :**

$$\mu_A = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \text{ Avec}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_A = \frac{1.227 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.17}$$

$$\mu_A = 0.00267$$

$$FeE400 ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \mu_1 = 0,392$$

$$\mu_A = 0.00267 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{Section avec acier comprimé (SSAC)}$$

$$\alpha_c = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \mu_A}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00267}}{0.8} = 3.3419 \times 10^{-3}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18 (1 - 0.4 \times 3.3419 \times 10^{-3}) = 0.1797$$

$$\text{Pour: } \mu_A = 0.00267 < 0.186 \rightarrow \varepsilon_s = 10.10^{-3}$$

$$\rightarrow \sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{1}{\sigma_s} \left[ \frac{M_{UA}}{Z} - N_u \right] = \frac{1 \times 10^{-3}}{434.78} \left[ \frac{1.227}{0.1797} - 3.213 \right] = 0.0831 \text{ cm}^2$$

On opte pour **5 HA8 avec  $A_s = 2.51 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$**

- Armatures transversales :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.6275 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4 HA8** Avec  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$

## 2. Vérification a ELU :

- **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 /BAEL 91) :**

$$A_u > A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28} \times b \times d}{f_e}$$

$$\text{avec } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{2.1 \times 100 \times 18}{500} = 1.738 \text{ cm}^2$$

- **Armatures principales :**

$$A_u = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.738 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Armatures transversales :**

$$A_u = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.738 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle (art A.5.1.313/BAEL91) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right]$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \right] = \min[2.5 ; 4] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{F_P + Q}{bd} = \frac{2.234}{1 \times 0.18} \times 10^{-3} = 0.01241 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.01241 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1, 3 BAEL91) :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \sum \mu_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

Avec :

-  $\Psi_s$  : Coefficient de scellement  $\Psi_s = 1.5$  MPa (acier haute adhérence)

-  $\sum \mu_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = 5 \times \Pi \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.566 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{2.234 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.12566} = 0.0639 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.0639 \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'espacement :**

- ❖ **Armatures principales :**

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < \min \{60 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

- ❖ **Armatures transversales :**

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} < \min \{80 ; 45 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

### 3. Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte de compression :**

- **Pour le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec

X : La position de l'axe neutre.

I<sub>1</sub> : L'inertie de la section homogénéisée.

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On détermine la position de l'axe neutre par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{b X^2}{2} + n A'_s (X - c') - n A_s (d - X) = 0$$

Avec :

$$A'_s = 0 ; A_s = 2.51 ; n = 15$$

$$50X^2 - 37.65(18 - X) = 0$$

$$50X^2 + 37.65X - 677.7 = 0$$

$$X_1 = 3.324 \text{ cm}$$

$$X_2 = -4.077 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } X = 3.324 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} X^3 + n A_s (d - X)^2 = \frac{100}{3} \times 3.324^3 + 37.65 (18 - 3.324)^2 = 9333.47 \text{ cm}^2$$

Donc

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{9333.47} \times 3.324 \times 10^3 \rightarrow \sigma_{bc} = 0.3561 \text{ MPa}$$

Alors

$$\sigma_{bc} = 0.3561 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Pour l'acier :** fissuration préjudiciable

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} \times (d - X) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Pour

$$\varnothing \geq 6 \text{ mm et } f_e = 500 \text{ MPa} \rightarrow \eta = 1.6$$

$\eta$  : coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 500 ; \max(0.5 \times 500 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\} = \min \{ 333.333 ; 250 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{1}{9333.47} \times (0.18 - 3.324) \times 10^5$$

$$\sigma_{st} = 23.586 \text{ MPa}$$

Donc

$$\sigma_{st} = 23.586 \leq \bar{\sigma}_{st} = 250 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

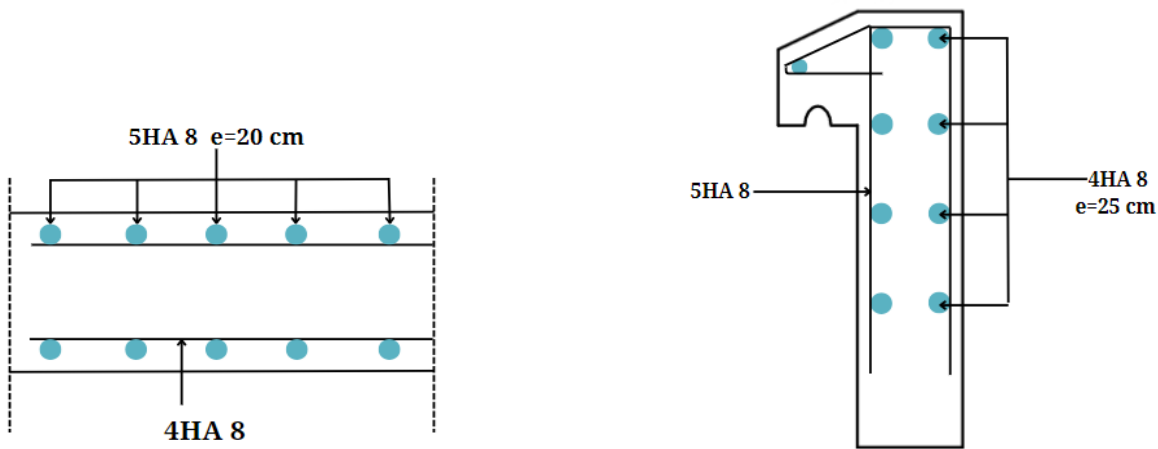


Figure 3.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

### 3.2. Etude du plancher :

Les planchers sont des éléments horizontaux minces et planes, limitant les étages, leur rôle principal est de transmettre les charges gravitaires et horizontales vers le système des fondations à travers les poutres et les poteaux. Par leurs bons dimensionnements, les planchers contribuent principalement donc à la résistance globale de la structure, à la résistance au feu selon le degré souhaité et d'une manière générale à l'isolation (thermique et acoustique).

On ce qui concerne notre projet, vu les dimensions entres-axes des bâtiments, le type de plancher en corps creux est le plus adéquat d'un point de vue technique et économique. Ce type de plancher est principalement composé d'un corps creux (entrevous en béton) et des poutrelles préfabriquées, posées sur chantier espacé de 65 cm. L'ensemble supporte généralement une dalle de compression d'épaisseur de 5 cm. Cette composition devient un plancher en CC (20+5) cm d'épaisseur.

### 3.2.1. Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 5cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé Ts 500 qui doit satisfaire les conditions suivantes : Selon BAEL91 (Art B 6.8, 243) Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles

#### • Calcul des armatures :

##### - Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_1 \geq \frac{4L}{f_e} \quad \text{si } 50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$$

$$A_1 \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{si } L > 80\text{ cm}$$

Avec :

- $A_1$  : section d'armature perpendiculaire exprimé en  $\text{cm}^2$
- $f_e$  : Nuance de l'acier utilisé exprimer en MPa
- $L$  : distance entre l'axe des poutrelles

$$A_1 = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Soit 5T6  $\rightarrow A_1 = 1.41 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $e_1 = 20\text{cm}$

##### - Les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705$$

Soit 5T6  $\rightarrow A_2 = 1.41 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $e_1 = 20\text{cm}$

On optera pour un treillis soudé TLE 520 de dimension  $(20 \times 20) \text{ cm}^2$

### 3.2.2. Etude des poutrelles :

#### 3.2.2.1. Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles ont une section en (Té)

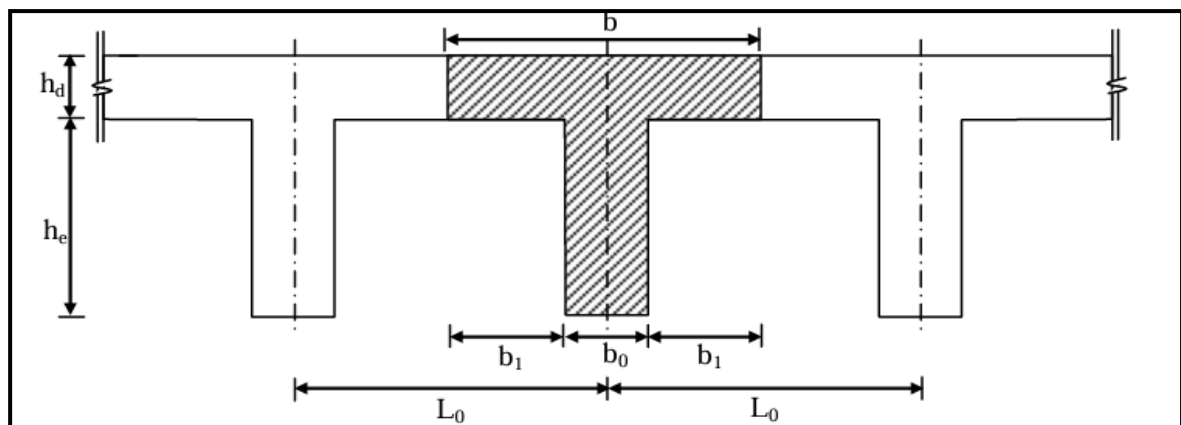


Figure 3.3 : Dimension de la section en Té

- La hauteur de la dalle de compression  $h_0 = h_d = 5 \text{ cm}$
- La largeur de la nervure  $b_0 = 12 \text{ cm}$
- La largeur de la table de compression  $b$  :

D'après les règles de (BAEL91 A4.1.3), la largeur de la table de compression sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes :

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L}{2}; \frac{L_1}{10}; 8h_0\right)$$

- $L$  : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles :  $65 - 12 = 53 \text{ cm}$
- $L_1$  : longueur de la plus grande travée  $L_1 = 595 \text{ cm}$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}; \frac{595}{10}; 8 \times 5\right) \rightarrow b_1 \leq \min(26.5, 59.5, 40)$$

$$b_1 = 26.5$$

$$b = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

### 3.2.2.2. Calcul des sollicitations poutrelles :

Après le coulage de la table de compression,  $n$ , la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encadrée partiellement par ces deux extrémités et calculée comme une section T soumise à des charges uniformément réparties

#### 1. Poids des planchers :

Plancher	G(KN/ml)	Q (KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	7.13	1
Plancher étage courant + RDC	5.60	4

Tableau 3.4 : Poids de plancher

#### 2. Méthode de calcul :

La détermination des efforts internes se fera de l'une des deux méthodes suivantes :

- La méthode forfaitaire
- La méthode de Caquot

#### ❖ La méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

1. plancher à surcharge modérée  $Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$
2. le rapport entre deux travées successives  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
3. le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
4. fissuration peu nuisible

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de A. CAQUOT).

- Application de la méthode :

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et aux appuis  $M_g$  et  $M_d$  doivent vérifier :

1.  $M_t + (M_w + M_e) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1 + 0.3\alpha) M_0)$
2.  $M_t \geq (1 + 0.3\alpha) M_0 / 2$  dans une travée intermédiaire
3.  $M_t \geq (1 + 0.3\alpha) M_0 / 2$  dans une travée de rive.
4. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :
  - 0.6 $M_0$  pour une poutre à deux travées.
  - 0.5 $M_0$  pour les appuis voisins, des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
  - 0.4 $M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec :

$M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparait »  $M_w$  et  $M_e$  : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de droit et de gauche  $M_t$  : Le moment maximal en travée qui est pris en compte dans les calculs de la travée considérée

$\alpha$  : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

- Vérifier les conditions :

1. Plancher à surcharge modérée :

$$Q \leq \min (2G, 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2 \times 4.635 ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

$$1 \text{ KN/m}^2 \leq 5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. Le rapport entre deux travées successives :

$$0.8 \leq \frac{5.42}{4.93} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 1.099 \leq 1.25 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

3. Le moment d'inertie constant sur toutes les travées  $\rightarrow$  condition vérifiée

4. Fissuration est peu nuisible  $\rightarrow$  condition vérifiée

**Toutes les conditions sont vérifiées donc on peut appliquer la méthode forfaitaire pour le calcul des poutrelles.**

### 3. Evaluations des charges :

$$A'ELU : q_u = 1.35G + 1.5Q \quad \text{et } P_u = 0.65 \times q_u$$

$$A'ELS : q_s = G + Q \quad \text{et } P_s = 0.65 \times q_s$$

Tableau 3.5 : L'évaluation des charges et surcharges

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/m)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/m)
Plancher terrasse inaccessible	7.13	1	11.13	7.23	8.13	5.28
Plancher étage courant	5.60	4	13.56	8.814	9.60	6.24

**4. Type 1 : Plancher de terrasse inaccessible :**

- Calcul du moment isostatique :

$L_{1-2} = 4.5 \text{ m} ; L_{2-3} = 5.95 \text{ m}$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} \rightarrow \text{A l'ELU}$$

$$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} \rightarrow \text{A l'ELS}$$

À l'ELU :

$$M_0^{1-2} = \frac{7.23 \times 4.5^2}{8} = 18.30 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{2-3} = \frac{7.23 \times 5.95^2}{8} = 31.99 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_0^{1-2} = \frac{5.28 \times 4.5^2}{8} = 13.36 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{2-3} = \frac{5.28 \times 5.95^2}{8} = 23.36 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments sur appuis :

- Appui de rive :

$$M_1 = 0.2 M_0 = 0.2 \times 18.30 = 3.66 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.2 M_0 = 0.2 \times 31.99 = 6.39 \text{ KN.m}$$

- Appui intermédiaire :

$$M_2 = 0.6 \text{ Max } (M_0^{1-2}; M_0^{2-3}) = 0.6 \times 31.99 = 19.19 \text{ KN.m}$$

Tableau 3.6 : Le résultat du calcul de moments au niveau des appuis

Appuis	E.L.U		E.L.S	
	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>app</sub> (KN.m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>app</sub> (KN.m)
1	18.30	3.66	13.36	2.67
2	31.99	19.19	23.36	14.01
3	31.99	6.39	23.36	4.672

• **Calcul des moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{7.13 + 1} = 0.123$$

$$M_T + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0\}$$

$$M_T \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0\} - \frac{M_1 + M_2}{2}$$

Tableau 3.7 : Le résultat du calcul de moments en travée

Travées (m)	E.L.U		E.L.S	
	M <sub>0</sub> (KN. m)	M <sub>t</sub> (KN. m)	M <sub>0</sub> (KN. m)	M <sub>t</sub> (KN. m)
1-2	18.30	7.79	13.36	5.68
2-3	31.99	20.79	23.36	15.18

• **Les efforts tranchants :**

$$T_1 = \frac{PL}{2} + \frac{M_1 - M_2}{2}$$

$$T_2 = -\frac{PL}{2} + \frac{M_1 - M_2}{2}$$

Tableau 3.8 : Le résultat du calcul de l'effort tranchant en travées

Travées	L (m)	E.L.U		E.L.S	
		T <sub>1</sub> (KN)	T <sub>2</sub> (KN)	T <sub>1</sub> (KN)	T <sub>2</sub> (KN)
1-2	4.5	8.50	-24.03	6.21	-17.55
2-3	5.95	27.90	-15.10	20.37	-11.04

**5. Type 2 : Plancher d'étage courant**

• **Calcul du moment isostatique :**

À L'ELU :

$$M_0^{1-2} = \frac{8.814 \times 4.5^2}{8} = 22.31 \text{ KN. m}$$

$$M_0^{2-3} = \frac{8.814 \times 5.95^2}{8} = 39 \text{ KN. m}$$

A L'ELS :

$$M_0^{1-2} = \frac{6.42 \times 4.5^2}{8} = 15.79 \text{ KN. m}$$

$$M_0^{2-3} = \frac{6.24 \times 5.95^2}{8} = 27.61 \text{ KN. m}$$

• **Calcul les moments sur appuis :**

- Appui de rive :

$$M_1 = 0.2M_0^{1-2} = 0.2 \times 22.31 = 4.462 \text{ KN. m}$$

$$M_3 = 0.2 M_0^{2-3} = 0.2 \times 39 = 7.8 \text{ KN. m}$$

- Appui intermédiaire :

$$M_2 = 0.6\text{Max}(M_0^{1-2}, M_0^{2-3}) = 0.6 \times 39 = 23.4 \text{ KN.m}$$

Tableau 3.9 : Le résultat du calcul de moments en appuis

Appuis	E.L.U		E.L.S	
	M <sub>0</sub> (KN. m)	M <sub>app</sub> (KN. m)	M <sub>0</sub> (KN. m)	M <sub>app</sub> (KN. m)
1	22.31	4.462	15.79	3.15
2	39	23.4	27.61	16.56
3	39	7.8	27.61	5.52

• Calcul des moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{4}{5.60 + 4} = 0.416$$

$$M_T + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0\}$$

$$M_T \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0\} - \frac{M_1 + M_2}{2}$$

Tableau 3.10 : Le résultat du calcul de moment en travées

Travées (m)	E.L.U		E.L.S	
	M <sub>0</sub> (KN. m)	M <sub>t</sub> (KN. m)	M <sub>0</sub> (KN. m)	M <sub>t</sub> (KN. m)
1-2	22.31	11.16	15.79	7.90
2-3	39	23.26	27.61	20.01

• Les efforts tranchants :

$$T_1 = \frac{PL}{2} + \frac{M_1 - M_2}{2}$$

$$T_2 = -\frac{PL}{2} + \frac{M_1 - M_2}{2}$$

Tableau 3.11 : résultat du calcul de l'effort tranchant en travées

Travées	L (m)	E.L.U		E.L.S	
		T <sub>1</sub> (KN)	T <sub>2</sub> (KN)	T <sub>1</sub> (KN)	T <sub>2</sub> (KN)
1-2	4.5	10.36	-29.30	7.33	-20.74
2-3	5.95	34.02	-18.42	24.08	-13.044

### 3.2.2.3. Calcul de ferrailage des poutrelles :

❖ Type 1 : Poutrelles de plancher terrasse inaccessible

Le calcul se fait en flexion simple section T, la fissuration est considérée peu nuisible :  
Telle que :

$$b = 65 \text{ cm}, b_0 = 12 \text{ cm}, h = 25 \text{ cm}, h_0 = 0.05 \text{ m}, l_x = 542 \text{ cm}, d = 0.9 \times h = 22.5 \text{ cm}$$

#### 1. Calcul a l'ELU :

- En travée :

$$M_{u \max} = 20.79 \text{ KN.m}, M_{s \max} = 15.18 \text{ KN.m}$$

• Le moment résistant de la table :

$$M_{ut} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left( d - \left( \frac{h_0}{2} \right) \right)$$

Avec

$$b = 0.65 \text{ m}, h_0 = 0.05 \text{ m}, h = 0.25 \text{ m}, d = 0.9 \times h = 0.225 \text{ m}$$

$$M_{ut} = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 \times \left( 0.225 - \frac{0.05}{2} \right) \times 10^3 = 92.105 \text{ KN.m}$$

$$M_{u \max} = 20.79 \text{ KN.m} < M_{ut} = 92.105 \text{ KN.m}$$

→ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$\text{avec : } S = (b \times h) = (65 \times 25) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{20.79 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.225^2 \times 14.17} = 0.044$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{20.79}{15.18} = 1.37$$

$$\mu_c = 0.3366 \times \gamma - 0.1712$$

$$\mu_c = 0.2899 > \mu = 0.037 \rightarrow \text{SSAC}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.037}}{0.8} = 0.0562$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.0562) = 0.2199 \text{ m}$$

$$\mu = 0.044 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{oui section simplement armé}$$

$$\varepsilon_s = 10.10^{-3}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{20.79 \times 10^3}{21.99 \times 434.78} = 2.17 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3HA12** avec  $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

- **Sur appuis:**

$$M_{u \max} = 19.19 \text{ KN.m} , M_{s \max} = 14.01 \text{ KN.m}$$

• **Le moment résistant de la table :**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left( d - \left( \frac{h_0}{2} \right) \right)$$

$$M_{ut} = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 \times \left( 0.225 - \frac{0.05}{2} \right) \times 10^3 = 92.105 \text{ KN.m}$$

$$M_{u \max} = 19.19 \text{ KN.m} < M_{ut} = 92.105 \text{ KN.m}$$

Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) avec :  $S = (b \times h) = (65 \times 25) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19.19 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.225^2 \times 14.17} = 0.076$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{19.19}{14.01} = 1.37 \rightarrow \mu_c = 0.2899 > \mu = 0.034 \rightarrow \text{SSAC}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.076}}{0.8} = 0.098$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.098) = 0.2161 \text{ m}$$

$$\mu = 0.076 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{oui section simplement armée}$$

$$\varepsilon_s = 10.10^{-3}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{19.19 \times 10^3}{21.61 \times 434.78} = 2.04 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour **2HA12** avec  $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

• **Calcul des armatures transversales :**

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

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{250}{35}, \frac{120}{10}, 12 \right) = \min(7.14, 12, 12) = 7.14 \text{ mm} = 0.174 \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 0.174 \text{ cm on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Donc on opte pour 2HA8 avec  $A_t = 1.01\text{cm}^2$

- **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min\{0.9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{20.25 ; 40 \text{ cm}\}$$

$S_t \leq 20.25$  on prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

## 2. Vérification à L'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 22.5 \times \frac{2.1}{500}$$

$$A_{\min} = 0.2608 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_{st} = 3.39 > A_{\min} = 0.2608 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{sa} = 2.26 > A_{\min} = 0.2608 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

- **Vérification de l'effort tranchant sur le béton :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable

$$V_{\max} = 27.90 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right\}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{27.90 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.225} = 1.03 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.2 \frac{25}{1.5}, 5\text{MPa}\right\} = 3.33\text{MPa} \text{ fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = 1.03 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis de rive :**

$$V_u \leq \bar{V}_u = 0.267 \times a_{\max} \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

a : profondeur utile d'appui

$b_0$ : Épaisseur de l'âme de la poutrelle.

$V_u$  : Effort tranchant maximal à l'ELU

$$V_u = 27.90 \text{ KN}$$

$$a_{\max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.225 = 0.203 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \bar{V}_u = 0.267 \times 0.203 \times 0.12 \times 25 \times 10^3 = 162.60 \text{ KN}$$

$$V_u = 27.90 \leq \bar{V}_u = 162.60 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table nervure) :**

$$\tau_u^1 = \frac{V_u \times b_1}{0.9d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = 3.33$$

Avec :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0.65 - 0.12}{2} = 0.265 \text{ m}$$

$$\tau_u^1 = \frac{27.90 \times 0.265 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.225 \times 0.65 \times 0.05} = 1.123 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^1 = 1.123 \leq \bar{\tau}_u = 3.33$$

- **Vérification de l'espacement :**

• **Armatures principales :**

$$S_t = 30 < \min\{3h; 33 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 30 < \min\{75; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 30 < 33 \text{ cm}$$

• **Armatures de répartition :**

$$S_t = 20 < \min\{4h; 45 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 20 < \min\{100; 45 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 20 < 45 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**3. Vérification a L'ELS :**

- **Vérification de la contrainte de compression :**

• **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

X : La position de l'axe neutre.

I<sub>1</sub> : L'inertie de la section homogénéisée

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On détermine la position de l'axe neutre par la résolution de l'équation suivante :

- **En travée :**

$$\frac{b X^2}{2} + n A'_s (X - c') - n A_s (d - X) = 0$$

Avec :

$$A'_s = 0, A_s = 3.39, n = 15$$

$\eta =$  le coefficient d'équivalence acier – béton

$$50X^2 - 50.85(22.5 - X) = 0$$

$$50 X^2 + 50.85 X - 1144.13 = 0$$

$$X = 4.30 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA_s(d - X)^2 = \frac{100}{3} \times 4.30^3 + 15 \times 3.39(22.5 - 4.30)^2$$

$$I = 19493.78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15.18 \times 10^5}{19493.78} \times 0.0430 = 3.35 \text{ MPa}$$

Alors

$$\sigma_{bc} = 3.35 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **En appuis :**

$$\frac{b X^2}{2} + n A'_s (X - c') - n A_s (d - X) = 0$$

Avec :

$$A'_s = 0, A_s = 2.26, n = 15$$

$$50 X^2 + 33.9 X - 762.75 = 0$$

$$X = 3.58 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA_s(d - X)^2 = \frac{100}{3} \times 3.58^3 + 15 \times 2.26(22.5 - 3.58)^2$$

$$I = 13664.48 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14.01 \times 10^5}{13664.48} \times 0.0358 = 3.67 \text{ MPa}$$

Alors

$$\sigma_{bc} = 3.67 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **État limite de déformation :**

Il est essentiel de vérifier la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite.

Selon Les règles BAEL91 (B.6.8.424)

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{595} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow 0.042 \leq 0.044 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{25}{595} \geq \frac{15.18}{15 \times 23.36} \rightarrow 0.042 \leq 0.043 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{65 \times 22.5} \leq \frac{3.6}{500} \rightarrow 0.0023 \leq 0.0072 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$M_t$  : moment de flexion

$M_0$  : moment isostatique

Étant donné que deux conditions ne sont pas satisfaites, il requis de calculer la flèche.

Un exemple de calcul de la flèche se trouve au-dessous le ferrailage de 2<sup>ème</sup> Type.

❖ **Type 2 : Poutrelles de plancher de l'étage courant :**

Le calcul se fait en flexion simple section T, la fissuration est considérée peu nuisible : Telle que :

$b = 65 \text{ cm}$ ,  $b_0 = 12 \text{ cm}$ ,  $h = 25 \text{ cm}$ ,  $h_0 = 0.05 \text{ m}$ ,  $l_x = 542 \text{ cm}$ ,  $d = 0.9 \times h = 22.5 \text{ cm}$

**1. Calcul a L'ELU:**

- **En travée :**

$M_{u \max} = 23.26 \text{ KN.m}$ ,  $M_{s \max} = 20.01 \text{ KN.m}$

**Le moment résistant de la table :**

$M_{u \max} = 23.26 < M_{ut} = 92.105$

→ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) avec :

$S = (b \times h) = (65 \times 25) \text{ cm}^2$

- **En appuis :**

$M_{u \max} = 23.4 \text{ KN.m}$

**Le moment résistant de la table :**

$M_{u \max} = 23.4 < M_{ut} = 92.105$

→ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) avec :

$S = (b \times h) = (65 \times 25) \text{ cm}^2$

Le calcul du ferrailage à l'ELU se résume au tableau suivant :

Tableau 3.12 : Calcul de ferrailage a l'ELU pour poutrelle type 2

	$M_{u \max}$ (KN. m)	$\mu$	$\mu_c > \mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s \text{ adpt}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	23.36	0.049	Oui	0.0628	21.93	2.44	3HA12=3.39	20	2HA8 =1.01
<b>Appuis</b>	23.4	0.050	Oui	0.0641	21.92	2.45	2HA14 =3.08	20	

**2. Vérification a L'ELU :**

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$A_{\min} = 0.2608 \text{ cm}^2$

- **En travée :**

$A_{st} = 3.39 > A_{\min} = 0.2608 \rightarrow$  condition vérifié

- **Aux appuis :**

$$A_{sa} = 3.08 > A_{min} = 0.2608 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

- **Vérification de l'effort tranchant sur le béton :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable

$$V_{u\max} = 34.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{34.02 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.225} = 1.26 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.26 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis de rive :**

$$V_u \leq \bar{V}_u = 0.267 \times a_{\max} \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$V_u = 34.02 \text{ KN}$$

$$a_{\max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.225 = 0.203 \text{ cm}$$

$$\bar{V}_u = 0.267 \times 0.203 \times 0.12 \times 25 \times 10^3 = 162.60 \text{ KN}$$

$$V_u = 34.02 \leq \bar{V}_u = 162.60 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table nervure) :**

$$\tau_u^1 = \frac{V_{u\max} \times b_1}{0.9d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = 3.33$$

Avec :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0.65 - 0.12}{2} = 0.265 \text{ m}$$

$$\tau_u^1 = \frac{34.02 \times 0.265 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.225 \times 0.65 \times 0.05} = 1.37 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^1 = 1.37 \leq \bar{\tau}_u = 3.33$$

- **Vérification de l'espacement :**

• **Armatures principales :**

$$S_t = 30 < \min\{3h; 33 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 30 < \min\{75; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 30 < 33 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition :**

$$S_t = 20 < \min\{4h; 45 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 20 < \min\{100; 45\text{cm}\}$$

$$S_t = 20 < 45 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### 4. Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte de compression :**

- **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ M}$$

Le tableau suivant résume les résultats de la vérification de la contrainte de compression à l'ELS :

Tableau 3.13 : Calcul de la vérification à l'ELS de poutrelles type 2

	$M_{smax}$ (KN. m)	$A_{s1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> )	X(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
<b>Travée</b>	20.01	3.39	0	4.30	19493.78	4.41	Vérifiée
<b>Appuis</b>	16.56	3.08	0	4.12	16773.06	4.07	Vérifiée

- **État limite de déformation :**

Il est essentiel de vérifier la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite.  
Selon Les règles BAEL91 (Art B.6.8.424)

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{595} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow 0.042 \geq 0.044 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{25}{595} \geq \frac{20.01}{15 \times 27.61} \rightarrow 0.042 \geq 0.048 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{65 \times 22.5} \leq \frac{3.6}{500} \rightarrow 0.0023 \leq 0.0072 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$M_t$  : moment de flexion

$M_0$  : moment isostatique

**Exemple de calcul :** Comme un des conditions de ne se vérifie pas, le calcul de la flèche est obligatoire : On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_s \times l^2}{10 \times E_v \times I_v} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{620}{500} = 1.24$$

f: La flèche admissible

$E_v$ : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$I_v$  : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_v = 19493.78 \text{ cm}^2$$

Donc

$$f = \frac{17.08 \times 10^6 \times 620^2}{10 \times 10818.86 \times 10^4 \times 19493.78} = 0.31 \leq \bar{f} = 1.24$$

La condition est vérifiée

**Schéma de ferrailage :**

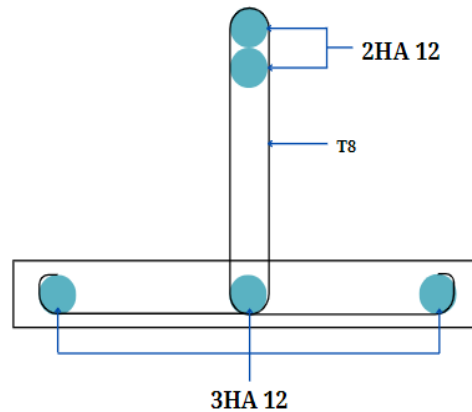


Figure 3.4 : Schéma de ferrailage des poutrelles de type 1

### 3.3. Etude des escaliers :

Remarque : dans ce projet il y a deux escaliers : le premier au niveau du bâtiment F qui donne accès à bâtiment D et le reste de l'ouvrage et l'autre escalier dans le bâtiment E qui donne accès encore à bâtiment D, voici une étude exemplaire de l'escalier de bâtiment E .

#### 3.3.1. Introduction :

L'escalier se compose d'une succession de marches horizontales et d'une plateforme intermédiaire appelé (palier). Il permet le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

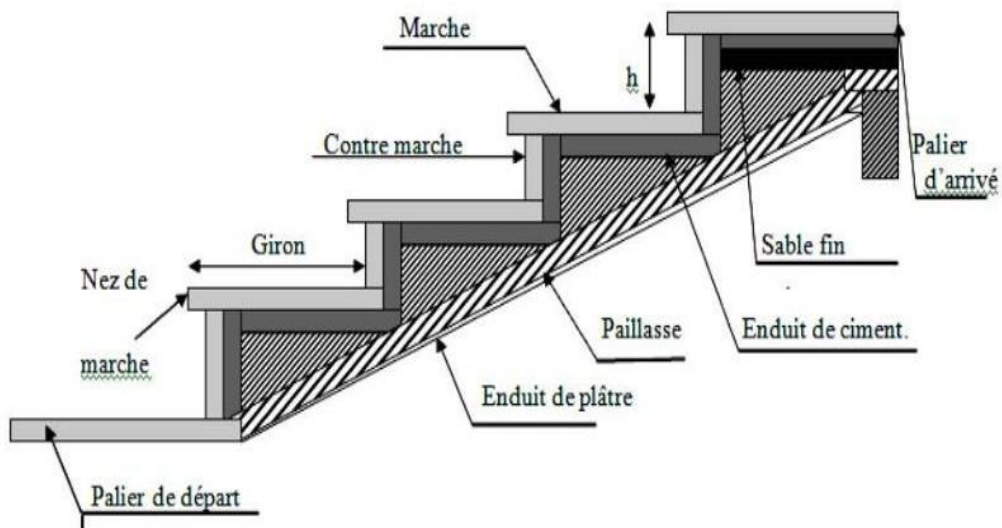


Figure 3.5 : schéma d'un escalier

Un escalier se compose de :

- **Marches** : Les surfaces horizontales sur lesquelles on marche en montant ou en descendant un escalier.
- **Contremarches** : Les panneaux verticaux qui se trouvent entre chaque marche, fermant ainsi l'espace entre les marches.
- **Emmarchement** : largeur praticable de l'escalier qui correspond en général à la grande dimension de la marche
- **Giron** : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches successives. Le giron varie généralement entre 25 et 32 cm
- **La paillasse** : dalle inclinée qui supporte les marches et les contremarches d'un escalier,
- **Volée** : ensemble de marches successives, comprises entre deux paliers.

### 3.3.2. Dimensionnement de l'escalier :

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contres marche (H) on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$60 \leq g + 2h \leq 66$$

Avec

- h : hauteur de la contre marche varie entre 14 à 20 cm
- g : giron varie de 22 à 33cm

En pratique on prend  $g + 2h = 64\text{cm}$  , et  $13 \leq h \leq 17\text{ cm}$

Pour  $h=16\text{ cm}$ ,  $g= 30\text{ cm}$   $\rightarrow g + 2(17) = 62\text{cm}$

#### • Détermination du nombre de marches :

Soit :

- La hauteur d'étage  $H=400\text{ cm}$ .
- La hauteur des gravir, les deux volées :

$$H_1 = 192$$

$$H_2 = 208$$

h : la hauteur de marche.

n : nombre de contre marche.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{400}{16} = 25 \text{ contremarche}$$

Donc :

$$\begin{cases} 13 \text{ contre marches pour } 1^{\text{ère}} \text{ volée} \\ 12 \text{ contre marches pour } 2^{\text{ème}} \text{ volée} \end{cases}$$

- **Longueur de ligne de foulée :**

$$L = (n_1 - 1)g = (13 - 1) \times 0.3 = 3.6\text{m}$$

$$L = (n_2 - 1)g = (12 - 1) \times 0.3 = 3.3\text{ m}$$

- **Inclinaison de la volée :**

$$\arctg \alpha_1 = \frac{192}{360} = 28.07^\circ$$

$$\arctg \alpha_2 = \frac{208}{330} = 32.22^\circ$$

- **Porté de la paillasse**

$$L_{p1} = \frac{192}{\sin \alpha_1} = 408.03\text{ cm}$$

$$L_{p1} = \frac{212}{\sin \alpha_2} = 390.12\text{ cm}$$

- **Epaisseur de la dalle d'escalier :**

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

$$\frac{408.03}{30} \leq e_p \leq \frac{408.03}{20} \rightarrow 13.60 \leq e_p \leq 20.40$$

$$\frac{390.12}{30} \leq e_p \leq \frac{390.12}{20} \rightarrow 13 \leq e_p \leq 19.51$$

Donc on prend  $e_p = 20\text{ cm}$

### 3.3.3. Descente de charges :

- Paillasse :

Tableau 3.14 : Descente de charges (Paillasse d'escalier)

N°	Désignation	e (m)	Poids volumique	Poids G (KN /m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44
2	Mortier de ciment horizontal	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Revêtement en carrelage vertical	0.02	22	0.44
5	Mortier de ciment vertical	0.02	20	0.4
6	Poids propre des marches	0.16/2	22	1.76
7	Poids propre de la paillasse	0.2	25	5
8	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
9	Garde-corps	-		0.1
			<b>G</b>	<b>9.68</b>

- Surcharges d'exploitation :  $Q = 2.5\text{ KN/m}^2$

- **Palier :**

Tableau 3.15 : Descente de charges (palier d'escalier)

N°	Désignation	e (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids G (KN /m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose en ciment	0.02	20	0.4
4	Poids propre du palier	0.2	25	5
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			<b>G</b>	6.58

- Sur charge d'exploitation  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

### 3.3.4. Evaluation des charges et surcharges :

- Charges et surcharges :

- La paillasse :

$$G = 9.68 \text{ KN/m}^2 \quad , \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

- Le palier :

$$G = 6.58 \text{ KN/m}^2 \quad , \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

- Combinaison des charges :

- Tableau 3.16 : Calcul des combinaisons de charges d'escalier

Combinaisons d'action	La paillasse (KN/ml)	Palier(KN/ml)
ELU 1.35G + 1.5Q	16.82	12.63
ELS G+Q	12.18	9.08

### 3.3.5. Calcul des sollicitations :

- **ELU :**

$$M_{\text{umax}} = 65.16 \text{ KN.m}$$

$$V_{\text{umax}} = 46.82 \text{ KN}$$

- **ELS :**

$$M_{\text{smax}} = 47.15 \text{ KN.m}$$

$$V_{\text{smax}} = 33.89 \text{ KN}$$

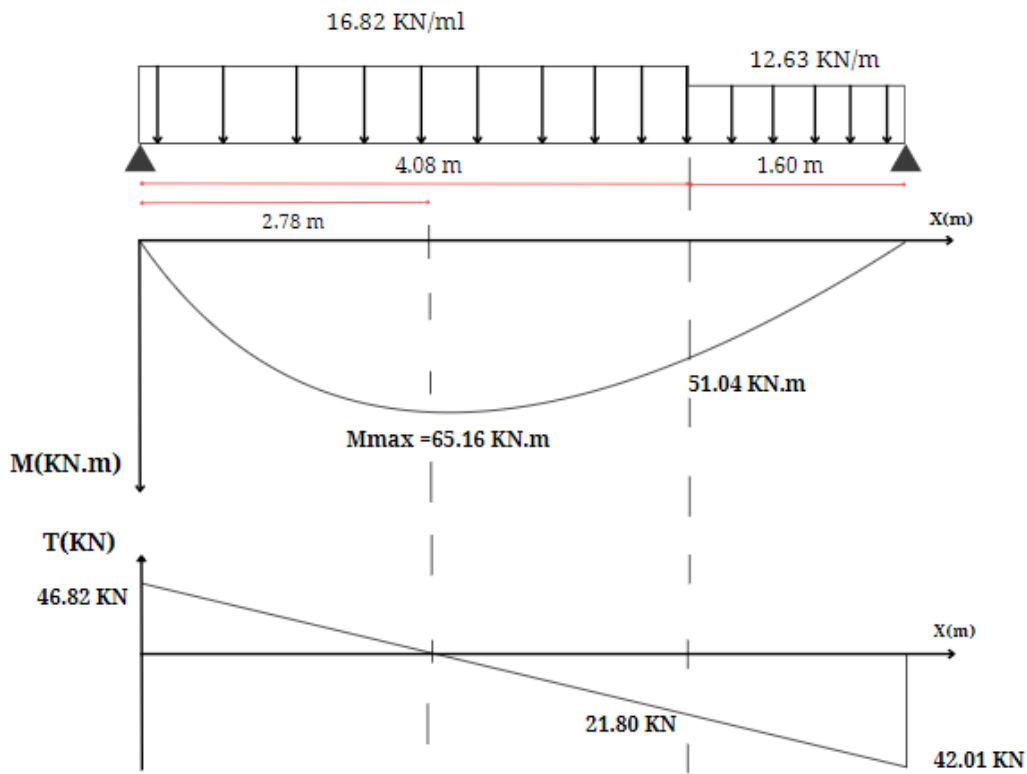


Figure 3.6 : Digramme des efforts internes d'escalier à l'ELU

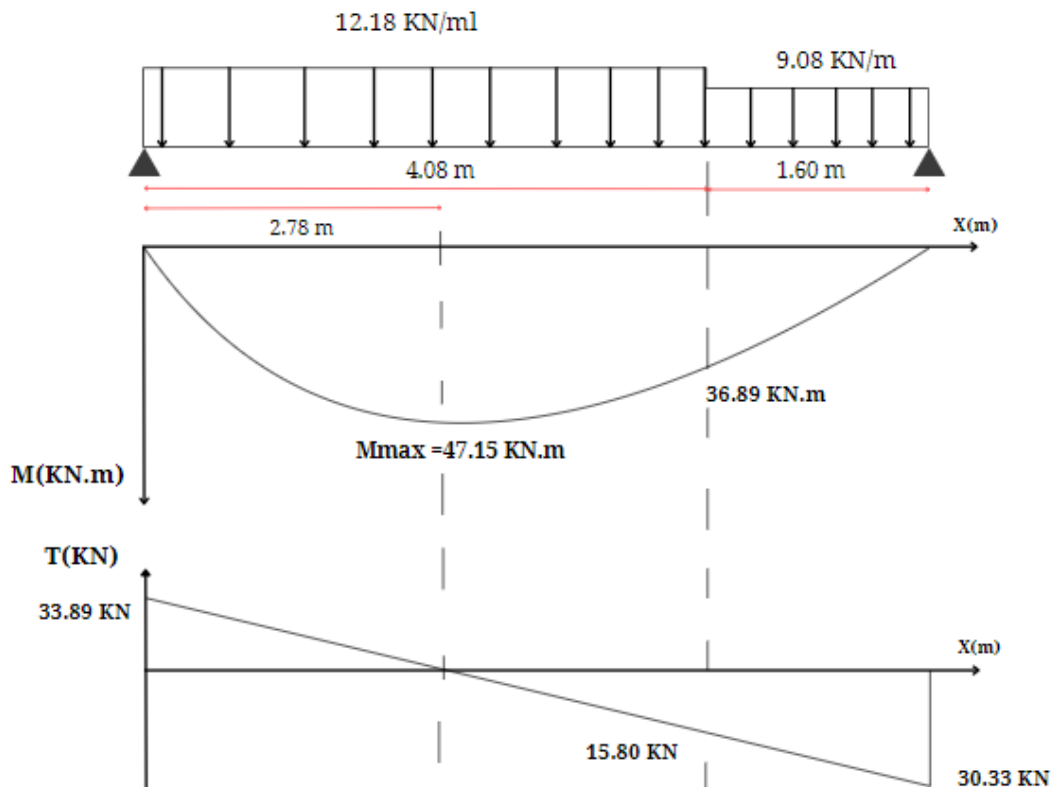


Figure 3.7 : Digramme des efforts internes d'escalier à l'ELS

### 3.3.6. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple section rectangulaire de dimensions (b×h). Le ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur. L'escalier est élément intérieur, donc la fissuration est peu préjudiciable.

