

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

Université Abou Bekr Belkaid – Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire d'Obtention du Diplôme
Du MASTER en Génie civil
Option : Ingénierie des structures.

Thème:

CONCEPTION ET ETUDE D'UNE SALLE DE SPORT

Présenté en Juin 2021 par :

OUAHMED Salim

MAHMOUDI Mohamed Younes

Devant le Jury composé de :

Mr BEZZAR.A

Président

Mme BENKELFAT. N

Examinatrice

Mme KORSO .F

Encadreur

Mr GHENNANI .B

Encadreur

Année universitaire : 2020-2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné la santé, le courage, la volonté et la patience pour mener à bien ce travail.

Nous voudrions remercier chaleureusement nos encadreurs Mme Korso.F et Mr GHENNANI.A de nous avoir pris en charge, et pour leur disponibilité, leur aide et leur précieux conseils.

Nous remercions le président de jury Mr BEZZAR.A ainsi que les examinatrices Mme BENKELFAT.N d'avoir acceptée de lire et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

Nous tenons à remercier Mr OURAGHI.A de nous avoir aidé dans la collecte des informations durant toute la période de mon projet de fin d'étude.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants de département génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur.

Enfin, à tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien de loin ou de près, trouvent ici, l'expression de nos vives et sincères reconnaissances.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à:

Mes très chers parents pour leur précieux soutien, pour leur patience, pour leurs sourires réconfortants et pour leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie.
Que dieu me les gardes et les protège.

Mon frère Aymen et ma sœur Basma à qui je dois tout l'amour, avec tous mes vœux les plus sincères de les voir réussir dans leurs vies.

Toute ma famille OUAHMED, notamment ma sœur Basma qui ma aider à poursuivre mes études.

Tous mes amies, spécialement : « sidi Mohamed GHORFATI, Riad OUASTI, Yassine OTMANI et Riad KARA SLIMANE ».

Mon binôme Younes et sa famille.

Tous les personnes qui nous avoir aidé durant toutes la période de mon projet de fin d'étude .

Toute la promotion sortante : 2020-2021 « Ingénieur des structure ».

Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

OUAHMED SALIM

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à:

Mes très chers parents pour leur précieux soutien, pour leur patience, pour leurs sourires réconfortants et pour leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie.
Que dieu me les gardes et les protège.

Mes très chères sœurs à qui je dois tout l'amour, avec tous mes vœux les plus sincères de les voir réussir dans leurs vies.

Toute ma famille MAHMOUDI et la famille FERDI.

Toutes mes amis, spécialement : «OUAHMED SALIM , OTMANI YACINE , KARA SLIMANE RIAD , MOSTGHANMI REDA , AMGHAR ILYES , MARHOUM AISSA et MARHOUM KHALED ».

Mon binôme Salim et sa famille.

Tous les personnes qui nous avoir aidé durant toutes la période de mon projet de fin d'étude.

Toute la promotion sortant: 2020-2021 «Ingénieur des structures»

Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

MAHMOUDI Mohamed Younes

RESUME

Ce projet présente une conception et une étude d'un complexe de sport constitué de blocs à usage administratif, santé, commerce, restauration et sportif en béton armé avec une salle omnisport de toiture en charpente métallique, implanté dans la commune de Maghnia wilaya de Tlemcen.

Ce travail qui nous a été confié comporte deux parties : une étude architecturale et une étude de génie civil

- La première partie consiste à faire une étude architecturale. Son objectif est la conception d'une salle de sport répondant aux exigences des utilisateurs, en considérant les besoins de la ville en installations sportives.
- La deuxième partie est l'étude génie civil, elle regroupe huit chapitres, de la présentation du projet passant par le dimensionnement afin de modéliser la structure et faire une analyse dynamique, vérification et calcul du ferrailage des différents éléments de la structure et finir par une étude de la toiture métallique.

Mots clefs :

Equipement sportif, salle omnisport, Béton armé, Toiture métallique, Séisme.

ABSTRACT

This project presents a design and study of a sports hall reinforced concrete structure with a metal-roofed sports hall, consisting of blocks for administrative use, health, commerce, catering and sports and multisport room, set up in Maghnia in the state of Tlemcen.

This work which has been entrusted to us consists of two parts; architectural Study parts and the civil engineering part.

- The first part consists of an architectural, for the purpose of designing a sports hall that meets the requirements of users needs, considering the city's needs for sports facilities.
- The second part is the civil engineering part, it brings together eight chapters, from the presentation of the project through the dimensioning in order to model the structure and make a generalized dynamic analysis to check and calculate the reinforcement of the various elements of the structure and finish by studying the metal roof.

Keywords:

Sports equipment, Multisport room, Reinforced concrete, Metal roof, Earthquake.

ملخص

هذا المشروع يقدم تصميم و دراسة قاعة رياضية منشأة من خرسانة مسلحة مع قاعة متعددة الرياضة بسقف معدني، تتألف من عدة كتل للاستعمال الإداري، الصحي، التجاري والرياضي وأيضاً قاعة متعددة الرياضة. المشروع يقع ببلدية مغنية ولاية تلمسان.

هذا العمل الذي كلفنا به يتكون من جزئين الأول عبارة عن دراسة معمارية والثاني دراسة مدنية -يتكون الجزء الأول من دراسة معمارية تهدف إلى تصميم قاعة رياضة تلبية متطلبات احتياجات المستخدمين مع مراعاة احتياجات المدينة و المنشآت الرياضية

-الجزء الثاني: هو قسم الهندسة المدنية ويجمع ثمانية فصول من تقديم المشروع إلى الأبعاد من أجل نمذجة الهيكل و إجراء تحليل ديناميكي يعمل على فحص وحساب تقوية العناصر المختلفة للهيكل و ختمه بدراسة السقف المعدني.
الكلمات المفتاحية: المركبات الرياضية، قاعة متعددة الرياضة، الخرسانة المسلحة، السقف المعدني، الزلزال.

SOMMAIRE

Introduction générale

Problématique

Hypothèses d'étude

Objectifs et finalités de l'étude

CHAPITRE I : CONCEPTION ARCHITECTURALE

I. INTRODUCTION.....	1
I.1 Analyse thématique	1
I.1.1 Sport	1
I.1.1.1 Définition de sport	1
I.1.1.2 Historique de sport.....	2
I.1.1.3 Types d'équipements sportifs	3
I.2 Analyse des exemples	3
I.2.1 Analyse de l'exemple 01 : SALLE MULTI –SPORT PLAGE DES RAISINS...	3
I.2.1.1 Identification et description de projet.....	3
I.2.1.2 Implantation de projet	4
I.2.1.3 Analyse spatiale de la salle multisports plage des raisins	4
I.2.1.4 Analyse des façades	5
I.2.2 Analyse de l'exemple 02 : MAISON DE SPORT ET DES ASSOCIATIONS...	6
I.2.2.1 Identification et description de projet	6
I.2.2.3 Analyse spatiale de la maison de sport et des associations.....	7
I.2.2.4 Analyse des façades	8
I.2.3 Analyse de l'exemple 03 : Salle de sport Halle aux fleurs, Lyon.....	8
I.2.3.1 Identification et description de projet	8
I.2.3.2 Implantation de projet	9
I.2.3.3 Analyse spatiale de la maison de sport et des associations	10
I.2.3.4 Analyse des façades	11
I.2.4 Analyse de l'exemple 04 : Centre sportif Neumatt.....	12
I.2.4.1 Identification et description de projet	12
I.2.4.2 Implantation de projet	12
I.2.4.3 Analyse spatiale de la maison de sport et des associations	13
I.2.4.4 Analyse des façades	15
I.2.5 Tableaux récapitulatifs	16
I.2.6 Conclusion des exemples	17
I.3. Approche de Terrain	18
I.3.1 Analyse urbain	18

I.3.1.1 Présentation de la commune MAGHNIA (wilaya de Tlemcen)	18
I.3.1.2 L'état de fais de la commune de Maghnia	18
I.3.1.3 Climatologie de la commune Maghnia.....	19
I.3.2-Analyse du site d'intervention	20
I.3.2.1 Présentation de l'assiette d'intervention	20
I.3.2.2 Situation du terrain intervention	20
I.3.2.3- Les points de repère (analyse paysagère)	21
I.3.2.4 Analyse technique.....	22
I.3.2.5 Analyse physique	23
I.3.2.6-Analyse fonctionnelle	24
I.3.3 Synthèse	25
I.3.4 Conclusion Approche de terrain	10
I.4 Approche programmatique	25
I.4.1 introduction	25
I.4.2 Elaboration de programmes	25
I.4.2.1 les usages.....	26
I.4.2.2 Les fonctions.....	26
I.4.2.2.1 les fonctions principales.....	26
I.4.2.2.2 les fonctions secondaires.....	26
I.4.3 Programme de fonction	27
I.4.4.organigramme fonctionnel.....	27
I.4.5 programme de base.....	28
I.4.6. Les disciplines sportives en visages pour le projet.....	30
I.4.6.1.Le handball	30
I.4.6.2.Le basketball.....	31
I.4.6.3 le volley balls.....	32
I.4.6.4. Boxe	33
I.4.6.5.Tennis	34
I.4.La genèse du projet	35
I.5.Elaboration de façade	39
Chapitre II : Présentation du projet	
II.1 Introduction.....	40
II.2 Présentation de l'ouvrage.....	40
II.3 Caractéristiques géométriques de la structure.....	40
II.3.1 Dimension en plan.....	40

II.3.2 Dimension en élévation.....	41
II.4 Conception de l'ouvrage.....	41
II.4.1 Ossature.....	41
II.4.2 Planchers.....	41
II.4.3 Maçonnerie.....	41
II.4.4 Revêtement.....	42
II.4.5 Isolation.....	42
II.4.6 Acrotères.....	42
II.4.7 Fondation.....	42
II.5 Caractéristiques géotechniques du sol.....	42
II.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	42
II.6.1 Béton.....	42
II.6.1.1 Résistance du béton.....	42
6.1.1.1 Résistance du béton à la compression.....	42
6.1.1.2 Résistance du béton à la traction.....	43
II.6.1.2 Déformations longitudinales du béton.....	43
II.6.1.3 Coefficient de poisson.....	43
II.6.1.4 Contrainte admissible de cisaillement.....	43
II.6.1.5 Les états limites	43
II.6.2 Acier.....	45
II.6.2.1 Différent type d'acier.....	45
II.6.2.2 Contraintes limites.....	45
II.6.2.3 Module d'élasticité longitudinal.....	46
II.7 Hypothèses de calcul.....	46
II.8 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites.....	46
Chapitre III : Descente des charges et pré dimensionnement	
III .1 Introduction.....	47
III .2 Détermination de l'épaisseur du plancher.....	47
III .3. Descente des charges.....	47
III .3.1 Plancher terrasse inaccessible bloc (A/B/C/D)	47
III .3.2 Plancher terrasse inaccessible bloc (1/2/3)	48
III.4 Pré-dimensionnement des éléments structuraux.....	49
III.4.1 Pré-dimensionnement des poutres.....	49
III.4.1.1 Les poutres principaux.....	49
III.4.1.2 Chainages.....	49

III.4.1.3 Récapitulation de pré-dimensionnement des poutres principaux et des chainages.....	50
III.4.2 Pré-dimensionnement des poteaux.....	50
III.4.2.1 Vérification des conditions de RPA99 V 2003.....	51
III.4.2.2 Vérification du poteau au flambement.....	51
III.4.2.3 Récapitulation de pré-dimensionnement des poteaux	52
Chapitre IV : Etude du plancher	
IV.1 Introduction.....	53
IV.2 Etude du plancher à corps creux	53
IV.2.1 Etude des poutrelles.....	53
IV.2.2 Type des poutrelles.....	54
IV.2.3 Les charges des poutrelles.....	54
IV.2.4 Récapitulation de M_{max} et T_{max}	54
IV.2.5 Ferrailages des poutrelles	55
Chapitre V : Etude des éléments secondaires	
V.1 Introduction.....	60
V.2 Etude de l'acrotère.....	60
V.2.1 Principe de calcul.....	60
V.2.2 Calcul des sollicitations.....	61
V.2.3 Calcul de l'excentricité.....	61
V.2.4 Détermination du ferrailage.....	61
V.3 Etude du gradin.....	64
V.3.1 Dimensionnement de gradin.....	64
V.3.2 Descente des charges.....	64
V.3.3 Détermination des efforts internes de gradin.....	65
V.3.4 Détermination du ferrailage de gradin.....	66
V.3.5 Récapitulation du ferrailage de gradin	67
Chapitre VI : Etude dynamique	
VI.1 Introduction.....	68
VI.2 Objectif de l'étude dynamique.....	68
VI.3 Modélisation de la structure étudiée	68
VI.4 Méthodes de calcul.....	69
VI.5 Combinaisons d'action.....	69
VI.6 Détermination de la force sismique totale V.....	69
VI.7 Justification de la largeur des joints sismiques.....	73
Chapitre VII : Etude des éléments structuraux	
VII.1 Introduction.....	74

VII.2 Les poteaux.....	74
VII.2.1 Combinaisons des charges.....	74
VII.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations normales.....	74
VII.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	75
VII.2.4 Calcul du ferrailage longitudinal.....	75
VII.2.5 Calcul du ferrailage transversal.....	76
VII.2.6 Recouvrement.....	77
VII.3 Les poutres.....	77
VII.3.1 Combinaisons des charges.....	77
VII.3.2 Recommandation du RPA99 V 2003.....	77
VII.3.3 Ferrillages des poutres principaux.....	78
VII.3.3.2 Récapitulation du ferrailage de poutres principaux de chaque bloc.....	80
VII.3.4 Ferrillages des poutres secondaires.....	81
VII.3.4.1 Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires de chaque bloc.....	81
VII.3.5 Recouvrement.....	82
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure	
VIII.1 Introduction.....	83
VIII.2 Types de fondation.....	83
VIII.3 Choix du type de fondation.....	83
VIII.4 Calcul de l'infrastructure.....	83
VIII.4.1 Les sollicitations des semelles isolées.....	84
VIII.4.2. Dimension des semelles isolées.....	84
VIII.4.3 Détermination du ferrailage des semelles.....	86
VIII.4.4 Détermination de la hauteur de la patin (e):.....	86
VIII.4.5 Récapitulation du calcul des semelles isolées.....	87
VIII.5 Etude de la longrine.....	87
VIII.5.1 Calcul du ferrailage de la longrine.....	88
VIII.5.2 Calcul du ferrailage transversal.....	88
Chapitre IX : Etude de la toiture métallique	
IX.1 Introduction.....	89
IX.2 Évaluation des charges.....	89
IX.3 Pré dimensionnement des éléments.....	99
IX.3.1 Caractéristiques de couverture.....	99
IX.3.2 Calcul des pannes de couverture.....	99
IX.3.3. La traverse.....	102
IX.4 Effet sismique sur la toiture.....	103
IX.4.1 Vérification de la toiture.....	103

IX.5 Dimensionnement des éléments principaux de la toiture	107
IX.5.1 Justification des membrures supérieures HEA 180 : (traverse).....	107
IX.5.2 Classe de la section transversale	107
IX.5.3 Condition de résistance	108
IX.6 Dimensionnement des poteaux béton armé	111
IX.7 Étude de l'infrastructure de la salle omnisport	113
IX.7.1 Récapitulation du calcul des semelles de la salle omnisport	114
IX.7.2 Etude de la longrine de la salle omnisport.....	114
IX.8 Conclusion	115
Conclusion générale	
Références bibliographiques	
Annexe A	
Annexe B	
Annexe C	
Annexe D	

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Conception architecturale

- Fig.I.1** : Schématisation des différents sports
- Fig.I.2** : Façade principale de la salle multisports plage des raisins
- Fig.I.3** : Situation de la salle multisports plage des raisins
- Fig.I.4** : Plan de masse de la salle multisports plage Des Raisins
- Fig.I.5** : Analyse spatial de la salle multisports plage Des raisins
- Fig.I.6** : Analyse spatiale de la salle multisports plage des raisins
- Fig.I.7** : Façade principale et façade intérieure de la salle multisports plage des raisins.
- Fig.I.8** : Projet maison de sport et des associations
- Fig.I.9**: Situation de maison de sport et des associations
- Fig.I.10**: Plan de masse de maison de sport et des associations
- Fig.I.11**: Analyse spatiale de Maison de sport et des associations
- Fig.I.12** : Vue de façade et coupe transversale de maison de sport et des associations
- Fig.I.13** : Vue extérieur et intérieure de maison de sport et des associations
- Fig.I.14** : Façade principale de la salle de sport halle de fleurs
- Fig.I.15** : Situation de la salle de sport Halle de fleurs
- Fig.I.16** : Plan de masse de la salle de sport Halle de fleurs
- Fig.I.17** : Analyse spatiale de niveau 0 de cette selle
- Fig.I.18** : Analyse spatiale de niveau 1 de cette selle
- Fig.I.19** : Façade de salle de sport Halle de fleurs
- Fig.I.20** : dojo en RDC (vue intérieurs)
- Fig.I.21** : Salle de dance en 1 ère étage (vue intérieurs)
- Fig.I.22** : Coupe longitudinale de salle de sport halle de fleurs
- Fig.I.23** : Photo montrant le Dojo
- Fig.I.24** : Façade principale du centre neumatt
- Fig.I.25** : Situation du centre Neumatt
- Fig.I.26** : Plan de masse du centre Neumatt
- Fig.I.27** : Plan RDC du centre Neumatt
- Fig.I.28** : Plan 1 ère étage du centre neumatt
- Fig.I.29** : Façade principale du centre neumatt
- Fig.I.30** : Façade latérale du centre neumatt
- Fig.I.31** : Hall d'accueil du centre neumatt
- Fig.I.32** : Couloir menant vers les vestiaires du centre neumatt
- Fig.I.33** : Hall multisports du centre neumatt

Fig.I.34 : Vue sur le hall sportif par le couloir du centre neumatt

Fig.I.35 : Situation de la commune Maghnia

Fig.I.36 : Photo Présentation de l'assiette d'intervention

Fig.I.37 : Notre Terrain en Maghnia

Fig.I.38 : vue de Notre Terrain

Fig.I.39 : Les points de repère de Terrain

Fig.I.40 : Plan de masse de Terrain

Fig.I.41 : Voiries et réseaux divers

Fig.I.42 : Carte des nuisances

Fig.I.43 : La morphologie du terrain

Fig.I.44 : La coupe A-A du terrain.

Fig.I.45 : La coupe B-B du terrain.

Fig.I.46 : Analyse des hauteurs et des fenêtres

Fig.I.47 : organigramme fonctionnel

Fig.I.48 : Dimensions d'un terrain de handball

Fig.I.49 : Tracé d'un terrain de handball

Fig.I.50 : dimensions d'un terrain de basketball

Fig.I.51 : Figure tracé d'un terrain de basket –Ball

Fig.I.52 : dimensions d'un terrain de volley-ball

Fig.I.53 : Figure trace d'un terrain de volley ball

Fig.I.52 : Photo de piste de boxe

Fig.I.53 : Dimensions d'un terrain de Tennis

Fig.I.54 : Figure tracé d'un terrain de tennis

Fig.I.55 : Axes d'orientation du terrain

Fig.I.56 : Schéma représentant le lever et le coucher du soleil

Fig.I.57 : Hiérarchisation des espaces.

Fig.I.58 : Accessibilités au terrain.

Fig.I.59 : Organisation fonctionnelle.

Fig.I.60 : Une photo de podium

Fig.I.61 : plan de masse

Fig.I.62 : Façade principale de notre projet

Chapitre II : Présentation du projet

Fig.II.1 : Dimension en plan

Fig.II.2 : Plancher corps creux

Fig.II.3 : Diagramme parabole rectangle

Fig.II.4 : Diagramme de calcul à l'état limite de service

Fig.II.5 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier

Chapitre III : Descente des charges et pré dimensionnement

Fig.III.1: Plancher terrasse inaccessible.

Chapitre V : Etude des éléments secondaires

Fig.V.1: Schéma de l'acrotère

Fig.V.2: Ferrailage du l'acrotère

Fig.V.3 : Schéma statique de gradin

Fig.V.4 : Ferrailage de gradin (SAP2000)

Chapitre VI : Etude dynamique

Fig.VI.1: Modélisation de bloc A (SAP2000)

Chapitre VII : Etude des éléments structuraux

Fig.VII.1 : Ferrailage des poteaux

Fig.VII.2 : Ferrailage des poutres principaux (bloc A/B/C/D)

Fig.VII.3 : Ferrailage des poutres principaux (bloc 1/2/3)

Fig.VII.4 : Ferrailage des poutres secondaires (bloc A/B/C/D)

Fig.VII.5 : Ferrailage des poutres secondaires (bloc 1/2/3)

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Fig.VIII.1: Diagramme des contraintes agissant sur les fondations

Fig.VIII.2 : Coupe transversale de longrine

Chapitre IX : Etude de la toiture métallique

Fig.IX.1 : Panneaux sandwich TL75

Fig.IX.2 : Charge d'exploitation sur la panne

Fig.IX.3 : Action du vent

Fig.IX.4 : Forme de toiture à deux versants

Fig.IX.5 : Légende pour les toitures à deux versants $\emptyset = 0$

Fig.IX.6 : Légende pour les toitures a deux versants $\emptyset = 90$

Fig.IX.7: Disposition de la panne sur la toiture

Fig.IX.8: Modélisation de la salle omnisport (Robot)

Fig.IX.9: Spectre de réponse suivant X

Fig.IX.10: Spectre de réponse suivant Y

Fig.IX.11: Eléments principaux de la toiture (Robot)

Fig.IX.12: Les dimensions de la semelle sous poteau

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Conception architecturale

Tab.I.1 : Tableau comparatif des exemples choisis,

Tab.I.2 : Évolution de population de Maghnia

Tab.I.3 : Tableau programme de fonction

Tab.I.4 : Tableau programme de base

Chapitre II : Présentation du projet

Tab.II.1 : Dimension en élévation

Chapitre III : Descente des charges et pré dimensionnement

Tab.III.1 : Plancher terrasse inaccessible bloc(A/B/C/D)

Tab.III.2 : Plancher terrasse inaccessible bloc(1/2/3)

Tab.III.3 : Récapitulation de pré dimensionnement des poutres

Tab.III.4 : Récapitulation de prédimensionnement des poteaux

Chapitre IV : Etude du plancher

Tab.IV.1 : Dimensionnement du plancher

Tab.IV.2 : Charges des poutrelles

Tab.IV.3 : Récapitulation de de M_{max} et T_{max}

Tab.IV.4 : Récapitulation du ferrailage des poutrelles

Chapitre V : Etude des éléments secondaires

Tab.V.1: Calcul des sollicitations de l'acrotère

Tab.V.2: Descente des charges pour le palier

Tab.V.3 : Descente des charges pour la paillasse

Tab.V.4 : Descente des charges de gradin

Chapitre VI : Etude dynamique

Tab.VI.1 : Pénalité correspondante au critère de qualité

Tab.VI.2 : Poids de niveau bloc A (donné par SAP 2000)

Chapitre VII : Etude des éléments structuraux

Tab.VII.1 : Vérification spécifique sous sollicitations normales (Bloc A)

Tab.VII.2 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes (Bloc A)

Tab.VII.3 : Sollicitations des poteaux du bloc A

Tab.VII.4 : Ferrailage longitudinal des poteaux du bloc A

Tab.VII.5 : Ferrailage transversal des poteaux bloc A

Tab.VII.6 : Longueurs de recouvrement des poteaux

Tab.VII.7 : Sollicitations des poutres principaux bloc A

Tab.VII.8 : Récapitulation du ferrailage des poutres principaux

Tab.VII.9 : Sollicitations des poutres secondaires bloc A

Tab.VII.10 : Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires

Tab.VII.11 : Recouvrement des poutres

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Tab.VIII.1: Récapitulation des efforts internes M et N des semelles bloc A

Tab.VIII.2: Récapitulation du calcul des semelles isolées bloc A

Chapitre IX : Etude de la toiture métallique

Tab.IX.1 : Coefficients de forme-toitures à un versant.