Telle que : b=100 cm ; h=20 cm ; d=0.9 × 20=18 cm

- A L'ELU :

$$M_{\text{Travée max}} = 0.85 \times 65.16 = 55.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui max}} = 0.3 \times 65.16 = 19.55 \text{ KN.m}$$

- A L'ELS :

$$M_{\text{Travée max}} = 0.85 \times 47.15 = 40.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui max}} = 0.3 \times 47.15 = 14.15 \text{ KN.m}$$

#### 1. Calcul a L'ELU :

Le calcul est résumé dans le tableau suivant :

Tableau 3.17 : Calcul de ferrailage a L'ELU d'escalier

	$M_{\text{umax}}$ (KN. m)	$\mu$	$\mu_c > \mu$	$\alpha$	Z	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s$ adpt (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
<b>Travée</b>	55.38	0.1206	Oui	0.1611	16.84	7.56	7HA12	7.92	15
<b>Appuis</b>	19.55	0.0426	Oui	0.0544	17.61	2.55	5HA10	3.93	20

#### • Armatures de répartition :

- En travée :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98$$

On opte **5HA8** avec  $A_r = 2.51 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$

- En appuis :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98$$

On opte **4HA8** avec  $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$

#### 2. Vérification a L'ELU :

##### • Vérification de condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{500}$$

$$A_{\text{min}} = 1.74 \text{ cm}^2$$

- En appuis :  $A_S = 7.92 > A_{\min} = 1.74 \rightarrow$  condition vérifiée
- En Travée :  $A_S = 3.93 > A_{\min} = 1.74 \rightarrow$  condition vérifiée

- **Vérification de l'espacement :**

- **Armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min(3 \times h ; 33) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq \min(60 ; 33) \text{ cm}$$

En travée:

$$15 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En appuis:

$$20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Armatures de répartition:**

$$S_t \leq \min(4 \times h ; 45) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq \min(80 ; 45) \text{ cm}$$

$$20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification du contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{46.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.260 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.260 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence des barres :**

- **En travée :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i} \leq \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.8 \text{ MPa}$$

$\sum \mu_i$  : Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times \pi \times 1.4 = 26.38 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{46.82 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.264} = 1.09$$

$$\tau_{se} = 1.09 \leq \bar{\tau}_{se} = 2.8 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **En appuis :**

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.8 \text{ MPa}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 1,2 = 18.85 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{46.82 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.1885} = 1.53$$

$$\tau_{se} = 1.53 \leq \bar{\tau}_{se} = 2.8 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres

### 3. Vérification a L'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie  $\bar{\sigma}_{bc}$  et la flèche :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

X : La position de l'axe neutre.

$I_1$  : L'inertie de la section homogénéisée

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On détermine la position de l'axe neutre par la résolution de l'équation suivante :

- **En travée :**

$$\frac{b X^2}{2} + n A'_s (X - c') - n A_s (d - X) = 0$$

Avec :

$$A'_s = 0, A_s = 7.92, n = 15$$

$\eta$  = le coefficient d'équivalence acier – béton

$$50X^2 - 118.8(18 - X) = 0$$

$$50 X^2 + 118.8 X - 2138.4 = 0$$

$$X = 5.46 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} X^3 + n A_s (d - X)^2 = \frac{100}{3} \times 5.46^3 + 15 \times 7.92 (18 - 5.46)^2$$

$$I = 24107.201 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{40.08 \times 10^5}{24107.201} \times 0.0546 = 9.08 \text{ MPa}$$

Alors

$$\sigma_{bc} = 9.08 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **En appuis :**

$$\frac{b X^2}{2} + n A'_s (X - c') - n A_s (d - X) = 0$$

Avec :

$$A'_s = 0, A_s = 3.93, n = 15$$

$$50 X^2 + 58.95 X - 1061.1 = 0$$

$$X = 4.05 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} X^3 + n A_s (d - X)^2 = \frac{100}{3} \times 4.05^3 + 15 \times 3.93 (18 - 4.05)^2$$

$$I = 13686.15 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14.15 \times 10^5}{13686.15} \times 0.0405 = 4.19 \text{ MPa}$$

Alors

$$\sigma_{bc} = 4.19 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Schéma de ferrailage :**

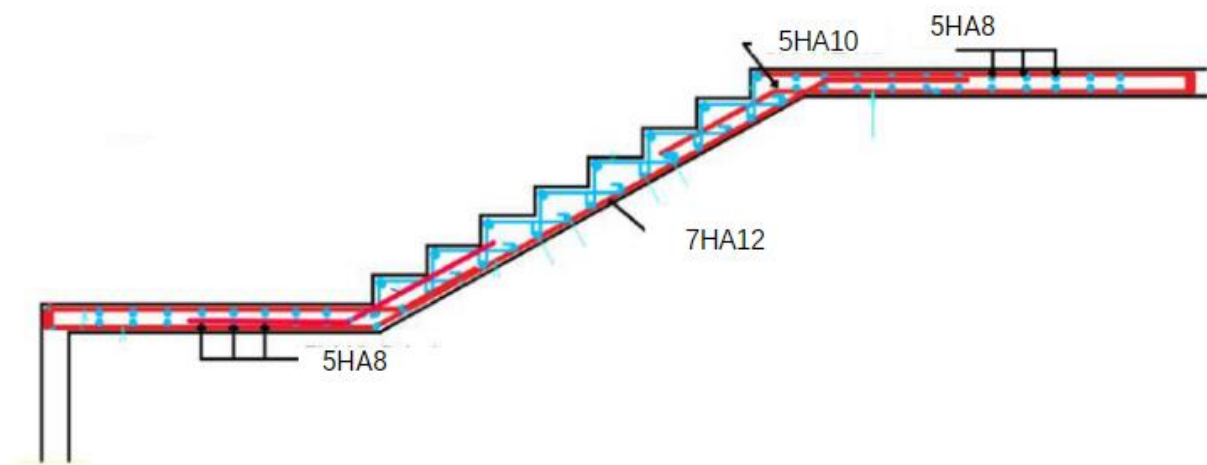


Figure 3.8: Schéma de ferrailage de l'escalier

## Chapitre 04 : Etude dynamique et sismique

#### 4.1. Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de comprendre, d'abord, comment une structure se comporte face aux forces dynamiques, y compris celles générées par les séismes, puis à la calculer de telle sorte à résister aux sollicitations tout en permettant des déformations et des contraintes admissibles.

#### 4.2. Présentation de logiciel ETABS :

ETABS, Extended Three-dimensional Analysis of Building System, développé par CSI, permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique, dynamique et temporelle. Le logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Eurocode, UBC, ACI...Etc.).

##### 4.2.1. Les Etapes de modélisation de la structure sur ETABS :

La modélisation de la structure étudiée a été réalisée en suivant les étapes suivantes :

- Création du modèle géométrique, les niveaux, les axes sur le plan etc...
- Définir les propriétés du matériau utilisé, les éléments structuraux (poteaux, poutres, etc...)
- Modélisation de la structure en système portique
- Définir les conditions aux limites
- Déterminer et appliquer les charges

**La charge permanent G** : consiste par le poids total des éléments modélisés de la structure, ainsi que la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres.

**La Charge d'exploitation Q** : distribuée par les planchers aux poutres

**Les forces sismiques E** : représentées par les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X, et Y).

- Définir la fonction de spectre de réponse
- Détermination des combinaisons fondamentales et accidentelle :
  - 1.35G + 1.5Q
  - G + Q
  - G+ Q+ Ex
  - G + Q+ Ey
  - 0.8G + Ex
  - 0.8G + Ey
  - G+ Q+ 1.2Ex (pour les poteaux)
  - G+ Q + 1.2Ey (pour les poteaux)
- Lancement de l'analyse

Et enfin, exploitation et Interprétation des résultats

### 4.3. Etude dynamique :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape cruciale dans l'étude de conception d'un ouvrage implanté dans une zone sismique ou éventuellement soumis à d'autres charges accidentelles comme le vent (dans certains cas particuliers) ou application des machines vibrantes, L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action.

#### 4.3.1. Nombre de modes à considérer :

Selon RPA 99 V2003 l'article 4.3.4 : Dans les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chaque direction d'excitation doit être suffisant pour garantir que :

- La somme des masses modales effectives des modes sélectionnés représente au moins 90% de la masse totale de la structure.
- Tous les modes dont la masse modale effective dépasse 5% de la masse totale de la structure doivent être inclus pour calculer la réponse globale de la structure.
- Un minimum de trois modes doit être retenu dans chaque direction considérée.

#### 4.3.2. Résultat de l'analyse modale :

L'analyse dynamique est effectuée après la modélisation de la structure à l'aide de logiciel ETABS, on sera capable d'avoir la période de l'ouvrage, la participation massique à chaque mode.

Display → Show tables → Modal Participating mass ratios

#### 4.3.3. Estimation de la période empirique de la structure :

La valeur de la période empirique (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empirique ou calculé par les méthode analytique ou numérique :

$$T = (C_t \times h^{3/4}; \frac{0.09 \times h}{\sqrt{D}})$$

h : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau.

$C_t$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 du RPA 2003.

D: Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$T = \text{Min}(T, T')$$

Selon le RPA99 V2003 ART (4.2.4) Les période analytiques (numériques) estimé ne doit pas dépasser 30% de les période empirique calculé

$$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}} \rightarrow T = T_{\text{analytique}}$$

$$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3 \times T_{\text{empirique}} \rightarrow T = T_{\text{empirique}}$$

$$1.3 \times T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} \rightarrow T = 1.3 \times T_{\text{empirique}}$$

#### 4.4. Étude sismique :

Selon le RPA99 V2003/ Art.4.1.1 : Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes dynamiques suivantes :

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale
- Par la méthode d'analyse dynamique par accéléro-grammes.

##### 4.4.1. Principe de la méthode statique équivalente :

Selon le RPA99 V2003 (Art 4.2. 1) Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Ces forces horizontales sont appliquées dans deux axes principaux du plan horizontal de la structure. Il est important de noter que les forces et les déformations calculées par les méthodes d'analyse statique pour les charges de conception recommandées sont généralement inférieures à celles qui seraient observées lors d'un séisme majeur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bloc étudié satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation
- Zone I
- Groupe d'usage 1B
- La hauteur du bloc  $H = 8 \text{ mètres} < 65 \text{ mètres} \rightarrow$ Condition non vérifié.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de nos bâtiments, Il est nécessaire d'adopter la méthode dynamique modale spectrale en se référant au spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Cependant, en raison de certaines vérifications requises, il est indispensable de recourir à la méthode statique équivalente pour vérifier la condition stipulée dans le "RPA99, chapitre IV, 4.3.6".

##### • Calcul de la force sismique total (méthode statique équivalente) :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure,

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

(RPA99 V2003/ Art.4.2.3)

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone. il dépend de la zone sismique et de groupe d'usage du bâtiment.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- R : Coefficient de comportant globale de la structure.
- Q : Le facteur de qualité

## 1. Détermination des paramètres de calcul

- **Le Coefficient d'accélération A :**

Est donné par le tableau 4.1 de RPA 99 V2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : La wilaya de Khenchela est classé dans la Zone I , Groupe 2.

Donc d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0.15**

- **Le coefficient de comportement global de la structure R :**

Ça valeur unique est donné par le tableau 4.3 en fonction de système de contreventement de la structure dans notre cas on a une structure en béton armé portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide (1b) donc : **R= 3.5**

- **Le facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{5} P_q$$

Et  $P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non ; sa valeur est donnée avec RPA99 V2003 Tableau 4.4

Les conditions suivantes non vérifiées sur notre structure :

- Régularité en élévation
- control de qualité de matériaux
- control de qualité de l'exécution

$$Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.10 = 1.2$$

- **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Fonction de la catégorie de site. Du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

- **Facteur de correction d'amortissement "η" :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (tableau 4.2 RPA99)

Pour portique en béton armé remplissage dense  $\xi$  (%) = 7, pour les 6 blocs de l'ouvrage :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.88$$

- **Classification du site :**

D'après l'article 3.3 (RPA99 version 2003). Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent (Tableau 4.7 RPA99) Notre structure est située dans un site de catégorie S3 donc les périodes caractéristiques associées à cette catégorie de site S3 est :

$$T_1 = 0.15 \text{sec} ; T_2 = 0.50 \text{sec}$$

• **Le poids total de la structure W :**

Le poids total de la structure est donné par la formule suivant :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- $W_{Gi}$  : Poids due aux charges permanentes.
- $W_{Qi}$  : Poids due aux charges d'exploitation.
- $\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 (RPA99 v2003):

Pour un bâtiment d'habitation  $\beta = 0,2$ .

**4.4.2. La méthode dynamique modal spectrale RPA99 V2003 :**

La méthode d'analyse modale spectrale est applicable dans toutes les situations, notamment lorsque l'utilisation de la méthode statique équivalente est restreinte. Ainsi, nous avons opté pour une approche dynamique, à savoir la méthode d'analyse modale spectrale.

Par cette méthode. Il est recherché pour chaque mode de vibration. Le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**1. Spectre de réponse de calcul :**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (1.25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{2/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec : T1, T2 : Période caractéristique associée à la catégorie de site.

A l'aide du logiciel de ETABS, on a étudié l'analyse dynamique modale spectrale en introduisant le spectre de réponse de calcul représenté ci-dessous sous forme d'une courbe retraçant la variation d'accélération spectrale relative « Sa/g » d'un point du sol sous l'effet des secousses sismiques en fonction de la période propre de leurs oscillations non amortie.

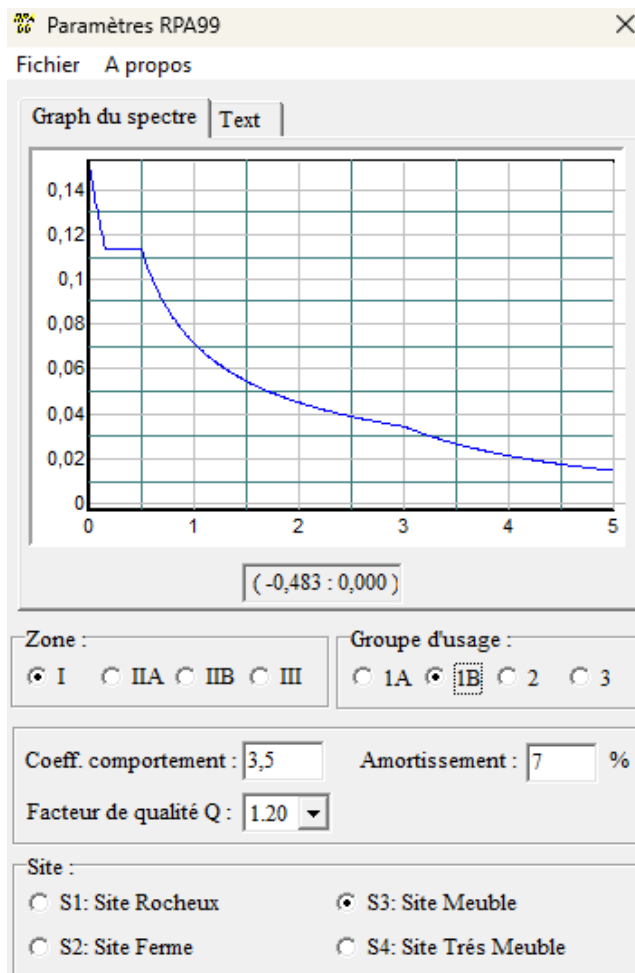


Figure 4.1 : le spectre de réponse sismique utilisé selon le RPA99 V 2003

## 2. Calcul de la force sismique par la méthode dynamique modal spectral :

A partir du logiciel ETABS on obtient l'effort tranchant a la base dans les deux sens :

Display → Show tables → Base reactions

#### 4.4.3. Vérification des forces sismique de calcul :

Selon l'article A.4.3.6 /RPA99 V2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue à partir du modèle numérique ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

#### 4.4.4. Vérification des déplacements inter étage :

Selon le RPA 99 V2003 (ART 5.10), Les déplacement latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui son adjacents, et tel que calculés, selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$R. \Delta_k < \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0.01 h_e$$

$R$ : Coefficient de comportement  $R=3.5$

$h_e$  : La hauteur de l'étage

$\Delta_k$  : Le déplacement relatif à chaque niveau, le résultat donné à chaque niveau

La vérification des critères du RPA99v2003 mentionnés en ci-dessus est présentée en ce qui suit pour chaque bloc séparément.

#### I. Bloc A :

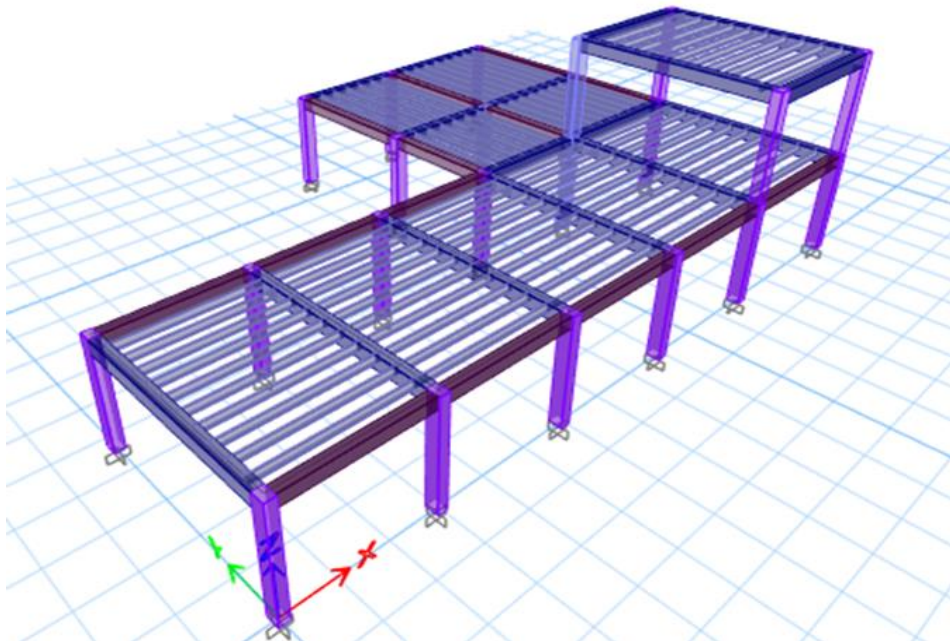


Figure 4.2 : Modélisation du bloc A en 3D avec ETABS (vue 01)

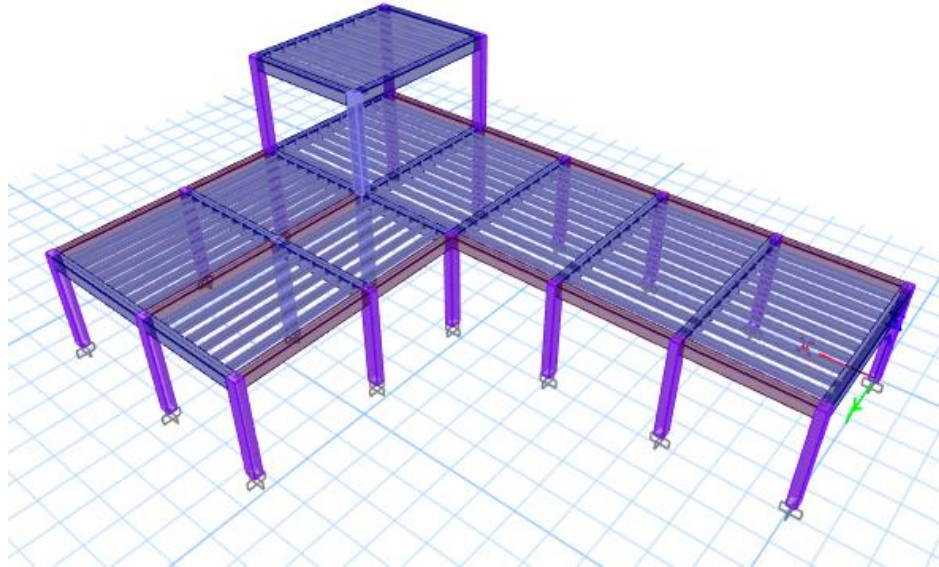


Figure 4.3 : Modélisation du bloc A en 3D avec ETABS (vue 02)

**1. Résultat de l’analyse modale :**

Le tableau ci-dessous représente les facteurs de participation massique de chaque mode : “ Modal participating mass ratios “

Display → Show tables → Modal Participating mass ratios

Tableau 4.1 : les facteurs de participation massique

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
Modal	1	0,406	0,2063	0,4102	0,2063	0,4102	0,2361
Modal	2	0,367	0,6269	0,2526	0,8332	0,6628	0,0031
Modal	3	0,275	0,092	0,2333	0,9252	0,8962	0,6169
Modal	4	0,224	0,0251	0,1	0,9503	0,9962	0,0745
Modal	5	0,204	0,0447	0,0034	0,995	0,9995	0,0267
Modal	6	0,19	0,005	0,0005	1	1	0,0427

Voici des images qui montre la déformation de bloc selon le premier mode et le deuxième mode :

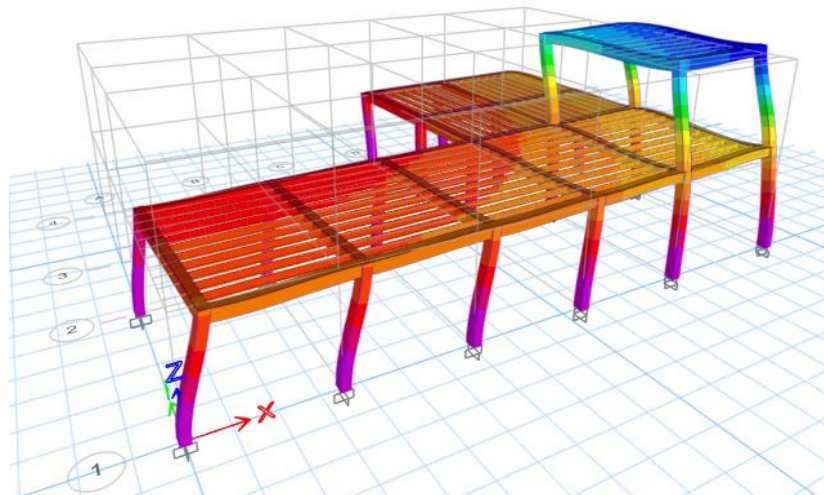


Figure 4.4 : déformation de Bloc A selon le mode 1 vue en 3D

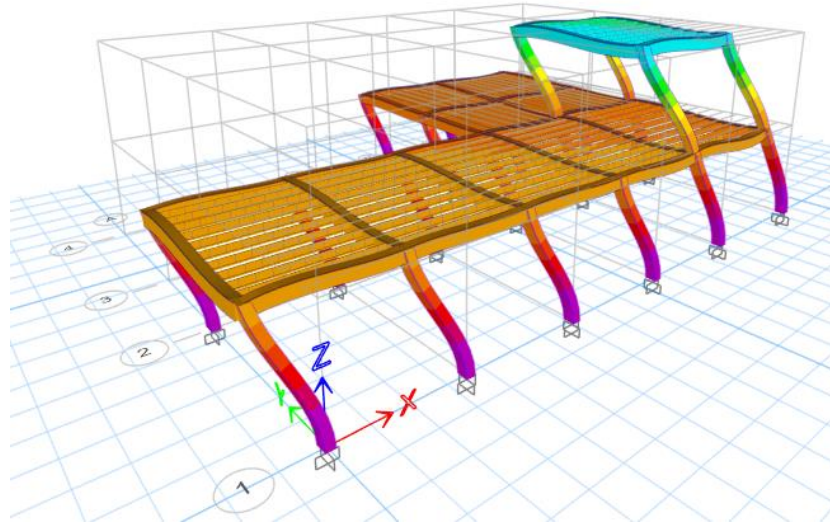


Figure 4.5 : déformation de bloc A selon le mode 2 vue en 3D

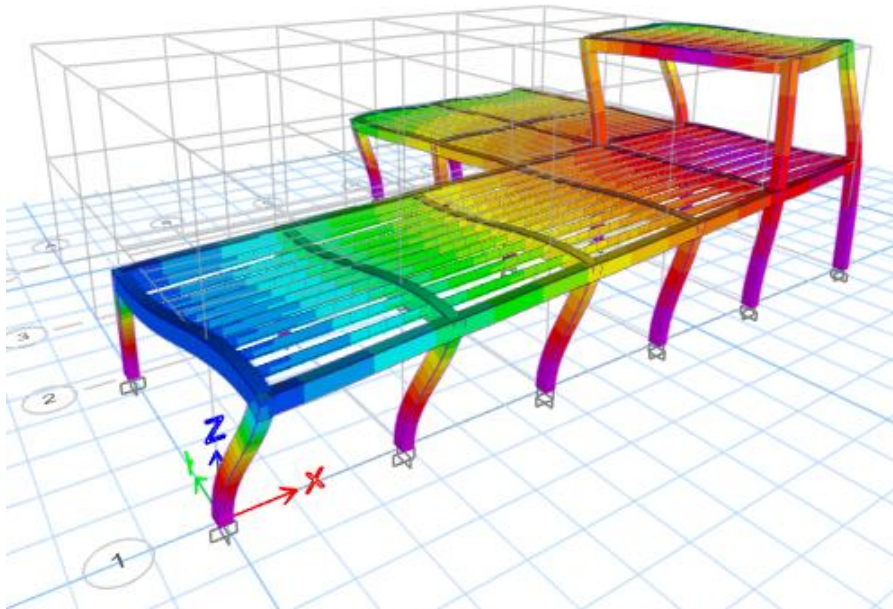


Figure 4.6 : déformation de bloc A selon le mode 3 vue en 3D

#### Interprétation de résultat :

- Le Premier mode représente un mode couplé, une translation suivant l'axe Y avec une participation massique de 41.02% et une participation de 20.63% suivant l'axe X et une torsion de 23.61% autour de l'axe Z et une période de 0.406 sec
- Le deuxième mode est une translation couplé suivant l'axe X avec une participation massique de 62.69 % et une participation de 25.26% suivant l'axe Y et une période de 0.367 sec.
- Le troisième mode représente un mode couplé, une torsion avec une participation massique de 61.69% autour de l'axe Z et une translation avec une participation de 23.33% suivant l'axe Y.

**2. Estimation de la période empirique :**

$$T = (C_t \times h^{3/4}; \frac{0.09 \times h}{\sqrt{D}})$$

h = 8mètres

C<sub>t</sub> = 0.05

$$T = 0.050 \times 8^{3/4} = 0.2378$$

D<sub>x</sub>=22.95 ; D<sub>y</sub> =16.45

**Dans le sens X :**

$$T' = 0.09 \times \frac{8}{\sqrt{22.95}} = 0.1503$$

$$T_x = \min(T, T') = 0.1503$$

La période fondamentale statique majoré de 30% est :

$$1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.1503 = 0.19539$$

$$1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.1953 < T_{\text{analytique}} = 0.367 \rightarrow T = 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.1953$$

**Dans le sens Y :**

$$T' = 0.09 \times \frac{8}{\sqrt{16.45}} = 0.1775$$

$$T_y = \min(T, T') = 0.1775$$

$$1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.1775 = 0.2307$$

$$1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.23075 < T_{\text{analytique}} = 0.406 \rightarrow T = 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.2307$$

**3. Calcul de la force sismique total (la méthode statique équivalente) :**

Le premier bloc qui est un R+1 avec une terrasse inaccessible et une hauteur de 8 mètres, d'une longueur de 22.95 mètres et une largeur de 16.45 mètres.

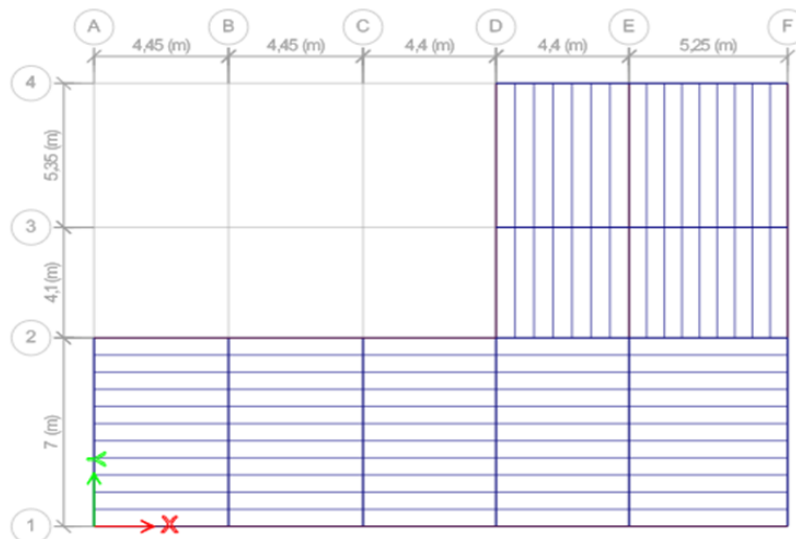


Figure 4.7 : une vue en plan du bloc A

- **Le poids total de la structure W :**

Pour un bâtiment d'habitation  $\beta = 0,2$ .

A partir du logiciel ETABS on aura le poids total de la structure :

$$W = 2846.22 + 0.2 \times 423.98 = 2931.02 \text{ KN}$$

Tableau 4.2 : Résultat de Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

Sens	A	D	R	Q	W(KN)	$V_{stat}$ (KN)	$0.8V_{stat}$ (KN)
X	0.12	2.2	3.5	1.2	2931.02	265.299	212.24
Y	0.12	2.2	3.5	1.2	2931.02	265.299	212.24

#### 4. Calcul de la force sismique par la méthode dynamique modal spectral

Tableau 4.3 : L'effort tranchant a la base et le poids de la structure

Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN
Dead	LinStatic		0	0	2846,2186
Live	LinStatic		0	0	423,8975
x	LinRespSpec	Max	246,2618	120,6613	0
y	LinRespSpec	Max	120,7025	210,8599	0

#### 5. Vérification de les forces sismique de calcul :

- **Sens X :**

$$V_{dyn x} = 246.26 > 0.8 \times V_{stat} = 212.24 \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

- **Sens Y :**

$$V_{dyn y} = 210.86 < 0.8 \times V_{stat} = 212.24 \rightarrow \text{Condition non vérifié}$$

La force sismique dans la direction y nécessite une amplification de l'ordre de 1%

#### 6. Vérification de déplacement inter étage :

Tableau 4.4: Résultat de vérification de déplacement inter étage

Etage	h (m)	1% h (mm)	$\delta_{kx}$ (mm)	$\Delta kx$	R. $\Delta_{kx}$	$\delta_{ky}$ (mm)	$\Delta_{ky}$	R. $\Delta_{ky}$	R. $\Delta_k < 1\%h$
Terrasse Inaccessible	4	40	6.425	3.133	10.96	7.823	4.81	16.84	Vérifié
Etage courant	4	40	3.292	3.292	11.52	3.013	3.013	10.55	Vérifié

La condition :  $R * \Delta_k \leq 1\% h$  est vérifiée à tous les niveaux et dans les deux sens, donc les déplacements relatifs horizontaux sont admissibles

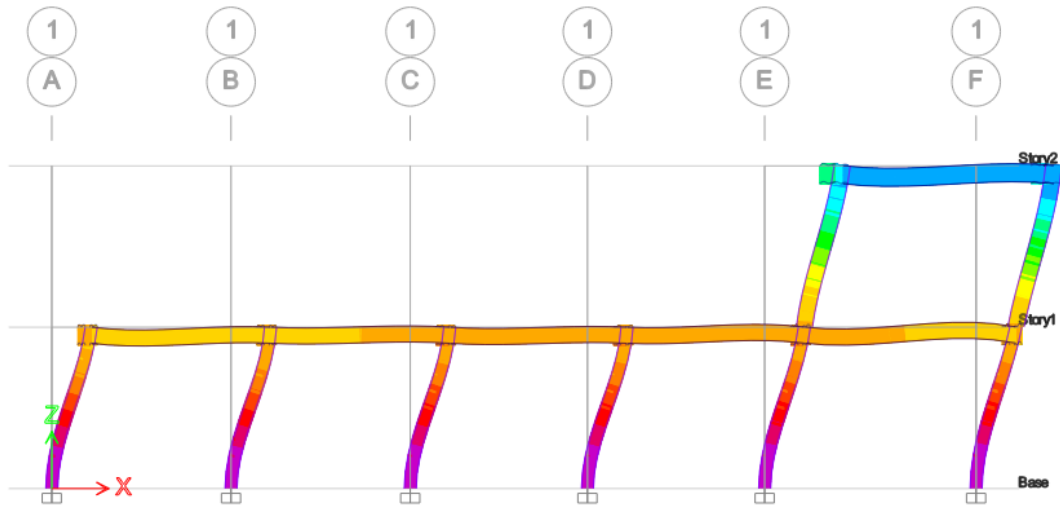


Figure 4.8 : déplacement de bloc A selon la fonction x de séisme (vue en élévation)

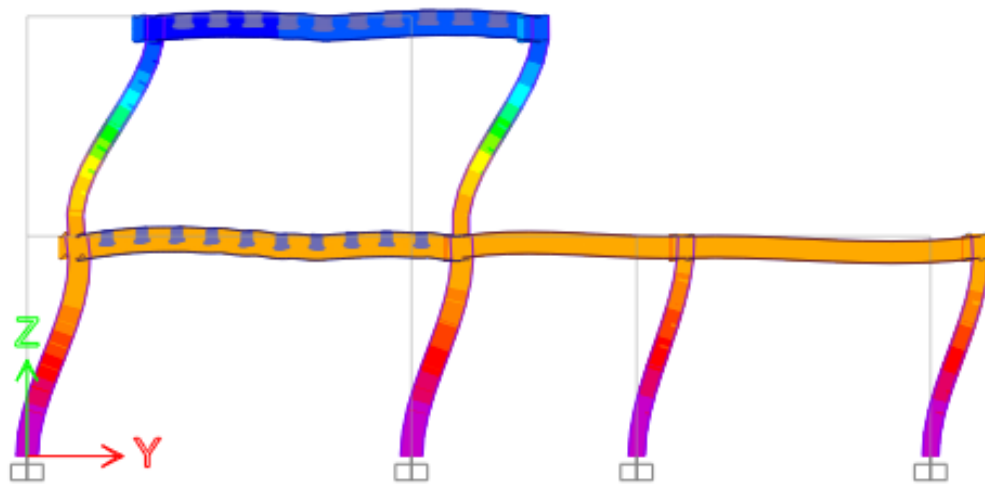


Figure 4.9 : déplacement de bloc A selon la fonction y de séisme (vue en élévation)

## II. Bloc B :

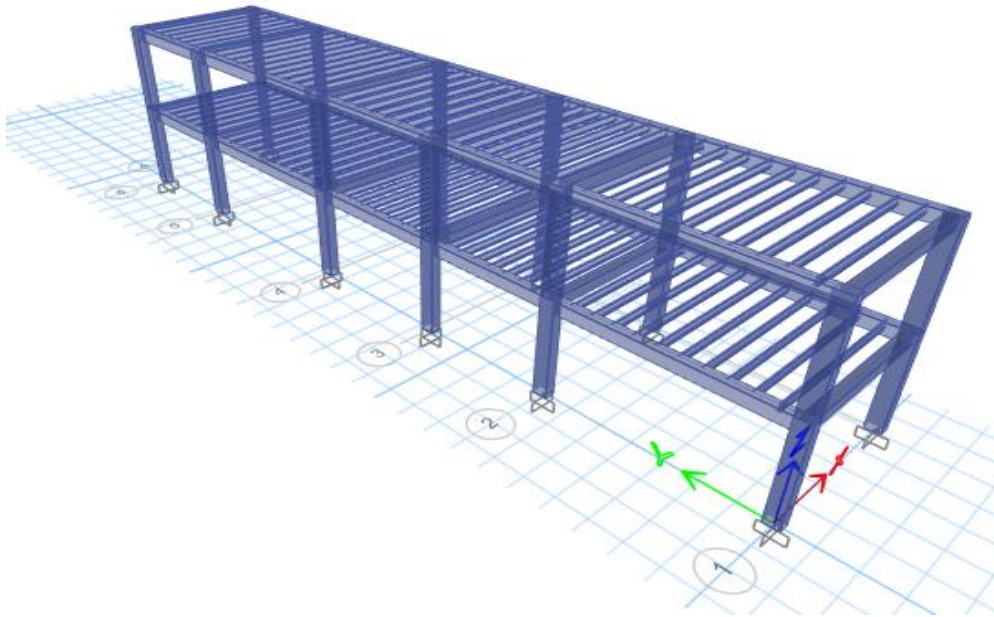


Figure 4.10 : modélisation de Bloc B en 3D avec ETABS (vue 01)

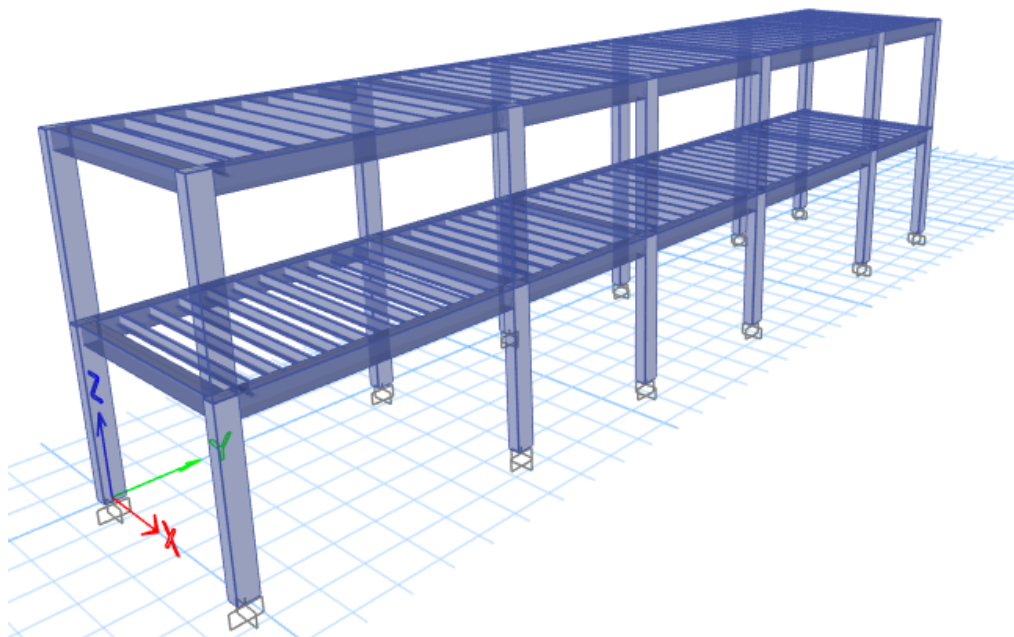


Figure 4.11 : modélisation de bloc B en 3D avec ETABS (vue 02)

### 1. Résultat de l'analyse modale :

Pour le cas de BLOC B, le nombre de modes de vibration retenue dans chaque direction a garanti les conditions suivantes :

- La masse modale cumulé à atteindre les 90% au deuxième mode de vibration et les 100% au 6<sup>ème</sup> mode.
- Le nombre de mode pris est 6 modes de vibration

Voici le tableau ci-dessous qui représente les facteurs de participation massique de chaque mode d'après le logiciel ETABS :

Display → Show tables → Modal Participating mass ratios

Tableau 4.5 : Les facteurs de participation massique

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
Modal	1	0,619	0,8878	0	0,8878	0	0,0141
Modal	2	0,518	0,0137	0	0,9016	0	0,8892
Modal	3	0,418	0	0,9006	0,9016	0,9006	0
Modal	4	0,194	0,0968	0	0,9984	0,9006	0,0016
Modal	5	0,165	0,0016	0	1	0,9006	0,0951
Modal	6	0,131	0	0,0994	1	1	0

Voici des images qui montre la déformation de bloc selon le premier mode et le deuxième mode :

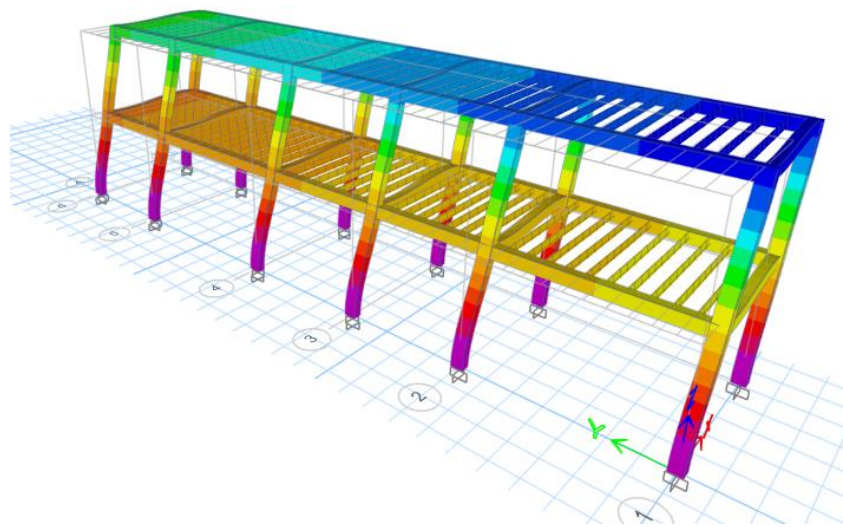


Figure 4.12 : déformation de bloc B selon le mode 1 vue en 3D

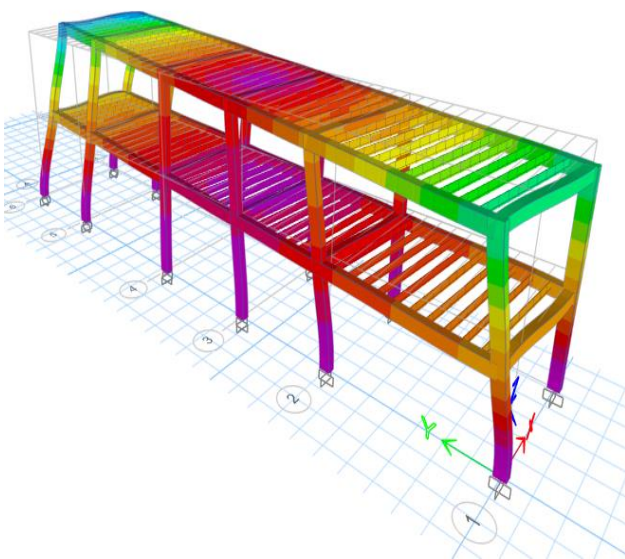


Figure 4.13 : déformation de Bloc B selon le mode 2 vue en 3D

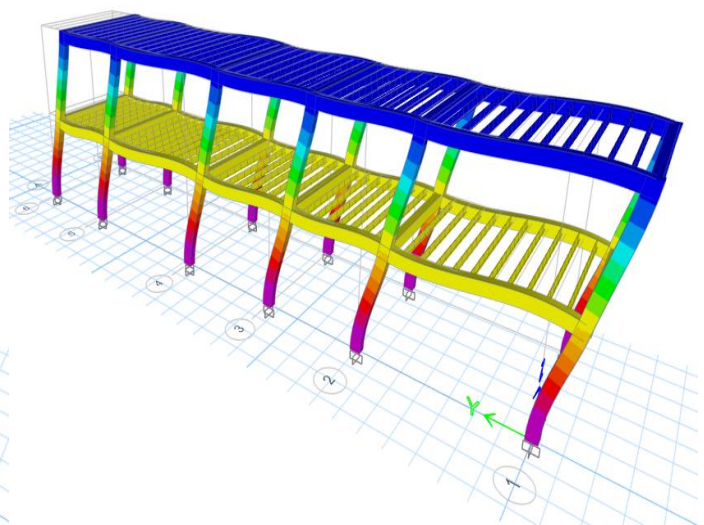


Figure 4.14 : déformation de Bloc B selon le mode 3 vue en 3D

**2. Interprétation des résultats**

- Le Premier mode est une translation pure suivant l'axe X avec une participation de 88.78% de la masse et une période de 0.619 sec, se signifie que le sens X est plus flexible par rapport au sens Y.
- Le deuxième mode représente une torsion avec une participation massique de 88.92%.
- Le troisième mode est une translation pure suivant l'axe Y avec une participation de 90.06 % de la masse et une période de 0.418 sec, se signifie que le sens Y est plus flexible par rapport au sens X.