Tab.IX.2 : Détermination du coefficient dynamique Cd

Tab.IX.3 : Valeurs de la force de frottement

Tab.IX.4 : Caractéristiques du profilé IPE160

Tab.XI.5 : Caractéristiques du profilé HEA180, HEA200

Tab.IX.6 : Résultante des forces sismiques à la base

Tab.IX.7 : Déplacements relatifs dans le sens (x-x)

Tab.IX.8 : Déplacements relatifs dans le sens (y-y)

Tab.IX.9 : Caractéristiques du profilé HEA180

Tab.IX.10 : Caractéristiques du profilé HEA340

Tab.IX.11: Sollicitations du poteau béton armé

Tab.IX.12: Ferrailage des poteaux de la salle omnisport

Tab.IX.13: Récapitulation du calcul des semelles de la salle omnisport

LISTE DES NOTATIONS

G : Action permanente.
 Q : Action d'exploitation.
 E : Action accidentelle.
 $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.
 f_{cj} : Résistance à la compression.
 f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours.
 f_{tj} : Résistance à la traction.
 E_{ij} : Déformations instantanées.
 E_{vi} : Déformations différées.
 ν : Coefficient de poisson.
 $\bar{\tau}_u$: Contrainte admissible de cisaillement.
 τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
 f_{bc} : Contrainte de calcul.
 γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
 σ_{bc} : Contrainte du béton.
 ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.
 γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
 A : Facteur d'accélération de la zone.
 C_p : Facteur de la force horizontale.
 E_s : Module d'élasticité longitudinal.
 λ : L'élancement mécanique des poteaux.
 h : Facteur de correction d'amortissement.
 β : Valeur du coefficient de pondération.
 w : Poids total de la structure.
 W_i : Poids sismiques de l'étage « i ».
 N : Effort normale.
 V : Effort tranchant.
 M_u : Moment à l'état limite ultime.
 M_s : Moment à l'état limite service.
 M_t : Moment en travée.
 M_a : Moment en appuis.
 A_s : Aire d'une section d'acier.
 A_t : Section d'armatures transversales.
 A_r : Section d'armatures de répartition.
 μ_u : Moment ultime réduit.
 f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 L_f : Longueur de flambement.
 L_r : Longueur de recouvrement.
 f : Flèche.
 \underline{f} : Flèche admissible..

\emptyset_l : Diamètre d'une barre d'acier longitudinal

\emptyset_t : Diamètre d'une barre d'acier transversale

S_t : Espacement.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

I : Moment d'inertie.

K : Coefficient de raideur du sol.

L_{sa} : Longueur de scellement.

C_t : Coefficient de topographie ;

C_r : Coefficient de rugosité

C_p : Coefficient de pression

C_e : Coefficient d'exposition

C_d : Coefficient dynamique

S : La charge de la neige

S_k : La charge de la neige sur le sol

V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant

LISTE DES ABREVIATIONS

POS : Plan d'Occupation Sol

PDAU : Plans Directeurs d'Aménagement et d'Urbanisme

BAEL 91 modifié 99 : Béton Armé aux Etats Limite 1991 modifié en 1999

RPA 99 V 2003 : Règlement Parasismique Algérien 1999 version 2003

RNV (version 2013) Règlement Neige & Vent

SAP2000 Structural Analysis Program (Programme d'analyse Structurel)

E L U Etats Limites Ultime

E L S Etats Limites Service

Introduction générale

Le sport au sens général est caractérisé par l'élément de rivalité, par la tendance à améliorer la condition physique et à développer les caractéristiques sociales de la personnalité telles que l'amitié, la solidarité ou la discipline.

Les activités sportives jouent un rôle important dans les communautés. Leurs nombreux avantages incluent l'amélioration de la santé et du bien-être des individus, la contribution à leur autonomisation et gain de la confiance en soi, la promotion du développement de communautés et assurer une meilleure intégration sociale.

Pour cela, la majorité des pays possèdent des équipements et structures appropriés, permettant la formation de cadres sportifs, la pratique d'un sport de haut niveau et l'accueil de compétitions.

De ce fait les structures ou projet de sport ont des spécificités et des singularités propres à la forme, l'exploitation et l'usage de ce type de construction.

Généralement, chaque étude de projet nécessite un architecte et un ingénieur civil afin d'atteindre :

- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

Toute étude de projet d'un bâtiment, a pour but d'assurer la stabilité et la sécurité des structures en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres,...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...).

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 modifié 99 et RPA99 V 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier). Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

La ville de Maghnia devient jour après jour plus grande, et il y a une grande proportion de jeunes, c'est pourquoi la réalisation de nouvelles installations sportives est primordiale.

Dans ce cadre, nous avons procédé à la conception et étude d'une salle de sport, implantée dans une zone de faible sismicité, comportant des blocs en béton armé et une salle omnisport avec toiture en charpente métallique, qui n'est pas encore réalisée à MAGHNIA.

Problématique :

La ville de MAGHNIA présente un pôle d'attraction de la population par rapport aux autres communes de wilaya de TLEMCEN, et le manque d'équipements sportifs dans cette commune oblige à prévoir des projets sportifs pour les jeunes dans cette ville.

Quel type de structure peut enrichir la ville pour faire plaisir aux habitants de la région, précisément la catégorie jeune ?

Et comment fait l'étude de cette structure pour assurer les trois principes fondamentaux la sécurité, performance et le confort ?

Objectifs et finalités de l'étude:

Les objectifs de ce travail est résumé come ce suit :

- Associer les études architecturales avec le génie civil
- Créer un équipement flexible, rentable ouvert a à l'ensemble de la société jeune.
- Ramasse le vide des jeunes.
- Utilisation des différent matériaux dans la construction.

CHAPITRE I :
CONCEPTION ARCHITECTURALE

I.1.1.2 Historique de sport :²

La pratique de sport est apparait depuis l'antiquité alors qu'en l'an 4000 av. J.-C le sport se pratiquait déjà en Chine, en Égypte antique et même en perse antique tel que des compétitions de natation, pêche, lancer de javelot, saut en hauteur et de lutte libre , les arts martiaux jusqu'au 776 av J-C qu'on marque l'apparition des jeux olympiques pour la première fois à Olympie, (sud du Grèce) comme une fête organisé par le roi pour demander l'aide des dieux contre les ennemies et ça ce fait tous les quatre ans.

Malgré qu'ils aient interdit en 393 par l'ordre de l'empereur romain Théodose Ier, les sports ont continué à se développer progressivement ce qui a conduit à la naissance de plusieurs sports tel que le tir sportif, les sports de Ball, les courses cyclistes.

En 1896 les jeux olympiques sont apparait pour la deuxième fois à Athènes grâce au baron français Pierre de Coubertin avec la participation de 14 pays ce qui a poussé le mouvement des compétitions sportives vers la mondialité et encourage l'engagement au pratiques sportives tel qu'elles sont devenus plus populaire et a l'aide des medias le sport est devenu une activité professionnelle qui Génère l'argent au athlètes en participant à des compétitions et qui est en développement continuel jusqu'à nos jours.

a. Dans le Monde :

« L'émergence réelle du sport comme on le connait aujourd'hui date de la fin du XIXe siècle avec la création des clubs dans les collèges anglais. Les compétitions physiques deviennent alors institutionnalisées, démocratiquement organisées, aux règles unifiées et aux rencontres planifiées. La recherche de la performance par les temps chronométrés apparait. Le sport représente une contre-société, c'est-à-dire une image valorisée de la société de par ses valeurs. Les rencontres se déroulent dans des stades, sur des aires normées séparées de la vie courante et une pédagogie par le sport se développe. » Alors le sport a nos jours est soumis à des normes de hautes performances c'est pour ça on remarque que les équipements sportifs sont a des surfaces grandes ainsi qu'ils comportent le plus possible des nouvelles technologies et de confort. Ensuite ils sont accessibles pour tous.

b. En Algérie :

Le sport commence en Algérie avant l'Indépendance, dont il est pratiqué dans des associations et clubs locaux alors qu'après l'Indépendance l'Algérie a continué de développer les pratiques sportives à travers la projection des équipements sportifs guidés par des programmes et des organisations spécialisés.

c. En Maghnia :

La programmation d'équipements sportifs est d'une grande importance dans toute pensée urbaine. Maghnia possède (une piscine semi-olympique, deux terrains de football et salle omnisport.....)³, mais ce n'est pas suffisant par rapport aux attentes des jeunes en quête de sport.

²<http://lesdefinitions.fr/sport> , MAI 5 2021

³ POS de la zone nord-ouest Maghnia, wilaya de Tlemcen, P33

I.1.1.3 Types d'équipements sportifs :⁴

On distingue :

- Salles spécialisées :

Elles sont destinées à une seule activité sportive : par exemple certaines salles sont conçues pour la pratique exclusive du basket-ball.

- Salles omnisports :

Elles sont destinées à plusieurs activités sportives, une salle omnisport dépend essentiellement de diverses activités que l'on veut exercer au niveau pratique (compétition, entraînement, sport scolaire, initiation, détente....)

- Les piscines :

Les piscines sont des installations qui permettent : L'apprentissage, la natation, l'entraînement et la compétition. On distingue :

- ✓ Piscines en plein air
- ✓ Piscines couvertes
- ✓ Piscines mixtes
- ✓ Piscines à couvertures saisonnières.

I.2 Analyse des exemples :

Afin de planifier un projet de ce genre, il sera important d'analyser les exemples dans la rubrique et sur le site.

Les exemples sélectionnés sont internationaux car ils nous renseignent sur de nouveaux aspects de la conception architecturale et des programmes à l'échelle internationale. Compilé afin d'élaborer des recommandations à suivre lors de la conception d'un projet.

I.2.1 Analyse de l'exemple 01 : SALLE MULTI-SPORT PLAGE DES RAISINS⁵

I.2.1.1 Identification et description de projet :

Nom de projet : SALLE MULTI-SPORT PLAGE DES RAISINS

- Localisation : VILLE DE SAINT FRANCOIS, France
- Date de conception : 1985
- Date de livraison : 1994
- Surface : 2200 m²
- Gabarit : RDC
- Importance du projet : Territoriale
- Système de construction : Métallique
- Style : simple
- Hauteur aire d'évolution : 9 m
- Longueur aire d'évolution : 40 m
- Largeur aire d'évolution : 20 m
- Surface aire d'évolution : 800m²



**Fig.I.2 : Façade principale de la salle multisports
plage des raisins**
Source : (atelier13)

⁴ Haddem.M, Salle omnisport , mémoire Master ,université Tlemcen, p31

⁵ atelier13 [En ligne]. - 21 05 2021. - <https://www.atelier13-guadeloupe.fr/projets/concours/salle-de-sport-st-francois/>.