**3. Estimation de la période empirique de la structure :**

$$T = (C_t \times h^{3/4} ; \frac{0.09 \times h}{\sqrt{D}})$$

h = 8mètres

C<sub>t</sub> = 0.05

$$T = 0.050 \times 8^{\frac{3}{4}} = 0.2378$$

D<sub>x</sub>=5.15 ; D<sub>y</sub> =28.15

**Dans le sens X :**

$$T' = 0.09 \times \frac{8}{\sqrt{5.15}} = 0.3173$$

$$T_x = \min(T, T') = 0.2378$$

La période fondamental statique majoré de 30% est :

$$1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.2378 = 0.3091$$

$$1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.3091 < T_{\text{analytique}} = 0.619 \rightarrow T = 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.3091$$

**Dans le sens Y :**

$$T' = 0.09 \times \frac{8}{\sqrt{28.15}} = 0.1357$$

$$T_y = \min(T, T') = 0.1357$$

$$1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.1357 = 0.1764$$

$$1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.1764 < T_{\text{analytique}} = 0.418 \rightarrow T = 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.1764$$

**4. Calcul de la force sismique total par (la méthode statique équivalente) :**

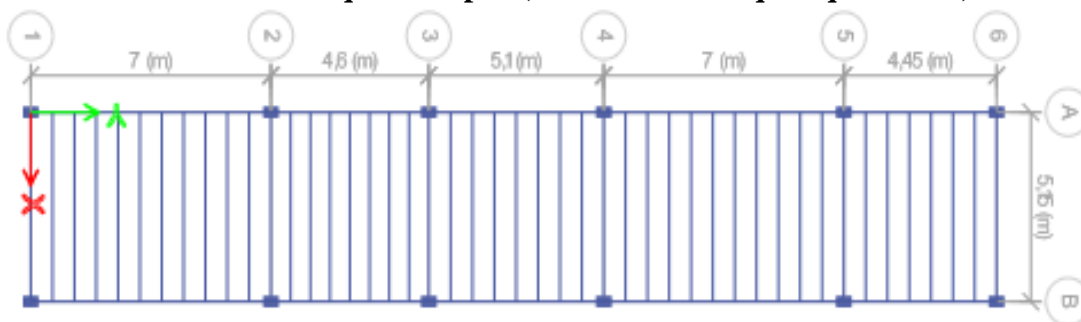


Figure 4.15 : vue en plan de bloc B

Avec :

- Coefficient d'accélération  $A = 0.12$
- Coefficient de comportement  $R = 3.5$
- Facteur de qualité  $Q = 1.2$
- Facteur d'amplification  $D = 2.2$
- Le poids total de la structure :  
 $W = 2792.19 + 0.2 \times 769.92 = 2946.17 \text{ KN}$   
 $V = \frac{0.12 \times 2.2 \times 1.2}{3.5} \times 2946.17 = 266.67 \text{ KN}$

**5. Calcul de la force sismique par la méthode dynamique modal spectral :**

A partir du logiciel ETABS on obtient l'effort tranchant a la base dans les deux sens

Display → Show tables → Base Reactions

Tableau 4.6: L'effort tranchant a la base

Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN
Dead	LinStatic		0	0	2792,1966
Live	LinStatic		0	0	769,925
x	LinRespSpec	Max	423,2147	0	0
y	LinRespSpec	Max	0	491,4809	0

- Sens X :  $V_{dyn X} = 423.21 \text{ KN}$
- Sens Y :  $V_{dyn Y} = 491.48 \text{ KN}$

**6. Vérification des forces sismiques de calcul :**

- Sens X :  
 $V_{dyn X} = 423.21 > 0.8 \times V_{stat} = 0.8 \times 266.67 = 213.33 \rightarrow$  Condition vérifié
- Sens Y :  
 $V_{dyn X} = 491.48 > 0.8 \times V_{stat} = 0.8 \times 266.67 = 213.33 \rightarrow$  Condition vérifié

**7. Vérification de déplacement inter étage :**

Tableau 4.7 : Résultat de vérification de déplacement inter étage

Etage	h (m)	1% h (mm)	$\delta_{kx}$ (mm)	$\Delta_{kx}$	R. $\delta_{kx}$	$\delta_{ky}$ (mm)	$\Delta_{ky}$	R. $\Delta_{ky}$	R. $\Delta_k < 1\%h$
Terrasse Inaccessible	4	40	21.51	10.7	37.45	9.78	4.93	17.25	Vérifié
Etage courant	4	40	10.81	10.81	37.83	4.88	4.88	17.08	Vérifié

La condition :  $R * \delta_k \leq 1\%$  he est vérifiée à tous les niveaux et dans les deux sens, donc les déplacements relatifs horizontaux sont admissibles

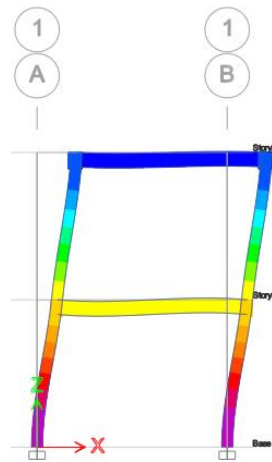


Figure 4.16 : déplacement de Bloc B selon la fonction x de séisme

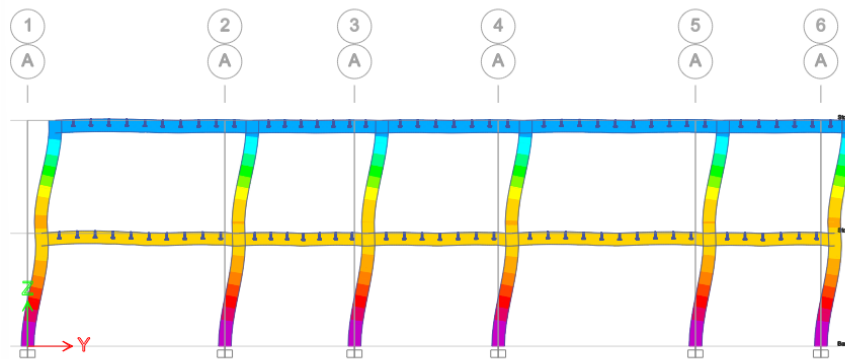


Figure 4.17 : déplacement de bloc B selon la fonction y de séisme

### III. Bloc C :

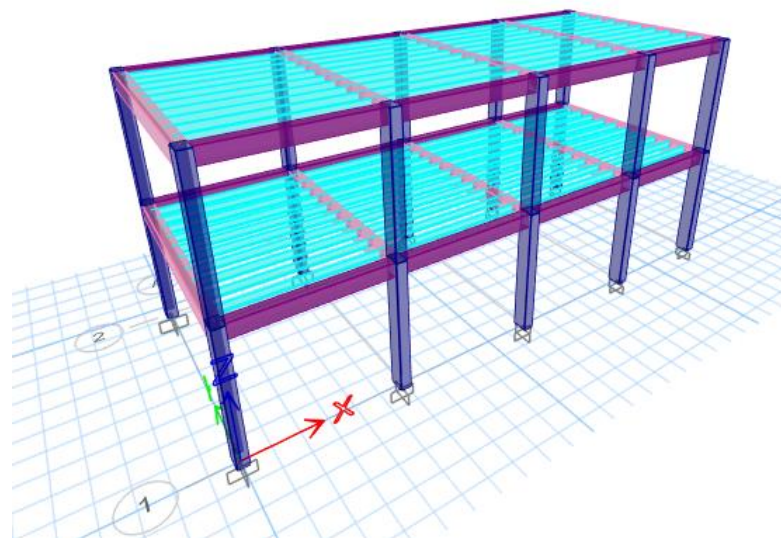


Figure 4.18 : modélisation du bloc C en 3D avec ETABS (vue 01)

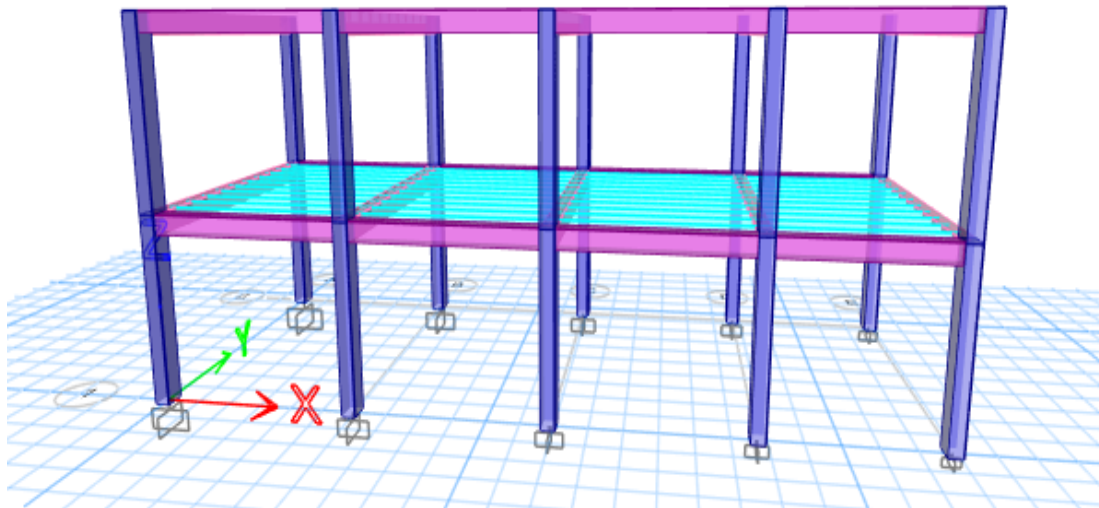


Figure 4.19 : modélisation du bloc C en 3D avec ETABS (vue 02)

**1. Nombre de modes à considérer :**

Pour le cas de BLOC C, le nombre de modes de vibration retenue dans chaque direction a garantie les conditions suivantes :

- La masse modale cumulé à dépasser les 90% au quatrième mode de vibration et atteindre les 100% au 6<sup>ème</sup> mode.
- Le nombre de mode pris est 6 modes de vibration.

**2. Résultat de l'analyse modale :**

Voici le tableau ci-dessous qui représente les facteurs de participation massique de chaque mode d'après le logiciel ETABS

Tableau 4.8 : Les facteurs de participation massique

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
Modal	1	0,595	0,8748	0,0017	0,8748	0,0017	0,0088
Modal	2	0,517	0,0046	0,8159	0,8794	0,8177	0,0356
Modal	3	0,444	0,0102	0,0466	0,8896	0,8642	0,8114
Modal	4	0,203	0,1103	2,905E-05	0,9999	0,8643	0,0035
Modal	5	0,146	2,714E-05	0,1256	0,9999	0,9899	0,0227
Modal	6	0,132	0,0001	0,0101	1	1	0,1179

Voici des images qui montre la déformation de bloc selon le premier mode et le deuxième mode :

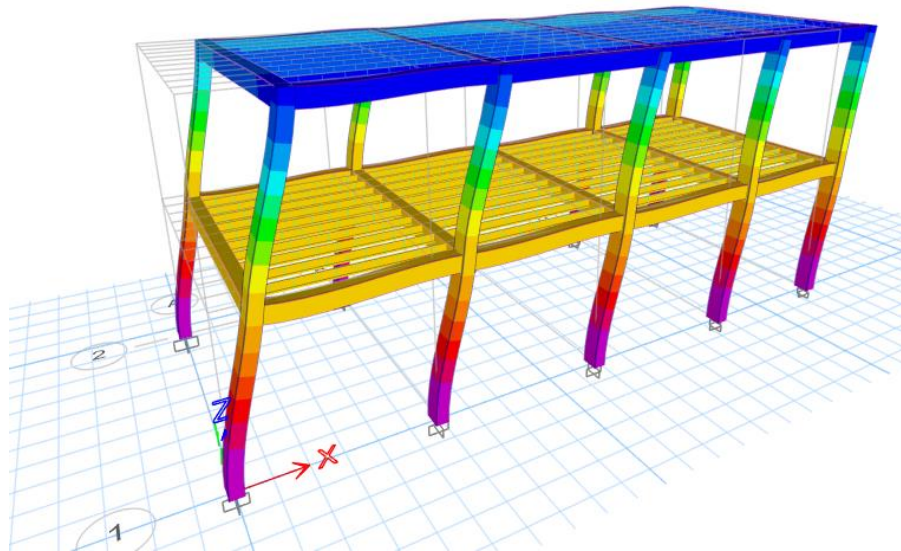


Figure 4.20 : déformation de bloc C selon mode 1 (vue en 3d)

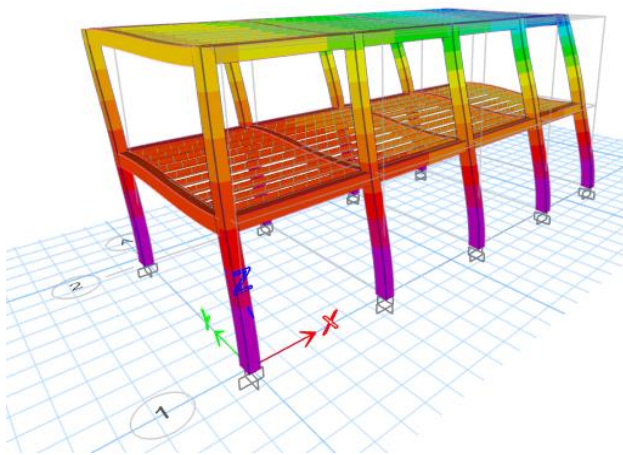


Figure 4.21 : déformation de bloc C selon mode 2 (vue en 3D)

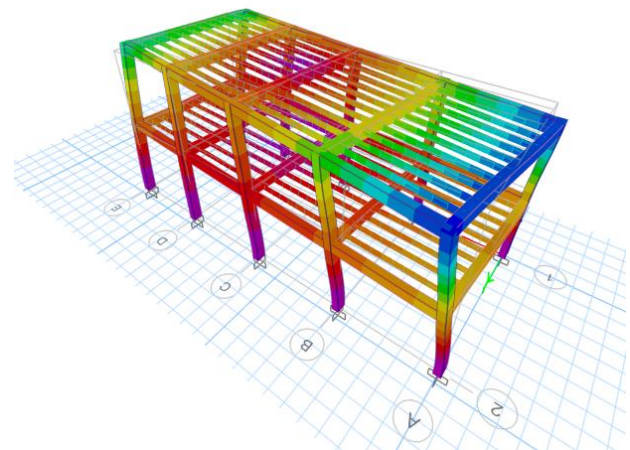


Figure 4.22 : déformation de bloc C selon mode 3 (vue en 3D)

**3. Interprétation du résultat :**

- Le Premier mode est une translation suivant l'axe X avec une participation de 87.48% de la masse et une période de 0.595 sec, se signifie que le sens X est plus flexible par rapport au sens Y.
- Le deuxième mode est une translation suivant l'axe Y avec une participation de 81.59% de la masse et une période de 0.517 sec, se signifie que le sens Y est plus flexible par rapport au sens X.
- Le troisième mode représente une torsion avec une participation massique de 81.14% autour de l'axe Z.

**4. Estimation de la période empirique de la structure :**

La valeur de la période empirique (T) de la structure peut être estimée avec

$$T = \left( C_t \times h^4 ; \frac{0.09 \times h}{\sqrt{D}} \right)$$

$$T = 0.050 \times 8^{\frac{3}{4}} = 0.2378$$

**Dans le sens X :**

$$T' = 0.09 \times \frac{8}{\sqrt{17.15}} = 0.1738$$

$$T_x = \min(T, T') = 0.1738$$

La période fondamentale statique majoré de 30% est :

$$1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.1738 = 0.2259$$

$$1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.2259 < T_{\text{analytique}} = 0.595 \rightarrow T = 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.2259$$

**Dans le sens Y :**

$$T' = 0.09 \times \frac{8}{\sqrt{7}} = 0.2721$$

$$T_y = \min(T, T') = 0.2378$$

$$1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.2378 = 0.3091$$

$$1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.3091 < T_{\text{analytique}} = 0.517 \rightarrow T = 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.3091$$

### 5. Calcul de la force sismique total par (la méthode statique équivalente) :

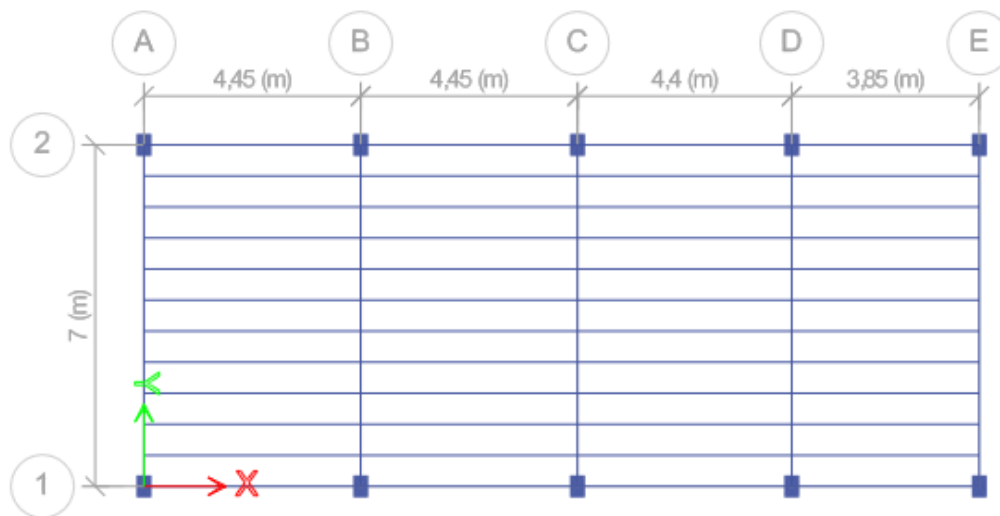


Figure 4.23 : vue en plan du bloc C

Avec :

- Coefficient d'accélération  $A = 0.12$
- Coefficient de comportement  $R = 3.5$
- Facteur de qualité  $Q = 1.2$
- Facteur d'amplification  $D = 2.2$
- Le poids total de la structure :

$$W = 2372.26 + 0.2 \times 668.85 = 2506.03 \text{ KN}$$

$$V = \frac{0.12 \times 2.2 \times 1.2}{3.5} \times 2506.03 = 226.83 \text{ KN}$$

**6. Calcul de la force sismique par la méthode dynamique modal spectral :**

A partir du logiciel ETABS on obtient l'effort tranchant a la base dans les deux sens

Display → Show tables → Base Reactions

Tableau 4.9: L'effort tranchant a la base

Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN
Dead	LinStatic		0	0	2372,2621
Live	LinStatic		0	0	668,85
x	LinRespSpec	Max	363,7156	26,3458	0
y	LinRespSpec	Max	26,3458	380,2612	0

- Sens X :  $V_{dyn X} = 363.71 \text{ KN}$
- Sens Y :  $V_{dyn Y} = 380.26 \text{ KN}$

**7. Vérification des forces sismiques de calcul :**

- Sens X :  
 $V_{dyn X} = 363.72 > 0.8 \times V_{stat} = 0.8 \times 226.83 = 181.46 \rightarrow \text{Condition vérifié}$
- Sens Y :  
 $V_{dyn X} = 380.26 > 0.8 \times V_{stat} = 0.8 \times 226.83 = 181.46 \rightarrow \text{Condition vérifié}$

**8. Vérification de déplacement inter étage :**

Tableau 4.10 : Résultat de vérification de déplacement inter étage

Etage	h (m)	1% h (mm)	$\delta_{kx}$ (mm)	$\Delta_{kx}$	R. $\Delta_{kx}$	$\delta_{ky}$ (mm)	$\Delta_{ky}$	R. $\Delta_{ky}$	R. $\Delta_k < \bar{\Delta}$
Terrasse Inaccessible	4	80	18.53	9.96	34.86	11.249	5.89	20.61	Vérifié
Etage courant	4	40	8.57	8.57	29.99	5.369	5.36	18.76	Vérifié

La condition :  $R * \Delta_k \leq 1\% h_e$  est vérifiée à tous les niveaux et dans les deux sens, donc les déplacements relatifs horizontaux sont admissibles

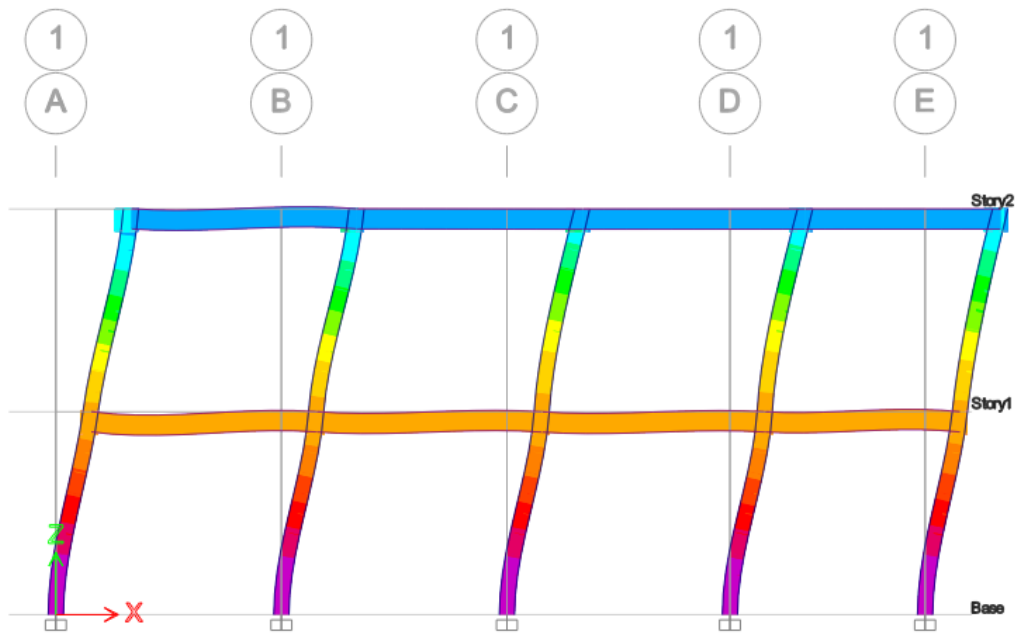


Figure 4.24 : déplacement de Bloc C selon la fonction x de séisme

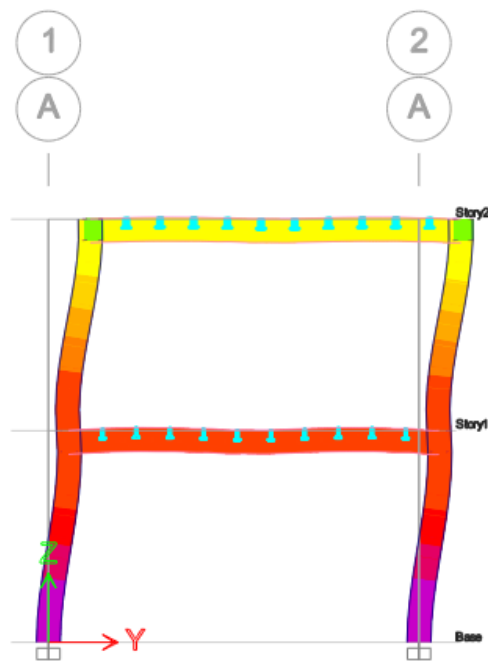


Figure 4.25 : déplacement de Bloc C selon la fonction y de séisme

**IV. Bloc D :**

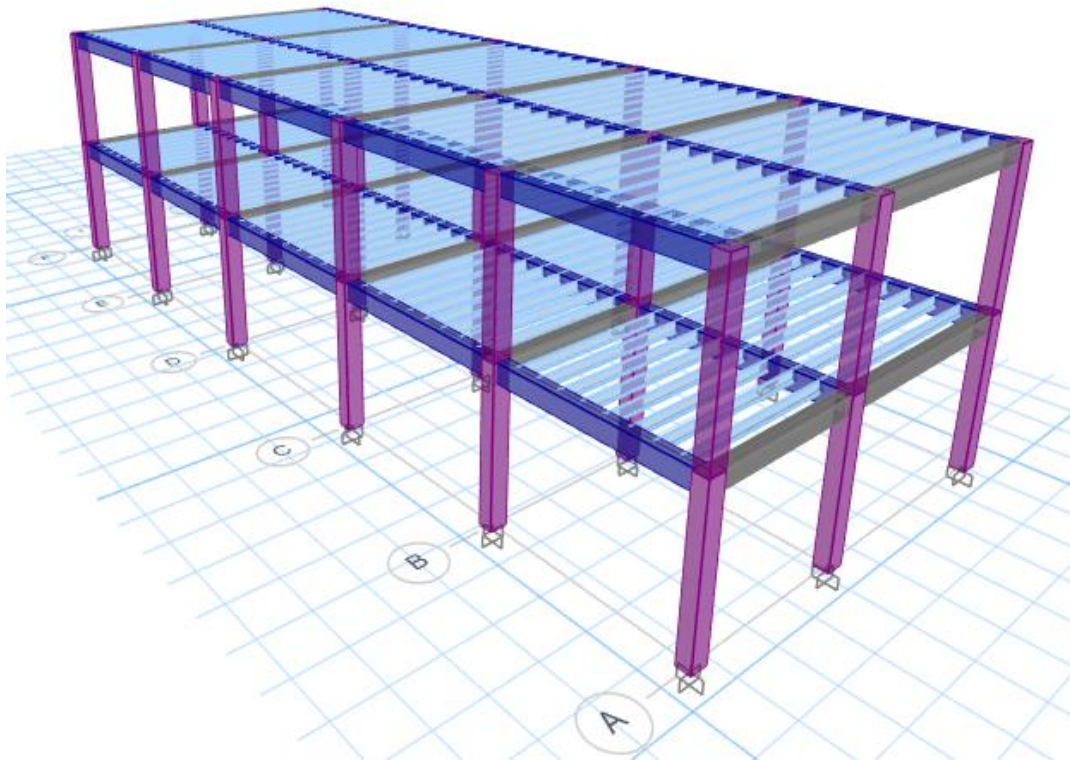


Figure 4.26 : modélisation de Bloc en 3D avec ETABS (vue 01)

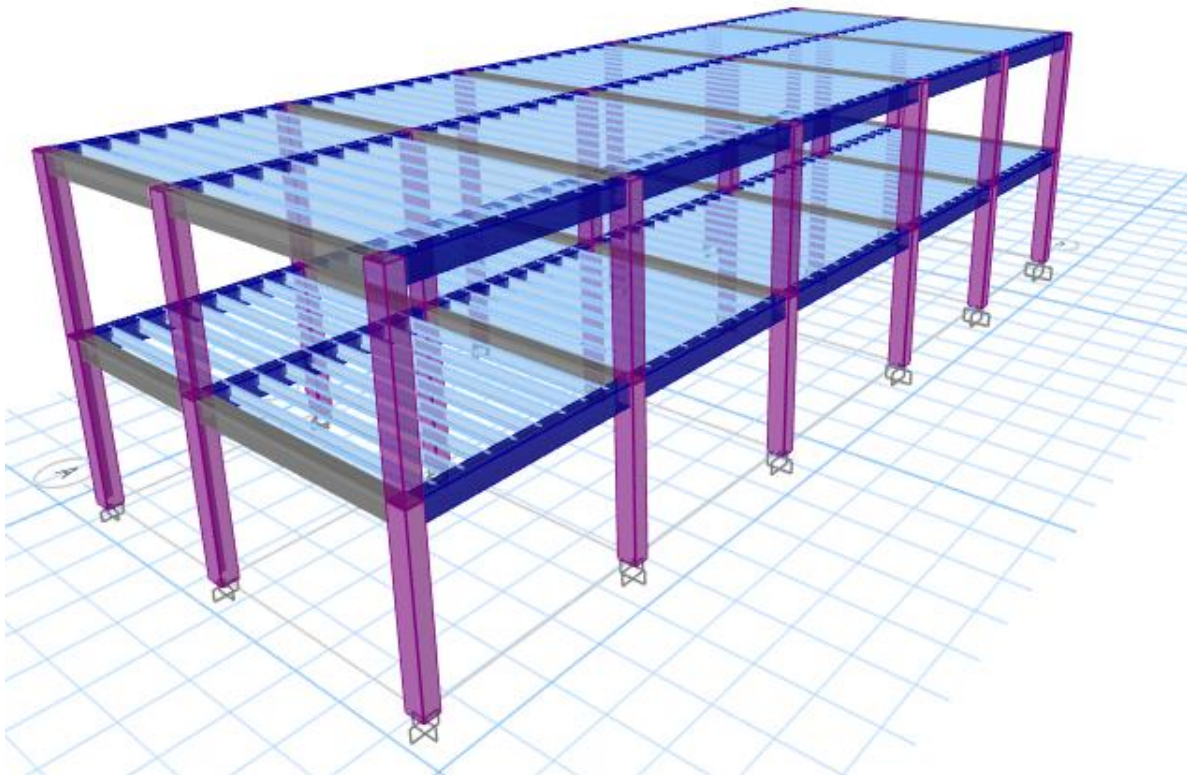


Figure 4.27 : Modélisation du bloc D en 3D avec ETABS (vue 02)

### 1. Nombre de modes à considérer :

Pour le cas de BLOC D, le nombre de modes de vibration retenue dans chaque direction a garantie les conditions suivantes :

- La masse modale cumulé à atteindre les 90% au deuxième mode de vibration et les 100% au quatrième mode
- Le nombre de mode pris est 6 modes de vibration

### 2 . Résultat de l'analyse modale :

Voici le tableau ci-dessous qui représente les facteurs de participation massique de chaque mode d'après le logiciel ETABS

Tableau 4.11 : Les facteurs de participation massique

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
Modal	1	0,591	0,8949	0	0,8949	0	0,0001
Modal	2	0,487	0,0001	0,0359	0,895	0,0359	0,8612
Modal	3	0,458	1,333E-06	0,8603	0,895	0,8962	0,0357
Modal	4	0,18	0,105	0	1	0,8962	0
Modal	5	0,15	0	0,0027	1	0,8989	0,1003
Modal	6	0,14	0	0,1011	1	1	0,0027

Voici des images qui montre la déformation de bloc selon le premier mode et le deuxième mode :

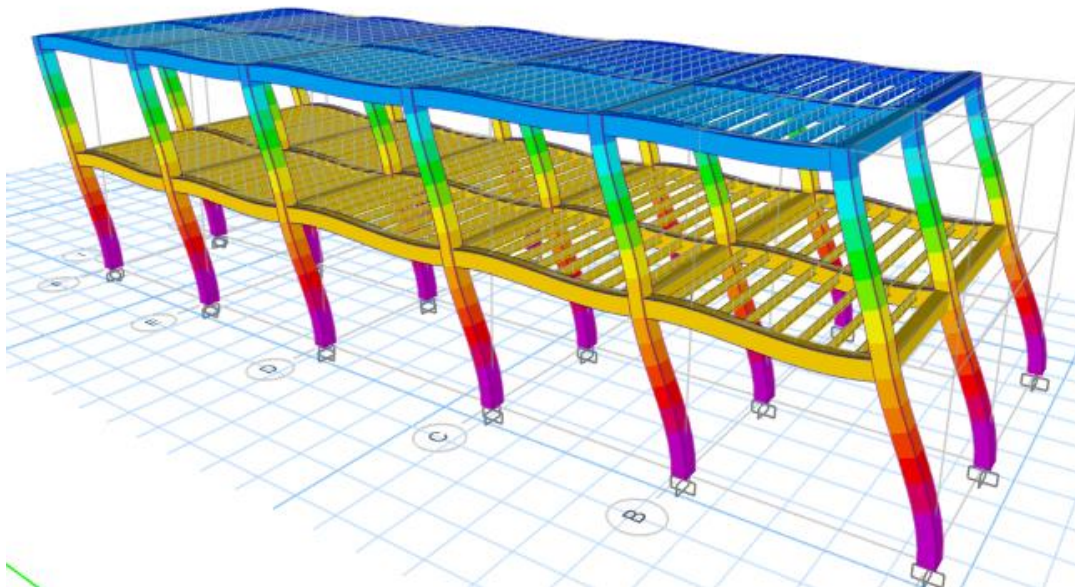


Figure 4.28 : déformation de bloc D selon mode 1 (vue en 3D)

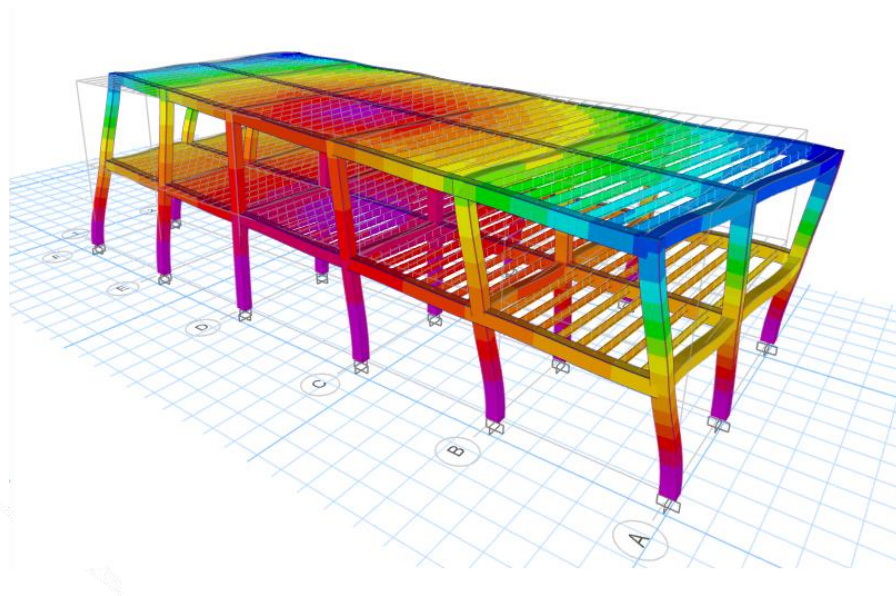


Figure 4.29 : déformation de bloc D selon mode 2 (vue en 3D)

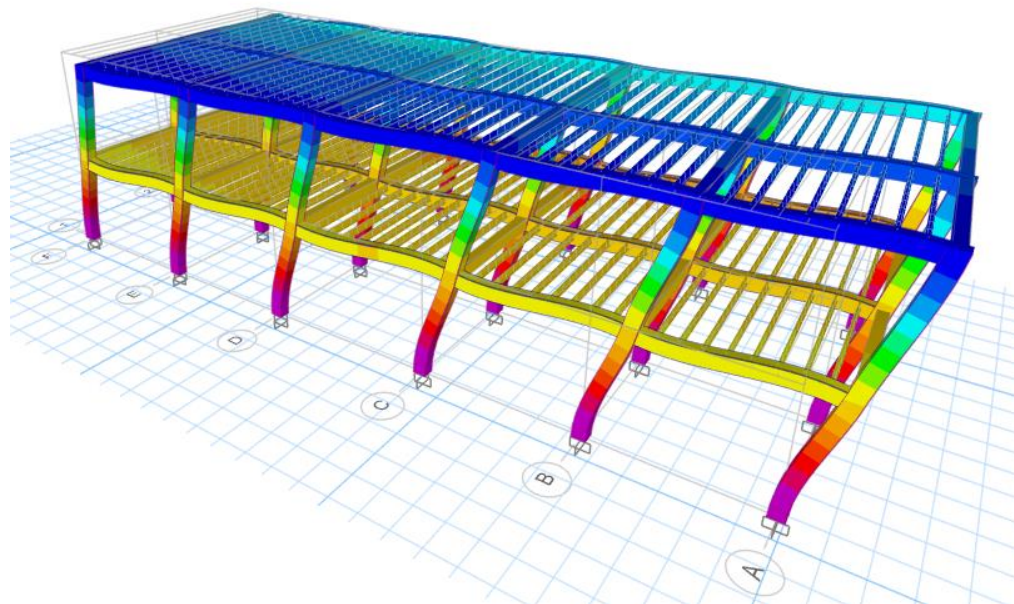


Figure 4.30 : déformation de bloc D selon mode 3 (vue en 3D)

### 3. Interprétation du résultat :

- Le Premier mode est une translation pure suivant l'axe X avec une participation de 89.49% de la masse et une période de 0.591 sec, se signifie que le sens X est plus flexible par rapport au sens Y.
- Le deuxième mode représente une torsion avec une participation massique de 86.12% .
- Le troisième mode représente de la translation suivant le sens Y avec une participation de 86.03% de la masse avec une période de 0.458 sec , se signifie que le sens Y est plus flexible par rapport au sens X.