I.2.1.2 Implantation de projet

a .Situation de projet :

SALLE MULTI –SPORT situé au sud de France dans la ville de Saint François à proche de la plage de raisin dans la route principale qui mène à stade François-Xavier Durimel et le tennis municipal .

De plus L'équipement sportif Gymnase à Gymnase Et Boulodrome Des Raisins Clairs se trouve à proximité des quartiers.

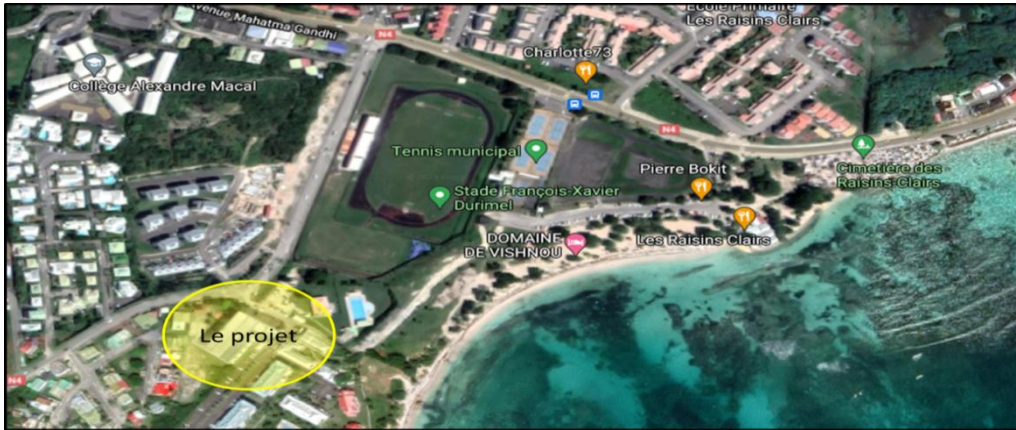


Fig.I.2 : Situation de la salle multisports plage des raisins

Source : modifié par auteur

b. Plan de masse :

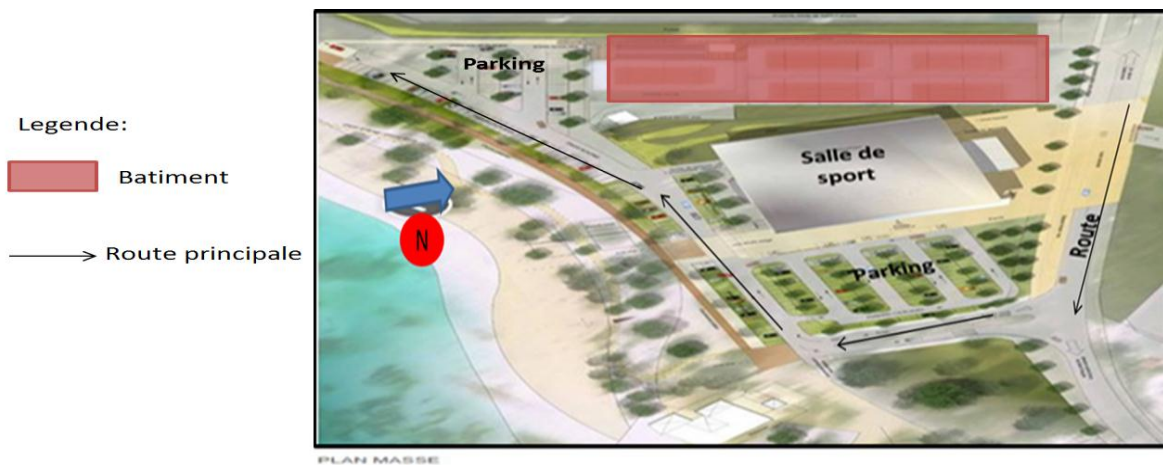


Fig.I.3 : Plan de masse de la salle multisports plage Des Raisins

Source : modifié par auteur

I.2.1.3 Analyse spatiale de la salle multisports plage des raisins :

a. Programme :

* Espaces d'accueil :

- Accueil Bureau
- Accueil Local Rangement

* Sanitaires et vestiaires :

- 2 Vestiaires Pour Les Sportifs
- 1 Vestiaires Pour Les Arbitres
- 2 Sanitaires Pour Sportifs et Publics (hommes / femmes)

*Activates sportive:

- Volley-Ball, Volley-Ball De Plage (Beach-Volley), Green-Volley
- Basket-Ball
- Handball, Mini Hand, Handball De Plage
- Badminton, Jeu De Volant
- Gymnastique Artistique

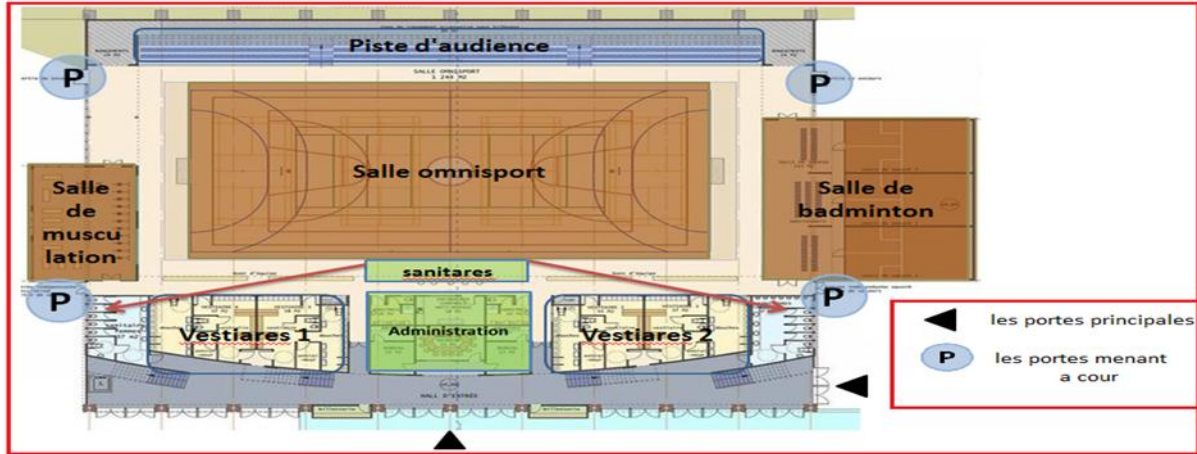


Fig.I.4 Analyse spatiale de la salle multisports plage Des raisins

Source : (atelier13)

b. Organigramme spatiale :

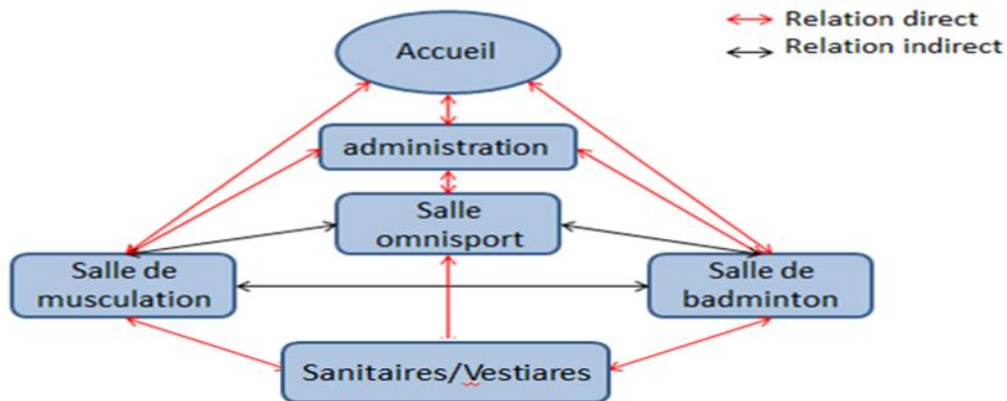


Fig.I.5 Analyse spatiale de la salle multisports plage des raisins

Source : modifie par auteur

I.2.1.4 Analyse des façades :

La construction de forme rectangulaire et la toiture de forme arc.



Fig.I.7 : Façade principale et façade intérieure de la salle multisports plage des raisins.

Source : (atelier13)

I.2.2 Analyse de l'exemple 02 : MAISON DE SPORT ET DES ASSOCIATIONS⁶

I.2.2.1 Identification et description de projet :

Nom de projet : Maison de sport et des associations

- Localisation : VILLE LOUVIERS, France
- Année de réalisation : 2019
- Surface : 1346 m²
- Gabarit : RDC
- Importance du projet : régional
- Type de construction : simple
- Système de construction : Béton



Fig. I.6 : Projet maison de sport et des associations

Source : (Archdaily)

I.2.2.2 Implantation de projet :

a .Situation de projet :

La Maison de sport et des associations se situe dans la ville louviers (commune en France) au milieu de l'école de maternelle publique Jacque Prevert et lycée les fontanelles à côté de judo club de louviers

Elle a été prise comme un centre de vaccination covid-19 dans la période de l'épidémie mondiale.

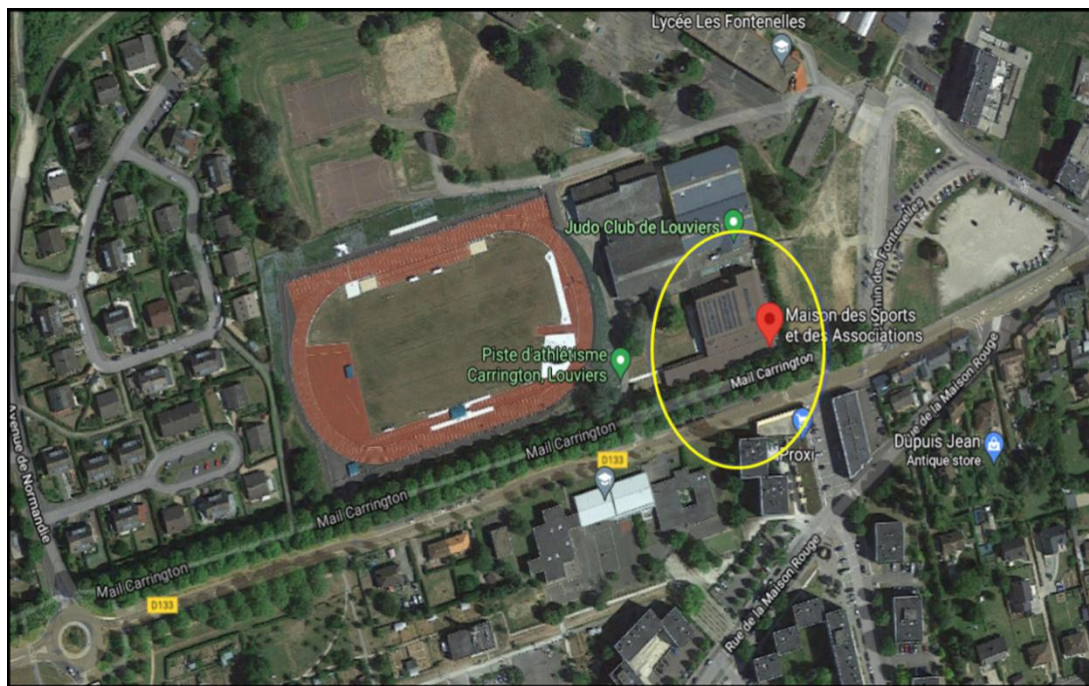


Fig.I.9 : Situation de maison de sport et des associations

Source : modifié par auteur

⁶ Sports Hall in Louviers, 21 05 2021, <https://www.archdaily.com>

b. plan de masse :