**4. Estimation de la période empirique de la structure :**

La valeur de la période empirique (T) de la structure peut être estimée avec

$$T = (C_t \times h^{3/4}; \frac{0.09 \times h}{\sqrt{D}})$$

$$T = 0.050 \times 8^{3/4} = 0.2378$$

**Dans le sens X :**

$$T' = 0.09 \times \frac{8}{\sqrt{10.45}} = 0.2227$$

$$T_x = \min(T, T') = 0.2227$$

La période fondamentale statique majorée de 30% est :

$$1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.2227 = 0.2895$$

$$1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.2895 < T_{\text{analytique}} = 0.515 \rightarrow T = 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.2895$$

**Dans le sens Y :**

$$T' = 0.09 \times \frac{8}{\sqrt{27.9}} = 0.1363$$

$$T_y = \min(T, T') = 0.1363$$

La période fondamentale statique majorée de 30% est :

$$1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.1363 = 0.17719$$

$$1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.1771 < T_{\text{analytique}} = 0.536 \rightarrow T = 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.1771$$

**5. Calcul de la force sismique total par (la méthode statique équivalente) :**

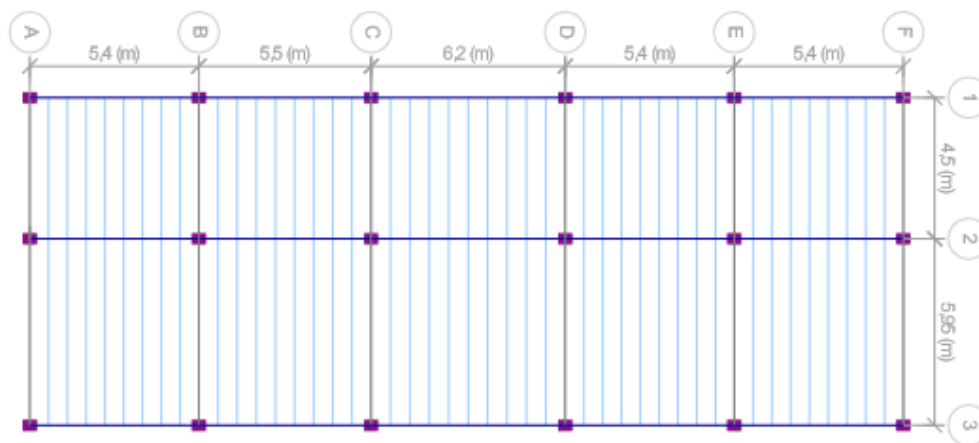


Figure 4.31 : vue en plan de bloc D

Avec :

- Coefficient d'accélération A = 0.12
- Coefficient de comportement R = 3.5
- Facteur de qualité Q = 1.2
- Facteur d'amplification D = 2.2

- Le poids total de la structure :

$$W_T = 5480.33 + 0.2 \times 1597.53 = 5799.836 \text{ KN}$$

$$V = \frac{0.12 \times 2.2 \times 1.2}{3.5} \times 5799.836 = 524.97 \text{ KN}$$

### 6. Calcul de la force sismique par la méthode dynamique modal spectral :

A partir du logiciel ETABS on obtient l'effort tranchant a la base dans les deux sens

Display → Show tables → Base Reactions

Tableau 4.12: L'effort tranchant a la base

Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN
Dead	LinStatic		0	0	5480,3339
Live	LinStatic		0	0	1597,5375
x	LinRespSpec	Max	863,3658	1,0825	0
y	LinRespSpec	Max	1,0825	956,1695	0

- Sens X :  $V_{\text{dyn X}} = 863.366 \text{ KN}$

- Sens Y :  $V_{\text{dyn Y}} = 956.17 \text{ KN}$

### 7. Vérification des forces sismiques de calcul :

- Sens X :

$$V_{\text{dyn X}} = 863.366 > 0.8 \times V_{\text{stat}} = 0.8 \times 524.97 = 419.97 \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

- Sens Y :

$$V_{\text{dyn X}} = 956.17 > 0.8 \times V_{\text{stat}} = 0.8 \times 524.97 = 419.97 \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

### 8. Vérification de déplacement inter étage :

Tableau 4.13 : Résultat de vérification de déplacement inter étage

Etage	1% h (mm)	$\delta_{kx}$ (mm)	$\Delta_{kx}$ (mm)	R. $\Delta_{kx}$	$\delta_{ky}$ (mm)	$\Delta_{ky}$ (mm)	R. $\Delta_{ky}$	R. $\Delta_k < \bar{\Delta}$
Terrasse Inaccessible	40	17.281	8.844	30.95	11.92	6.081	21.28	Vérifié
Etage courant	40	8.437	8.437	29.53	5.839	5.839	20.44	Vérifié

La condition :  $R * \Delta_k \leq 1\%$  he est vérifiée à tous les niveaux et dans les deux sens, donc les déplacements relatifs horizontaux sont admissibles

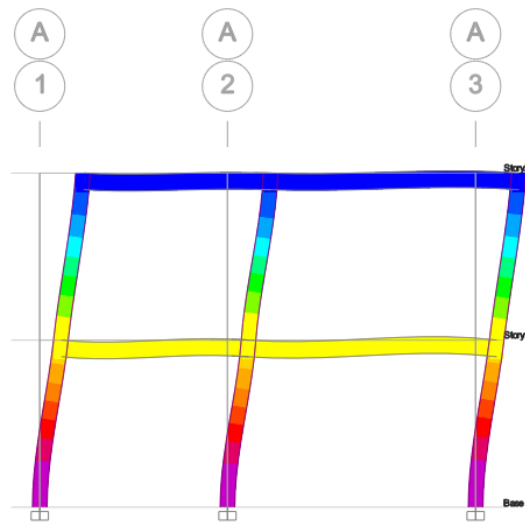


Figure 4.32 : déplacement de bloc D selon la fonction x de séisme

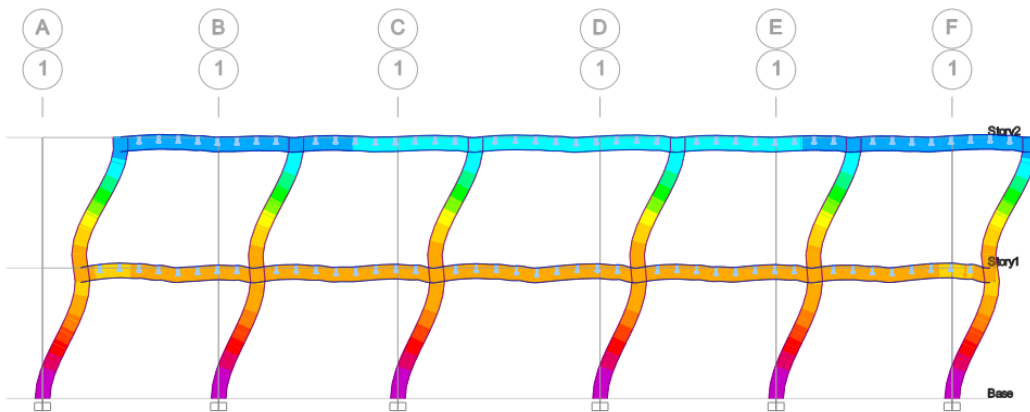


Figure 4.33 : déplacement de bloc D selon la fonction y de séisme

**V. Bloc E :**

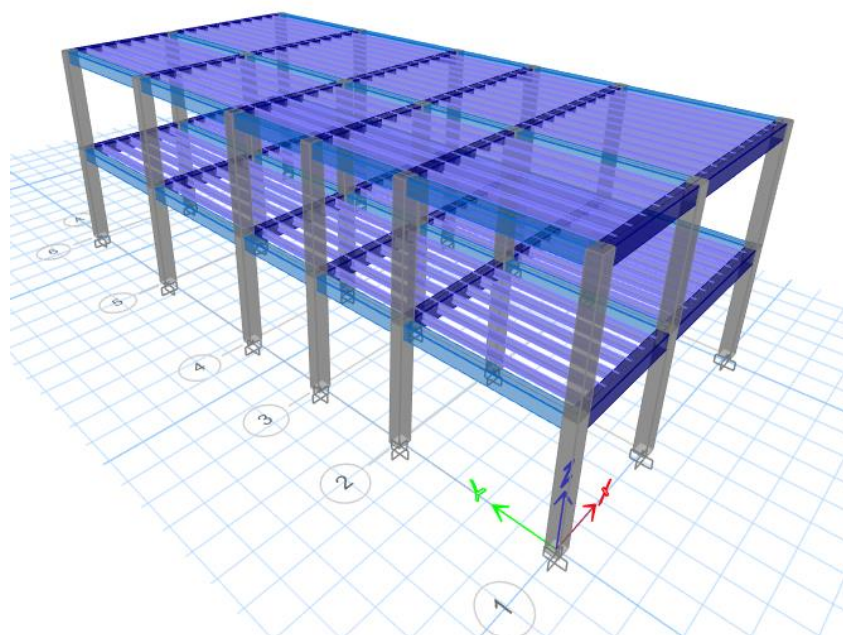


Figure 4.34 : modélisation du Bloc E en 3D (vue 01) avec ETABS

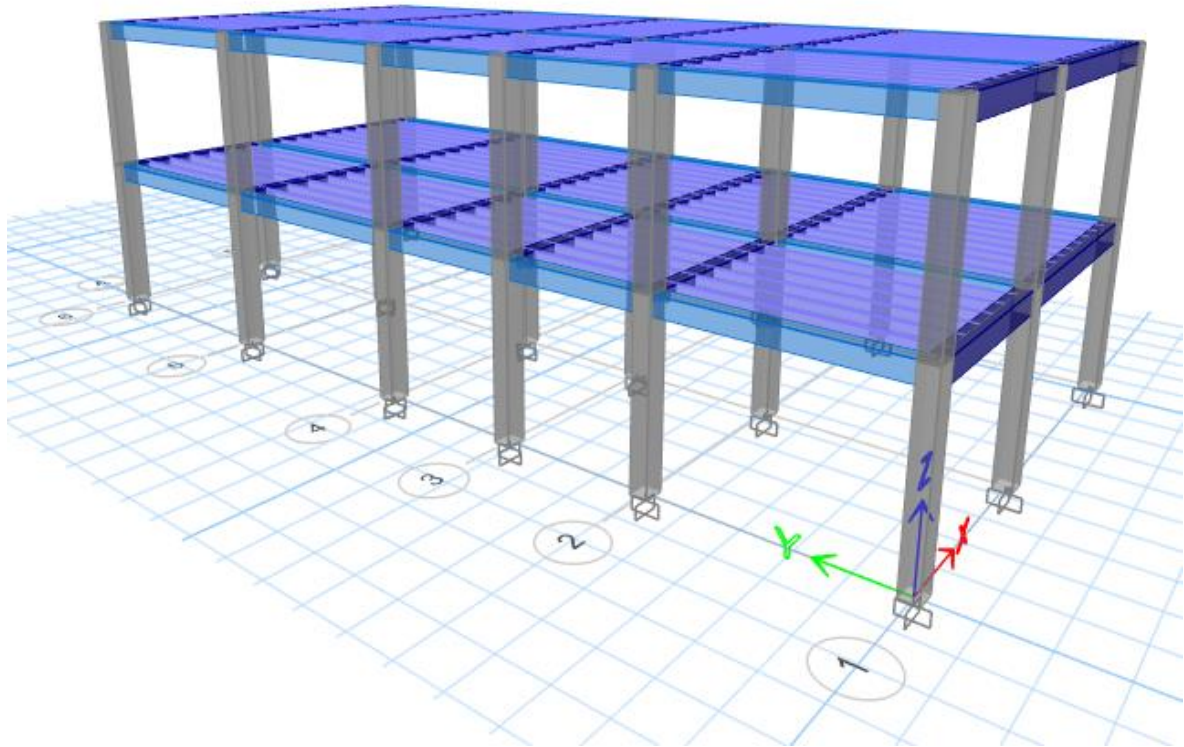


Figure 4.35 : modélisation du bloc E en 3D (vue 02) avec ETABS

**1. Nombre de modes à considérer :**

Pour le cas de BLOC E, le nombre de modes de vibration retenue dans chaque direction a garantie les conditions suivantes :

- La masse modale cumulé à atteindre les 90% au deuxième mode de vibration et les 100% au 6<sup>ème</sup> mode
- Le nombre de mode pris est 6 modes de vibration

**2. Résultat de l'analyse modale :**

Voici le tableau ci-dessous qui représente les facteurs de participation massique de chaque mode d'après le logiciel ETABS

Tableau 4.14 : Les facteurs de participation massique

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
Modal	1	0,502	0,0001	0,9022	0,0001	0,9022	0,0033
Modal	2	0,438	0,8454	0,0006	0,8456	0,9028	0,0454
Modal	3	0,392	0,045	0,0028	0,8906	0,9055	0,8462
Modal	4	0,161	5,259E-06	0,0943	0,8906	0,9998	0,0002
Modal	5	0,132	0,1005	3,663E-05	0,9911	0,9998	0,0085
Modal	6	0,121	0,0089	0,0002	1	1	0,0964

Voici des images qui montre la déformation de bloc selon le premier mode et le deuxième mode :

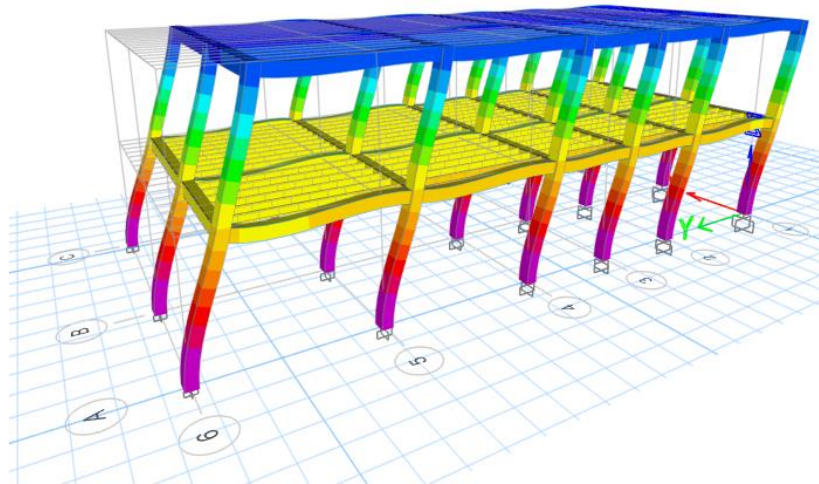


Figure 4.36 : déformation modale de bloc E selon mode 1 (vue en 3d)

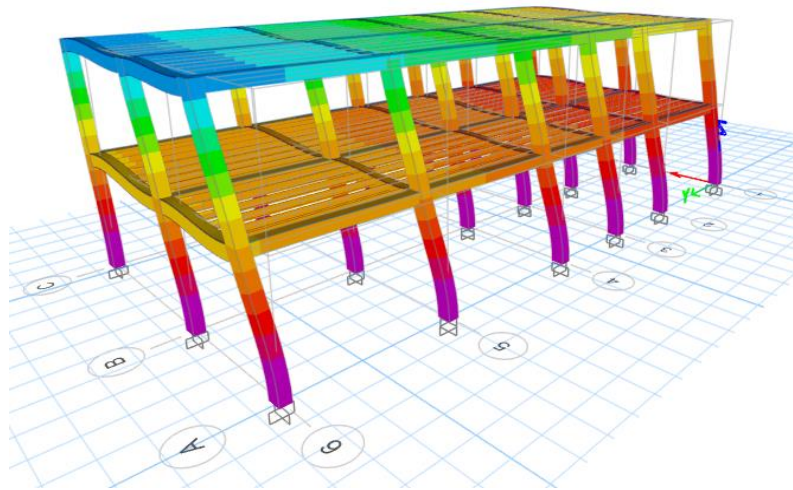


Figure 4.37 : déformation modale de bloc E selon mode 2 (vue en 3d)

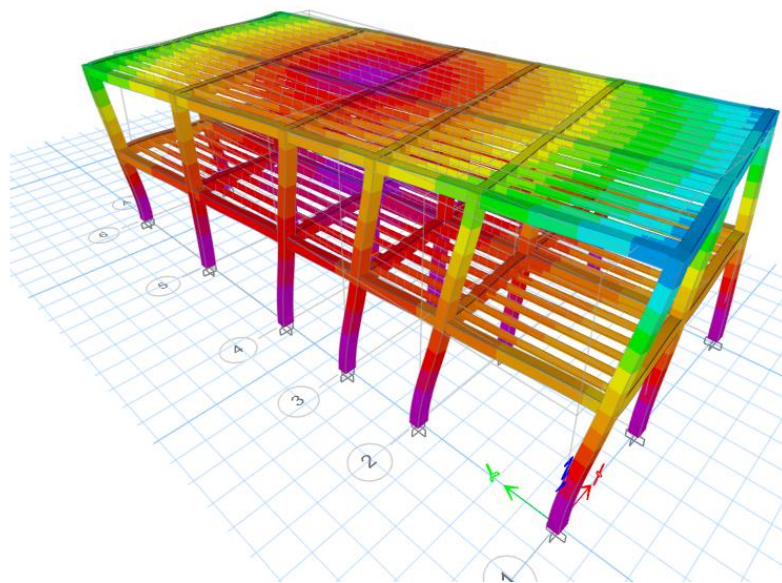


Figure 4.38 : déformation modale de bloc E selon mode 3 (vue en 3D)

**3. Interprétation du résultat :**

- Le Premier mode représente une translation suivant l'axe Y avec une participation de 90.22% de la masse et une période de 0.502 sec, se signifie que le sens Y est plus flexible par rapport au sens X.
- Le deuxième mode représente une translation suivant l'axe X avec une participation de 84.54% de la masse et une période de 0.438 sec, se signifie que le sens X est plus flexible par rapport au sens Y .
- Le troisième mode représente une torsion avec une participation massique de 84.62%.

**4. Estimation de la période empirique de la structure :**

La valeur de la période empirique (T) de la structure peut être estimée avec

$$T = \left( C_t \times h^{3/4} ; \frac{0.09 \times h}{\sqrt{D}} \right)$$

$$T = 0.050 \times 8^{3/4} = 0.2378$$

**Dans le sens X :**

$$T' = 0.09 \times \frac{8}{\sqrt{10.35}} = 0.2238$$

$$T_x = \min(T, T') = 0.2238$$

La période fondamentale statique majoré de 30% est :

$$1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.2238 = 0.2909$$

$$1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.2909 < T_{\text{analytique}} = 0.438 \rightarrow T = 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.2909$$

**Dans le sens Y :**

$$T' = 0.09 \times \frac{8}{\sqrt{22.35}} = 0.1523$$

$$T_y = \min(T, T') = 0.1523$$

La période fondamentale statique majoré de 30% est :

$$1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.1523 = 0.1979$$

$$1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.1979 < T_{\text{analytique}} = 0.502 \rightarrow T = 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.2909$$

**5. Calcul de la force sismique total par (la méthode statique équivalente) :**

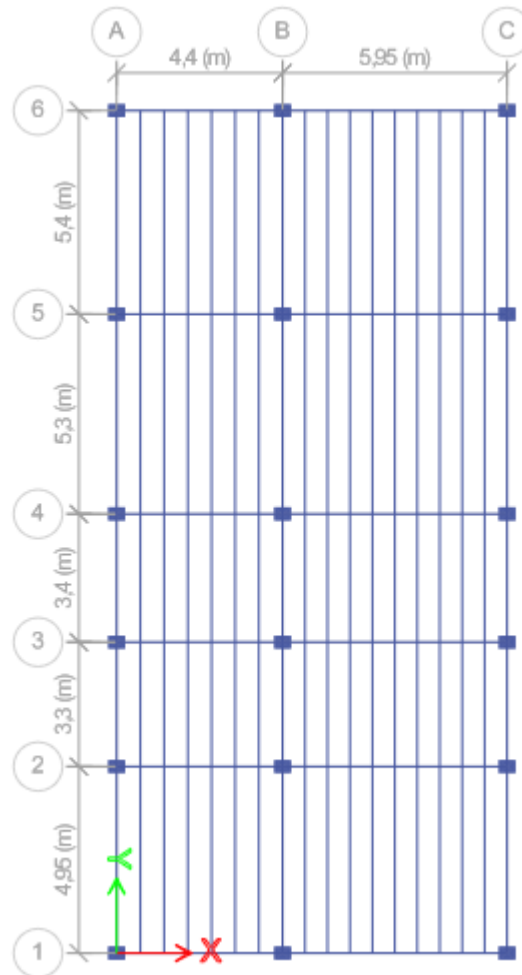


Figure 4.39 : vue en plan du bloc E

Avec :

- Coefficient d'accélération  $A = 0.12$
- Coefficient de comportement  $R = 3.5$
- Facteur de qualité  $Q = 1.2$
- Facteur d'amplification  $D = 2.2$
- Le poids total de la structure :

$$W_T = 4624.02 + 0.2 \times 1307.47 = 4885.51 \text{ KN}$$

$$V = \frac{0.12 \times 2.2 \times 1.2}{3.5} \times 4885.51 = 422.21 \text{ KN}$$

## 6. Calcul de la force sismique par la méthode dynamique modal spectral :

A partir du logiciel ETABS on obtient l'effort tranchant a la base dans les deux sens

Display → Show tables → Base Reactions

Tableau 4.15: L'effort tranchant a la base

Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN
Dead	LinStatic		0	0	4624,0252
Live	LinStatic		0	0	1307,475
x	LinRespSpec	Max	783,893	18,0813	0
y	LinRespSpec	Max	18,0813	812,8674	0

- Sens X :  $V_{dyn X} = 783.89$  KN
- Sens Y :  $V_{dyn Y} = 812.87$  KN

**7. Vérification des forces sismiques de calcul :**

- Sens X :  
 $V_{dyn X} = 783.89 > 0.8 \times V_{stat} = 0.8 \times 422.21 = 337.77 \rightarrow$  Condition vérifié
- Sens Y :  
 $V_{dyn X} = 812.87 > 0.8 \times V_{stat} = 0.8 \times 422.21 = 337.77 \rightarrow$  Condition vérifié

**8. Vérification de déplacement inter étage :**

Tableau 4.16 : Résultat de vérification de déplacement inter étage

Etage	1% h(mm)	$\delta_{kx}$ (mm)	$\Delta_{kx}$ (mm)	R. $\Delta_{kx}$	$\delta_{ky}$ (mm)	$\Delta_{ky}$ (mm)	R. $\Delta_{ky}$	R. $\Delta_k < \bar{\Delta}$
Terrasse Inaccessible	80	8.701	4.54	15.88	13.528	6.614	23.15	Vérifié
Etage courant	40	4.162	4.162	14.56	6.914	6.914	24.19	Vérifié

La condition :  $R * \Delta_k \leq 1\% h$  est vérifiée à tous les niveaux et dans les deux sens, donc les déplacements relatifs horizontaux sont admissibles

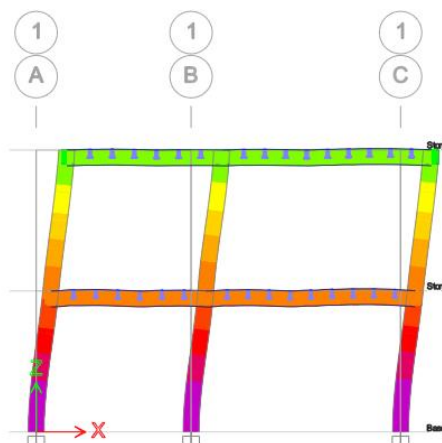


Figure 4.40 : déplacement de bloc E selon la fonction x de séisme (vue en élévation)

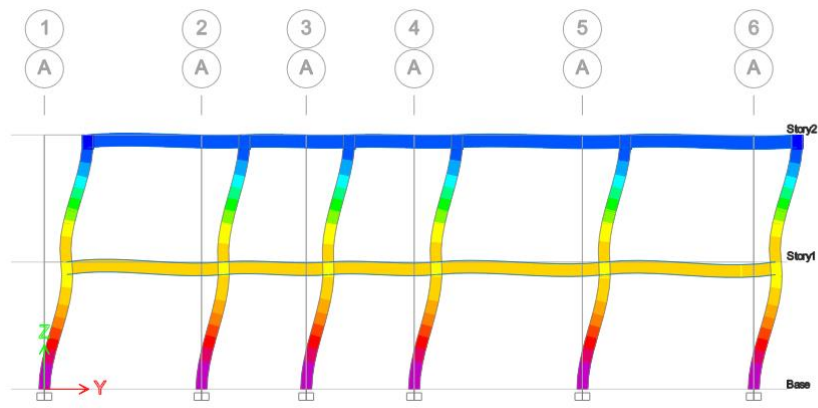


Figure 4.41 : déplacement de bloc E selon la fonction y de séisme (vue en élévation)

**VI. Bloc F :**

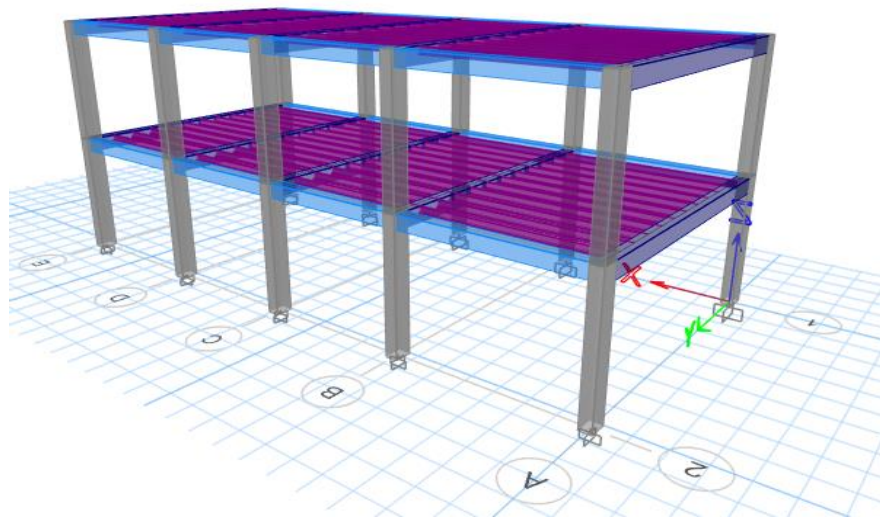


Figure 4.42 : modélisation du Bloc F en 3D avec ETABS (vue 01)

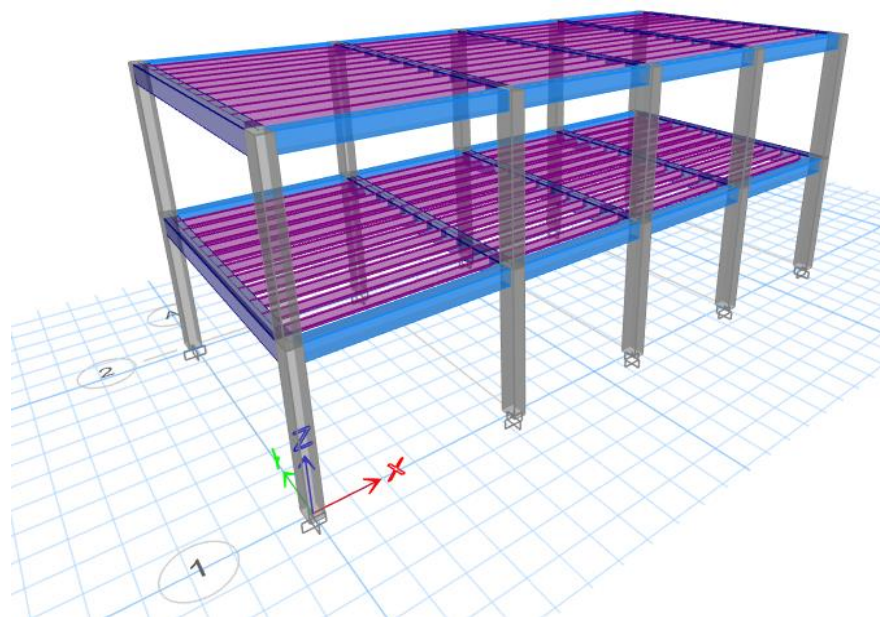


Figure 4.43: modélisation du Bloc F en 3D avec ETABS (vue 02)

**1. Nombre de modes à considérer :**

Pour le cas de BLOC F, le nombre de modes de vibration retenue dans chaque direction a garantie les conditions suivantes :

- La masse modale cumulé à atteindre les 90% au deuxième mode de vibration et les 100% au 6<sup>ème</sup> mode
- Le nombre de mode pris est 6 modes de vibration

**2. Résultat de l'analyse modale :**

Voici le tableau ci-dessous qui représente les facteurs de participation massique de chaque mode d'après le logiciel ETABS

Tableau 4.17 : Les facteurs de participation massique

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
Modal	1	0,586	0,9158	0	0,9158	0	0
Modal	2	0,525	0	0,8709	0,9158	0,8709	0,0051
Modal	3	0,444	0	0,0049	0,9158	0,8758	0,8811
Modal	4	0,195	0,0842	0	1	0,8758	0
Modal	5	0,145	0	0,1221	1	0,9979	0,0019
Modal	6	0,132	0	0,0021	1	1	0,1119

Voici des images qui montre la déformation de bloc selon le premier mode et le deuxième mode :

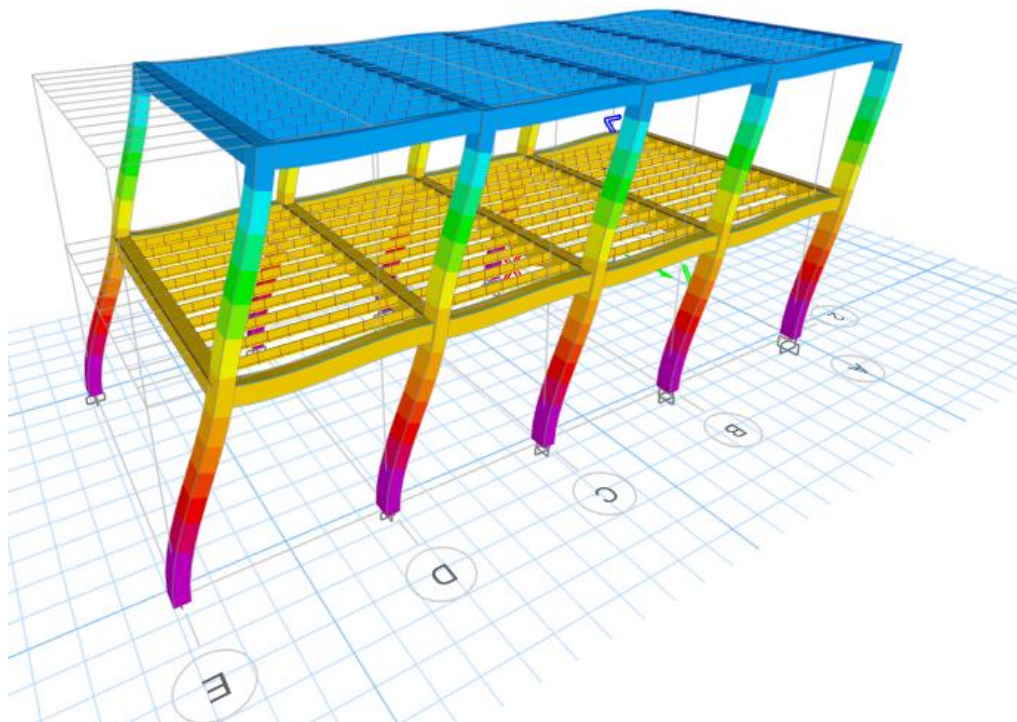


Figure 4.44 : déformation modal de bloc F selon le mode 1 (vue en 3D )

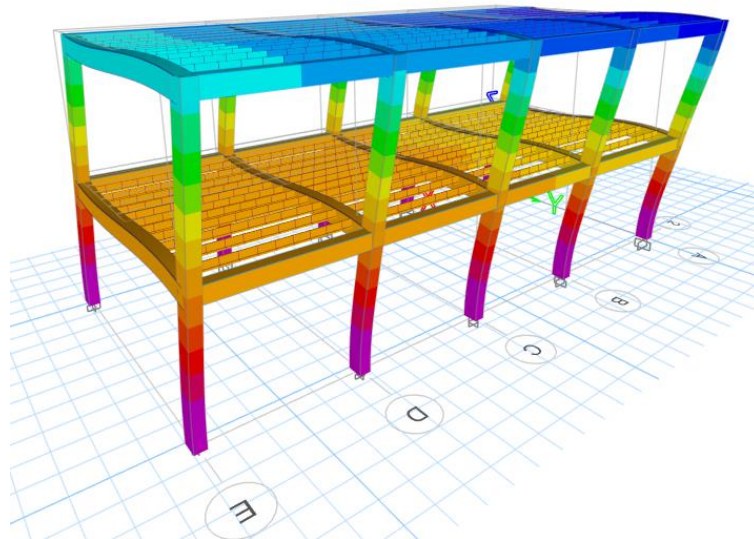


Figure 4.45 : déformation modal de bloc F selon le mode 2 (vue en 3D )

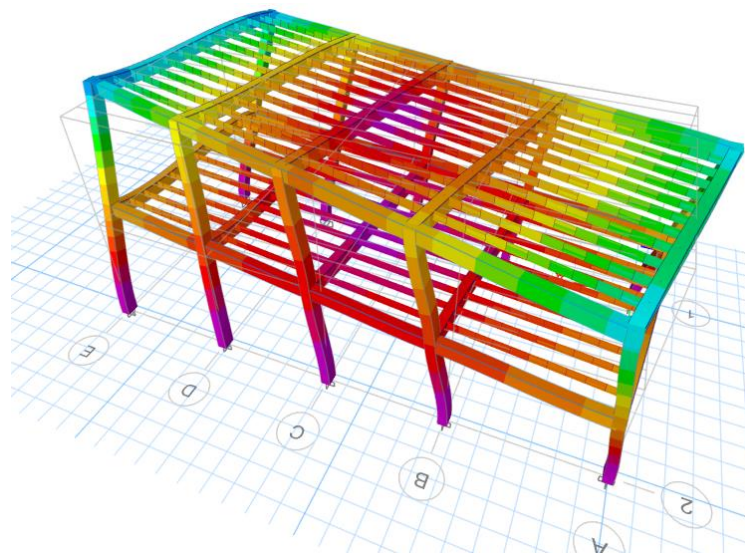


Figure 4.46 : déformation de bloc F selon le mode 3 (vue en 3D)

**3. Interprétation du résultat :**

Le Premier mode est une translation suivant l’axe X avec une participation de 91.58% de la masse et une période de 0.586 sec, se signifie que le sens X est plus flexible par rapport au sens Y.

- Le deuxième mode est une translation suivant l’axe Y avec une participation de 87.09% de la masse et une période de 0.525 sec, se signifie que le sens Y est plus flexible par rapport au sens X.

**4. Estimation de la période empirique de la structure :**

La valeur de la période empirique (T) de la structure peut être estimée avec

$$T = (C_t \times h^{3/4} ; \frac{0.09 \times h}{\sqrt{D}})$$

$$T = 0.050 \times 8^{\frac{3}{4}} = 0.2378$$

**Dans le sens X :**

$$T' = 0.09 \times \frac{8}{\sqrt{17.1}} = 0.1741$$

$$T_x = \min(T, T') = 0.1741$$

La période fondamentale statique majoré de 30% est :

$$1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.1741 = 0.2263$$

$$1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.2263 < T_{\text{analytique}} = 0.586 \rightarrow T = 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.2263$$

**Dans le sens Y :**

$$T' = 0.09 \times \frac{8}{\sqrt{7.75}} = 0.2586$$

$$T_y = \min(T, T') = 0.2378$$

La période fondamentale statique majoré de 30% est :

$$1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.2378 = 0.30914$$

$$1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.309 < T_{\text{analytique}} = 0.525 \rightarrow T = 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.309$$

### 5. Calcul de la force sismique total par (la méthode statique équivalente) :

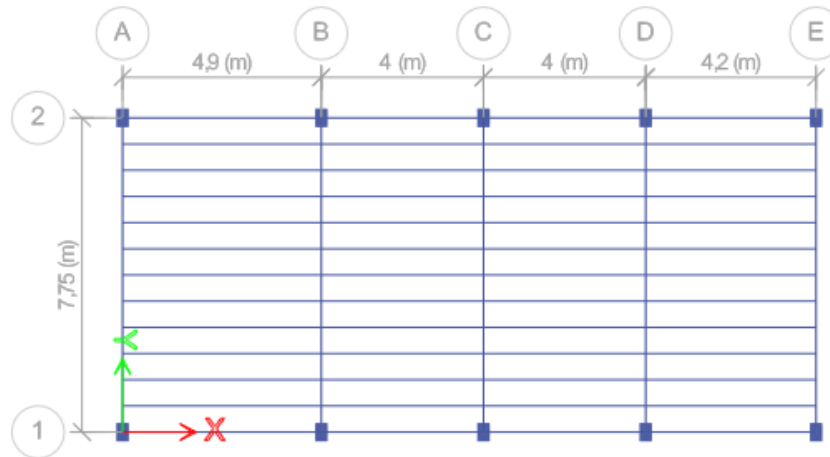


Figure 4.47 : vue en plan du bloc F

Avec :

- Coefficient d'accélération  $A = 0.12$
- Coefficient de comportement  $R = 3.5$
- Facteur de qualité  $Q = 1.2$
- Facteur d'amplification  $D = 2.2$
- Le poids total de la structure :

$$W_T = 2533.03 + 0.2 \times 722.47 = 2677.52 \text{ KN}$$

$$V = \frac{0.12 \times 2.2 \times 1.2}{3.5} \times 2677.52 = 242.35 \text{ KN}$$

### 6. Calcul de la force sismique par la méthode dynamique modal spectral :

A partir du logiciel ETABS on obtient l'effort tranchant a la base dans les deux sens

Display → Show tables → Base Reactions

Tableau 4.18: L'effort tranchant a la base

Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN
Dead	LinStatic		0	0	2533,0343
Live	LinStatic		0	0	722,475
x	LinRespSpec	Max	408,5903	0	0
y	LinRespSpec	Max	0	421,4228	0

- Sens X :  $V_{dyn X} = 408.59$  KN

- Sens Y :  $V_{dyn Y} = 421.42$  KN

**7. Vérification des forces sismiques de calcul :**

- Sens X :

$V_{dyn X} = 408.59 > 0.8 \times V_{stat} = 0.8 \times 242.35 = 193.88 \rightarrow$  Condition vérifié

- Sens Y :

$V_{dyn X} = 421.42 > 0.8 \times V_{stat} = 0.8 \times 242.35 = 193.88 \rightarrow$  Condition vérifié

**8. Vérification de déplacement inter étage :**

Tableau 4.19 : Résultat de vérification de déplacement inter étage

Etage	1% h (mm)	$\delta_{kx}$ (mm)	$\Delta_{kx}$ (mm)	R. $\Delta_{kx}$	$\delta_{ky}$ (mm)	$\Delta_{ky}$	R. $\Delta_{ky}$ (mm)	R. $\Delta_k < \bar{\Delta}$
Terrasse Inaccessible	80	17.173	8.014	28.05	16.257	8.913	31.20	Vérifié
Etage courant	40	9.159	9.159	32.056	7.344	7.344	25.70	Vérifié

La condition :  $R * \Delta_k \leq 1\% h_e$  est vérifiée à tous les niveaux et dans les deux sens, donc les déplacements relatifs horizontaux sont admissibles

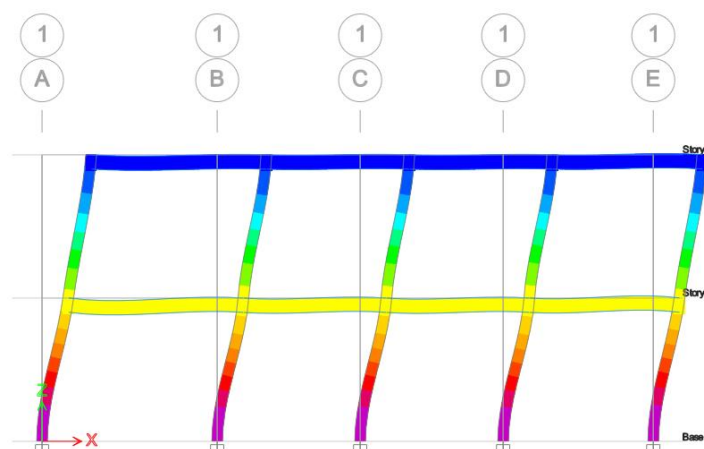


Figure 4.48 : déplacement de bloc F selon la fonction x de séisme

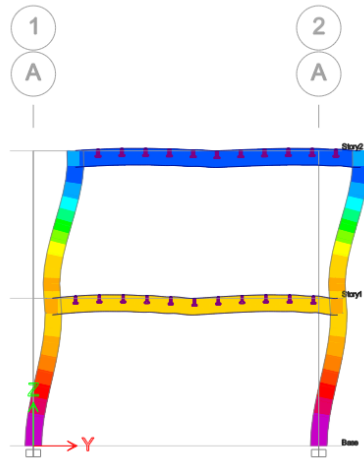


Figure 4.49 : déplacement de bloc F selon la fonction y de séisme

**4.5. Vérification de la largeur des joints sismique :**

Selon le RPA99 V2003 (Art 5.8), deux bloc voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimal  $d_{min}$  satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15_{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{mm} \geq 40mm$$

$\delta_1; \delta_2$  : des déplacements maximums des deux blocs, calculés déjà dans la vérification de déplacement inter étage

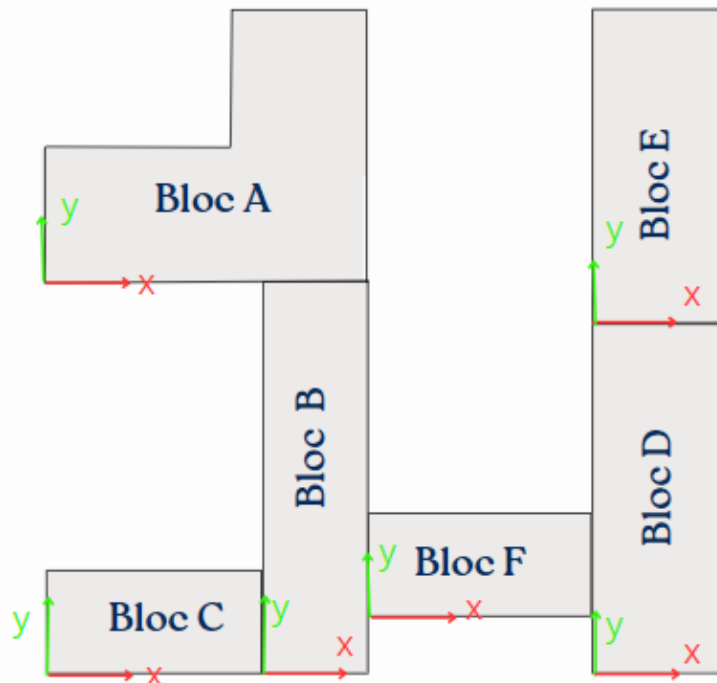


Figure 4.50 : vue en plan du bloc séparé par des joints sismiques

Tableau 4.20 : vérification de la largeur des joints sismique

Blocs	$\delta_{k1}$ (mm)	$\delta_{k2}$ (mm)	$d_{\min}$ (mm)	Vérification	$d_{\text{adpt}}$ (cm)
A-B (y-y)	27.38	34.23	76.61	Vérifiée	10
B-C (x-x)	75.271	64.85	155.13	Vérifiée	16
B-F (x-x)	75.271	60.10	150.37	Vérifiée	16
F-D (x-x)	60.10	60.48	135.58	Vérifiée	14
D-E (y-y)	41.72	47.37	104.09	Vérifiée	14

## Chapitre 05 : Ferrailage des Eléments Structuraux

## 5.1. Introduction :

La structure est constituée d'un assemblage tridimensionnel de poteaux et poutres, solidement interconnectés et ayant la capacité de reprendre toutes les charges verticales et horizontales.

Les sollicitations des différentes combinaisons spécifiées par les normes RPA99 version 2003 ont été calculées à l'aide de l'analyse statique et dynamique effectuée avec le logiciel ETABS, Ce processus a permis de déterminer les efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

## 5.2. Ferrailage des portiques :

### 5.2.1. Ferrailage du poteau :

Un poteau est un élément porteur vertical en béton armé soumis à un effort normal  $N$  et un moment de flexion  $M$ , (flexion composée). Pour le ferrailage, nous retenons le plus grand moment sollicitant ce poteau (suivant  $x$  ou suivant  $y$ ).

Les armatures seront dimensionnées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables, en considérant les trois cas de chargement possibles suivants :

- $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

### A. Combinaisons des charges :

Tableau 5.1 : combinaisons d'action pour le calcul des poteaux

<b>BAEL91</b>	Combinaisons fondamentales	$1.35 G + 1.5 Q$
		$G + Q$
<b>RPA99</b>	Combinaisons accidentelle	$0.8G \pm E$
		$G + Q \pm E$
		$G + Q + 1.2E$

De chaque combinaison découle une section d'armature. La section retenue correspond au cas le plus défavorable.

### B. Les recommandations du RPA99 V2003 :

#### • Armatures longitudinales :

Selon l'article 7.4.2 le ferrailage des poteaux doit respecter les conditions suivantes :

- Les armatures doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets.
- $A_{\min} = 0.7\%$  De la section totale en zone I
- $A_{\max} = 3\%$  en zone courante
- $A_{\max} = 6\%$  en zone de recouvrement
- Le diamètre minimal de l'acier est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de  $L_r = 40\emptyset$  en zone I
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I
-

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique)
- La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

• **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

$V_u$  Effort tranchant de calcul.

$h_1$ : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2.5 \quad \text{si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5 \text{ dans la direction considérée} \\ \rho = 3.75 \text{ dans le cas contraire} \end{array} \right.$$

t : espacement des armatures transversales

Dans une zone nodale :  $S_t \leq \min(10\phi ; 15\text{cm})$

Dans une zone courante :  $S_t \leq 15\phi$

$\Phi$  : diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau

$\lambda_g$  : élanement géométrique du poteau  $\rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ou  $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$

$l_f$  : longueur de flambement du poteau

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré

La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{b t}$  en % donnée comme suite :

$$- \lambda_g \geq 5 \quad \rightarrow A_{min} = 0.3 \%$$

$$- \lambda_g \leq 3 \quad \rightarrow A_{min} = 0.8 \%$$

$$- 3 < \lambda_g < 5 \quad \rightarrow \text{Interpolation entre les valeurs limites de poteau.}$$

Par ailleurs, les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10  $\Phi_{min}$ .

**C. Vérifications spécifiques selon le R.P.A99 V2003 (ART 7.4.3.1) :**

• **Sollicitations normales (efforts normaux réduits) :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

$N_d$  : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

$B_c$  : section brute

$f_{c28}$  : la résistance caractéristique du béton  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$v = \frac{932.45 \times 10^3}{350 \times 450 \times 25} = 0.236 < 0.3$$

La condition est vérifiée

• **Sollicitations tangentes selon le R.P.A99 V2003 (Art7.4.3.2) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaisons sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$\rho_d$ : Est égal à 0.075 si l'élancement géométrique dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5, et a 0.04 dans le cas contraire.

Le cas le plus défavorable  $\rho_d = 0.04$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_{umax}}{b_0 \times d}$$

A partir de l'ETABS on tire les valeurs des efforts tranchants :

$$V_{2max} = 74.287 \text{ KN} , V_{3max} = 70.04 \text{ KN}$$

Sens X :

$$\tau_{bu} = \frac{74.287 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.43} = 0.471 \text{ MPa} < 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = \frac{70.04 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.43} = 0.465 \text{ MPa} < 1 \text{ MPa}$$

**D. Sollicitation de calcul donnée par le logiciel ETABS :**

Les sollicitations obtenues dans le poteau (35x45) sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 5.2 : sollicitations de calcul poteau

Sollicitation	N / M	Combinaisons	Effort normal	Moment fléchissant
N (KN)	Max	0.8G + Ex	-20.8756	48.7897
	Min	1.35 G + 1.5 Q	-932.4523	-7.0245
M <sub>2</sub> (KN.m)	Max	G + Q + 1,2Ey	-333.9781	157.5046
	Min	G + Q + 1,2Ey	-402.3651	-153.9931
M <sub>3</sub> (KN.m)	Max	G + Q + 1,2Ex	-298.3855	167.3309
	MIN	G + Q + 1,2Ex	-326.9474	-167.6337

- La valeur maximale
- La valeur correspondante

**E. Ferrailages longitudinaux :****Exemple de calcul :**

Le calcul est fait pour le poteau de dimensions 35x45 cm<sup>2</sup>, on a augmenté la section du poteau centrale de 30x45 cm<sup>2</sup> à 35x45cm<sup>2</sup> et uniformiser la section pour tous le bloc D.

Données :

d= 40.5 cm, d'= 4.5 cm, b = 35 cm, acier Fe E500

Situation durable :  $\theta = 1$  ;  $\gamma_b = 1.5$  ;  $\gamma_s = 1.15$

Situation accidentelle :  $\theta = 0.85$  ;  $\gamma_b = 1.15$  ;  $\gamma_s = 1$

**Cas 01 :**  $N_{\max} = 932.4523 \text{ KN}$  ,  $M_{\text{corr}} = 7.0245 \text{ KN.m}$  (situation durable)

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{7.0245}{932.45} = 7.533 \times 10^{-3} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.185$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \times l_0}{i} = \frac{0.7 l_0 \sqrt{12}}{b} = 27.71 < 50$$

**Justification du Poteau:**

$$\lambda < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{27.71}{35}\right)^2} = 0.76$$

Pour une section rectangle :

$$B' = (a - 0.02) \times (b - 0.02) = (0.35 - 0.02)(0.45 - 0.02) = 0.1419$$

$$A_s = \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B' \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right] = \frac{1.15}{500} \left[ \frac{932.45 \times 10^{-3}}{0.76} - \frac{0.1419 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right] = -0.003 < 0$$

La section est surabondante « on prend le minimum »

**Dispositifs constructifs :**

$$A_{s \min} \geq 4U = 4 \times (2 \times (0.35 + 0.45)) = 6.4 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_{s \min} = 6.4 \text{ cm}^2$

$$\frac{0.2 \times B^2}{100} \leq A_s \leq \frac{0.5 \times B^2}{100}$$

$$\frac{0.2 \times (45)^2}{100} \leq A_s = 6.4 \leq \frac{0.5 \times (45)^2}{100}$$

$$4.05 \leq A_s = 6.4 \leq 10.12 \rightarrow \text{vérifié}$$

- **En zone courante :**

$$A_{\max \text{RPA}} = \frac{3}{100} (35 \times 45) = 47.25 \text{ cm}^2$$

- **En zone de recouvrement :**

$$A_{\max \text{RPA}} = \frac{6}{100} (35 \times 45) = 94.5 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale exigée par le RPA99 :**

$$A_{\min RPA} = \frac{0.7}{100} (35 \times 45) = 11.03 \text{ cm}^2$$

**cas 2 :**  $N_{\max} = 333.9781 \text{ KN}$  ,  $M_{\text{corr}} = 157.5046 \text{KN.m}$  (situation accidentelle)

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{157.5046}{333.9781} = 0.471 \geq \left( \frac{h}{2} - c \right) = 0.195$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \times l_0}{i} = \frac{0.7 l_0 \sqrt{12}}{b} = 27.71 < 50$$

**Justification du poteau:**

$$\lambda < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{27.71}{35} \right)^2} = 0.76$$

Pour une section rectangle :

$$B' = (a - 0.02) \times (b - 0.02) = (0.35 - 0.02)(0.45 - 0.02) = 0.1419 \text{ m}^2$$

$$A_s = \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B' \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right] = \frac{1}{500} \left[ \frac{333.9781 \times 10^{-3}}{0.76} - \frac{0.1419 \times 25}{0.9 \times 1.15} \right] = -0.00597 \text{ m}^2 < 0$$

On prend le minimum »

En effet d’après le calcul, en remarque que la section est surabondante dans tous les cas et donc « on prend la section  $A_{s \min} = 6.4 \text{ cm}^2$  , qui vérifie la condition :

$$\frac{0.2 \times B^2}{100} \leq A_s \leq \frac{0.5 \times B^2}{100}$$

**Calcul de la section d’armature longitudinale avec Socotec :**

Tableau 5.3 : sollicitations de calcul poteau avec le résultat calculé avec Socotec

Sollicitation	N / M	Combinaisons	Effort normal	Moment fléchissant	As Socotec (cm <sup>2</sup> )
N (KN)	Max	0.8G + Ex	-20.8756	48.7897	2.21
	Min	1.35 G + 1.5 Q	-932.4523	-7.0245	0
M <sub>2</sub> (KN.m)	Max	G + Q + 1,2Ey	-333.9781	157.5046	5.18
	Min	G + Q + 1,2Ey	-402.3651	-153.9931	4.37
M <sub>3</sub> (KN.m)	Max	G + Q + 1,2Ex	-298.3855	167.3309	6.08
	MIN	G + Q + 1,2Ex	-326.9474	-167.6337	5.85

■ La valeur maximale

■ La valeur correspondante

**Conclusion :**

En comparant le calcul manuel avec le résultat donné par le logiciel SOCOTEC (voir annexe A page 159), on trouve que les sections d'armatures calculées par les deux méthodes sont quasi-identiques, en prend le cas le plus défavorable :  $A_{s5} = 6.18 \text{ cm}^2$ .

Le RPA99 V2003(Art 7.4.2.1) nous exige que la section d'armature longitudinale choisie doive respecter la condition suivante :  $A_{\min} = 0.7\% b \cdot h < A_s$

On opte pour **6HA 14 + 4HA 12** avec  $A_s = 13.76 \text{ cm}^2$

$A_{\min \text{ RPA}} = 11.03 < A_s = 13.76 \rightarrow$  condition vérifiée

**F. Détermination des armatures transversales :****- Longueur de recouvrement :**

$$\phi_1 = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40\phi_1 = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

$$\phi_1 = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40\phi_1 = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

**- Détermination de diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{14}{3} = 4.66$$

Donc on choisit  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

**- Espacement des armatures transversales :****Selon le RPA99 7.4.2.2 :**

$$\circ \text{ Dans la zone nodale : } S_{t1} \leq \min(10\phi_{l\min} ; 15 \text{ cm}) = (12, 15) = 12$$

On choisit  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\circ \text{ Dans la zone courante } S'_{t1} \leq 15\phi_{l\min} = 18$$

On choisit  $S'_t = 15 \text{ cm}$

**Selon BAEL91 A8.1.3 :**

$$S_{t2} \leq \min(15\phi_{l\min} ; 40 ; b + 10) = (18 ; 40 ; 45)$$

$$S_{t2} \leq 18$$

$$S_{t2} = 15 \text{ cm}$$

Donc

**▪ Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min(S_t, S_{t2}) = (10 ; 15)$$

$$S_t \leq 10$$

Donc on choisit  $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq \min(S_t', S_{t2}) = (15; 15)$$

$$S_t \leq 15$$

Donc on choisit  $S_t = 15$  cm

- **Calcul des armatures transversales :**

$$V_u = 74.2873 \text{ KN}$$

$$A_t = S_t \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{280}{35} = 8 \geq 5 \text{ donc } \rho = 2.5$$

- **Dans la zone nodale :**

$$A_t = 0.10 \times \frac{2.5 \times 74.287 \times 10}{0.45 \times 235} = 1.756 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA 10** avec  $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

- **Dans la zone courante :**

$$A_t = 0.15 \times \frac{2.5 \times 74.287 \times 10}{0.45 \times 235} = 2.634 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA 10** avec  $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

Pour les armatures transversales on a 2 cadres en HA10

- **Quantité d'armatures minimale transversale :**

La quantité d'armatures transversales minimale

$$\lambda_g \geq 5$$

$$A_{min} = 0.003 S_t \times b_1$$

- **Dans la zone nodale :**

$$A_{min} = 0.003 \times 12 \times 35 = 1.26 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

- **Dans la zone courante :**

$$A_{min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

### G. Vérification a L'ELS :

- **Vérification de la contrainte de compression :**

- **En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

$$\frac{bX^2}{2} + nA_{s2}(X - c') - nA_{s1}(d - X) = 0$$

Avec :

X : la position de l'axe neutre

$I_1$  : L'inertie de la section homogénéisée

$$M_{2\text{ ser}} = 21.0937 \text{ KN.m et } M_{3\text{ ser}} = 100.19 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On détermine la position de l'axe neutre par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{bX^2}{2} + nA_{s2}(X - c') - nA_{s1}(d - X) = 0$$

Avec :

$$A_{s2} = 6.88 \text{ cm}^2 \quad A_{s1} = 6.88 \text{ cm}^2, \quad n = 15, \quad c' = 2 \text{ cm}, \quad d = 40.5 \text{ cm}$$

$$\frac{35}{2}X^2 + 15 \times 6.88(X - 2) - 15 \times 6.88(40.5 - X) = 0$$

$$X = 11 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bX^3}{3} + nA_{s2}(X - c')^2 + nA_{s1}(d - X)^2$$

$$I = \frac{35}{3}(11)^3 + 15 \times 6.88(11 - 2)^2 + 15 \times 6.88(40.5 - 11)^2$$

$$I = 113697.33 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\text{Pour } M_{2\text{ ser}} = 21.0937 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{21.0937 \times 10^5}{113697.33} \times 0.11 = 2.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.04 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

$$\text{Pour } M_{3\text{ ser}} = 16.8413 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{100.19 \times 10^5}{113697.33} \times 0.11 = 10.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.66 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

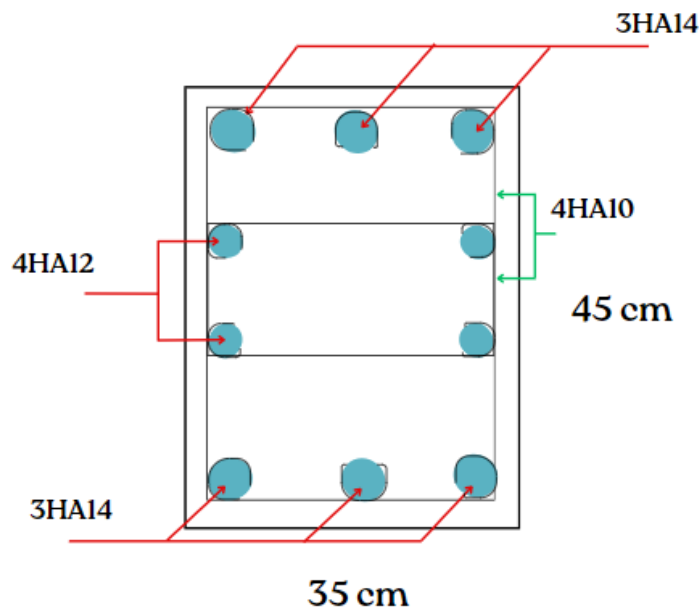
**H. Schéma de ferrailage :**

Figure 5.1 : ferrailage de poteau 35x45cm

**5.2.2. Ferrailage des poutres :**

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé qui transmettent les charges aux poteaux. Leur mode de sollicitation est la flexion simple, avec un cas de fissuration jugée peu nuisible.

On a deux types de poutres :

- Les poutres principales d'une section de (30x45) cm<sup>2</sup>
- Les poutres secondaires d'une section de (30x40) cm<sup>2</sup>

Tout d'abord, il est nécessaire de respecter les recommandations fournies par le RPA99 V2003 (Art.7.5.2) et le BAEL91.

**A. Les recommandations exigées par le RPA99 V2003 :****• Les armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0.5% en toute la section transversale de la poutre.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courantes, et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40  $\varnothing$  zone I

**• Les armatures transversales :**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 S. h$$

Avec :

h : la largeur de la section

S : espacement entre les cadres

$$\begin{cases} \text{Dans la zone nodale } S \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\emptyset \right) \\ \text{Dans la zone courante } S \leq \frac{h}{2} \end{cases}$$

$\emptyset$  : diamètre minimum des armatures longitudinales.

**B. Les recommandations exigées par le BAE 91 :**

- La justification des armatures d'âme s'écrit comme suit :

$$S_t \leq \frac{0.9 f_e \cdot A_t}{\gamma_s \cdot b \cdot (\tau_u - 0.3f_{tj} \cdot k)}$$

Avec :

$A_t$ : Section d'un cours d'armature transversales

$S_t$ : Espacement entre deux cours successifs de cadres ou d'étriers

$f_{tj}$  : Contrainte caractéristique de traction du béton à j jours

k : Coefficient

K=0 Si :

- reprise de bétonnage
- fissuration très préjudiciable

K=1 Si :

- cas de flexion simple, sans reprise de bétonnage ou reprise avec indentation  $\geq 5\text{mm}$

**• Disposition constructives minimales :**

Espacement des cours de cadres ou d'étriers (BAEL91 Art A.5.2)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b}$$

Diamètre des armatures d'âme (BAEL91 Art A.7.2, 2)

$$\emptyset_t \leq \min \left( \emptyset_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right)$$

$\emptyset_t$  : Diamètre des armatures transversales.

$\emptyset_l$  : Diamètres minimales des armatures longitudinales en travée h : Hauteur de la section. b : Largeur de nervures

**C. Sollicitations de calcul :**

Tableau 5.4 : sollicitations des poutres

Combinaisons	Situation durable	Situation accidentelle		ELS		Effort tranchant
	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	G+Q(KN.m)		
Position	Travée	Appuis		Travée	Appuis	Vmax (KN)
		$M_{sup}$	$M_{inf}$			
PP 30x45	134.67	-219.22	108.67	95.557	-145.98	220.48
PS 30x40	20.40	-111.02	95.53	14.64	-26.973	68.08

**D. Exemple de calcul (poutres principales):**

- **Les armatures longitudinales :**

**Les données :**

$h = 0.45$  m ;  $b = 0.30$  ;  $d = 0.405$  m ;  $f_{c28} = 25$ MPa ;  $f_{t28} = 2.1$ MPa,  $E_s = 200$ GPa

- 1. Situation durable (l'ELU) :**  $f_{bu} = 14.17$  MPa et  $\sigma_s = 434.782$  MPa

- **En travée :**  $M_{max}^T = 134.67$  KN.m

$$\mu = \frac{M_{max}^T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{134.67 \times 10^3}{30 \times 40.5^2 \times 14.17} = 0.193 < 0.392 \text{ pas d'armature comprimée}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{500}{1.15 \times 200000} = 2.173 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_L = \frac{3.5}{3.5 + 2.173} = 0.617$$

$$\mu_L = 0.8\alpha_L(1 - 0.4 \times \alpha_L) = 0.8 \times 0.617(1 - 0.4 \times 0.617) = 0.317$$

$$\mu_L = 0.317 > \mu = 0.193 \rightarrow \text{SSAC}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.193}}{0.8} = 0.270$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.405 \times (1 - 0.4 \times 0.270) = 0.361$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{134.67 \times 10^3}{36.1 \times 434.782} = 8.58 \text{ cm}^2$$

On prend **3HA14 + 3HA14** avec  $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$ .

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{500} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9.04 \text{ cm}^2 > 1.17 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- 2. Situation Accidentelle :**  $f_{bu} = 21.74$  MPa et  $\sigma_s = 500$  MPa

- **Aux appuis :**

$$M_{sup} = 219.22 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{219.22 \times 10^3}{30 \times 40.5^2 \times 21.74} = 0.205 < 0.392 \text{ pas d'armature comprimée}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{500}{1.15 \times 200000} = 2.173 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_L = \frac{3.5}{3.5 + 2.173} = 0.617$$

$$\mu_L = 0.8\alpha_L(1 - 0.4 \times \alpha_L) = 0.8 \times 0.617(1 - 0.4 \times 0.617) = 0.317$$

$$\mu_L = 0.317 > \mu = 0.205 \rightarrow \text{SSAC}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.205}}{0.8} = 0.289$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.405 \times (1 - 0.4 \times 0.289) = 0.358$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{219.22 \times 10^3}{35.8 \times 500} = 12.25 \text{ cm}^2$$

On prend **3HA14+2HA25** avec  $A_s = 3.39+9.82=14.44 \text{ cm}^2$

$$M_{\text{inf}} = 108.67 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{max}}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{108.67 \times 10^3}{30 \times 40.5^2 \times 21.74} = 0.102 < 0.392 \text{ pas d'armature comprimée}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{500}{1.15 \times 200000} = 2.173 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_L = \frac{3.5}{3.5 + 2.173} = 0.617$$

$$\mu_L = 0.8\alpha_L(1 - 0.4 \times \alpha_L) = 0.8 \times 0.617(1 - 0.4 \times 0.617) = 0.317$$

$$\mu_L = 0.317 > \mu = 0.102 \rightarrow \text{SSAC}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.102}}{0.8} = 0.1347$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.405 \times (1 - 0.4 \times 0.1347) = 0.3832$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{108.67 \times 10^3}{38.32 \times 500} = 5.67 \text{ cm}^2$$

On prend **5HA14** avec  $A_s = 7.70 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 14.44 + 7.70 = 22.14 \text{ cm}^2 > 1.17 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

**3. Condition exigée par le RPA99 V2003 :**

**En zone courant :**

$$A_{\max RPA} = 4\% b. h = 4 \times \frac{30 \times 45}{100} = 54 \text{ cm}^2$$

**En zone de recouvrement :**

$$A_{\max RPA} = 6\% b. h = 6 \times \frac{30 \times 45}{100} = 81 \text{ cm}^2$$

**La section minimale :**

$$A_{\min RPA} = 0.5\% b. h = 0.5 \times \frac{30 \times 45}{100} = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min RPA} = 6.75 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ travée}} = 9.24 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_{\min RPA} = 6.75 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ appuis}} = 22.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Tableau 5.5 : récapitulation de ferraillage longitudinales total de la poutre principale

Section	As (cm <sup>2</sup> )		As adpt (cm <sup>2</sup> )		Amin (Cm <sup>2</sup> )	ARPA (cm <sup>2</sup> )		
						A min Rpa (Cm <sup>2</sup> )	A max Rpa	
							Z. Courante	Z. recouvrement
<b>Travée</b>	8.58		3HA14+3HA14= 9.24		1.17	6.75	54	81
<b>Appuis</b>	As <sub>inf</sub>	As <sub>sup</sub>	As <sub>inf</sub> adpt	As <sub>sup</sub> adpt	1.17	6.75	54	81
	5.67	12.25	5HA14=7.70	3HA14+2HA25 =14.44				

**4. Vérification a L'ELU :**

- **Vérification de contrainte de tangentielle maximale :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$V_{\max} = 220.48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{220.48 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405} = 1.82 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.82 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

- **Vérification de la bielle comprimée : BAEL91 Art 5.1, 313 :**

Dans le cas d'une poutre à nervure rectangulaire, d'épaisseur  $b$  avant l'appui (côté travée), on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2 V_u}{b_0 a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$V_{\max} = 220.48 \text{ KN}$$

$$a = h - 20 - c = 450 - 20 - 20 = 410 \text{ mm}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$V_u = 220.48 \leq 0.267 b \cdot a \cdot f_{c28} = 0.267 \times 300 \times 410 \times 25 \times 10^{-3}$$

$$V_u = 220.48 \leq 821.025 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification d'armature inférieure minimale en appui : BAEL91 Art 5.1, 312 :**

$$A_s = \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$A_s = \frac{220.48 \times 10^3 \times 1.15}{500} = 507.10 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 5.07 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ adp}} = 7.70 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Détermination des armatures transversales :**

- **Longueur de recouvrement :**

$$\phi_l = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40\phi_l = 560 \text{ mm}$$

$$\phi_l = 25 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40\phi_l = 1000 \text{ mm}$$

- **Diamètres des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ 14 ; \frac{450}{35} ; \frac{300}{10} \right\} = 14 \text{ mm}$$

Donc on prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  4T8 avec  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$  un cadre et étrier

- **L'espacement des armatures transversales :**

Selon BAEL91 A.5.1 ,23 :

$$S_t \geq \frac{0.9 f_e \cdot A_t}{\gamma_s \cdot b (\tau_u - 0.3 f_{t28} \cdot k)} \text{ avec } k = 1$$

$$S_t \geq \frac{0.9 \times 235 \times 2.01}{1.15 \times 30(1.82 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$S_t \geq 10.35 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

**- L'espace en zone nodale :**Selon **BAEL91+RPA99** :

$$S_t \leq \min \left( S_t ; \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b} ; \frac{h}{4} ; 12\phi_1 ; 40 \right) = \min( 15 ; 39.36 ; 11.25 ; 16.8 ; 40 )$$

$$S_t \leq 11.25$$

On prend  $S_t = 10 \text{ cm}$ **- L'espace en zone courante :**Selon **BAEL91 + RPA99** :

$$S_t \leq \min \left( S_t ; \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b} ; \frac{h}{2} ; 40 \right) = \min( 15 ; 39.36 ; 22.5 ; 40 )$$

$$S_t \leq 15$$

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$ **- Vérification des sections d'armatures transversales en zone courante :**

$$A_t \geq 0.003 S \cdot h$$

$$A_t = 2.01 \geq 0.003 \times 20 \times 30$$

$$A_t = 2.01 \geq 1.8 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

**5. Vérification a l'ELS :****- Vérification de la contrainte de compression :**

## ▪ En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

$$\frac{bX^2}{2} + nA_{s2}(X - c') - nA_{s1}(d - X) = 0$$

Avec :

X : la position de l'axe neutre

 $I_1$  : L'inertie de la section homogénéisée

$$M_{ser} = 95.557 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On détermine la position de l'axe neutre par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{bX^2}{2} + nA_{s2}(X - c') - nA_{s1}(d - X) = 0$$

Avec :

$$A_{s2} = 4.62 \text{ cm}^2 \quad A_{s1} = 4.62 \text{ cm}^2, n = 15, c' = 2 \text{ cm}, d = 40.5 \text{ cm}$$

$$\frac{30}{2}X^2 + 15 \times 4.62(X - 2) - 15 \times 4.62(40.5 - X) = 0$$

$$X = 10.13 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bX^3}{3} + nA_{s2}(X - c')^2 + nA_{s1}(d - X)^2$$

$$I = \frac{30}{3}(10.13)^3 + 15 \times 4.62(10.13 - 2)^2 + 15 \times 4.62(40.5 - 10.13)^2$$

$$I = 78893.55 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{95.557 \times 10^5}{78893.55} \times 0.1013 = 12.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12.27 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

▪ **Aux appuis :**

$$M_{ser} = 145.98 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$A_{s2} = 14.44 \text{ m}^2 \quad A_{s1} = 7.70 \text{ cm}^2, n = 15, c' = 2 \text{ cm}, d = 40.5 \text{ cm}$$

$$\frac{30}{2}X^2 + 15 \times 14.44(X - 2) - 15 \times 7.70(40.5 - X) = 0$$

$$X = 10.45 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bX^3}{3} + nA_{s2}(X - c')^2 + nA_{s1}(d - X)^2$$

$$I = \frac{30}{3}(10.45)^3 + 15 \times 14.44(10.45 - 2)^2 + 15 \times 7.70(40.5 - 10.45)^2$$

$$I = 131174.23 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{145.98 \times 10^5}{131174.23} \times 0.1045 = 11.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.63 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**E. Ferraillage de la poutre secondaire :**

Tableau 5.6 : ferraillage longitudinale total de la poutre secondaire

Section	As (cm <sup>2</sup> )		As adpt (cm <sup>2</sup> )		Amin (Cm <sup>2</sup> )	ARPA (cm <sup>2</sup> )		
						A min Rpa (Cm <sup>2</sup> )	A max Rpa	
							Z. Courante	Z. recouvrement
Travée	1.33		3HA12+3HA12= 6.78		1.043	6	48	72
Appuis	As <sub>inf</sub>	As <sub>sup</sub>	As <sub>inf</sub> adpt	As <sub>sup</sub> adpt	1.043	6	48	72
	5.65	6.65	5HA12=5.65	3HA12+2HA16=7.70				

• **Vérification à l'ELU :**

Tableau 5.7 : vérification à L'ELU pour la poutre secondaire

Vérification de contrainte de tangentielle maximale			Vérification de la bielle Comprimée			Vérification d'armature inférieure minimale en appui		
$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification	$V_u$ (KN)	$0.267 b. a. f_{c28}$	Vérification	$A_s = \frac{V_u \cdot \gamma_s}{f_e}$	As adpt (cm <sup>2</sup> )	Vérification
0.63	3.33	Vérifié	68.08	720.9	Vérifiée	1.56	5.65	Vérifié

• **Détermination des armatures transversales :**

Tableau 5.8 : les armatures transversales de la poutre secondaire

Diamètre des armatures transversales		
$\phi_t$ Diamètre max (mm)	$\phi_t$ (mm) diamètre choisi	
11.43	8	
Espacement en zone nodale		
$S_t$ (cm) max	$S_t$ (cm) choisi	
10	10	
Espacement en zone courante		
$S_t$ (cm) max	$S_t$ (cm) choisi	
20	15	
Vérification section minimales RPA		
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	0.003 S. h	$A_t \geq 0.003 S. h$
2.01	1.35	Vérifié

• **Vérification a l'ELS :**

Tableau 5.9 : vérification à L'ELS pour la poutre secondaire

	$M_{s \max}$ (KN. m)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$A_{s1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> )	X (Cm)	I (Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ < $\overline{\sigma}_{bc}$
Travée	14.64	15	3.39	3.39	8.46	46744.27	2.65	Vérifié
Appuis	26.97	15	5.65	7.41	7.36	30646.57	6.47	Vérifié

• **Calcul de la section d'armature longitudinale avec SOCOTEC :**

Avec le logiciel SOCTOEC (voir annexe A page 163), on a eu :

**Poutre Principale : 30x45 cm**

**En travée :**  $A_s = 8.48 \text{ cm}^2$

**En appuis :**  $A_{s \text{ inf}} = 5.6 \text{ cm}^2$  et  $A_{s \text{ sup}} = 12.1 \text{ cm}^2$

**Poutre secondaire : 30x40 cm**

**En travée :**  $A_s = 1.33 \text{ cm}^2$

**En appuis :**  $A_{s \text{ inf}} = 5.66 \text{ cm}^2$  et  $A_{s \text{ sup}} = 6.65 \text{ cm}^2$

En comparant les résultats de calcul manuel et le résultat donnée par le logiciel Socotec on trouve que les valeurs sont rapprochées, et on prend le cas le plus défavorable

**F. Schéma de ferraillage :**

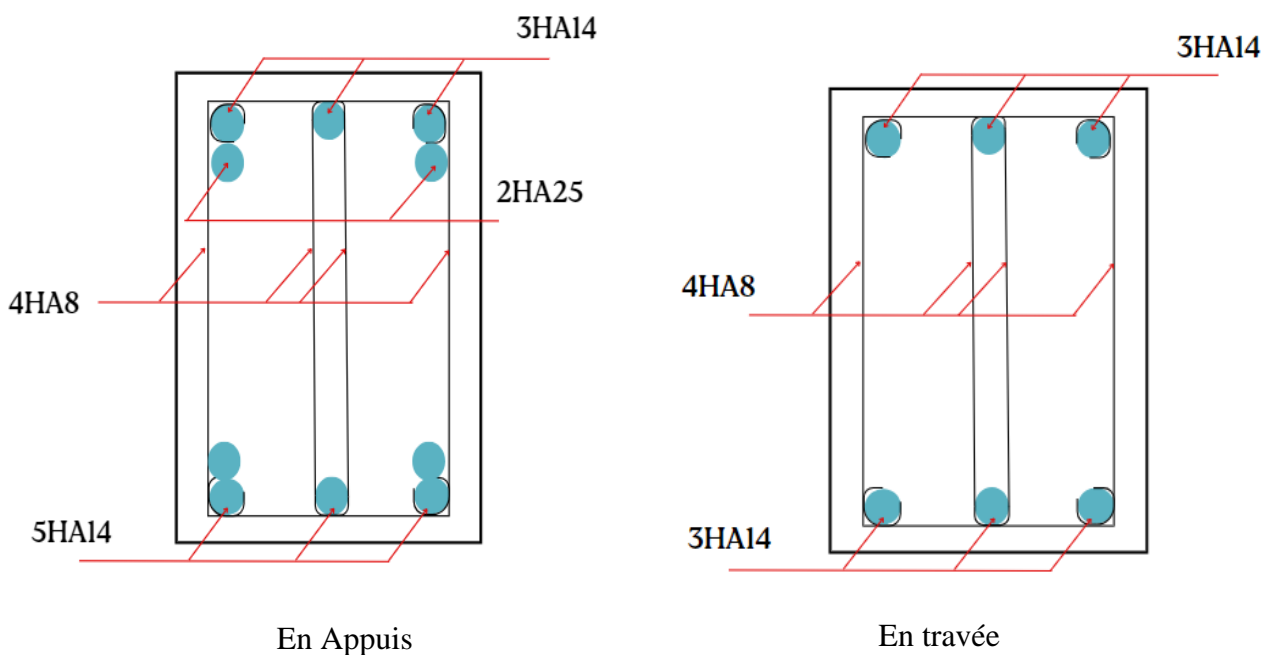


Figure 5.2 : ferraillage de la poutre principale 30x45

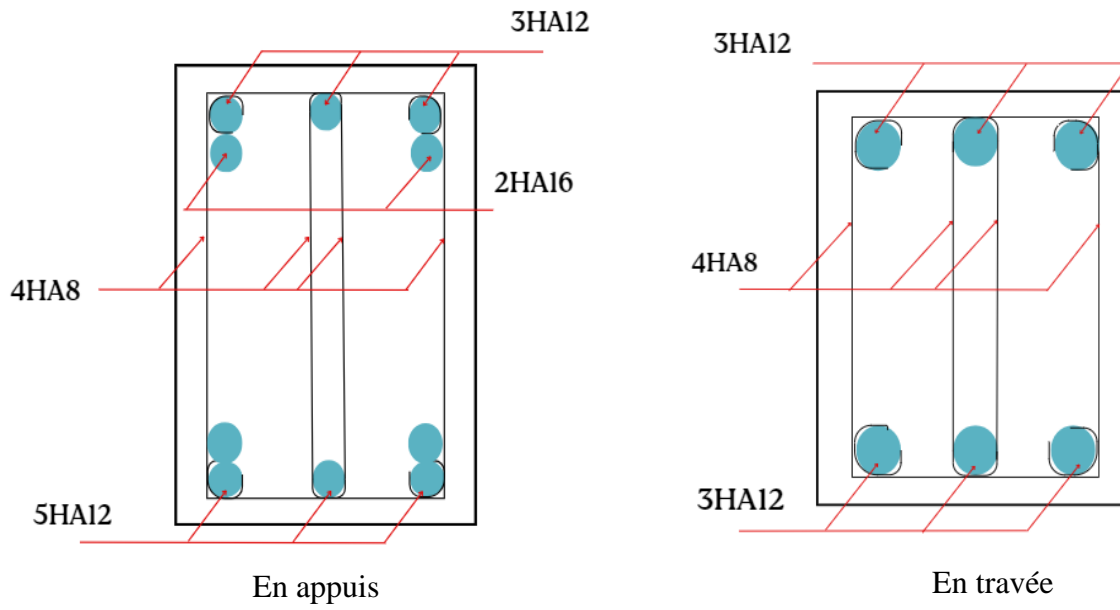


Figure 5.3 : Ferraillage de la poutre secondaire 30x40

## Chapitre 06 : Etude de l'infrastructure

### 6.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments structuraux essentiels dans toute construction, servant de base à une structure en transférant ses charges au sol. Un bon choix et calcul de la fondation peut garantir la stabilité et la durabilité de l'édifice en répartissant les charges de manière uniforme pour prévenir tout tassement excessif ou différentiel, Les fondations peuvent être classées en deux catégories principales distinctes, en fonction de leurs formes et leurs mécanismes de transmission de charges au sol : les fondations superficielles et les fondations profondes.

La fondation superficielle, appelée aussi fondation directe, est celle située à une profondeur relativement faible par rapport à la surface du sol. Elle est utilisée lorsque le sol en surface est bon et a une capacité portante suffisante. Transmettant directement les efforts sur les couches proches de la surface. Il existe trois types de fondations superficielles :

- Les fondations isolées
- Les fondations filantes
- Les radiers

Par ailleurs, les fondations profondes sont des éléments structurels utilisés en construction pour transférer les charges d'une structure à des couches de sol plus profondes et plus stables, souvent en raison de la faible capacité portante des couches de surface. Elles sont nécessaires lorsque les fondations superficielles ne sont pas adéquates pour assurer la stabilité et la sécurité de la structure. Voici quelques types de fondations profonds :

- Les pieux
- Les puits
- Les caissons
- Les colonnes ballastées

### 6.2. Critères de choix du type de fondation :

Le type de fondation choisi dépend essentiellement du facteur suivant :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.
- Le coût .

Le choix final du système de fondation le plus adéquat à la structure étudiée dépend de l'ensemble de ces paramètres.

Selon le rapport de sol la contrainte admissible est de 2 bars, pour une profondeur minimale de 1 mètres on trouve que les semelles isolées sont les plus adaptées.

### 6.3. Etude de sol :

Le dimensionnement de la section des fondations est principalement effectué en utilisant le formule de base suivant :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$N_{ser}$  : L'effort normal à l'état limite de service sous un poteau.

S: surface d'appui de la semelle.

$\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol.

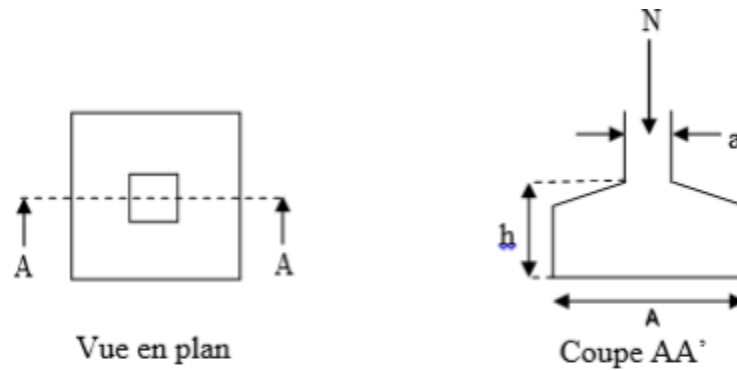


Figure 6.1 : schéma d'une semelle isolée

## 6.4. Etude des fondations :

### 6.4.1. Prédimensionnement de la semelle :

Dimensions du poteau {  $a = 35$  cm  $b = 45$  cm }

Les valeurs des sollicitations de la superstructure les plus défavorables calculées par le logiciel ETABS sont :

ELU :  $N_u = 901.14$  KN ;  $M_u = 3.3707$  KN.m

ELS:  $N_{ser} = 651.26$  KN;  $M_{ser} = 2.4393$  KN.m

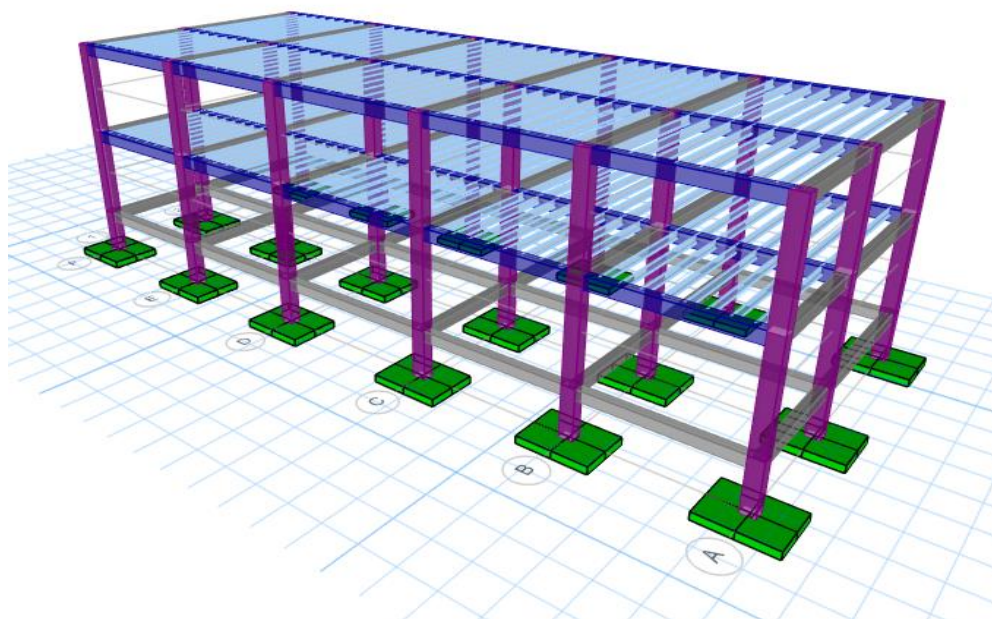


Figure 6.2 : une vue en 3D de la superstructure et l'infrastructure du Bloc D

➤ **Détermination de A et B :**

• **A L'ELS :**

$$N_{ser} = N_{sup\ ser} + N_{fond} + N_{sol}$$

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{651.26}{2 \times 10^2 - 21.5 \times 2} = 4.15 \text{ m}^2$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{35}{45} = 0.777 \rightarrow A = 0.777B$$

$$S = A \times B = 0.777B^2 \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{S}{0.777}} = \sqrt{\frac{4.15}{0.777}} = 2.31 \text{ m}$$

$$A \geq 0.777 \times 2.31 = 1.79 \text{ m}$$

Le choix : {A = 185 cm B = 240 cm }

• **A L'ELU :**

$$N_u = N_{sup\ u} + 1.35(N_{fond} + N_{sol})$$

$$\frac{N_u}{S} \leq 1.5 \times \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow S \geq \frac{N_u}{1.5 \cdot \overline{\sigma_{sol}}} = \frac{901.14}{1.5 \times 2 \times 10^2 - 1.35 \times 21.5 \times 2} = 3.72 \text{ m}^2$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{35}{45} = 0.777 \rightarrow A = 0.777B$$

$$S = A \times B = 0.777B^2 \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{S}{0.777}} = \sqrt{\frac{3.72}{0.777}} = 2.19 \text{ m}$$

$$A \geq 0.777 \times 2.19 = 1.70 \text{ m}$$

Le choix : {A = 180 cm B = 225 cm }

La section retenue est celle obtenue à l'ELS

$$\mathbf{A = 185 \text{ cm et B = 240 cm}}$$

➤ **Détermination de d et h :**

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \quad \text{Eurocode 7 1997}$$

$$\frac{240 - 45}{4} \leq d \leq 185 - 35$$

$$48.75 \leq d \leq 90$$

$$d = 50 \text{ cm}$$

$$h = d + 5 = 50 + 5 = 55 \text{ cm}$$

**6.4.2. Vérification de la contrainte du sol :**

En modélisant la section de semelle calculée, on a lancé l'analyse pour vérifier la contrainte de sol avec le logiciel ETABS :

➤ A L'ELS :

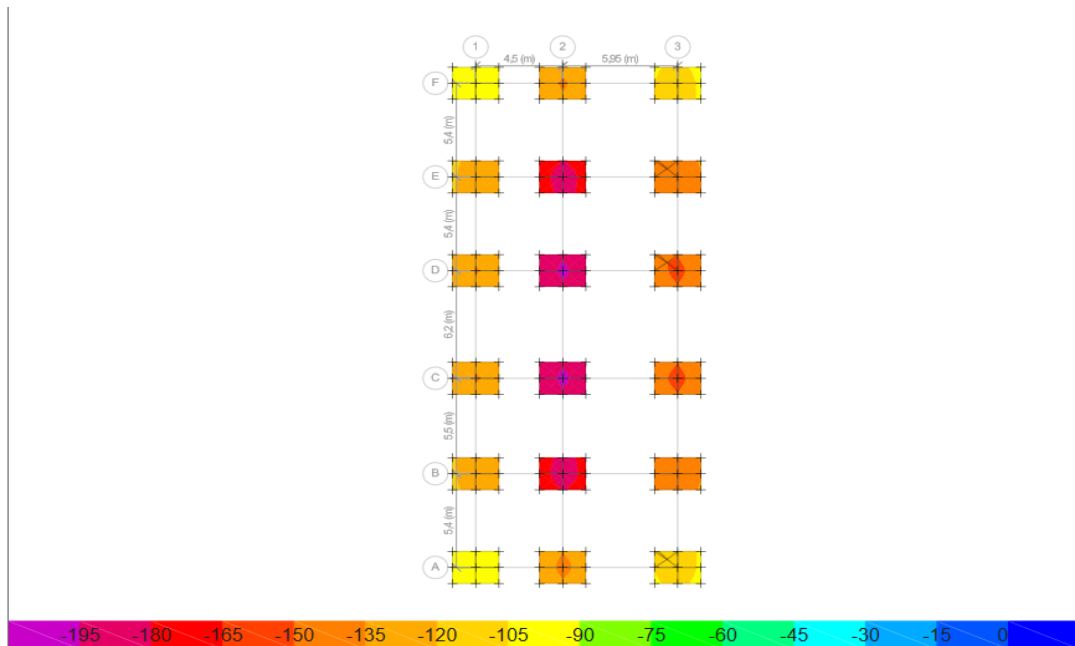


Figure 6.3 : Distribution de contrainte à L'ELS

$$\sigma_{max} = 1.98 \text{ bar}$$

$$\sigma_{min} = 0.91 \text{ bar}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 1.95 + 0.91}{4} = 1.69 < \sigma_{sol} = 2 \text{ bar} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

➤ A l'ELU :