- Legende:**
- piste d'athlétisme carrington Louviers
 - Maison de sport
 - la Fartenelle de Louviers
 - Gymnase maxime marchand
 - entrée
 - ROUTE

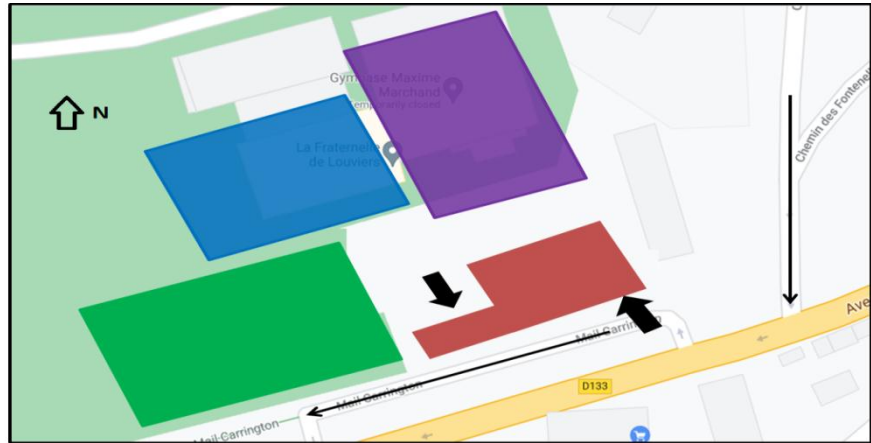


Fig.I.10 : Plan de masse de maison de sport et des associations
Source : modifié par auteur

I.2.2.3 Analyse spatiale de la maison de sport et des associations :

a. Programme :

*Espaces d'accueil :

- Accueil Bureau
- Couloir
- Salle de soins
- Sanitaires et vestiaires (Les Sportifs /Les Arbitres)
- Espace verre

*Activités sportive:

- Volley-Ball
- Basket-Ball
- Handball, Mini Hand, Handball De Plage.
- Badminton (hall couverte)
- salle de musculation

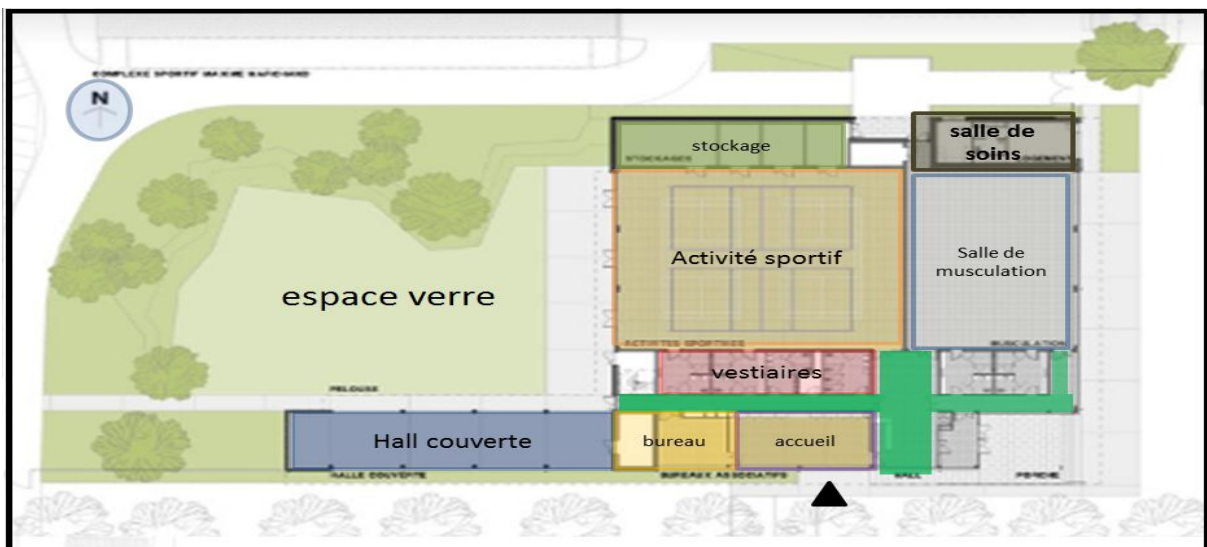


Fig.I.11: Analyse spatiale de Maison de sport et des associations
Source : modifié par auteur

I.2.2.4 Analyse des façades de maison de sport et des associations :

*La forme de cette salle de sport est triangulaire.



Fig.I.12 : Vue de façade et coupe transversale de maison de sport et des associations

Source : (Archidaily)

* Vues intérieurs extérieurs :



Fig.I.13 : Vue extérieur et intérieure de maison de sport et des associations

Source : (Archidaily)

I.2.3 Analyse de l'exemple 03 : Salle de sport Halle aux fleurs, Lyon⁷

I.2.3.1 Identification et description de projet :

Nom de projet : Salle de sport Halle aux fleurs, Lyon

- Localisation : Lyon, France
- Maîtrise d'œuvre : Atelier Didier Dalmas Architectes Associés.
- Date de livraison : 2017
- Surface : 1168 m²
- Gabarit : R+1
- Importance du projet : Territoriale
- Système de construction : Béton
- Style : Moderne



Fig.I.14 : Façade principale de la salle de sport halle de fleurs

Source : (amc-archi)

⁷Salle de sport Halle aux fleurs, 21 05 2021, <https://www.amc-archi.com>

I.2.3.2 Implantation de projet :

a .Situation de projet :

Salle de sport Halle à la fleur située dans le quart sud-est de la France, proche du centre-ville de Lyon entre deux rivières (Rhône et Saône), situé dans le “ quartier du marché ” du projet urbain Confluence.

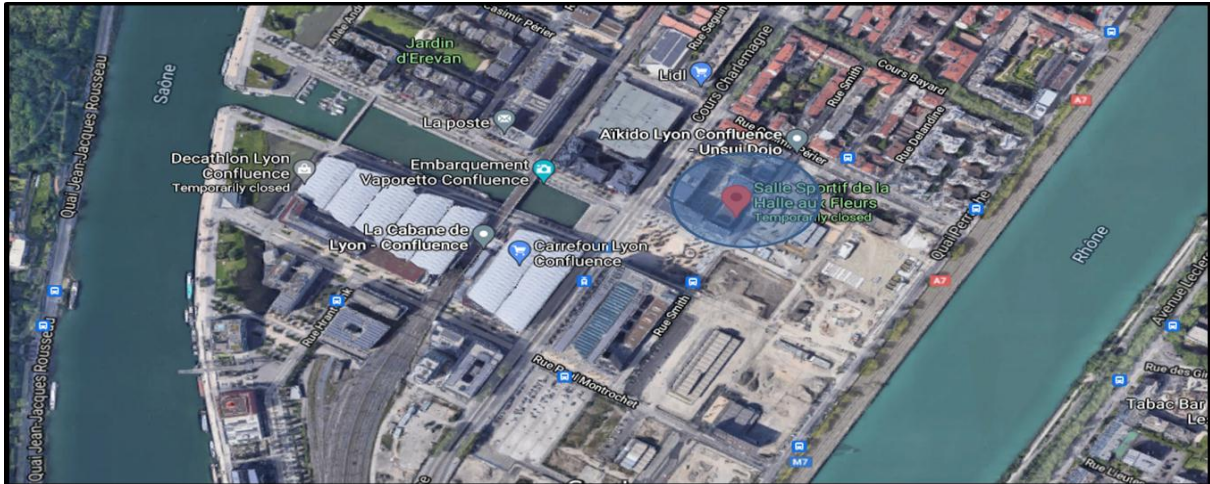


Fig.I.15 : Situation de la salle de sport Halle de fleurs

Source : modifié par auteur

b. plan de masse :



Fig.I.16 : Plan de masse de la salle de sport Halle de fleurs

Source : modifié par auteur

I.2.3.3 Analyse spatiale de la maison de sport et des associations :

a. Programme :

*RDC :

- Activâtes sportive: Dojo
- Vestiaires / sanitaires (Hommes, Femmes)
- Rangements et bureaux annexes
- Cuisine
- Terrasse externe

* 1 ère étage :

- Activâtes sportive: Salle de danse
- Vestiaires / sanitaires (Hommes, Femmes)
- Rangements et bureaux annexes

legende

- BG bureau gardiene
- B bureau Enseignant
- L locale
- R Rangement
- ASC (gaz ,l'eau ...)
- S/
H sanitaires Hommes
- S/
F sanitaires Femmes
- D/H douches Hommes
- D/F douches Femmes
- circulation en cour
- entrée

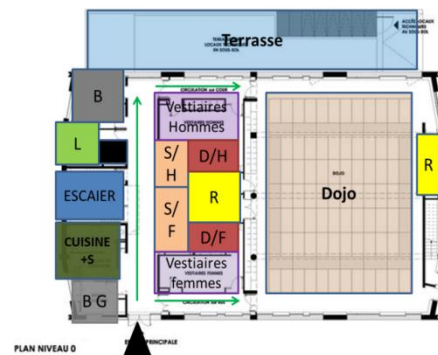


Fig.I.17 : Analyse spatiale de niveau 0 de cette selle

Source : modifie par auteur

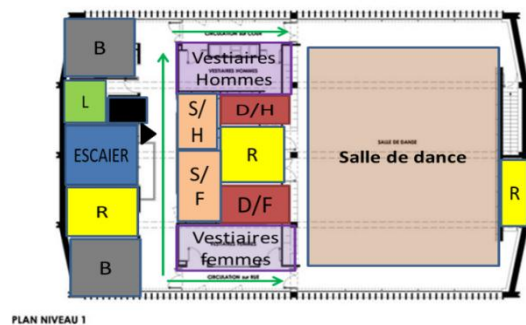


Fig.I.18: Analyse spatiale de niveau 1 de cette selle

Source : modifie par auteur

I.2.3.4 Analyse des façades de la salle de sport Halle de fleurs :

La forme de ce projet est rectangulaire et simple.



Fig.I.19 : Façade de salle de sport Halle de fleurs

Source : (amc-archi)

***Vues intérieures :**



Fig.I.20: dojo en RDC (vue intérieurs)

Source : (amc-archi)



**Fig.I.21 : Salle de danse en 1ère étage
(vue intérieurs)**

Source : (amc-archi)



Fig.I.22 : Coupe longitudinale de salle de sport halle de fleurs

Source : (amc-archi)



Fig.I.23 : Photo montrant le Dojo

Source : (www.freepik.com)

I.2.4 Analyse de l'exemple 04 : Centre sportif Neumatt⁸

I.2.4.1 Identification et description de projet :

Nom de projet : Centre sportif /Neumatt

- Localisation : Strengebach, Suisse
- Maîtrise d'œuvre : Evolution Design
- Date de livraison : 2015
- Surface : 4100 m² dont 2300 m² sol
- Gabarit : R+1
- Importance du projet : Territoriale
- Système de construction : Béton
- Style : Moderne



Fig.I.24 : Façade principale du centre neumatt

Source : (archidaily)

I.2.4.2 Implantation de projet :

a .Situation de projet :

Situé à Strengebach, un village à environ 38 kilomètres de Zurich, dont on trouve dans son environnement immédiat des magasins d'enfants, crèche et même une école primaire le bâtiment est conçu pour répondre aux besoins sportifs internationaux. Mais loin d'être simplement fonctionnel. Il est aussi conçu à l'échelle de son village dont il peut accueillir un petit nombre de visiteurs ou adhérents.

⁸Centre sportif , suisse , 25 05 2021 <https://www.archdaily.com>



Fig.I.25 : Situation du centre Neumatt
Source : modifié par auteur

b. plan de masse :

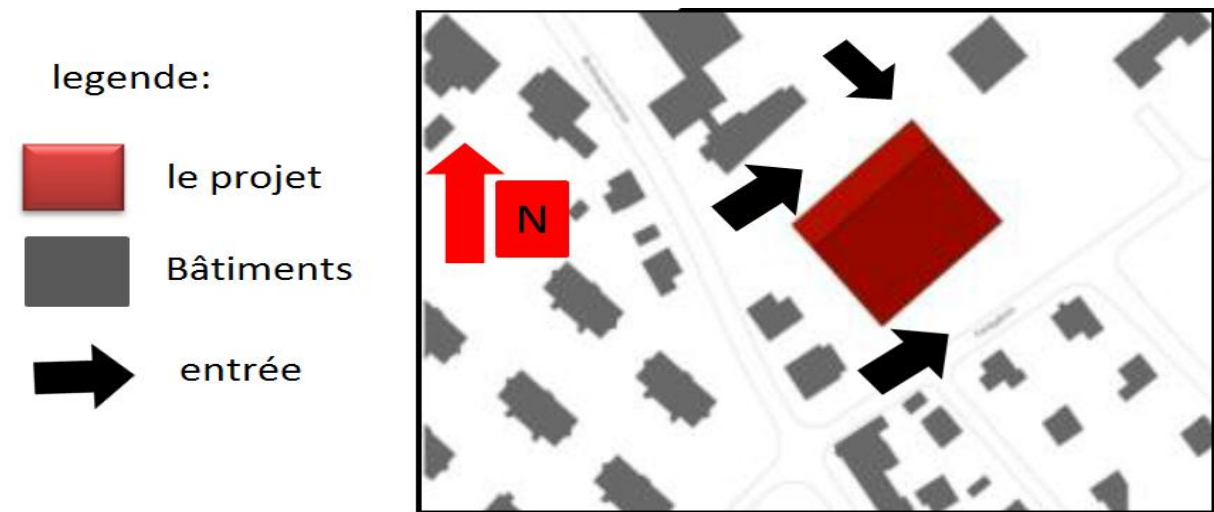


Fig.I.26 : Plan de masse du centre Neumatt
Source : modifié par auteur

I.2.4.3 Analyse spatiale de la maison de sport et des associations :

Le bâtiment est conçu pour répondre aux besoins sportifs internationaux mais loin d'être simplement fonctionnel Neumatt est une salle de sport de 2 300 mètres carrés, à 3 terrains.

***Programme :**

- Hall d'accueil
- Hall de sport multifonctionnel (3000 m²)
- Galerie des visiteurs
- Vestiaires (2 personnel ,6 public)
- 5 Sanitaires
- 3 Salle de stockage (dépôt)
- Cafète
- Terrasse verte
- Parking

Légende :

- Espace d'accueil/ administration
- Hall sportif
- Sanitaires
- Vestiaires personnel
- Vestiaires Dépôt
- Terrasse (Espace de détente extérieur)
- Accès principal
- Issue de secours



Fig.I.27 : Plan RDC du centre Neumatt

Source : modifié par auteur

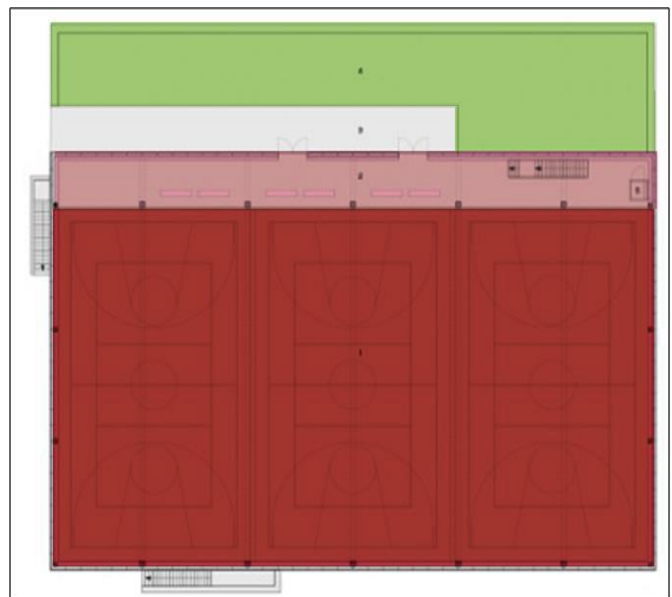


Fig.I.28 : Plan 1 ère étage du centre neumatt

Source : modifié par auteur

I.2.4.4 Analyse des façades :

Le volume est simple d'ont on voit La volumétrie est d'une base rectangulaire simple, composé de deux parallélépipèdes qui sont superposés.



Fig.I.29 : Façade principale du centre neumatt

Source : (archidaily)



Fig.I.30 : Façade latérale du centre neumatt

Source : (archidaily)

*** Vues intérieurs :**

Une fois rentré au centre sportif de Neumatt, la première chose à remarquer est son énergie et son dynamisme. Cela vient non seulement des enfants qui jouent au basket dans un espace inondé de lumière naturelle, mais aussi du sol et des murs vert vif, qui mènent à de grandes fenêtres qui reflètent le bleu du ciel et aux portes colorées des vestiaires, peintes dans des tons arc-en-ciel de jaune, rouge, orange et bleu.



Fig.I.31 : Hall d'accueil du centre neumatt



Fig.I.32: Couloir menant vers les vestiaires du centre neumatt





Fig.I.33 : Hall multisports du centre neumatt

Fig.I.34 : Vue sur couloir de hall sportif

I.2.5 Tableaux récapitulatifs :

Tableau I.1. Tableau comparatif des exemples choisis.

Source : auteur

Projet	SALLE MULTI-SPORT PLAGE DES RAISINS	Maison de sport et des associations	Salle de sport Halle aux fleurs	Centre sportif Neumatt
Illustration				
Situation	SAINT FRANCOIS, France	LOUVIERS, France	Lyon, France	Strengelbach, Suisse
Surface	2200 m ²	1346 m ²	1168 m ²	4100 m ²
Système de construction	Métallique	Béton	Béton	Béton
Gabarit	RDC	RDC	R+1	R+1
Forme	Rectangle + Arc	Triangle	Rectangle	Rectangle simple (parallélépipèdes)
Style	Simple	Simple	Moderne	Moderne

<p>synthèse</p>	<p>*La simplicité de conception et de minimalisme des éléments décoratifs accentue le côté esthétique de ce projet.</p> <p>*Utilisation de la charpente métallique qui permet de grands portés et rapide à mise en œuvre et facile à la modification ou démontées.</p> <p>*Le traitement de façades est simple avec un vitrage simple</p> <p>*L'acier à une résistance mécanique élevée Il ne se déforme pas avec le temps.</p> <p>*Utilisation de toiture de la forme arc permettent de limiter le nombre de poteaux au sol .</p>	<p>*Utilisation des matériaux économique (solution bois-béton optimisée) et rapide à mise en œuvre.</p> <p>*La simplicité de conception externe avec décoration interne en bois.</p> <p>*Disponibilité d'une salle de soins en cas d'accident.</p> <p>*Des grands vitrages aux toitures pour assurer la pénétration de la lumière.</p>	<p>*L'utilisation de la toiture plate.</p> <p>*Conception moderne avec des étages et décoration interne en bois.</p> <p>*Salle de sport mixte (Hommes/Femmes).</p> <p>*La présence d'une cuisine pour préparer les repas des utilisateurs (sportifs, travailleurs.....)</p> <p>*Des grands vitrages à deux niveaux pour assurer l'éclairage et l'aération</p>	<p>*Salle de sport populaire (Hommes /Femmes/adolescent/enfants...).</p> <p>*Conception et Décoration moderne (plusieurs couleurs de la peinture des murs interne).</p> <p>*Isolation thermique et phonique.</p> <p>*Double vitrages au niveau de façade pour l'éclairage naturel.</p> <p>*La présence d'une cafétéria pour répondre aux besoins des utilisateurs.</p> <p>*Disponibilité d'issue de secours en cas d'incendie.</p>
------------------------	--	--	---	--

I.2.6 Conclusion des exemples :

On a retenu un ensemble de critères qui doivent être respectés dans la conception d'une salle de sport:

- Inclure plusieurs types de sport populaire pour tous groupes d'âge.
- L'utilisation de différents matériaux pour la construction et la décoration (béton, acier, bois ...).
- Une bonne orientation d'espace avec une séparation entre eux (personnel/public), (filles/garçons).
- Des grands vitrages pour assurer l'éclairage et l'aération.

I.3. Approche de Terrain

L'élaboration d'un grand projet architectural nécessite au préalable une bonne connaissance du contexte dans lequel il s'inscrit, de ses composantes naturelles (climatiques et géotechniques), de ses composantes physiques et géomorphologiques, les équipements d'envergure, l'état du bâti et aussi les orientations effectuées dans le même cadre.

I.3.1 analyse urbain:

I.3.1.1 Présentation de la commune MAGHNIA (wilaya de Tlemcen) :⁹

La commune de MAGHNIA se situe à l'extrême Nord-Ouest de l'Algérie, dans la wilaya de Tlemcen. La ville de MAGHNIA est située 580 km à l'ouest d'Alger, 39 km de Tlemcen, à 137 km au Sud-ouest d'Oran, à 30 km au sud de la ville portuaire de GHAZAOUET et à 20 km à l'Est d'OUIDJA (MAROC).

La commune s'étend sur une superficie totale de 29 000 ha et se délimite :

- Au Nord et à l'Est par la commune de BOUGHRARA et les massifs des TRARAS qui l'isolent de la Mer Méditerranée.
- Au Sud par la commune de BENI-BOUSSAID et par les contreforts des monts de TLEMCCEN.
- A l'Ouest et Sud-ouest par le Maroc.

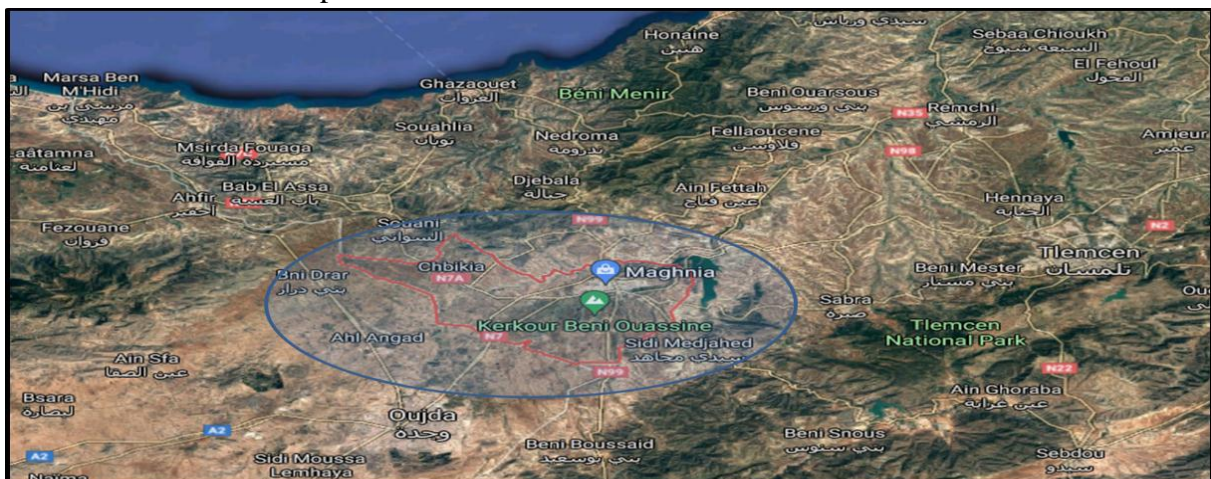


Fig.I.35 : situation de la commune Maghnia

(Source : modifier par auteur)

I.3.1.2 L'état de fais de la commune de Maghnia :¹⁰

La commune de Maghnia manque d'équipement sportif. À l'aide de la carte « PDAU », nous avons déterminé :

- 2 Stades de Foot.
- 1 piscine semi olympique.