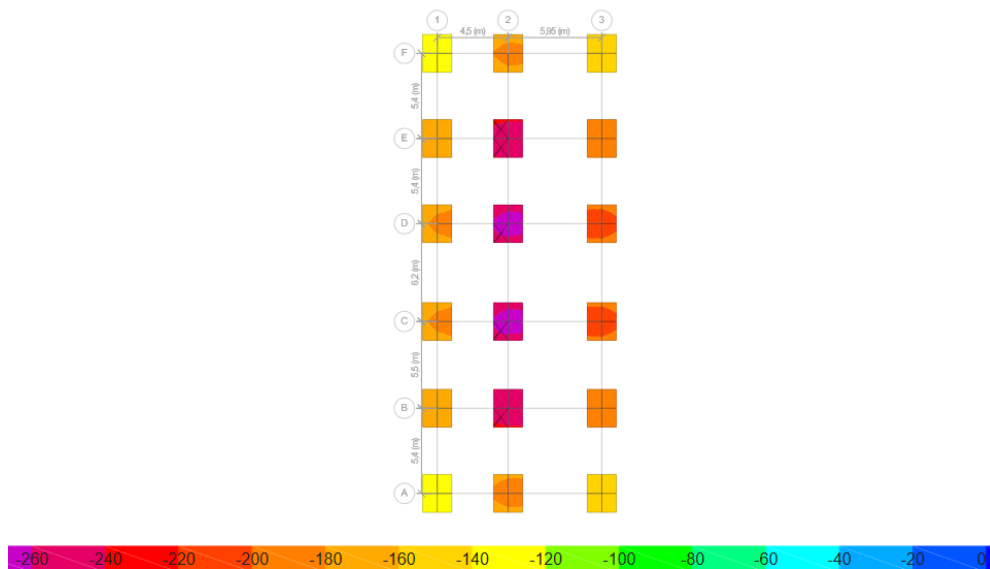


Figure 6.4: Distribution des contrainte à L'ELU

$$\sigma_{max} = 2.74 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\min} = 1.24 \text{ bar}$$

Diagramme des contraintes triangulaires :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 2.74 + 1.24}{4} = 2.37 \sigma_{\text{sol}} = 2 \times 1.5 = 3 \text{ bar} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### 6.4.3. Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le RPA99 V2003(Art 10.1.5) on doit vérifier la condition suivante :

$$e_0 = \frac{M}{N} \leq \left\{ \frac{A}{4} ; \frac{B}{4} \right\}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{2.4393}{651.26} = 0.003$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3.3707}{901.14} = 0.003$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = 0.003 \leq \left\{ \frac{A}{4} = \frac{1.85}{4} = 0.463 \text{ m sens A} ; \frac{B}{4} = \frac{2.40}{4} = 0.6 \text{ m sens B} \right\} \text{ condition vérifiée}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.003 \leq \left\{ \frac{A}{4} = \frac{1.85}{4} = 0.463 \text{ m sens A} ; \frac{B}{4} = \frac{2.40}{4} = 0.6 \text{ m sens B} \right\} \text{ condition vérifiée}$$

### 6.4.4 Calcul du ferrailage :

Dans le cas d'une semelle rectangulaire sous poteau rectangulaire soumise à un moment de flexion, il convient d'utiliser la méthode générale :

➤ Sens parallèle au plan de flexion du poteau (sens B) :

$$\frac{1}{2} \times \left( \frac{B}{2} + 0.35b \right) = \frac{1}{2} \times \left( \frac{2.4}{2} + 0.35 \times 0.45 \right) = 0.68 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.003 \text{ m} < \frac{1}{2} \times \left( \frac{B}{2} + 0.35b \right) = 0.68 \text{ m}$$

Le moment de la section  $M_1$  est donnée par la formule :

$$M_1 = \left( \frac{B}{2} - 0.35b \right)^2 \times \frac{N_u}{2 \times (B - 2e)} = \left( \frac{2.4}{2} - 0.35 \times 0.45 \right)^2 \times \frac{901.14 \times 10^{-3}}{2(2.4 - 2 \times 0.005)} = 205 \text{ MN.m}$$

$$f_{\text{bu}} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot 1.5} = 14.17$$

$$\mu_u = \frac{205 \times 10^3}{(0.9 \times 55)^2 \times 14.17 \times 185} = 0.0319$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0134}}{0.8} = 0.0405$$

$$Z = 0.765 \times (1 - 0.4 \times 0.0168) = 0.486$$

$$A_s = \frac{205 \times 10^3}{48.6 \times 434.78} = 9.70 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 240 \times 49.5 \times \frac{2.1}{500} = 11.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min} ; A_s) = 11.47 \text{ cm}^2$$

**On opte pour 11HA12 avec  $A_{s \text{ adpt}} = 12.44 \text{ cm}^2$**

➤ Sens parallèle au plan de flexion du poteau (sens A) :

Le moment de la section  $M_1$  est donnée par la formule :

$$M_1 = \left( \frac{A}{2} - 0.35a \right)^2 \times \frac{N_u}{2A} = \left( \frac{1.85}{2} - 0.35 \times 0.35 \right)^2 \times \frac{901.14 \times 10^{-3}}{2 \times 1.85} = 0.267 \text{ MN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot 1.5} = 14.17$$

$$\mu_u = \frac{267 \times 10^3}{(0.9 \times 55)^2 \times 14.17 \times 240} = 0.0320$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0320}}{0.8} = 0.0406$$

$$Z = 49.5 \times (1 - 0.4 \times 0.0406) = 0.487$$

$$A_s = \frac{267 \times 10^3}{48.7 \times 434.78} = 12.47 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 185 \times 49.5 \times \frac{2.1}{500} = 8.84 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min} ; A_s) = 12.41 \text{ cm}^2$$

**On opte pour 9HA14 avec  $A_{s \text{ adpt}} = 13.85 \text{ cm}^2$**

➤ **Calcul de l'espacement :**

Sens A :

$$S_t = \frac{A - 2\text{enrobage}}{n - 1} = \frac{185 - 9 \times 1.4 - 2 \times 3.5}{8} = 20.67 \text{ cm on choisi } S_t = 20 \text{ cm}$$

Sens B :

$$S_t = \frac{A - 2\text{enrobage}}{n - 1} = \frac{240 - 11 \times 1.2 - 2 \times 3.5}{10} = 21.98 \text{ cm on choisi } S_t = 20 \text{ cm}$$

**6.4.5. Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

Sens A :

$$V_{\max} = 901.14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{901.14 \times 10^{-3}}{1.85 \times 0.765} = 0.64 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.64 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

Sens A :

$$V_{\max} = 901.14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{901.14 \times 10^{-3}}{2.40 \times 0.765} = 0.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.5 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

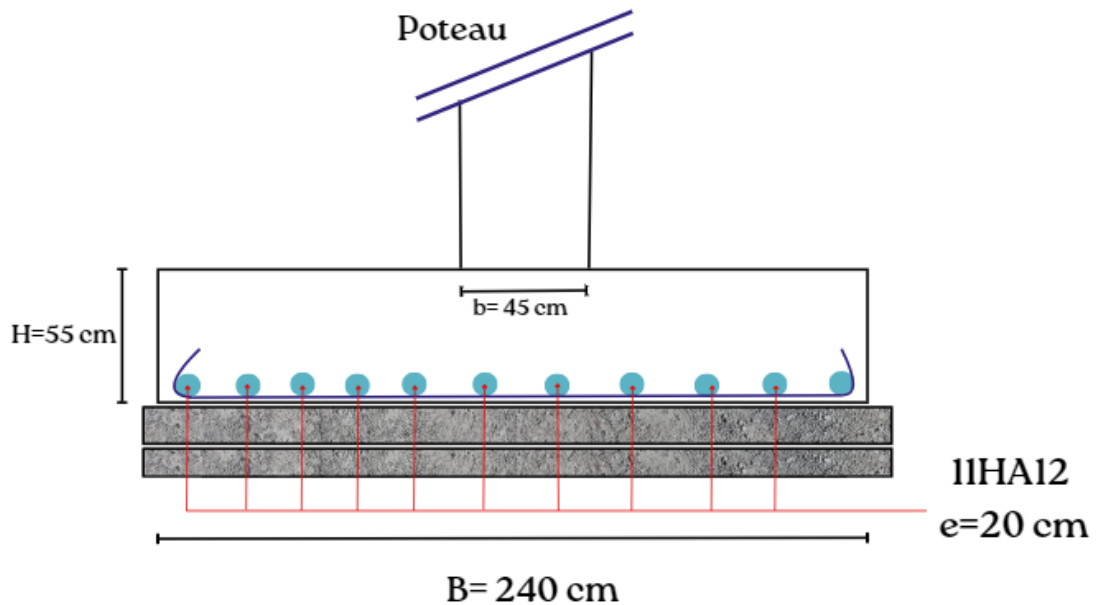
**Schéma de ferrailage :**

Figure 6.5 : schéma de ferrailage de la semelle en sens B

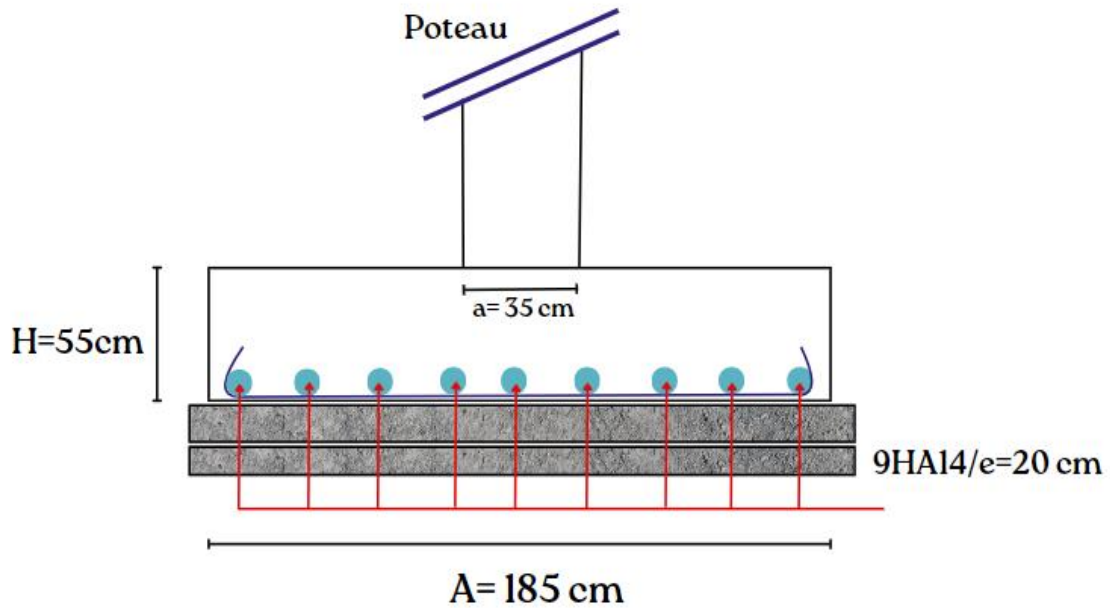


Figure 6.6 : schéma de ferrailage de la semelle en sens A

### 6.5. Etude des longrines :

Les longrines sont des poutres d'infrastructure en béton armé ou en charpente, afin de relier les points d'appuis d'un même bloc à tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

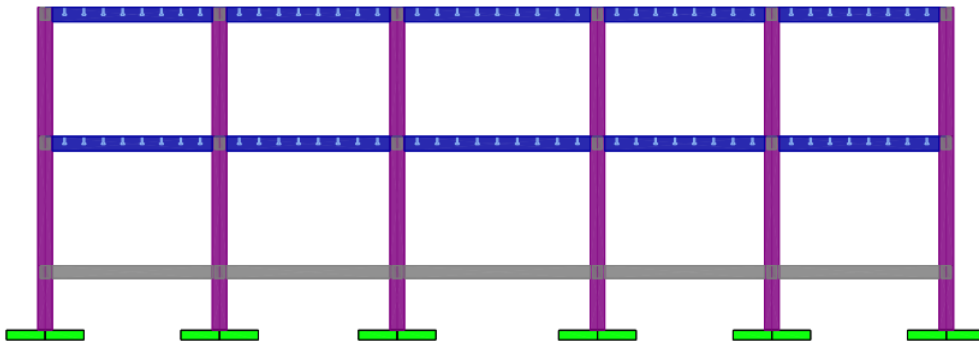


Figure 6.7 : les semelles isolées avec les longrines vue en élévation du Bloc D

#### 6.5.1. Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99 V2003 (Art 10.1.1.b), les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont :

25 cm × 30 cm sites de catégorie  $S_2$  et  $S_3$

30 cm × 30 cm sites de catégorie  $S_4$

On prend les longrines de dimensions (30×40) cm<sup>2</sup>

### 6.5.2. Calcul de ferrailage :

Selon le RPA99 V2003(Art 10.1.1.b) les longrines ou les dispositifs équivalent doivent être calculer pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$\alpha$  : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considérée.

D'après le RPA99 V2003 (Tableau 10.1) :

$$\alpha = 15 \text{ \{zone sismique site } S_3$$

**A L'ELU:**  $N_u = 900.40 \text{ KN}$

$$F = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{901.14}{15} = 60.07 \geq 20 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{60.03}{434.78} \times 10 = 1.38 \text{ cm}^2$$

**A L'ELS:**  $N_u = 651.26 \text{ KN}$

$$F = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{651.26}{15} = 43.41 \geq 20 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{43.44}{250} \times 10 = 1.735 \text{ cm}^2$$

- Les exigences de RPA99 v2003 :

Le RPA 99 version 2003 exige un ferrailage minimum 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm ; 15 $\emptyset$ )

$$A_{\min} = 0.6\%(30 \times 40) = 7.2 \text{ cm}^2$$

On prend 3HA14 avec  $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \cdot d$$

$$9.24 \text{ cm}^2 \geq 1.16 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

- Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \left( \frac{h}{35}; \phi_{\min}; \frac{b}{10} \right) = \left( \frac{400}{35}; 14; \frac{300}{10} \right) = 11.43 \text{ mm}$$

Donc on prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

4HA8 avec  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow$  un cadre et un étrier

- L'espacement des cadres :

$$S_t \leq (20 \text{ cm}; 15\phi)$$

$$S_t \leq (20 \text{ cm}; 15 \times 1.4) = (20; 21) = 20$$

Donc on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

**Schéma de ferrailage :**

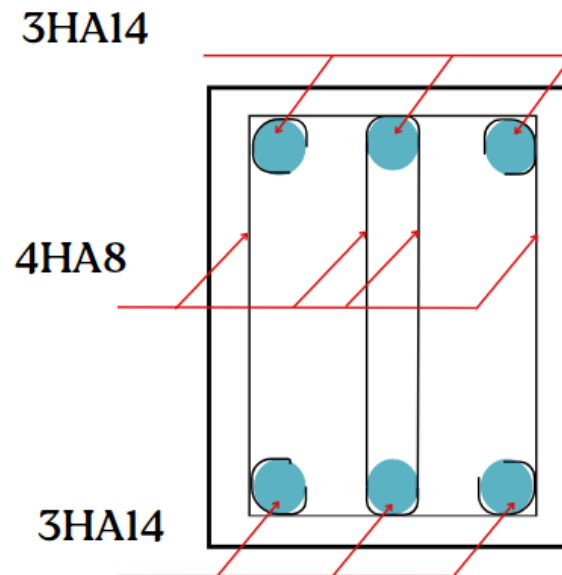


Figure 6.8: schéma de ferrailage de la longrine

# Chapitre 07 : Étude de la structure tridimensionnelle

### 7.1. Introduction :

Les structures tridimensionnelles sont des structures composées des éléments en forme de pyramide composés par des barres et des nœuds. Ces éléments peuvent être associés en poutres à treillis à trois membrures : deux supérieures et un inférieur ou en nappe tridimensionnelle.

Ce type de structure se maintient grâce à la rigidité des triangles constitués de barres droites qui sont liaisonnées par des nœuds. L'articulation est le mode de liaison dans les nœuds afin de soumettre les barres à des efforts de traction et de compression. Les nœuds des structures spatiales réticulées sont considérés comme des rotules. Capables de supporter les enveloppes des bâtiments, permettant de réaliser des constructions de toutes portées sans nécessité d'appuis intermédiaires.

Les structures tridimensionnelles n'offrent pas uniquement la rigidité mais plusieurs avantages comme la polyvalence, l'économie de matière et la capacité de couvrir de vastes espaces comme les stades, les œuvres d'expositions, les aéroports, les salles omnisports ainsi que les gares ferroviaires.

Les structures tridimensionnelles se divisent en deux catégories selon la forme et selon le matériau de réalisation en bois ou en acier :

Selon la forme : La structure tridimensionnelle peut épouser n'importe quelle forme architecturale en trouve

➤ Les poutres :



Figure 7.1 : poutre tridimensionnelle

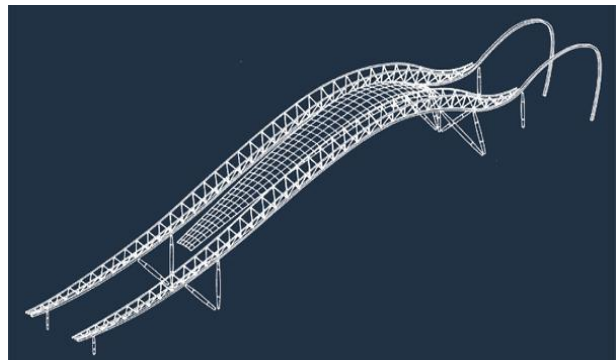


Figure 7.2 : une toiture avec des poutres tridimensionnelles

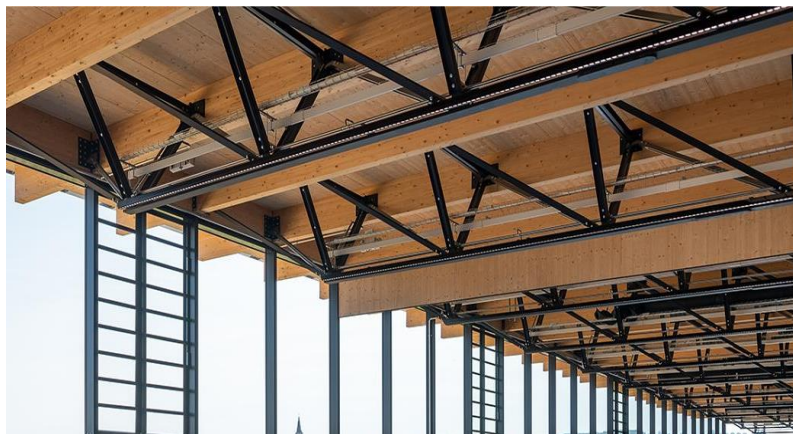


Figure 7.3 : toiture d'un atelier avec des poutres tridimensionnelles

➤ Les surfaces planes :

Il existe des surface planes a une nappe de poutres jusqu'à trois nappes de poutres tridimensionnelles

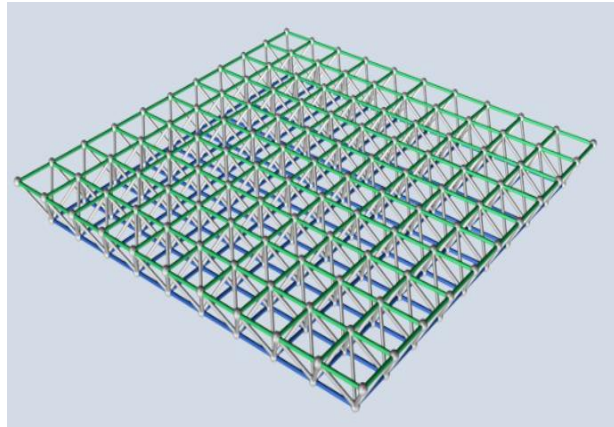
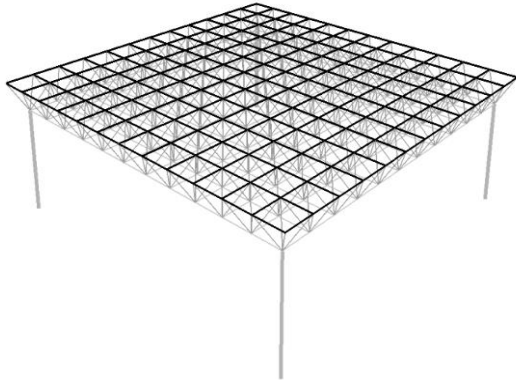


Figure 7.4 : Toitures planes à deux nappes



Figure 7.5 : Hangar d'aviation à Phoenix US

➤ Les voûtes, dôme :

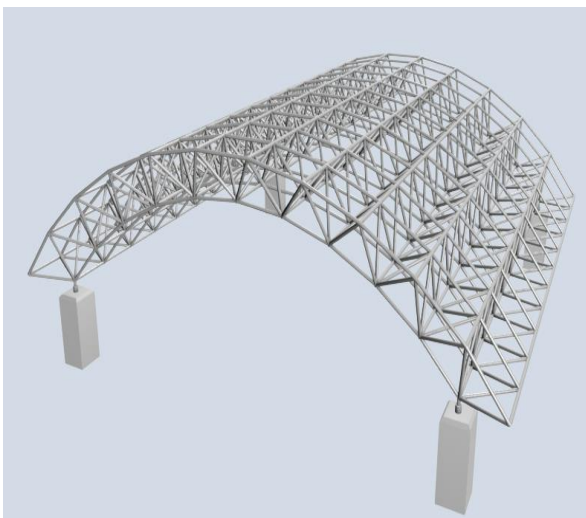


Figure 7.6 : structure tridimensionnelle voûtes

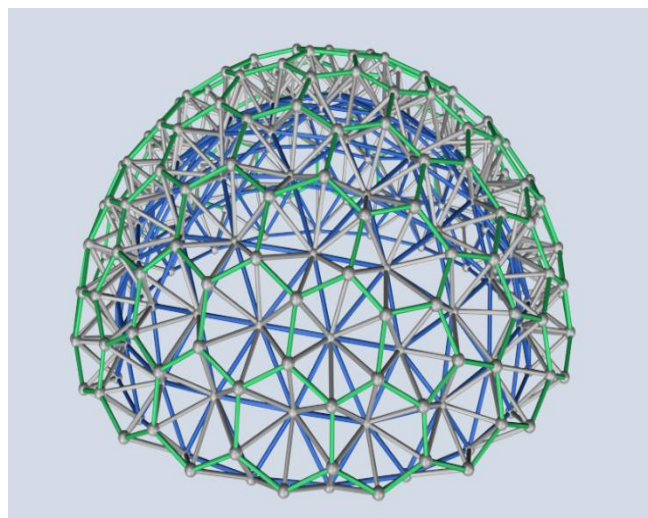


Figure 7.7 : structure tridimensionnelle en dôme



Figure 7.8: Amazon sphere a Seattle US

➤ Les paraboles et pyramids:

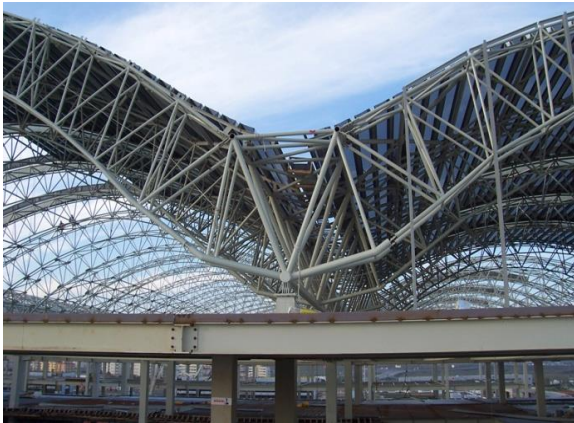


Figure 7.9 : structure tridimensionnelle en forme parabolique



Figure 7.10 : structure tridimensionnelle en pyramids

Les composants de ces systèmes tridimensionnels sont :

➤ Les tubes :

Les tubes utilisés sont des profils circulaires creux soudés selon la norme EN 10219-1 et 2 avec soudure longitudinale et sont dimensionnés en tenant en compte que leur limite d'élasticité en traction équivaut à la section nette travaillant à sa limite élastique, sous l'influence du coefficient de sécurité correspondant.

L'acier utilisé pour les tubes peut être de classes S275 ou S355 avec une limite d'élasticité minimale de 235 MPa , et un allongement limite de 0.15% .



Figure 7.11 : les tubes utilisés pour les structures tridimensionnelles

➤ Les nœuds d'assemblage (sphère) :

Dans les structures spatiales, les sections les plus adaptées au travail de traction et à celui de la compression sont les profils creux ronds appelés aussi les sphères, les nœuds sphériques sont forgés à chaud selon la norme EN 10254 à partir de boules d'acier conforme à la norme EN 10083-2,

Avec des diamètres variables de 60 à 380 mm, ces derniers sont standardisés comme suite : 60mm, 75 mm, 90 mm, 110 mm, 130 mm, 160 mm, 200 mm, 240 mm, 280 mm, 380 mm ), Le matériau employé pour les sphères est de l'acier carbone de qualité supérieure avec une limite d'élasticité minimale de  $200 \text{ N/mm}^2$  et une charge maximale de Traction 522 à 1290 KN et un allongement limite de 0.15% .

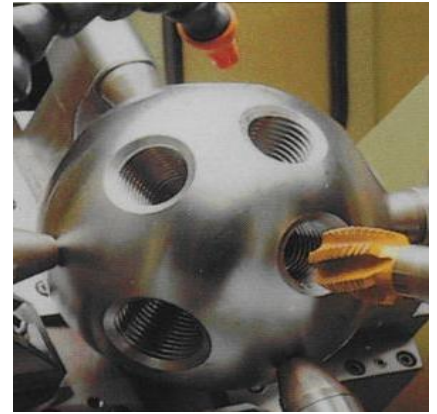


Figure 7.12 : Nœud d'assemblage

Il existe d'autre type de nœuds d'assemblage comme les nœuds UNISTRUT, les nœuds soudés, les nœuds TRIODETIC :

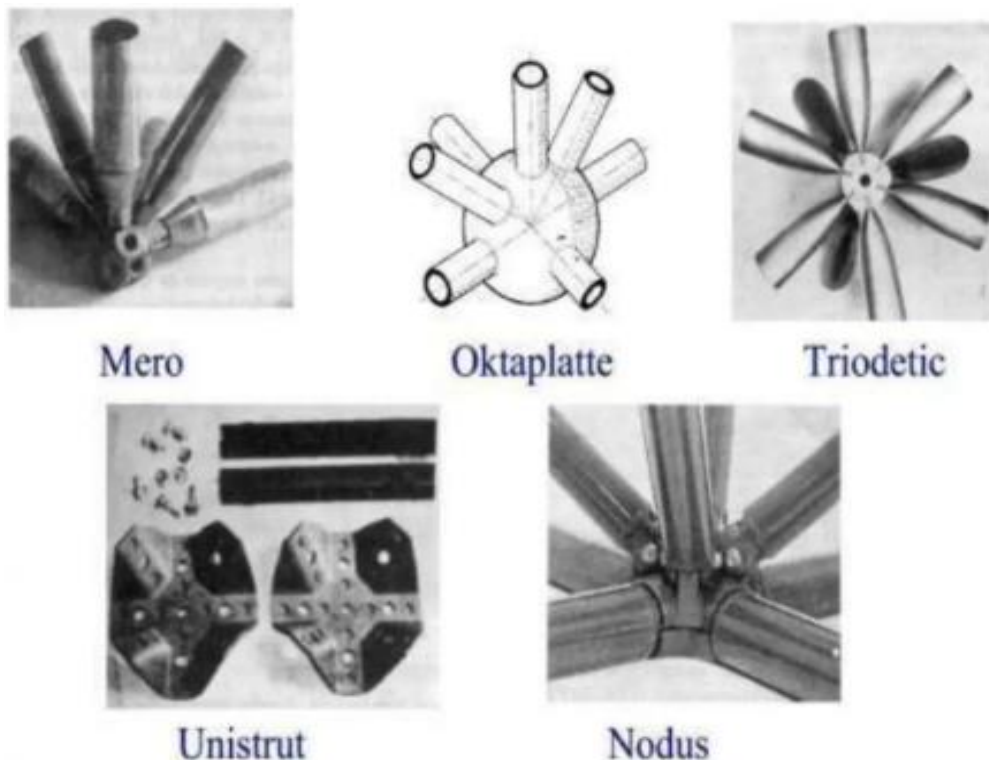


Figure 7.13 : type d'assemblages

➤ Les boulonneries d'assemblage :

Les boulons de fixation des tubes, sont de classe 6.8 à 10.9 (avec un diamètre nominal 12mm et supérieur). Concernant le type des boulons, la réglementation parasismique Algérienne exige l'utilisation des boulons HR précontraints en zone sismique.

## 7.2. Description structurale de la structure :

La structure initiale de l'ouvrage possédait une toiture avec des éléments en treillis cependant la structure spatiale adaptée pour notre projet est une surface plane à double nappes avec des éléments tridimensionnels, ayant les dimensions de 70 mètres de largeur et 70 mètres de longueur a une hauteur de 12 mètres, la toiture est supportée par des poteaux circulaires en béton de diamètre 1.10 mètre, avec des longueurs entre appuis (sens x et y) de 14 mètres

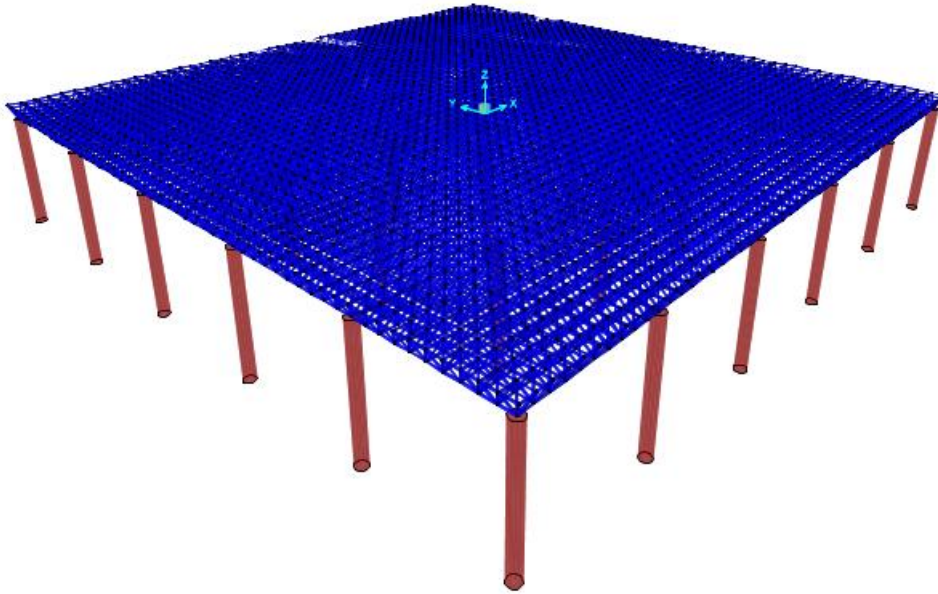


Figure 7.14 : la structure tridimensionnelle en 3D

Ce changement de conception a été réalisé afin de nous facilite l'installation des panneaux solaires sur la toiture et on a pris en compte la charge appliquée en l'intégrant dans le modèle numérique de la structure spatial modélisé avec le logiciel SAP2000 v2024 .

Note bien : le poids d'un panneau solaire qui est de 25 Kg et qui a une surface de 2m<sup>2</sup>.

## 7.3. Étude climatique :

L'objectif de ce chapitre est de calculer les charges climatiques à appliquer sur la toiture conformément au règlement RNV2013 selon les données climatiques locales de la région, L'ouvrage est situé dans une zone de vent et une zone de neige

### 7.3.1. Calcul de l'action du vent :

#### 7.3.1.1. Calcul de la pression due au vent :

Détermination de la pression due au vent. La pression due au vent qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$Q_j = C_d \times W_{(z_j)} = C_d \times q_{p(z_e)} \times C_{p(\text{net})} \quad \text{N/m}^2$$

Où :

- $C_d$  est le coefficient dynamique de la construction
  - $W_{(z_j)}$  est la pression aérodynamique nette exercée sur l'élément de surface j calculée à la hauteur  $z_j$  relative à l'élément de surface j
- Pour une toiture isolée

$$W_{(z_j)} = q_{p(z_e)} \times C_{p(\text{net})}$$

### 7.3.1.2. Calcul de la pression dynamique de pointe :

La pression dynamique de pointe  $q_p(z_e)$

Selon le DTRC 2-4.7 (2.3.1) est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \quad \text{N/mm}^2$$

Où :

–  $q_{réf}$  (en  $\text{N/m}^2$ ) est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes selon la zone de vent de Khenchela  $q_{réf} = 435 \text{N/m}^2$

(dont la durée d'utilisation est supérieure à 5 ans); est donnée par le tableau suivant

Zone	$q_{réf}$ ( $\text{N/m}^2$ )
I	375
II	435
III	500
IV	575

Figure 7.15 : Valeurs de la pression dynamique de référence

–  $z_e$  est la hauteur de référence, La distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément  $j$  si cet élément de surface est vertical

Pour la toiture :

$$z_e = 14.49 \text{ m}$$

–  $C_e(z_e)$  est le coefficient d'exposition au vent, la formule proposée par le DTR C 2-4 7 (2.4.2) est :

$$C_e(z_e) = C_t^2(z_e) \times C_r^2(z_e) \times [1 + 7I_v(z_e)]$$

Où :

a)  $C_t$  est le coefficient topographique , prend en compte la topographie d'une région donnée sur la vitesse du vent

$$C_t(z_e) = 1 \text{ pour } \phi < 0.05$$

b)  $C_r(z)$  est le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent

$$\begin{cases} C_r(z_e) = K_t \cdot \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right) \text{ pour } z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z_e) = K_t \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \text{ pour } z < z_{\min} \end{cases}$$

- $K_t$  est le facteur de terrain
- $z_0$  (en m) est le paramètre de rugosité
- $z_{\min}$  (en m) est la hauteur minimale
- $z_e$  (en m) est la hauteur considérée

Selon la catégorie de notre terrain :

$$K_t = 0,190, z_0 = 0.05 \text{ m}, z_{\min} = 2 \text{ m}, \varepsilon = 0.52$$

$$\begin{aligned} C_r(z_e) &= K_t \cdot \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right) \\ C_r(z_e) &= 0.190 \times \ln\left(\frac{14.49}{0.05}\right) \\ C_r(z_e) &= 1.077 \end{aligned}$$

c)  $I_v(z)$  est l'intensité de la turbulence l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent d'après DTR C 2-4.7 (2.4.6) donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} I_v(z_e) = \frac{1}{C_t(z_e) \times \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)} \text{ pour } z_e > z_{\min} \\ I_v(z_e) = \frac{1}{C_t(z_e) \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} \text{ pour } z_e \leq z_{\min} \end{cases}$$

$$I_v(z_e = 14.49) = \frac{1}{C_t(z_e) \times \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{14.49}{0.05}\right)} = 0.176$$

$$C_e(z_e) = 1^2 \times 1.077^2 \times [1 + 7 \times 0.176] = 2.59$$

Donc la pression dynamique de pointe

$$q_p = 435 \times 2.59 = 1126.65 \text{ N/m}^2$$

### 7.3.1.3. Les coefficients pour toitures isolée :

Les toitures isolées sont des toitures utilisées dans des bâtiments dépourvus de murs permanents, tels que les stations-service, les granges ouvertes, etc.

Deux types de coefficients sont donnés pour les toitures isolées :

- un coefficient de force global associé à la résultante des forces ; ce coefficient doit être utilisé pour le calcul d'ensemble et pour le dimensionnement de la toiture .

- un coefficient de pression local  $C_{p,net}$  qui tient compte de l'effet combiné du vent agissant sur la surface inférieure et supérieure de la toiture associé à la force locale maximale ; ce coefficient doit être utilisé pour la vérification des éléments secondaires de la toiture isolée et des fixations

• **Déterminer le coefficient de pression nette et le coefficient de force globale :**

Donnée par DTR C 2-4.7 (le tableau 5.8) :

Angle de la toiture $\alpha$ (degrés)	Obstruction $\varphi^{(*)}$		Coefficients de force globaux $C_f$	Coefficients de pression locaux $C_{p,net}$		
				zone t	zone r	zone u
0	Surpression	$\varphi$ quelconque	+0,2	+0,5	+1,8	+1,1
	dépression	$\varphi=0$	-0,5	-0,6	-1,3	-1,4
		$\varphi=1$	-1,3	-1,5	-1,8	-2,2

Figure 7.16 : Valeurs de coefficient de force globale et coefficient de pression

pour notre cas  $\varphi = 1$

$$C_f(\text{surpression}) = +0.2 \quad \text{et} \quad C_f(\text{dépression}) = -0.5$$

La pression aérodynamique donnée par l'action du vent (action en pression et action en dépression) est la suivante :

$$W_{(zj)} = q_{p(z_e)} \times C_{p,net}$$

- **En zone t :**

$$C_{p,nette}(\text{surpression}) = +0.5 \quad \text{et} \quad C_{p,nette}(\text{dépression}) = -1.5$$

$$W_{(zj)} = 1126.65 \times 0.5 = 563.3 \text{ N/m}^2$$

$$W_{(zj)} = 1126.65 \times (-1.5) = -1698.98 \text{ N/m}^2$$

- **En zone r :**

$$C_{p,nette}(\text{surpression}) = +1.8 \quad \text{et} \quad C_{p,nette}(\text{dépression}) = -1.8$$

$$W_{(zj)} = 1126.65 \times 1.8 = 2027.97 \text{ N/m}^2$$

$$W_{(zj)} = 1126.65 \times (-1.8) = -2027.97 \text{ N/m}^2$$

- En zone u :

$$C_{p\ nette} \text{ (surpression)} = +1.1 \text{ et } C_{p\ nette} \text{ (dépression)} = -2.2$$

$$W_{(z_j)} = 1126.65 \times 1.1 = 1239.32 \text{ N/m}^2$$

$$W_{(z_j)} = 1126.65 \times (-2.2) = -2478.63 \text{ N/m}^2$$

**7.3.1.4. Calcul du coefficient dynamique :**

Formule générale donnée par DTR C 2-4.7 (Art 3.3) :

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7I_v(Z_{eq})}$$

- $Z_{eq}$ (en m) est la hauteur équivalente de la construction
- $I_v(Z_{eq})$  est l'intensité de la turbulence pour  $Z = Z_{eq}$
- $Q^2$  est la partie quasi-statique
- $R^2$  est la partie résonante
- $g$  est le facteur de pointe

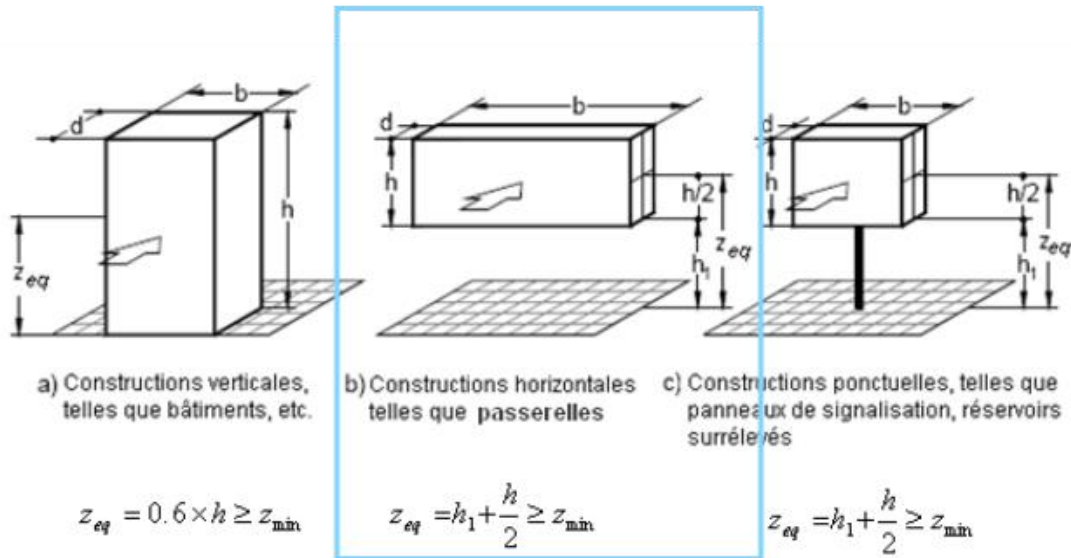


Figure 7.17 : cas de disposition de construction

$$h_1 = 14.5 \text{ m}$$

$$h = 1.5 \text{ m}$$

$$b = \text{distance entre appuis} = 14 \text{ m}$$

$$d = \text{largueur de la toiture} = 70 \text{ m}$$

$$Z_{eq} = h_1 + \frac{h}{2} = 14.5 + \frac{1.5}{2} = 15.25 \text{ m} \geq z_{min} = 2\text{m}$$

➤ Partie quasi statique  $Q^2$  : donnée par la formule

$$b = 14 \text{ m}, h = 1.5 \text{ m}$$

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \times \left(\frac{b+h}{L_i(Z_{eq})}\right)}$$

$L_i(Z_{eq})$  est l'échelle de turbulence pour  $z = z_{eq}$  donnée par :

$$L_i(Z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{z}{200}\right)^\varepsilon \quad \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m}$$

$$L_i(Z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{15.25}{200}\right)^{0.52} = 78.68 \text{ m}$$

Donc

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \times \left(\frac{14 + 1.5}{78.68}\right)} = 0.85$$

➤ Partie résonante  $R^2$  :

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$$

-  $R_N$  est la fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance donnée par l'équation :

$$R_N = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + 10.2 \times N_x)^{\frac{5}{3}}}$$

$N_x$  est la fréquence adimensionnelle dans la direction x du vent donnée par :

$$N_x = \frac{n_{1,x} \times L_i(Z_{eq})}{V_m(Z_{eq})}$$

$n_{1,x}$  est la fréquence fondamentale de vibration en flexion dans la direction x du vent :

$$n_{1,x} = 9.70 \text{ Hz}$$

$V_m(Z_{eq})$  est la vitesse moyenne pour  $Z = Z_{eq}$ , la vitesse moyenne sur dix minutes pour des conditions non conventionnelles)

$$V_m(Z_{eq}) = C_{r(Z_{eq})} \times C_{t(Z_{eq})} \times V_{réf}$$

$$C_{r(Z_{eq})} = 0.19 \ln\left(\frac{15.25}{0.05}\right) = 1.086$$

$$C_{t(Z_{eq})} = 1$$

$$V_{réf} = 27 \text{ m/s}$$

$$V_m(Z_{eq}) = 1.086 \times 1 \times 27 = 29.32 \frac{m}{s}$$

$$N_x = \frac{9.7 \times 78.68}{29.32} = 23.03$$

$$R_N = \frac{6.8 \times 23.03}{(1 + 10.2 \times 23.03)^{5/3}} = 0.0174$$

R<sub>h</sub> et R<sub>b</sub> sont des fonctions d'admittance aérodynamique donnée par :

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2\eta_h}) \text{ pour } \eta_h > 0 \quad R_h = 1 \text{ pour } \eta_h = 0$$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2\eta_b}) \text{ pour } \eta_b > 0 \quad R_b = 1 \text{ pour } \eta_b = 0$$

Avec :

$$\eta_h = \frac{4.6 \times N_x \times h}{L_i(Z_{eq})} = \frac{4.6 \times 23.03 \times 1.5}{78.68} = 2.02$$

$$\eta_b = \frac{4.6 \times N_x \times b}{L_i(Z_{eq})} = \frac{4.6 \times 23.03 \times 14}{78.68} = 18.85$$

D'où

$$R_h = \left(\frac{1}{2.02}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 2.02^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times 2.02}) = 0.374$$

$$R_b = \left(\frac{1}{18.85}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 18.85^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times 18.85}) = 0.0516$$

Le décrétement logarithmique  $\delta$  :

$$\delta = \delta_s + \delta_a = 0 + 0.05 = 0.05$$

Donc :

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0.05} \times 0.0174 \times 0.374 \times 0.0516 = 0.03314$$

➤ L'intensité de turbulence  $I_v(Z_{eq})$  :

$$I_v(Z_{eq}) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z_{eq}}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{15.25}{0.05}\right)} = 0.174$$

➤ Facteur de pointe  $g$  :

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3$$

Où :

$v$  en Hz est la fréquence moyenne donnée par :

$$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 \times R^2}} = 9.7 \times \sqrt{\frac{0.03314}{0.85 \times 0.03314}} = 10.52 \geq 0.08$$

$$g = \sqrt{2 + \ln(600 \times 10.52)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 10.52)}} = 4.33$$

le coefficient Dynamique est égal à :

$$C_d = \frac{1 + 2 \times 4.33 \times 0.174 \times \sqrt{0.03314 + 0.85}}{1 + 7 \times 0.174} = 1.089$$

La pression du vent  $Q_j$  respectivement sera :

- **En zone t :**

$$q_j = W_{(z_j)} \times C_d = 563.3 \times 1.089 = 613.43 \text{ N/m}^2 \text{ pression}$$

$$q_j = W_{(z_j)} \times C_d = -1698.98 \times 1.089 = -1850.19 \text{ N/m}^2 \text{ soulèvement}$$

- **En zone r :**

$$q_j = W_{(z_j)} \times C_d = 2027.97 \times 1.089 = 2208.46 \text{ N/m}^2 \text{ pression}$$

$$q_j = W_{(z_j)} \times C_d = -2027.97 \times 1.089 = -2208.46 \text{ N/m}^2 \text{ soulèvement}$$

- **En zone u :**

$$q_j = W_{(z_j)} \times C_d = 1239.32 \times 1.089 = 1349.61 \text{ N/m}^2 \text{ pression}$$

$$q_j = W_{(z_j)} \times C_d = -2478.63 \times 1.089 = -2699.23 \text{ N/m}^2 \text{ soulèvement}$$

### 7.3.2. Calcul de l'action due à la neige :

Selon le DTR C2.47 RNV2013 (Art 3.1.1) la charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu S_k$$

- $S_k$  ( en  $\text{KN/m}^2$ ) est la charge de neige sur le sol donné au paragraphe 4 D.T.R. C 2-47 en fonction de l'altitude et de la zone de neige (cf. Carte de neige)
- $\mu$  est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donné au paragraphe 6 D.T.R. C 2-47.