⁹ POS de la zone Nord-ouest Maghnia, P06

¹⁰ PDAU : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme .Maghnia

- 1 salle omnisport
- 1 centre de loisir .

I.3.1.3 Climatologie de la commune Maghnia:¹¹

- **La température :**

La saison chaude dure 3 mois, du mois de juin jusqu'au mois d'Aout avec une température maximale quotidienne moyenne supérieure à 35°.

La saison fraiche dure 4 mois, du novembre jusqu'au mois de février avec une température quotidienne maximale inférieure à 20°.

- **L'humidité :**

Maghnia connait une variation saisonnière de l'humidité perçue. La période la plus lourde de l'année dure 3 mois, de février jusqu'au mois d'Avril.

- **Les vents dominants :**

Sont comme suit :

N : pendant le mois d'Aout.

NE : pendant le mois de Juin.

SE : pendant le mois de Juillet.

NO : pendant 5 mois (Mars, Avril, Mai, Septembre, Octobre).

SO : pendant 4 mois, à partir de Novembre jusqu'au Février.

I.3.1.4 L'évolution démographique de la commune :

L'évolution de la population dans la commune de Maghnia est représentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.2:Évolution de population de Maghnia

(Source :la Mairie Maghnia).

Commune	Population 1998	Population 2008	Population 2020
MAGHНИЯ	96 302	114 633	139000

Le pourcentage de jeunes dans cette ville est de 70%. Et à partir de là le nombre de jeunes : 97300(Hommes / Femmes).

Remarque : La population jeune est élevée dans cette commune. C'est ce qui nous fait penser à créer des centres sportifs pour les jeunes.

¹¹ POS de la zone Nord-ouest Maghnia, P06

I.3.2-Analyse du site d'intervention :

I.3.2.1 Présentation de l'assiette d'intervention :

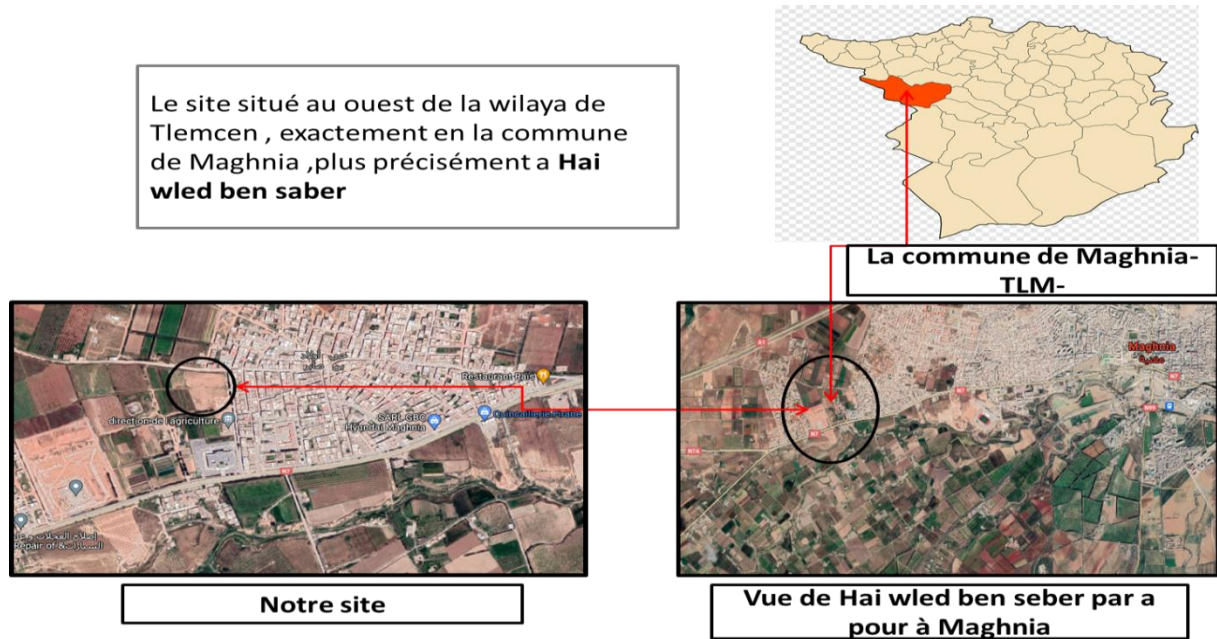


Fig.I.36 : photo Présentation de l'assiette d'intervention
(Source : Google Maps)

I.3.2.2 Situation du terrain intervention :

- notre terrain situé a wilaya de Tlemcen commune de Maghnia (wled ben saber)
- *superficie de 22500 m²
- *forme régulier (2 façade)
- *longueur = 150m
- *largeur = 150m

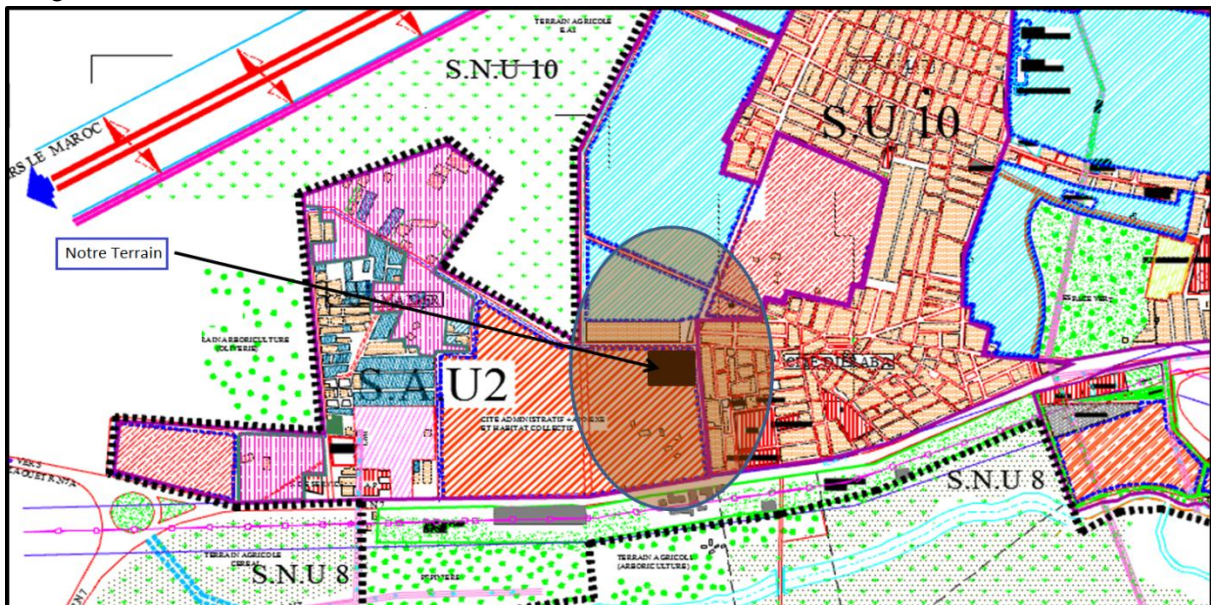


Fig.I.37 : Notre Terrain en Maghnia
Source :(PDAU Maghnia)



Fig.I.38 : vue de Notre Terrain
(Source : auteur)

I.3.2.3- Les points de repère (analyse paysagère) :

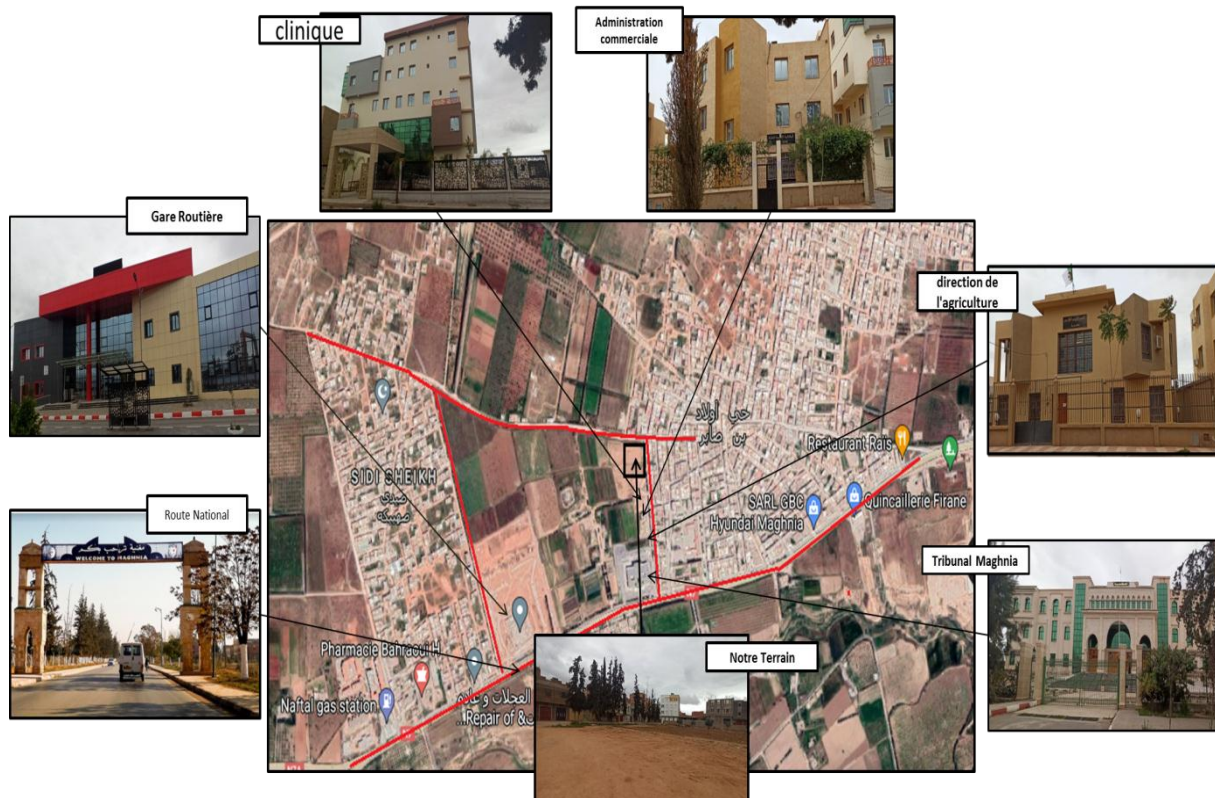


Fig.I.39 : Les points de repère de Terrain
Source :(auteur)

I.3.2.4 Analyse technique:

➤ a . Accessibilité :

*Terrain accessible 2 routes (Une route goudronnée et Une route non goudronnée).

*existe des arbres dans le trottoir.

*les limites de Terrain :

-Nord : des maisons.

-Sud : Clinique El Andaloussi.

-L'est : des maisons.

-L'ouest : Terrain (Habitat collectif).



Fig.I.40 : Plan de masse de Terrain

Source :(modifier par auteur)

➤ b. servitude :

Le terrain est alimenté par les différents réseaux (électricité, eau, gaz, internet...).