Zone de neige : B (wilaya de khenchela commune de groupe 2)

#### 7.3.2.1. Charge de neige au sol :

La charge caractéristique de neige sur le sol  $S_k$  par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

$$H_{\text{khenchela}} = 1200 \text{ m}$$

Zone B :

$$S_k = \frac{0.04H + 10}{100} = \frac{0.04 \times 1200 + 10}{100} = 0.58 \text{ kn/m}^2$$

**7.3.2.2. Coefficient de forme de la toiture :**

Les coefficients de forme des toitures à un versant, (figure 4) sans obstacle de retenue de la neige :

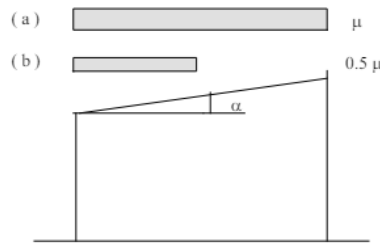


Figure 4 : Coefficient de forme - toitures à un versant

( $\alpha$ ) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient $\mu$	0.8	$0.8 \left( \frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 1: Coefficients de forme - toitures à un versant

La charge de la neige a considéré est la suivante :

$\alpha = 0$  surface planes horizontal

$$S = \mu \times S_k = 0.8 \times 0.58 = 0.464 \text{ KN/m}^2$$

**7.4. Étude dynamique et sismique :**

**7.4.1. Spectre de réponse de calcul :**

A l'aide du logiciel de SAP 2000, une analyse dynamique modale spectrale est élaborée en introduisant un spectre de réponse de calcul adéquat au type de notre structure qui travaille comme portique en console verticale, dont le coefficient de comportement R est défini sur le tableau par ( $R = 2$ ), le spectre de calcul est représenté en ci-dessous :

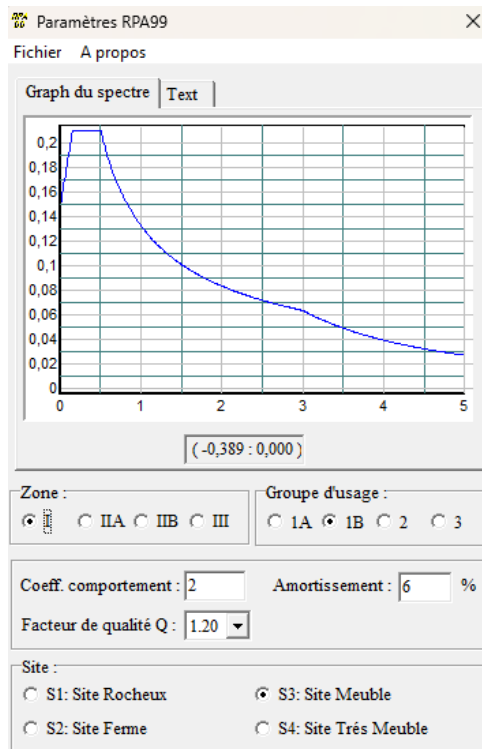


Figure 7.18 : spectre de réponse

**7.4.2. Résultat de l'analyse modale :**

Le tableau ci-dessous représente les facteurs de participation massique de chaque mode : ‘ ‘ Modal participating mass ratios ‘ ‘ de la structure :

Tableau 7.1 : Participation modal

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	RZ Unitless
MODAL	Mode	1	0,544371	0,00021	0,99942	0,00021	0,99942	1,608E-08
MODAL	Mode	2	0,544371	0,99942	0,00021	0,99963	0,99963	1,069E-10
MODAL	Mode	3	0,50659	1,355E-10	1,448E-08	0,99963	0,99963	0,99972
MODAL	Mode	4	0,244999	1,627E-12	6,606E-12	0,99963	0,99963	1,895E-11
MODAL	Mode	5	0,188091	0,00019	0,00011	0,99982	0,99974	6,418E-12
MODAL	Mode	6	0,18809	0,00011	0,00019	0,99993	0,99993	9,464E-12
MODAL	Mode	7	0,136262	1,166E-12	3,203E-13	0,99993	0,99993	0,00022
MODAL	Mode	8	0,122009	8,535E-13	1,356E-12	0,99993	0,99993	9,484E-12
MODAL	Mode	9	0,115915	5,244E-14	3,201E-14	0,99993	0,99993	3,552E-15
MODAL	Mode	10	0,110002	2,377E-07	7,818E-06	0,99993	0,99994	6,746E-15
MODAL	Mode	11	0,110001	7,821E-06	2,375E-07	0,99994	0,99994	2,939E-14
MODAL	Mode	12	0,10346	1,12E-14	8,37E-18	0,99994	0,99994	3,131E-14

**7.4.3. Interprétation des résultats :**

- vue la symétrie parfaite de la structure , les deux premiers modes sont identique , avec une période fondamentale de 0.544 sec , Le premier mode représente une translation suivant l'axe Y et Le deuxième mode représente une translation suivant l'axe X
- Le troisième mode représente une torsion.

Le taux de participation massique atteint 99% suivant les directions X et Y au premier et deuxième mode.

**7.4.4. Estimation de la période empirique :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule suivante donnée par le RPA99 v2003 (Art 4.2.4) :

$$T = C_t \times h^{\frac{3}{4}}$$

- $C_t$  : Coefficient en fonction de système de contreventement et du type de remplissage donné par le tableau 4.6

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

- h : la hauteur totale de la structure
- $C_t = 0.085$  et  $h = 13.5$  m
- Donc

$$T = 0.085 \times 13.5^{\frac{3}{4}} = 0.598 \text{ sec}$$

### 7.4.5. Calcul de la force sismique totale par (la méthode statique équivalente) :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par une combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

Avec :

- Coefficient d'accélération  $A = 0.12$
- Coefficient de comportement  $R = 2$
- Facteur de qualité  $Q = 1.2$
- Facteur d'amplification  $D$  :  
Selon la catégorie du terrain  $T_1 = 0.15\text{sec}$  ;  $T_2 = 0.50\text{sec}$

$\eta$  le facteur de correction d'amortissement donné par la formule :  $\eta = \sqrt{7/2 + \xi}$

Pour portique en acier  $\xi$  (%) = 5,

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 5}} = 1 \geq 0.7$$

pour  $0 \leq T = 0.598 \leq T_2 = 0.50 \rightarrow D = 2.5 \times \eta$

$$D = 2.5 \times 1 = 2.5$$

- Le poids total de la structure :  $W =$

Donc

$$V_{\text{stat}} = \frac{0.12 \times 2.5 \times 1.2}{2} \times 15899.33 = 2861.87 \text{ KN}$$

$$F_x = V_{\text{dyn } x} = 2144.33 \text{ KN}$$

$$V_{\text{dyn } x} = 2144.33 < 0.8 \times V_{\text{stat}} = 2289.50 \text{ KN condition non vérifié}$$

Le rapport de  $0.8 \times V_{\text{stat}} / V_{\text{dyn}} = 1.06$  sous cette base, la force sismique sera amplifiée de 6%.

### 7.4.6. Vérification de déplacement maximal de la structure :

Le déplacement limite sous le séisme est calculé suivant la formule :

$$U_{\text{limite}} = \frac{H}{100} \text{ en mm}$$

Pour vérifier la condition :  $U_{\text{max}} \times R < U_{\text{limite}}$

Tableau 7.2 : déplacement maximal sous le séisme x

Déplacement maximal (mm)	Déplacement limite (H /100) (mm)	Vérification
$14 \times 2 = 28$	$\frac{12 \times 10^3}{100} = 120$	Vérifier

### 7.5. Vérification de la flèche :

Selon le CCM97 (Art 4.2.1), les structures en acier, et leurs composants doivent être dimensionnées de la manière que les flèches restent dans les limites appropriées a l'usage et l'occupation envisagé.

La flèche verticale limite est calculée avec la formule suivante :

$$\delta_{vmax} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

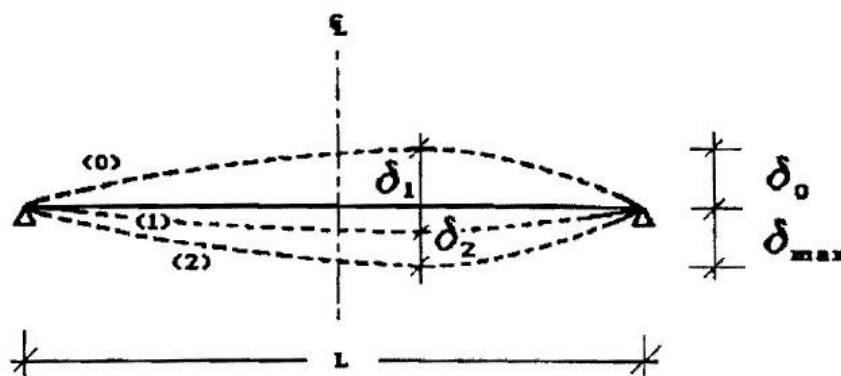


Figure 7.19 : la flèche limite verticale d'une poutre simplement appuyée

$\delta_{vmax}$  : Flèche dans l'état final, par rapport à la droite reliant les appuis.

$\delta_0$  : Contre flèche de la poutre non chargée (état 0)

$\delta_1$  : Variation de la flèche de la poutre due aux charges permanentes (état 1)

$\delta_2$  : Variation de la flèche de la poutre due aux charges variables (la neige) augmentée de toute déformation dans le temps due aux charges permanentes. (état 2)

Selon le tableau 4.1 : Pour une toiture générale non accessible aux usagers

$$\delta_{vmax} = \frac{L}{200} = \frac{14 \times 10^3}{200} = 70 \text{ mm}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\delta_{vmax} \geq \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

A l'aide du logiciel SAP2000, la flèche obtenue :

$$\delta_1 = \delta_G = -1.9 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = \delta_{G+N} = -2.64 \text{ mm}$$

$$\delta_{vmax} = 70 \text{ mm} \geq \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 = 4.54 \text{ mm}$$

Comparée à la flèche admissible, la déformation enregistrée lors de calcul est quasiment nulle, cela s'explique par l'importante rigidité de la structure de la toiture et donc sa performance pour ce type d'ouvrage.

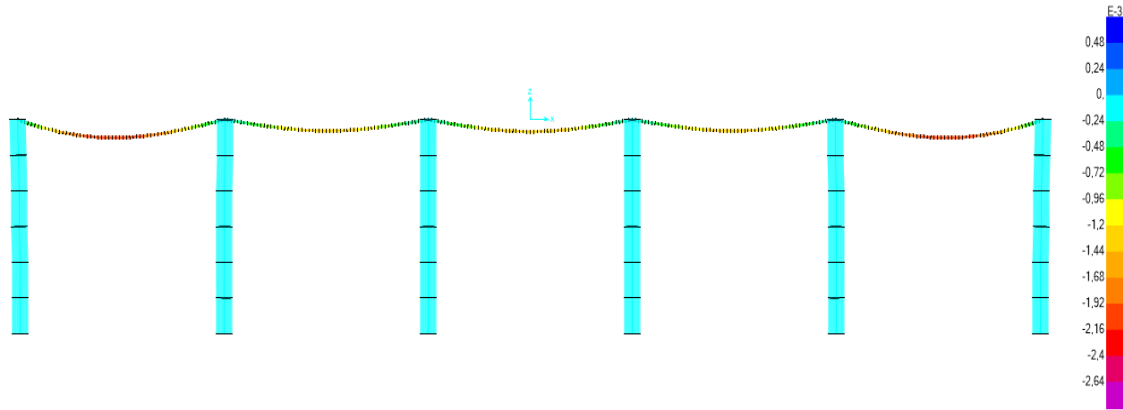


Figure 7.20 : la déformation de la structure a l'ELS

### 7.6. Vérification de la résistance des éléments de la toiture :

La vérification a été faite avec l'option de check design en utilisant l'Eurocode 3.

La figure suivante montre les ratios (demande/capacité) :

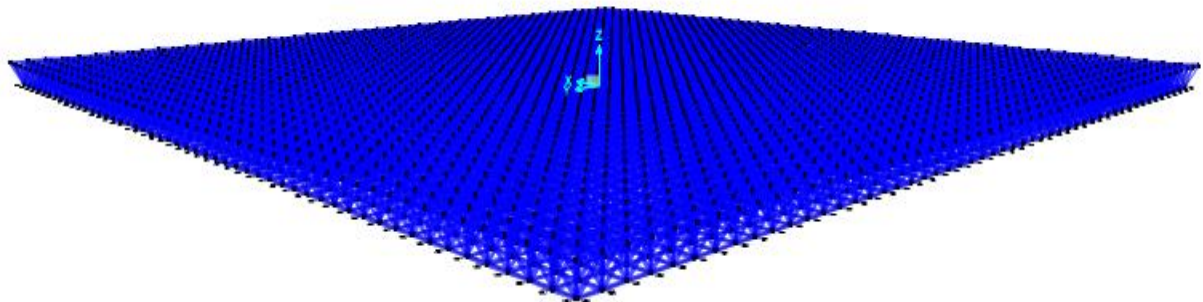
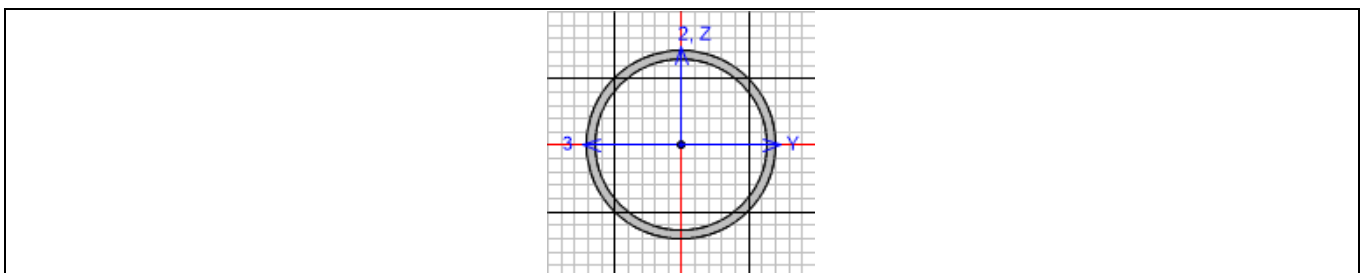


Figure 7.21 : vue en 3D de la toiture

#### 7.6.1. Vérification des tubes :

A l'aide du logiciel SAP2000, nous présentant en ci-dessous les détails de calcul de vérification de la résistance du tube le plus défavorable

On a obtenu les efforts normaux de résistance à la traction et l'effort normal de résistance à la compression ainsi que le ratio de la demande sur la capacité de tube afin d'assurer que les tubes peuvent répondre aux sollicitations qui présente.



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
 Units: KN, m, C

Frame: 12606 X Mid: -21.35 Combo: DSTL7 =1.35G-1.5V Design Type: Brace  
 Length: 1.797 Y Mid: 21.35 Shape: TUBO-D82.5X3.2 Frame Type: DCH-MRF  
 Loc : 0. Z Mid: 0.75 Class: Class 1 Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2  
 Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No  
 Consider Torsion? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes  
 Ignore Seismic Code? No

GammaM0=1. GammaM1=1. GammaM2=1.25  
 q=4. Omega=1. GammaOV=1.1  
 An/Ag=1. RLLF=1. PLLF=0.75 D/C Lim=0.95 Prin. Axis Angle = 0. deg

Aeff=7.972E-04 Av,2=5.075E-04 Av,3=5.075E-04 eNy=0. eNz=0.  
 A=7.972E-04 Iy=6.277E-07 iy=0.028 Wel,y=1.522E-05 Weff,y=1.522E-05  
 It=1.253E-06 Iz=6.277E-07 iz=0.028 Wel,z=1.522E-05 Weff,z=1.522E-05  
 Iw=0. Iyz=0. h=0.083 Wpl,y=2.013E-05  
 E=210000000. fy=275000. fu=430000. Wpl,z=2.013E-05

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	My,Ed	Mz,Ed	V2,Ed	V3,Ed	Ted
0.	-165.826	0.048	0.	0.106	0.	0.

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)

D/C Ratio: 0.924 = 0.912 + sqrt[(0.012)^2 + (0.)^2] < 0.95 OK  

$$= \frac{NED}{(\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1})} + \sqrt{(\frac{k_{yy} (My,Ed + NED e_{Ny})}{(\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1})})^2 + (\frac{k_{yz} (Mz,Ed + NED e_{Nz})}{(M_{z,Rk}/\gamma_{M1})})^2}$$
 (EC3 6.3.3(4)-6.61)

AXIAL FORCE DESIGN

	NEd	Nc,Rd	Nt,Rd			
Axial	Force	Capacity	Capacity			
	-165.826	219.23	219.23			
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	219.23	246.813	64266.122	402.781	1.	
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Y-Y	a 0.21	402.781	0.738	0.829	0.829	181.806
Y-Y Braced	a 0.21	402.781	0.738	0.829	0.829	181.806
Z-Z	a 0.21	402.781	0.738	0.829	0.829	181.806
Z-Z Braced	a 0.21	402.781	0.738	0.829	0.829	181.806
Torsional TF	a 0.21	402.781	0.738	0.829	0.829	181.806

MOMENT DESIGN

	MEd	MEd, span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Y-Y	0.	0.048	5.536	5.536	5.536	5.536
Z-Z	0.	0.	5.536	5.536	5.536	

LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Mcr
	d	0.76	0.159	0.497	1.	0.	220.079

Factors	kw	C1	C2	C3		
	1.	1.132	0.459	0.525		
	za	zs	zg	zz	zj	
	0.041	0.	0.041	0.	0.	

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz	
	1.416	0.894	0.85	1.49	

2-Axis	VEd	Vpl,Rd	Ved/Vpl.Rd	rho
	Force	Capacity	Ratio	Factor
	0.106	80.579	0.001	1.

3-Axis	0.	80.579	0.	1.	
<b>SHEAR DESIGN</b>					
	VEd	TEd	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
2-Axis	0.106	0.	80.579	0.001	OK
3-Axis	0.	0.	80.579	0.	OK
	Vpl,Rd	Eta	Lambdabar	Chi	
	Capacity	Factor	Ratio	Factor	
2-Axis	80.579	1.2	0.	1.	
3-Axis	80.579	1.2	0.	1.	
<b>BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS</b>					
	P	P			
	Comp	Tens			
Axial	-165.826	0.			

**7.6.2. Calcul de la vérification des assemblages boulonnés :**

➤ **Vérification des boulons à la traction :**

Afin de choisir la catégorie du boulon, d’après le RPA99 v2003 (Art 8.4.3.2) les assemblages travaillant en traction doivent être utilisés avec des boulons précontraints à haute résistance et à serrage contrôlé, ce qui correspond à la catégorie E décrit dans CCM97 (Art 6.5.3.2) qui établit :

Le calcul et la conception d’un assemblage sollicité en traction doivent correspondre à l’une des catégories suivantes :

Assemblages travaillant en traction		
D Boulons non précontraints	$F_{Ls,d} \leq F_{t,Rd}$	Précontrainte non requise Toutes les classes de 4.6 à 10.9
E Boulons précontraints	$F_{Ls,d} \leq F_{t,Rd}$	Boulons HR précontraints
Notations : $F_{v,Sd,ser}$ = effort de cisaillement de calcul exercé par boulon à l'état limite de service $F_{v,Sd}$ = effort de cisaillement de calcul par boulon à l'état limite ultime $F_{v,Rd}$ = résistance de calcul au cisaillement par boulon $F_{b,Rd}$ = résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon $F_{a,Rd,ser}$ = résistance de calcul au glissement par boulon à l'état limite de service $F_{a,Rd}$ = résistance de calcul au glissement par boulon à l'état limite ultime $F_{t,Sd}$ = effort de traction de calcul par boulon à l'état limite ultime $F_{t,Rd}$ = résistance de calcul en traction par boulon		
Tableau 65.2 : Catégories d'assemblages boulonnés		

Figure 7.22 : vérification des boulons a la traction selon règlement CCM97

Selon la catégorie E boulons haute adhérence précontraintes doivent vérifier la condition suivante :

$$F_{Ls,d} \leq F_{t,Rd}$$

Où :

- $F_{Ls,d}$  : effort de traction de calcul par boulon a l'état limite ultime
- $F_{t,Rd}$  : résistance de calcul en traction par boulons

Le calcul de l'effort limite de la traction du boulon à l'état ultime se fait en utilisant la formule donnée dans le CCM97 (tableau 65.4, page 113 – CCM97), suivante :

$$F_{tRd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

Avec :

- $A_s$  : aire de la section résistante en traction du boulon.
- $\gamma_{Mb}$  : coefficient de sécurité pour boulons sollicité à la traction  $\gamma_{Mb} = 1$
- $f_{ub}$  : La résistance ultime limite à la traction

Boulon HR classe 10.9 :  $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$

Boulon HR classe 8.8 :  $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$

Tableau 7.3 : vérification des boulons a la traction

Boulon	Classe	$f_{ub}$ MPa	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$F_{tRd}$ (KN)	$F_{Lsd}$ (KN)	$F_{Lsd}/F_{tRd} \leq 1$	Vérification
M20	HR 10.9	1000	245	147	63.38	0.431	Vérifié
M24			353	211.8	63.38	0.299	Vérifié
M27			459	275.4	63.38	0.230	Vérifié
M30			561	336.6	63.38	0.188	Vérifié
M33			694	416.4	63.38	0.152	Vérifié
M36			817	490.2	63.38	0.129	Vérifié
M39	HR 8.8	800	967	468.5	63.38	0.135	Vérifié
M42			1078	517.4	63.38	0.122	Vérifié
M45			1306	626.9	63.38	0.101	Vérifié
M48			1473	707.0	63.38	0.089	Vérifié
M52			1758	843.8	63.38	0.075	Vérifié
M56			2030	974.4	63.38	0.066	Vérifié

### 7.7. Ferrailage du poteau D110 :

Pour un poteau circulaire d'un diamètre de 110 cm et une hauteur de 12 m, Les armatures seront dimensionnées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables à l'aide du logiciel SAP2000 on a :

$$M_{max} = 884.38 \text{ KN.m} ; N_{corr} = 386.24 \text{ KN} ; V_{corr} = 71.41 \text{ KN}$$

#### ➤ Calcul des armatures longitudinales :

A l'aide du logiciel Socotec on a eu les résultats suivants :

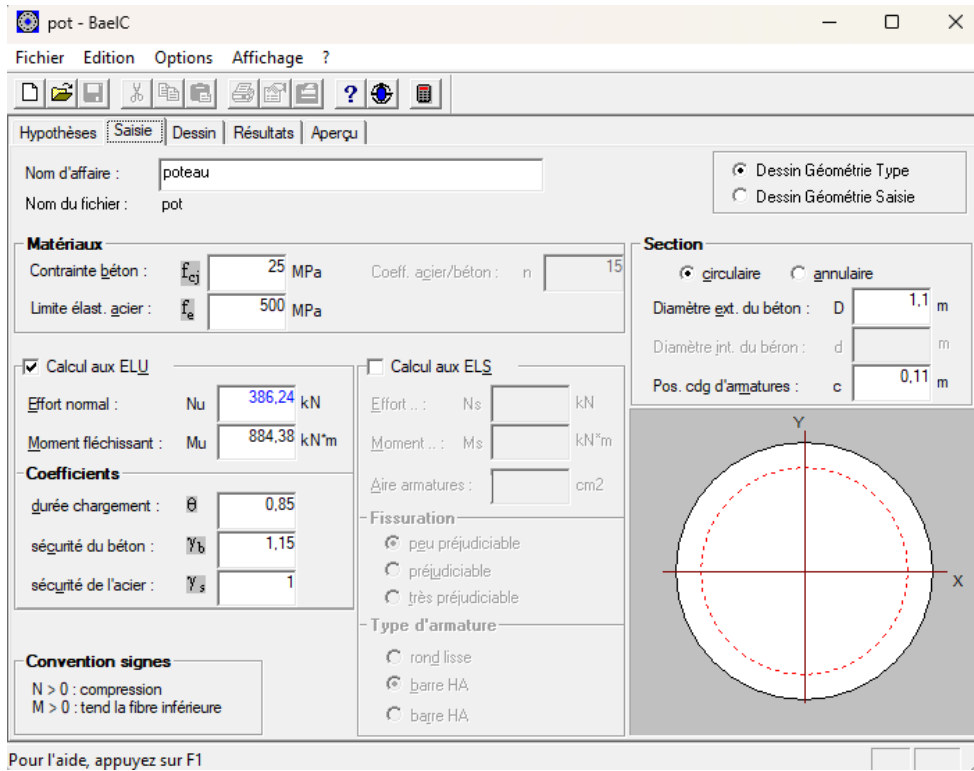


Figure 7.23 : calcul de la section d’armature longitudinal avec Socotec

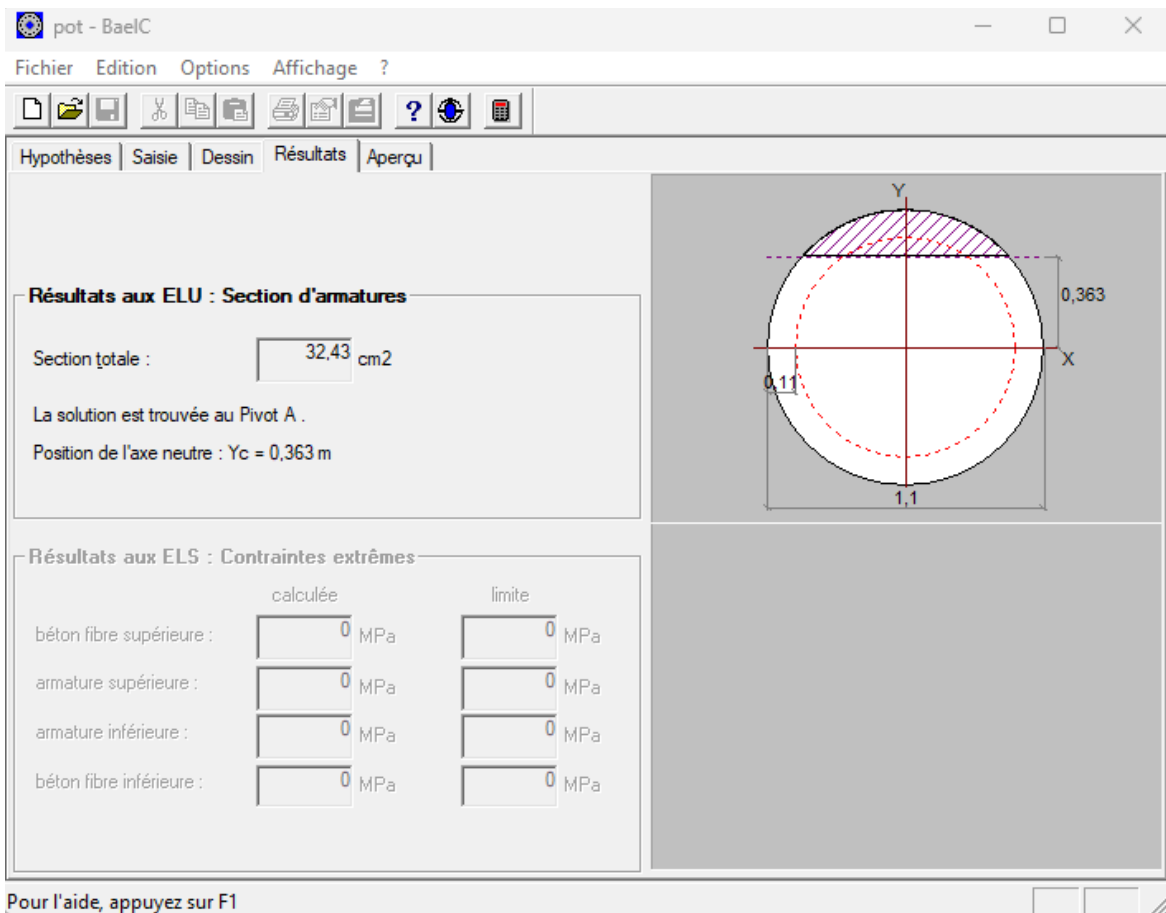


Figure 7.24 : la section d’armatures calculée pat Socotec

$$A_s = 32.43 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d’armature de 11HA20 avec  $A_s = 34.56 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_1 = 20\text{mm} \rightarrow l_r \geq 40\phi_1 = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

- **Détermination de diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67$$

Donc on choisit  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Donc on opte pour un cadre circulaire de HA10

- **Espacement des armatures transversales :**

**Selon le RPA99 7.4.2.2 :**

▪ Dans la zone nodale :  $S_{t1} \leq \min(10\phi_{l\min} ; 15 \text{ cm}) = (20, 15) = 15$

On choisit  $S_t = 10 \text{ cm}$

▪ Dans la zone courante  $S'_{t1} \leq 15\phi_{l\min} = 30$

On choisit  $S'_t = 15 \text{ cm}$

**Selon BAEL91 A8.1.3 :**

$$S_{t2} \leq \min(15\phi_{l\min} ; 40 ; b + 10) = (30 ; 40 ; 120)$$

$$S_{t2} \leq 30$$

$$S_{t2} = 15 \text{ cm}$$

▪ **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min(S_t, S_{t2}) = (10 ; 15)$$

$$S_t \leq 10$$

Donc on choisit  $S_t = 10 \text{ cm}$

▪ **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq \min(S'_t, S_{t2}) = (15 ; 15)$$

$$S_t \leq 15$$

Donc on choisit  $S_t = 15 \text{ cm}$

**Schéma du ferrailage :**

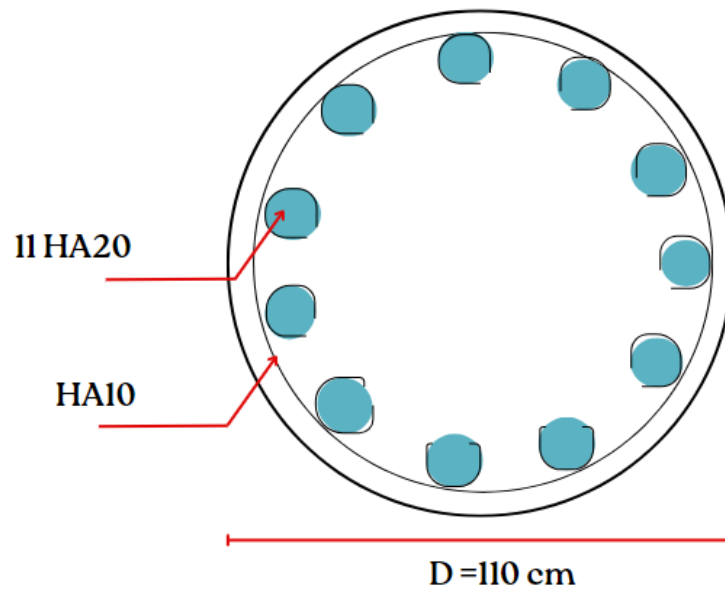


Figure 7.25 : ferrailage du poteau

### 7.8. Vérification de la stabilité au flambement :

A l'aide du logiciel Socotec on a pu calculer l'effort critique comme suit :

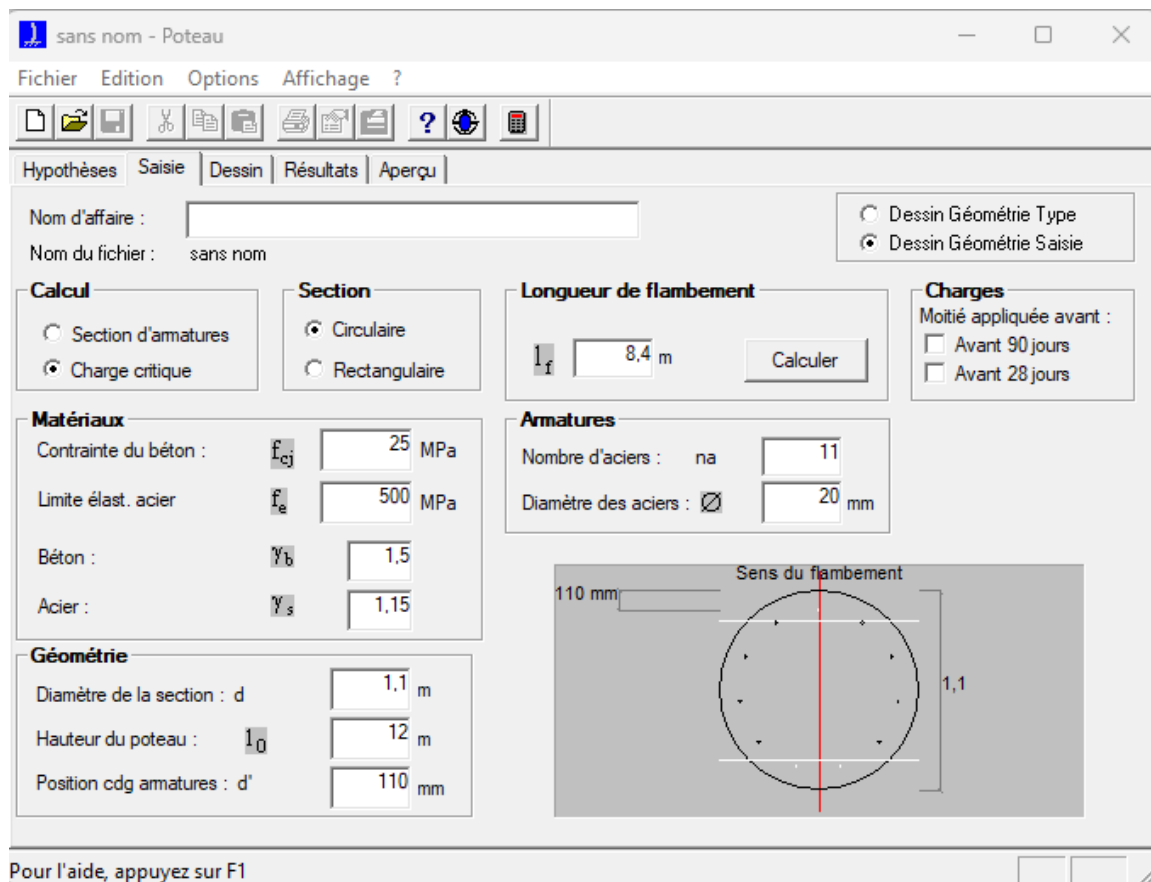


Figure 7.26 : calcul de l'effort critique avec le logiciel Socotec

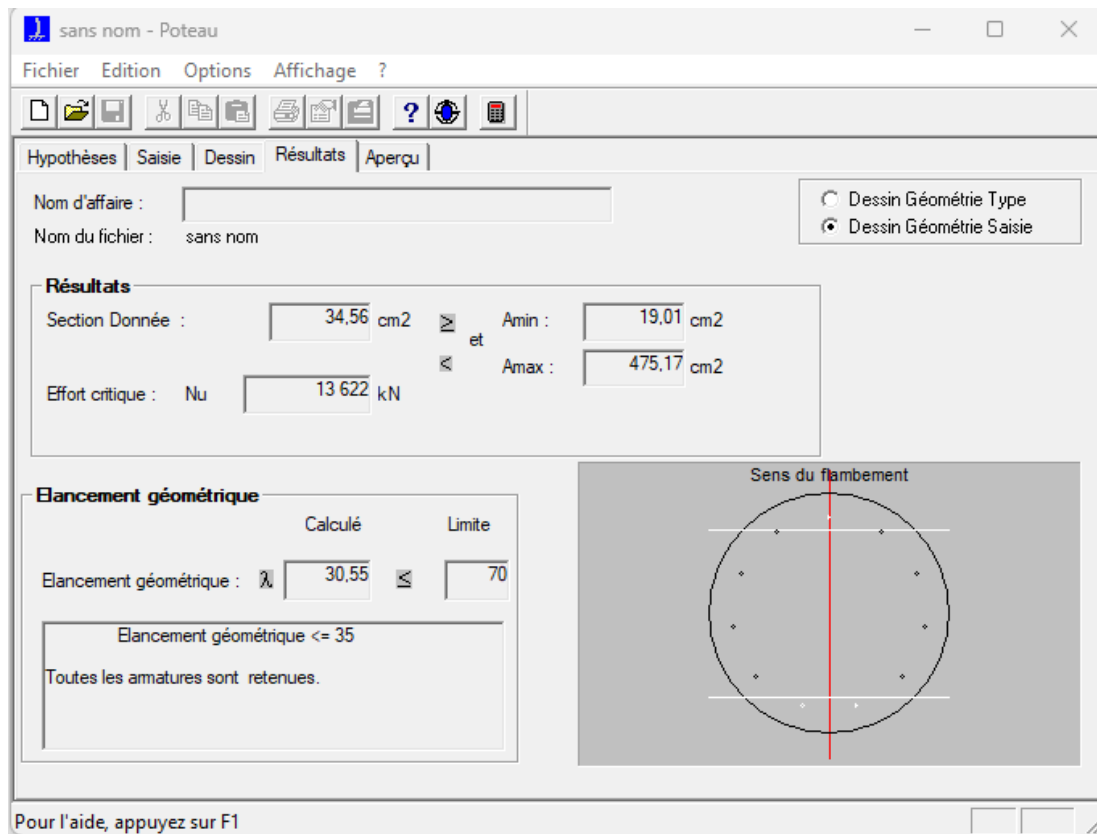


Figure 7.27 : l'effort critique calculé par Socotec

Alors :

$$N_{\text{corr}} = 933.272 < N_{\text{u critique}} = 13622 \text{ KN}$$

On conclue que l'effort maximal est largement inférieur par rapport à l'effort critique et donc la stabilité du poteau au flambement est vérifiée.

## Chapitre 08 : Intégration de l'énergie renouvelable au projet de la gare ferroviaire

### 8.1. Introduction :

Différents secteurs économiques ont un impact sur le réchauffement climatique, celui de la construction est l'un des plus grands acteurs au motif qu'il est responsable de 11 % des émissions de gaz à effet de serre dans le monde. L'impact du secteur du Bâtiment et Travaux Publics (BTP) sur l'environnement est un enjeu écologique.

La problématique environnementale concerne tous les ouvrages, entre autres, les bâtiments d'habitation, qui consomment une grande quantité d'énergie pour le chauffage, la climatisation, l'éclairage et les appareils électriques. Cette consommation énergétique impacte directement l'environnement, dès lors qu'elle contribue aux émissions de gaz à effet de serre (GES) et au réchauffement climatique.

De ce fait, il est essentiel de réduire cette consommation grâce à des constructions plus économiques en énergie et à des rénovations énergétiques.

Une des solutions à cette problématique est l'intégration des énergies renouvelables qui représentent une opportunité significative pour rendre les bâtiments plus durables, économiques en consommation énergétique et respectueux de l'environnement.

L'objectif de ce chapitre vise à présenter les solutions qui, d'une part, contribuent à rendre notre projet de la gare ferroviaire durable et éco responsable et d'autre part, sensibilisent les ingénieurs en génie civil et travaux publics à réfléchir et agir comme des acteurs principaux dans la protection et la préservation de l'environnement pour les générations futures.



Figure 8.1 : bâtiment vert et autonome à Grenoble

## 8.2. Les énergies renouvelables :

L'énergie renouvelable est l'énergie dérivée des processus naturels qui sont reconstitués à un rythme égal ou plus rapide que le taux auquel ils sont consommés. Il existe diverses formes d'énergie renouvelable, provenant directement ou indirectement du soleil, ou de la chaleur générée au plus profond de la terre.

Les principales énergies renouvelables qu'on peut intégrer pour un bâtiment sont comme suit :

### 8.2.1. L'énergie solaire :

L'énergie solaire est la plus abondante de toutes les ressources énergétiques et peut même être exploitée par temps nuageux. La vitesse à laquelle l'énergie solaire est interceptée par la Terre est environ 10 000 fois supérieure à la vitesse à laquelle l'humanité consomme de l'énergie [1].

Les technologies de l'énergie solaire permettent de produire de la chaleur, du froid, de l'éclairage naturel, de l'électricité et des carburants pour multitude d'applications. Elles consistent à convertir la lumière du soleil en énergie électrique, soit au moyen de panneaux photovoltaïques, soit au moyen de miroirs qui concentrent le rayonnement solaire.

#### 8.2.1.1. Les panneaux solaires :

Les panneaux solaires sont conçus pour capturer l'énergie lumineuse du soleil et la convertir en électricité utilisable. Ils sont constitués de plusieurs cellules photovoltaïques en silicium. Ces cellules photovoltaïques sont généralement montées sur un support rigide et recouvertes d'un matériau protecteur transparent, tel que le verre, pour les protéger des intempéries. L'objectif des panneaux solaires est d'utiliser une énergie renouvelable, l'énergie solaire, pour la convertir en électricité pour l'alimentation du bâtiment.

Il existe deux grandes familles de panneaux solaires :

- Les panneaux solaires thermiques (capteurs solaires thermiques) qui convertissent la lumière en chaleur transformée en eau chaude.
- Les panneaux solaires photovoltaïques (installations photovoltaïques) qui convertissent directement la lumière en électricité solaire.

Les toitures photovoltaïques contribuent à la réduction des émissions de dioxyde de carbone (CO<sub>2</sub>) liées à la production d'électricité, un facteur clé du changement climatique. L'excès d'électricité produit peut-être stocker ou revendu, ce qui peut générer des revenus ou bien réutilisé lorsque la demande électrique est élevée.



Figure 8.2 : les panneaux solaires

### 8.2.1.2. Les avantages et les inconvénients des panneaux solaires :

➤ Les avantages des panneaux solaires :

- L'énergie solaire est une source d'énergie renouvelable et gratuite, ce qui permet de réduire les coûts liés à la consommation d'énergie électrique ;
- L'autoconsommation consiste à utiliser directement l'électricité solaire produite par les panneaux photovoltaïques pour alimenter les équipements électriques de notre bâtiment ;
- L'installation de panneaux solaires, en plus de leur contribution dans la réduction des émissions de gaz à effet de serre, elle permet de participer activement à la transition énergétique.
- L'énergie solaire produite par les panneaux photovoltaïques peut être stockée dans des batteries pour être utilisée ultérieurement, notamment en temps non ensoleillé ;
- Les panneaux solaires sont conçus pour résister aux intempéries et nécessitent généralement peu d'entretien.
- Atteindre l'autonomie énergétique.

Les inconvénients des panneaux solaires :

- Le cout élevé de l'installation des panneaux.
- La dépendance aux conditions météorologiques.
- Une durée de vie courte d'un panneau solaire.

### 8.2.2. L'énergie éolienne :

L'énergie éolienne convertie l'énergie cinétique tiré du vent en d'autre forme d'énergie très utiles notamment l'énergie mécanique ou l'électricité à l'aide de grandes éoliennes situées sur des zones terrestres (éoliennes terrestres), ou bien en mer ou en eau douce (éoliennes en mer). L'énergie électrique produite par les aérogénérateurs peut être distribuée par le biais d'un réseau ou utilisée en complément des générateurs autonomes dans les collectivités non reliées à un réseau.

Si l'énergie éolienne est utilisée depuis des millénaires, les technologies terrestres et en mer ont évolué au cours de ces quelques dernières années de manière à maximiser l'électricité produite, grâce à des turbines plus hautes et à des rotors de plus grand diamètre. Bien que la vitesse moyenne du vent varie considérablement d'un endroit à l'autre, le potentiel technique de l'énergie éolienne dans le monde est supérieur à la production mondiale d'électricité et, dans la plupart des régions, le potentiel est amplement suffisant pour permettre un déploiement important de l'énergie éolienne.

Une turbine éolienne moderne a une puissance comprise entre 2 MW et 16 MW pour les derniers modèles d'éoliennes en mer. Elle commence à produire de l'électricité lorsque la vitesse du vent atteint environ 10 km/h, c'est ce que l'on appelle la vitesse de démarrage. Les turbines s'arrêtent si le vent souffle trop fort (environ 110 km/h pour une éolienne offshore) et se mettent en sécurité pour éviter d'endommager l'équipement. En un an, les éoliennes modernes peuvent produire des quantités d'électricité utilisables entre 75 et 95 % du temps à une puissance variable en fonction de la force du vent. Les éoliennes terrestres ont un facteur de charge annuel entre 25 et 40% (à 100% l'éolienne produit son rendement maximal [2])

### 8.2.2.1. Les types d'éoliennes :

➤ Les éoliennes à axe horizontal (HAWT) :

Éoliennes à axe horizontal ont généralement trois pales autour d'un rotor qui tournent « au vent » sur un axe horizontal, c'est-à-dire face à la direction du vent.

Ces éoliennes sont généralement montées sur de hautes tours et sont capables de capturer des vitesses de vent plus élevées tout en évitant les turbulences provenant du sol. Les inconvénients sont toutefois que ces turbines ont des coûts d'installation et d'entretien plus élevés, provoquent une plus grande pollution sonore et visuelle et présentent un risque potentiel pour les oiseaux et les chauves-souris.

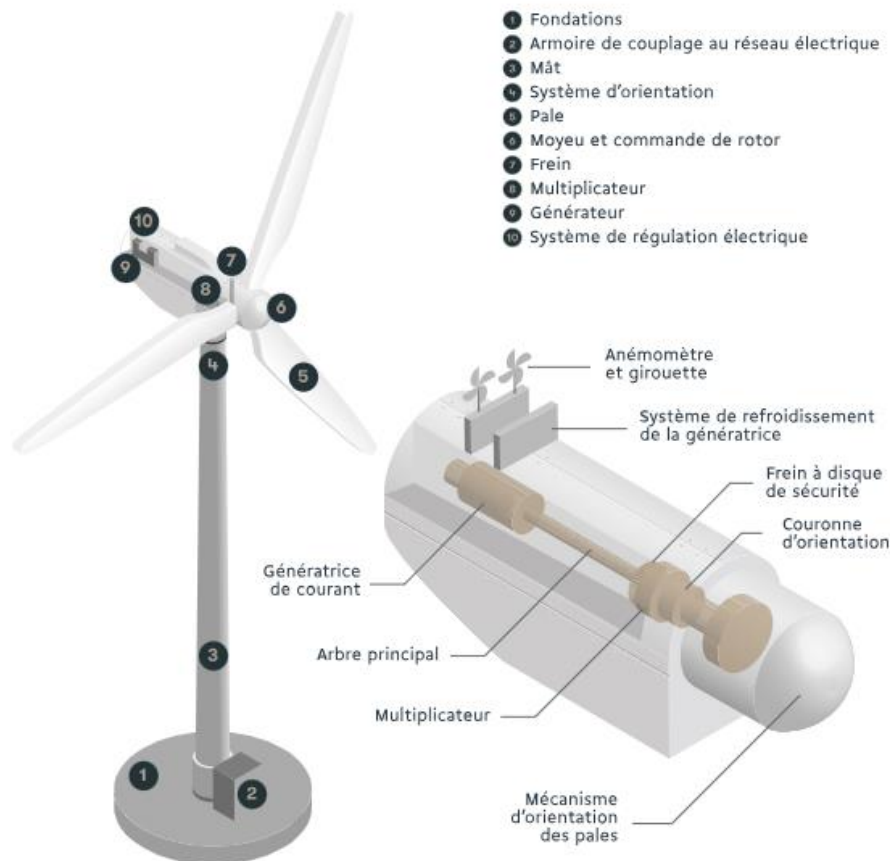


Figure 8.3 : un modèle d'éolienne de type HAWT

➤ Les éoliennes à axe vertical (VAWT) :

Comme son nom l'indique, au lieu de tourner autour d'un axe horizontal, VAWT sont propulsés par un rotor et des pales qui tournent sur un axe vertical. Contrairement aux HAWT, les VAWT peuvent être installés plus près du sol, ce qui permet une installation et une maintenance plus facile et moins coûteuse.

Ils ont également moins de bruit et d'impact visuel et présentent moins de dommages potentiels aux oiseaux et autres animaux. Ces turbines sont les mieux adaptés aux applications à petite échelle ou aux environnements urbains. Cela dit, il existe certains inconvénients, notamment une puissance de sortie et une efficacité moindre, des problèmes de démarrage et de freinage et des contraintes plus élevées exercées sur les rotors.



Figure 8.4 : modèles d'éoliennes de type VAWT

➤ Les éoliennes hybrides :

Ce type d'éolienne n'a peut-être pas d'acronyme sophistiqué comme les HAWT et les VAWT, mais il combine les caractéristiques des éoliennes à axe horizontal et vertical pour optimiser les performances et la fiabilité de leur production éolienne.

Certaines éoliennes hybrides sont en fait équipées de rotors à axe horizontal et vertical, ce qui leur permet de tirer le meilleur parti des deux mondes : capturer des vitesses de vent élevées et faibles. D'autres éoliennes hybrides sont capables de compenser la faible puissance de sortie des VAWT en associant des rotors à axe vertical à des carénages ou des diffuseurs, ce qui contribue à augmenter la vitesse du vent et la pression appliquée aux pales.



Figure 8.5 : modèles d'éoliennes de type hybrides

### 8.2.2.2. Les avantages et les inconvénients des éoliennes :

➤ Les avantages de l'éolienne :

- L'énergie éolienne est une énergie renouvelable qui ne nécessite aucun carburant, ne crée pas de gaz à effet de serre, ne produit pas de déchets toxiques ou radioactifs et par conséquent luttent contre le changement climatique.
- L'énergie éolienne offre la possibilité de réduire les factures d'électricité et peut vous permettre de vous mettre à l'abri des ruptures de courant.

- L'énergie éolienne produit de l'électricité éolienne, sans dégrader la qualité de l'air, sans polluer les eaux (pas de rejet dans le milieu aquatique, pas de pollution thermique) et sans polluer les sols (ni suies, ni cendres).
- Les éoliennes prennent relativement peu de place au sol et peuvent être installées en parallèle avec des activités agricoles ou pastorales.

➤ Les inconvénients de l'éolienne :

- L'électricité éolienne est une énergie irrégulière, l'énergie éolienne ne suffit pas en elle-même à définir une politique énergétique et environnementale.
- L'énergie éolienne est dépendante de la topographie, de la météorologie et de l'environnement.
- Les éoliennes produisent un bruit mécanique et aérodynamique qui constitue une nuisance aux habitants vivant à proximité.

### 8.2.2.3. Les éoliennes modernes :

Voici quelques modèles d'éolienne moderne qu'on peut installer au niveau de la toiture d'un immeuble ou la toiture de la gare ferroviaire ou à côté de la structure :

➤ The Liam F1 Wind turbine:

Une éolienne urbain révolutionnaire conçu par "the Archimedes " une entreprise néerlandaise de recherche et développement, le 'LIAM F1 UWT' est une nouvelle génération d'éoliennes domestiques qui produisent beaucoup plus d'énergie que les modèles actuels et ne génèrent aucune nuisance sonore. Une nouvelle tendance dans le monde des énergies renouvelables.

L'éolienne Liam F1 génère une énergie moyenne de 1 500 kilowatts-heures à une vitesse de vent de 5 m/s, ce qui est proche de la moitié de la consommation d'énergie d'un foyer ordinaire. Créé pour être installé sur les toits des bâtiments, avec un diamètre de 1,5 mètre et un poids inférieur à 100 kilos.[3]

En combinaison avec des panneaux solaires installés sur le toit, Richard Ruijtenbeek, ingénieur chez Archimedes, a déclaré : « Lorsqu'il y a du vent, il est possible d'utiliser l'énergie produite par l'éolienne. Et lorsque le soleil brille, ce sont les cellules solaires qui produisent de l'énergie ».



Figure 8.6 : the Liam F1 éolienne

➤ The Harmony Wind turbine :

L'éolienne Harmony est une version modifiée de l'éolienne Savonius, développée par l'ingénieur et entrepreneur Christopher Moore. Elle se compose de plusieurs composants, dont des pales, des engrenages, des arbres, des roulements, des supports de godets, des cadres et une boîte de vitesses. Le design de l'éolienne présente une couche de pales alignées verticalement. À l'état fermé, l'éolienne prend la forme d'un tambour cylindrique.

L'éolienne utilise un mécanisme de repliement pour protéger son corps en cas de vent fort, ajustant l'orientation des pales. Le vent fait tourner les pales, et cette rotation entraîne un générateur électrique pour produire de l'électricité.

Dans des conditions de vent normales, l'éolienne Harmony tourne librement avec des pales entièrement ouvertes, maximisant la surface exposée au vent pour une production d'énergie efficace. Cependant, lors de vitesses de vent élevées, les pales se replient ou se rétractent pour diminuer la surface balayée et réduire la vitesse de rotation. Ce mouvement de repliement implique un mécanisme d'engrenage reliant l'engrenage moteur sur la pale à l'engrenage mené sur l'arbre.[4]



Figure 8.7 : l'éolienne de Harmony

### 8.3. Bâtiments à énergie positive BEPOS :

Un bâtiment à énergie positive (BEPOS) est l'exemple à suivre pour atteindre l'autonomie énergétique c'est un bâtiment dont le bilan énergétique global est positif, c'est-à-dire qu'il produit plus d'énergie (thermique ou électrique) qu'il n'en consomme. Il relève aussi bien du facteur humain que des technologies mises en place. La baisse des consommations énergétiques d'un bâtiment passe notamment par une architecture bioclimatique et par l'installation d'équipements thermiques et électriques performants.

Le bâtiment BEPOS est conçu pour limiter le recours aux sources d'énergie fossiles ou fissiles. Il est souvent équipé d'un système de chauffage utilisant un combustible biomasse. Il peut également comprendre un système de récupération des eaux pluviales.

En plus d'une conception économique en consommation, les bâtiments à énergie positive sont aptes à produire de l'énergie issue d'une source renouvelable. L'énergie électrique peut être destinée à une consommation locale et le surplus éventuel est redistribué sur le réseau. Le bâtiment peut aussi produire de l'énergie thermique, plus facile à stocker, pour le chauffage de l'habitation ou la production d'eau chaude sanitaire.

Les BEPOS comportent par exemple :

- Des panneaux solaires photovoltaïque.
- Des capteurs solaires thermique.
- Une pompe à chaleur utilisant la géothermie



Figure 8.8 : bâtiment à énergies positives

#### **8.4. Conclusion :**

Notre usage immodéré des énergies fossiles (charbon, gaz, pétrole) est très largement responsable de l'accroissement drastique du taux de CO<sub>2</sub> contenue dans l'atmosphère, Notre métier repose sur notre capacité créatrice pour imaginer les solutions les plus adapté afin de diminuer l'empreinte environnementale des ouvrages et bâtiments.

# Chapitre 09 : Conclusion

## Conclusion Générale :

Mon projet de fin d'étude m'a permis de comprendre en mieux le processus d'étude de génie civil d'un bâtiment, en utilisant les différents outils de calcul de structure tels que le logiciel de modélisation numérique pour calcul structural comme ETABS et SAP2000, ainsi que les outils de calcul de ferrailage et vérification des contraintes tel que Socotec, sans oublier ceux du dessin comme Auto CAD, etc.

A travers la préparation de ce PFE, j'ai eu l'occasion d'obtenir une petite expérience sur les différentes étapes à suivre dans le processus de conception et de calcul d'une structure et de mettre en pratique toutes mes connaissances acquises durant les années de mon cycle de formation. Cette expérience m'a aidée à approfondir d'avantage mon savoir à travers l'utilisation des documents techniques et réglementaires en vigueur en Algérie dans le domaine de la construction, de mettre en application les méthodes de calcul récentes et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments.

Il convient de souligner qu'une bonne conception parasismique d'un bâtiment ne peut être obtenue qu'à travers le travail collaboratif et étroit entre l'ingénieur en génie civil et l'architecte depuis la phase APD du projet, afin de prendre en considération toutes les mesures et les contraintes nécessaires et imposées parfois par la réglementation techniques des constructions pour qu'elles soient adoptées lors de la conception architecturale, tout en conservant autant que possible l'architecture du projet et en assurant une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais il représente un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive pour nous.

Enfin, j'espère que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études pour les futures ingénieures.

Référence Bibliographique :

Chapitre 01 :

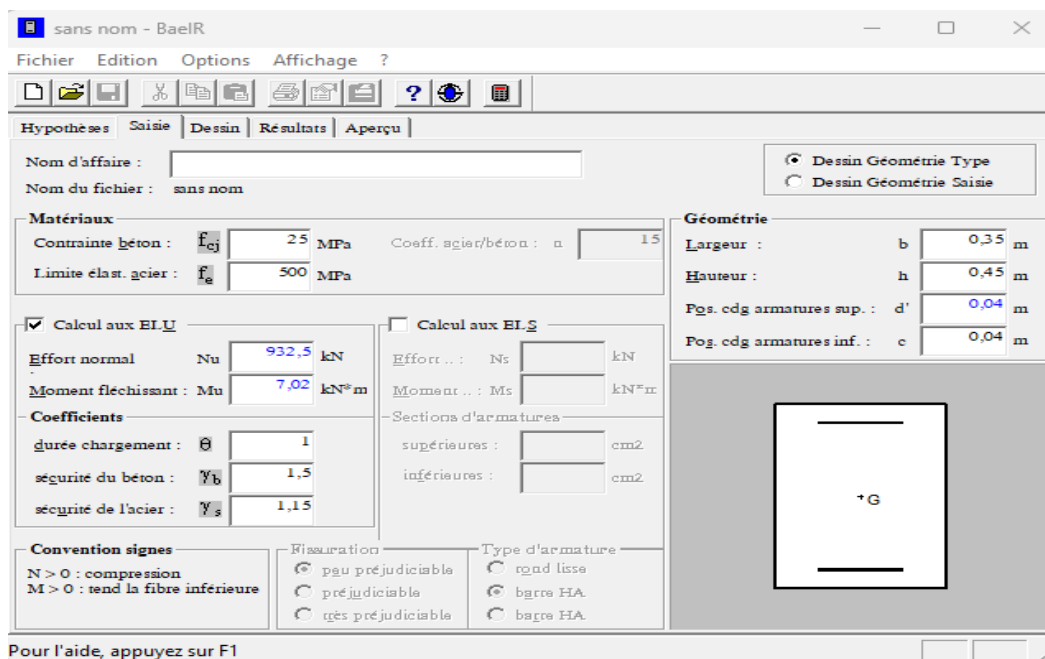
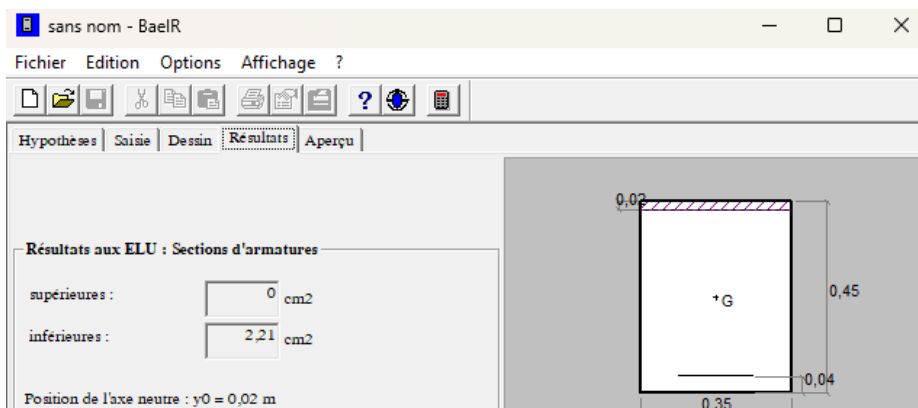
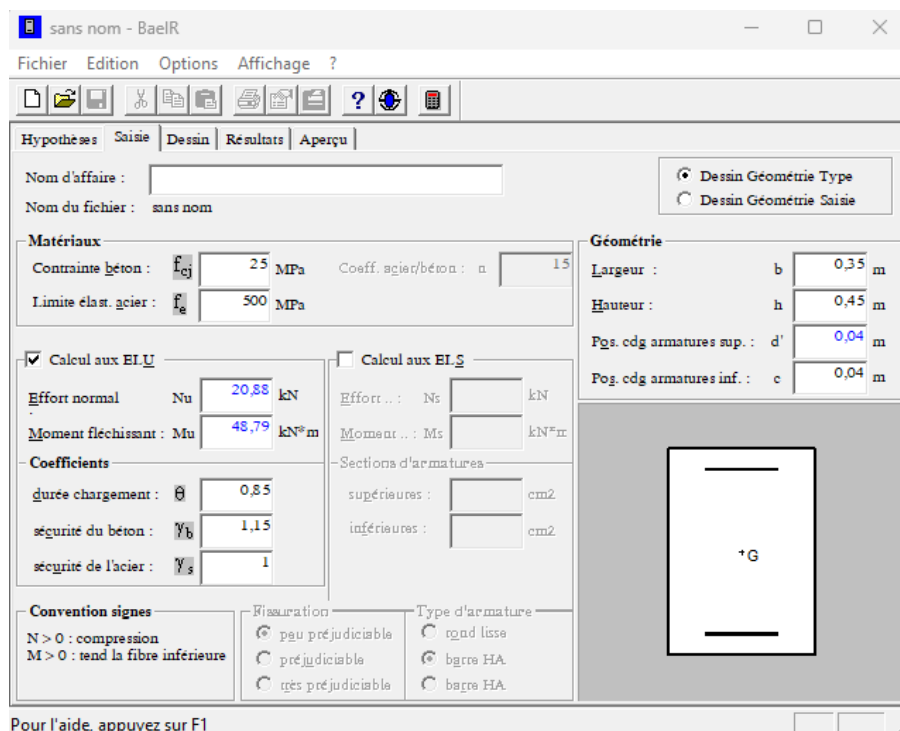
- [1] <https://www.universalis.fr/encyclopedie/gares-architecture/>
- [2] <https://www.trainworld.be/fr/collections/1-histoire-des-chemins-de-fer-belges/1-le-tout-debut-1830-1835>
- [3] <https://www.telegraph.co.uk/travel/rail-journeys/england-oldest-railway-stations/>
- [4] [http://lettres.tice.ac-orleans-tours.fr/php5/coin\\_eleve/gare/contexthisto/pages/1c.htm](http://lettres.tice.ac-orleans-tours.fr/php5/coin_eleve/gare/contexthisto/pages/1c.htm)
- [5] <https://histoire-image.org/etudes/chemin-fer-paris>
- [6] <http://hussein-dey-forever.over-blog.com/2019/03/1862-inauguration-de-la-gare-d-hussein-dey.html>
- [7] [https://www.aucame.fr/web/publications/quen\\_savons\\_nous/fichiers/QSN049\\_Gares.pdf](https://www.aucame.fr/web/publications/quen_savons_nous/fichiers/QSN049_Gares.pdf)
- [8] <http://dspace.univ-jijel.dz:8080/xmlui/bitstream/handle/123456789/632/M-ARC.TEC-2018-02.pdf?sequence=1> (Article 1.4.1)
- [9] <https://garestrois.wixsite.com/tpti/gare-du-nord>

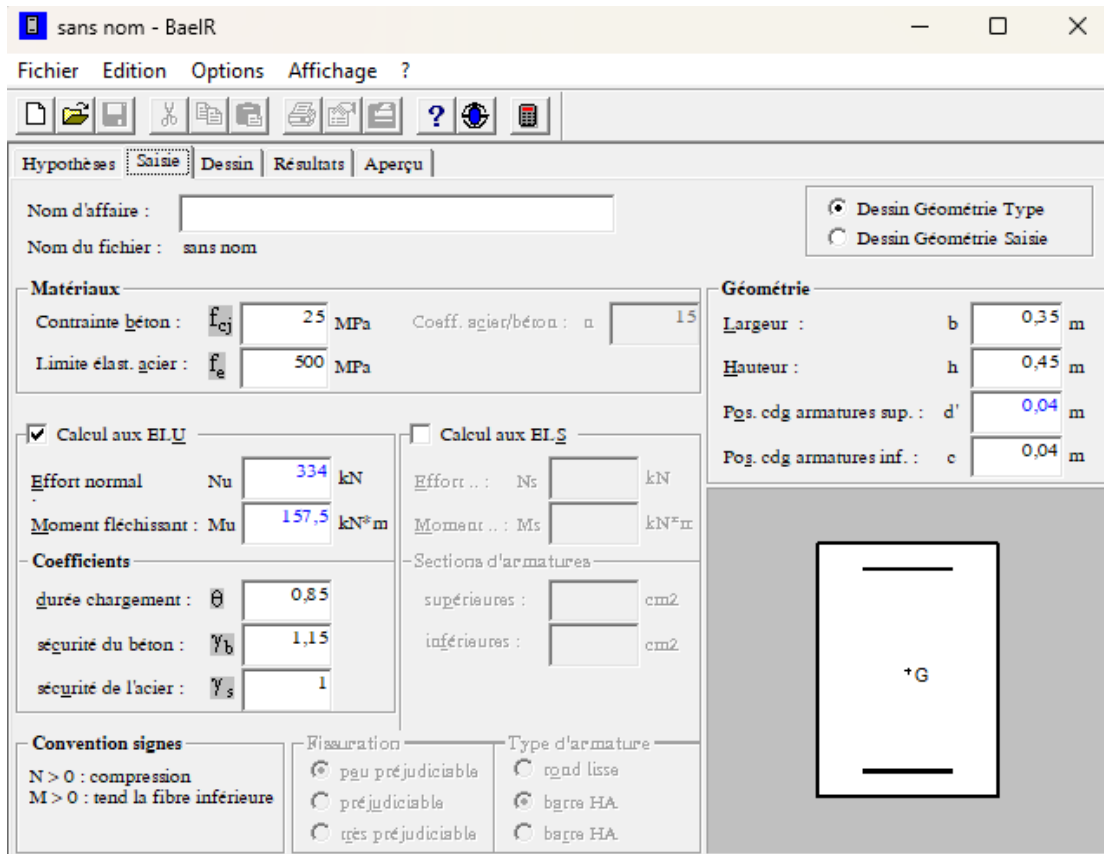
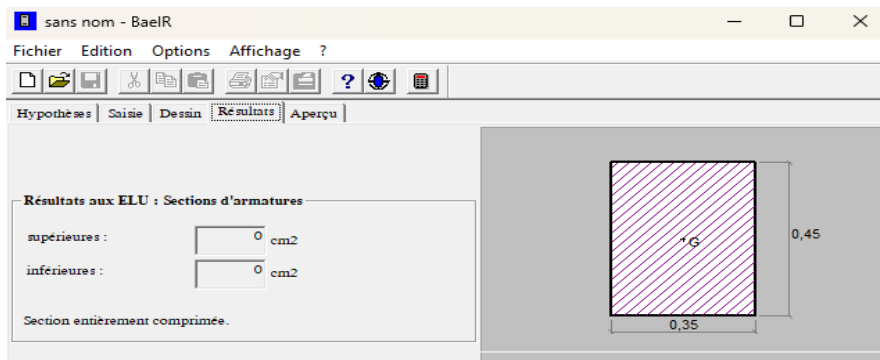
Chapitre 08 :

- [1] <https://www.ipcc.ch/site/assets/uploads/2018/03/Chapter-3-Direct-Solar-Energy-1.pdf>
- [2] <https://www.info-eolien.fr/les-differents-types-deoliennes/>
- [3] <https://www.prnewswire.com/news-releases/une-eolienne-urbaine-revolutionnaire-260715001.html>
- [4] <https://sandippaudel.com.np/blog/harmony-wind-turbine/>

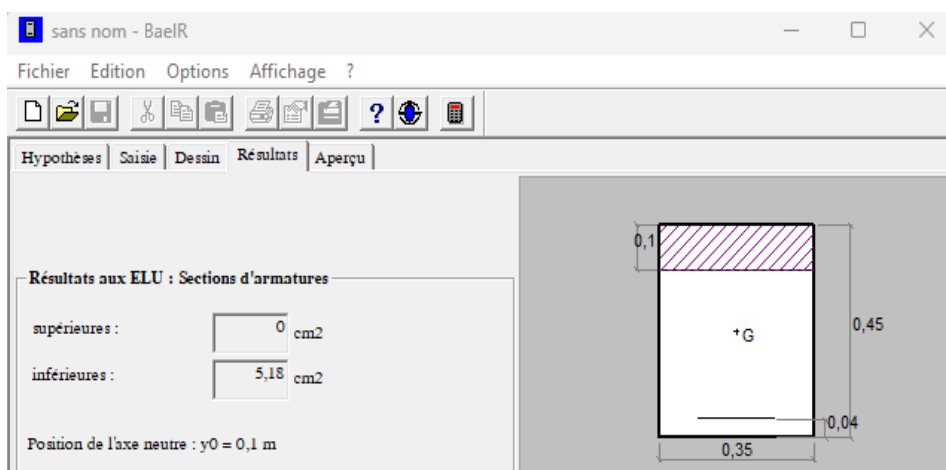
# ANNEXE A :

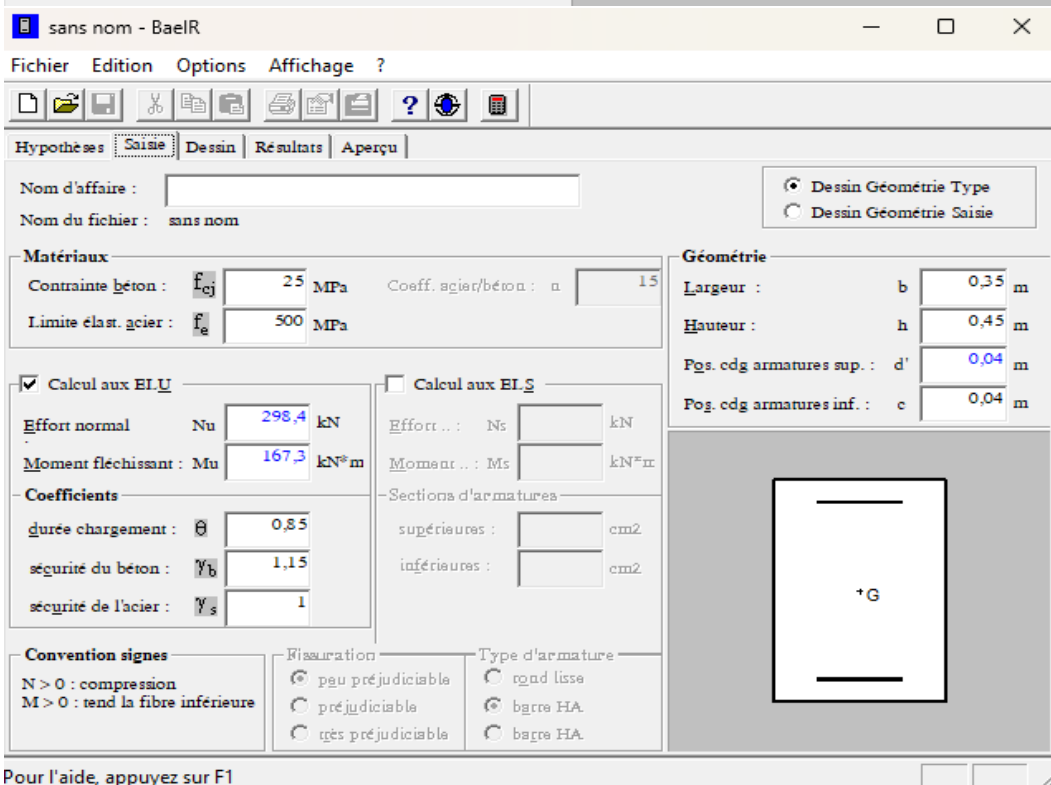
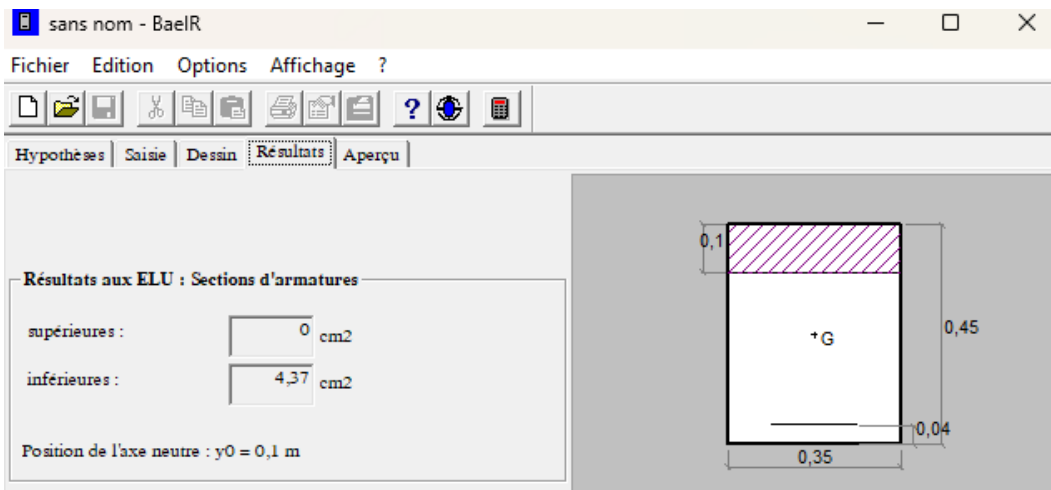
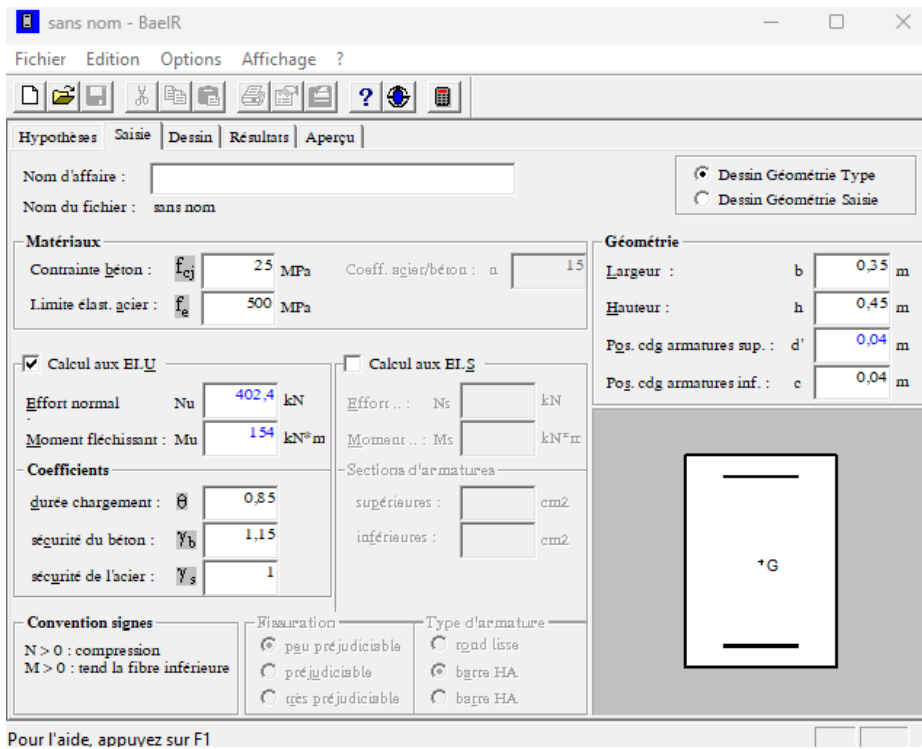
Calcul des armatures du poteau avec Socotec :

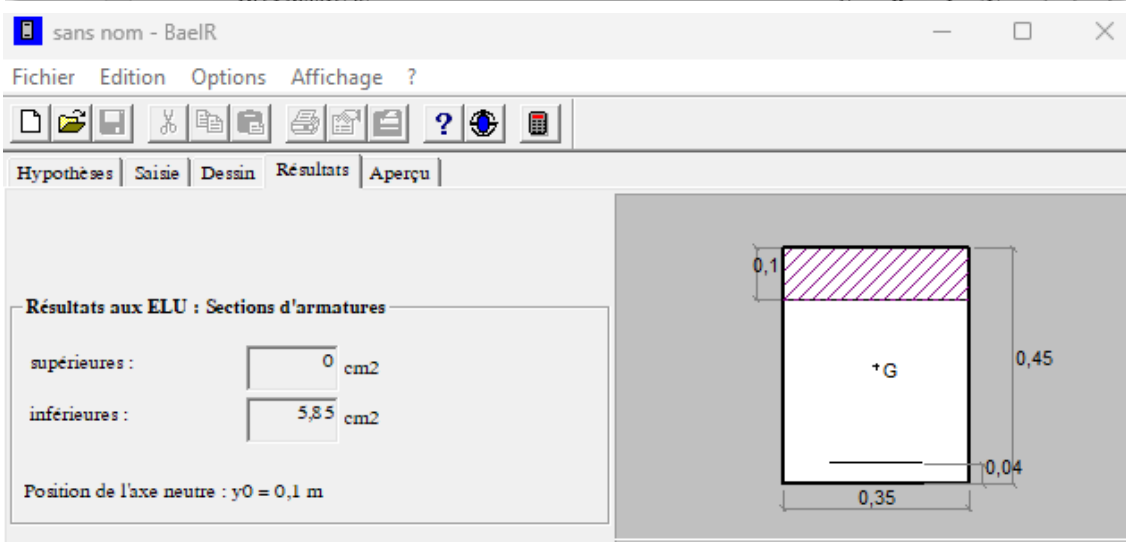
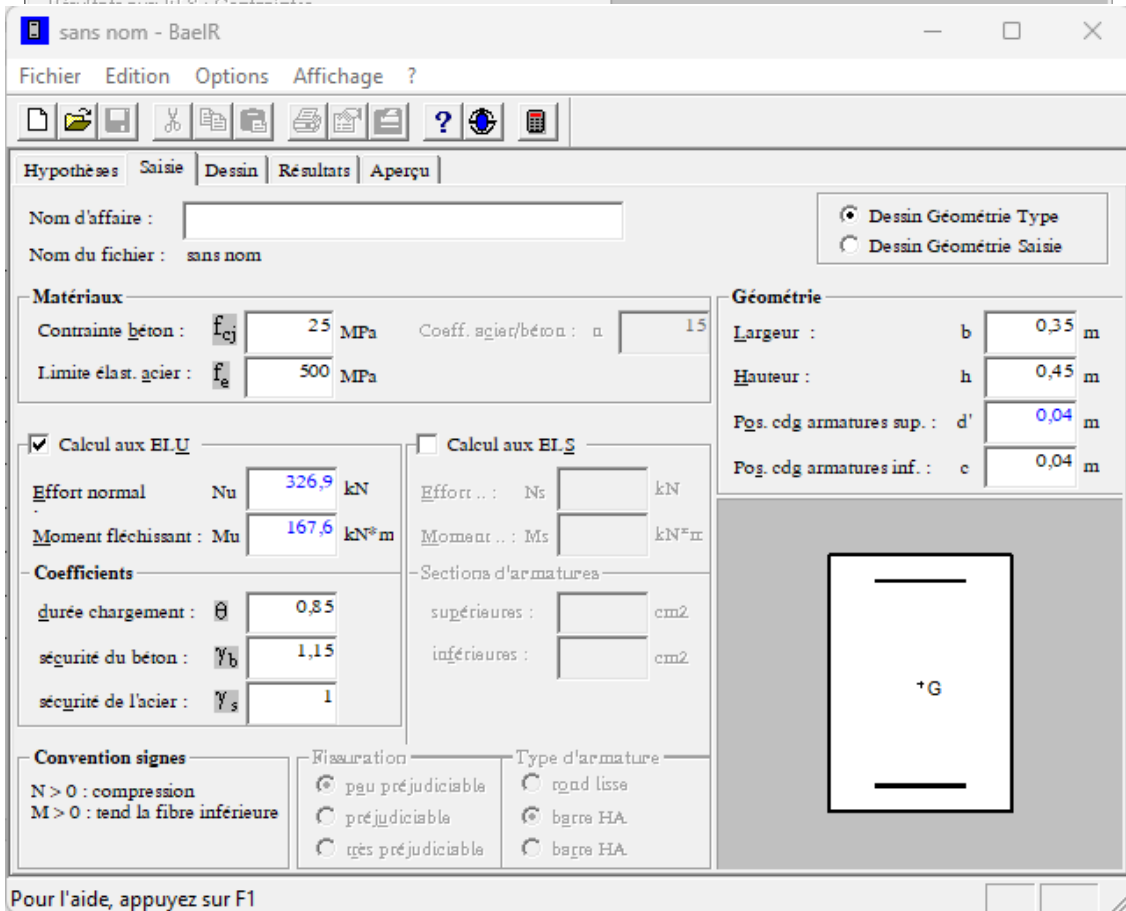
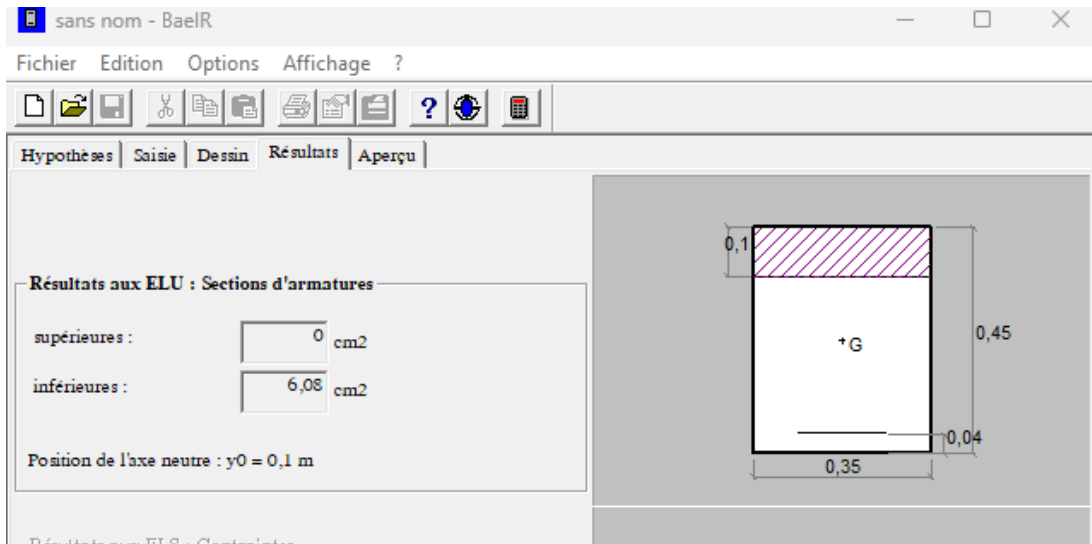




Pour l'aide, appuyez sur F1







# Calcul des armatures de la poutre principales et la poutres secondaire avec Socotec :