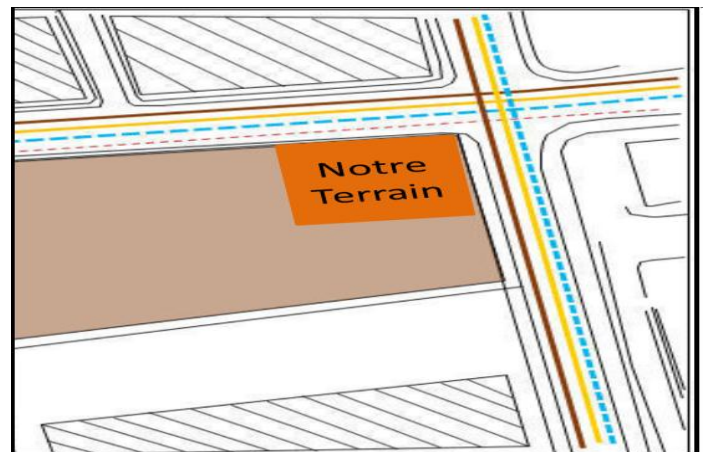
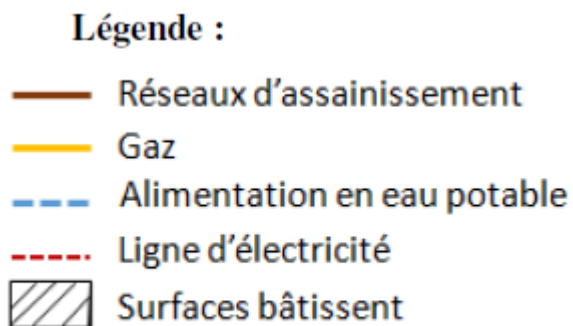


Fig.I.41 : Voiries et réseaux divers

Source : (modifier par auteur)

➤ c. Les nuisances:

Légende :

- Terrain d'implantation
- Nuisance de route
- Nuisance faible
- Nuisance moyenne
- Nuisance forte

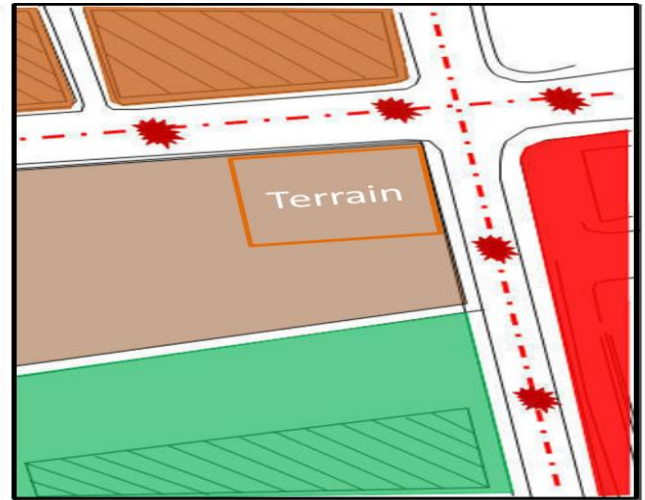


Fig.I.42 : Carte des nuisances.
Source : (modifier par auteur)

Remarque : la nuisance de Notre Terrain est moyenne.

I.3.2.5 Analyse physique :

a- La Typo morphologie du terrain :

➤ La forme du terrain et dimensions :

Le terrain est de forme régulière carré..

*longueur = 150m

*largeur =150m

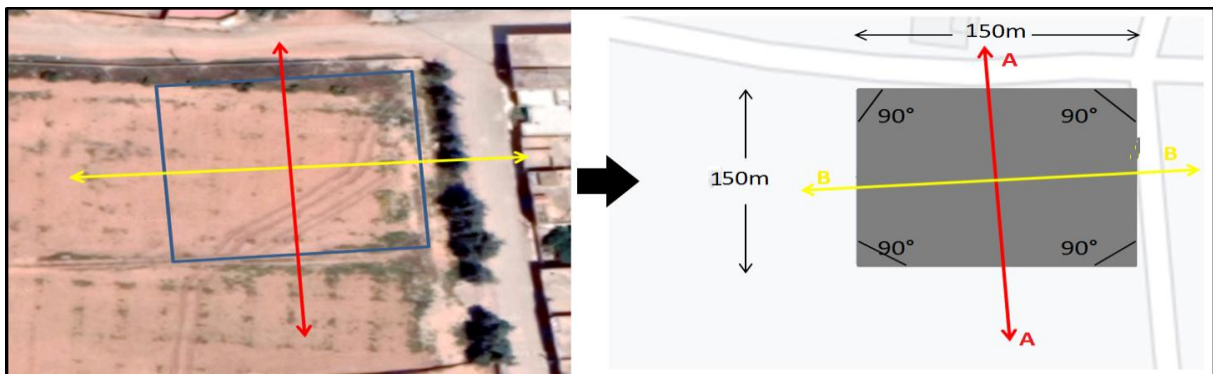


Fig.I.43 : La morphologie du terrain
Source : modifier par auteur

➤ **Les pentes du terrain :**

La pente topographique est l'inclinaison du terrain étudié entre deux points donc de son Angle vis-à-vis de l'horizontale. C'est donc le rapport entre la différence d'altitudes entre les deux points et la distance horizontale, cartographique, entre ces deux points.

Coupe A-A : la pente est 0.01 %



Fig.I.44 : La coupe A-A du terrain.

Source : Google Earth (Auteur)

Coupe B-B : la pente est 0.01 %



Fig.I.45 : La coupe B-B du terrain.

Source : Google Earth (Auteur)

Remarque : la pente de Terrain est négligée, donc le Terrain est plat.

I.3.2.6-Analyse fonctionnelle :

- **Etats des hauteurs :**

On remarque que le gabarit autour de la zone varie entre R+1 et R+4

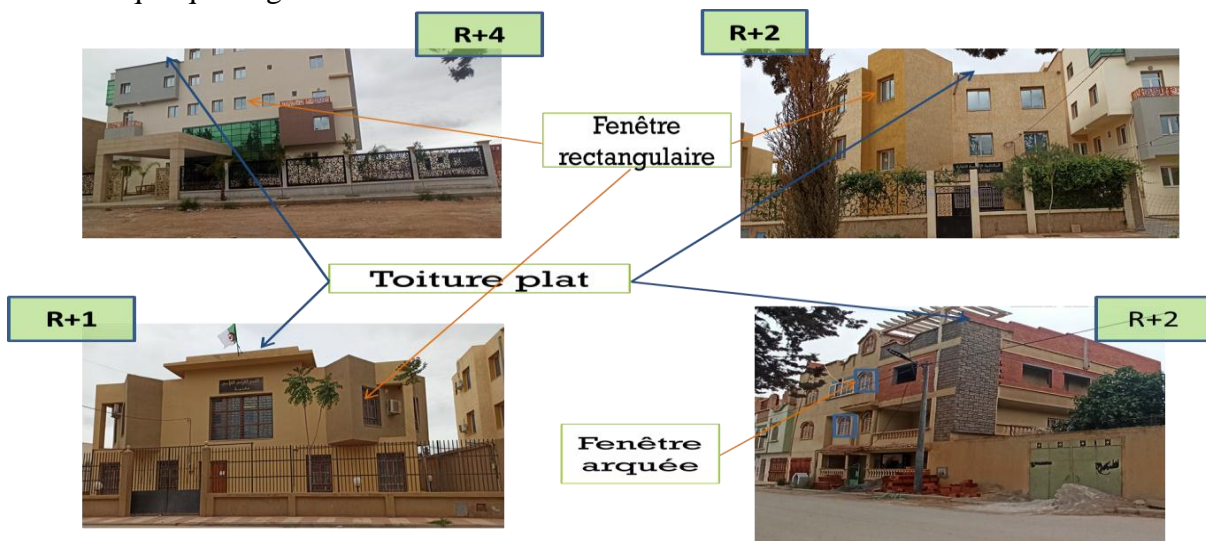


Fig.I.46: Analyse des hauteurs et des fenêtres

Source : par auteur

- **Les gabarits, façades et toitures :**

- La structure : Structures à ossatures (Poteaux, poutres)
- Matériaux utilisés : béton armé, acier, verre ...
- Couleurs dominantes : marron, jaune, blanc, verre...
- Types d'ouvertures : Carrées, rectangle, arcs, murs rideau ...

I.3.3 Synthèse :

Point fort	Point faible
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Une surface adaptable. ➤ Situation stratégique. ➤ Bonne accessibilité. ➤ Bonne visibilité. ➤ Proximité des équipements (gare routière, les directions). ➤ Moyen de transport ➤ Le terrain facilement localisable. ➤ Topographie de terrain faible pente 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Le terrain dans nouveau quartier Dans la région. ➤ Le non centralité du quartier.

I.3.4 Conclusion Approche de terrain :

La commune de Maghnia est considérée comme le centre le plus important de l'extrême ouest de l'Algérie, est comme meilleur endroit d'installation du projet dans la wilaya de Tlemcen parce que MAGHNIA c'est une zone frontalière.

Cette analyse nous a permis de récolter les données fondamentales qui nous permettront d'intégrer un projet d'une salle de sport dans le site.

I.4 Approche programmatique :

I.4.1 introduction :

Un équipement sportif peut être considéré comme une réussite lorsqu'il est en adéquation avec les attentes des usagers. Le résultat dépend de la pertinence des fonctions qui lui ont été assignées, puis de la manière dont il est rempli, c'est-à-dire de la qualité de sa programmation et de sa conception.

Selon Bernard Tsunami : « le programme est un moment en amont du projet, c'est une information obligatoire à partir de laquelle l'architecture va pouvoir exister... c'est un point de départ, mais aussi une phase préparatoire ».

I.4.2 Elaboration de programmes :

*Le programme est un outil indispensable, servant de base pour la formulation des intentions qui nous disposent à la formation du projet.

Les questions que pose le programmeur se résument à :

-QUI ? :

- Les différents types d'usagers. (Enfants, jeunes, adolescents...)

-POUR QUOI ? :

- Les différentes activités proposées par rapports a la vocation de site. (jouer, reposer, entraînement)

- COMMENT ? :

- Les caractéristiques spécifiques des différentes activités.

I.4.2.1 les usages:

		besoins	Espace
Usages	Enfants Adolescents Jeunes	Jouer Se Reposer S'Exercer Se Former	Salle omnisport Espace de consommations Salle de musculation Terrain combinée
	Enseignants Entertainers	Entrainé Se Former Se Repose, guider, jouer	Bureau Espace de stockage Espace vert Espace administratif
	Administrator Et gestionnaire	Controller Organiser	

I.4.2.2 Les fonctions:

Une salle de sports est destinée à la jeunesse de la société pour occuper leur passe-temps positifs qui sera bénéfice pour leur santé physique et morale.

D'après les exemples thématiques traité et les besoins des différents usagers et utilisateurs nous avant pu dégager les principales fonctions de notre projet.

I.4.2.2.1 les fonctions principales:

Formation physique, formation sportif, compétition, jeux, exercice.

I.4.2.2.2 les fonctions secondaires :

Restauration, stationnement, sanitaire, commerce, Administration.

I.4.3 Programme de fonction :

On a 8 fonctions entre principale et secondaire

Tab I.3 tableau programme de fonction

Fonction	Espace
Accueil et réception	Espace d'accueil et réception
Administration	Espace administratif
Consolation et soins	Bureaux de soins
Consommation	Restaurant/café
Remise en forme	Salle de musculation, salle pour arts martiaux
Technique	Locaux technique
Loisirs	Espace en plain air /salle de jeux
Stationnement	Parking

I.4.4.organigramme fonctionnel :

L'accueil est au milieu de tous les fonctionnements.

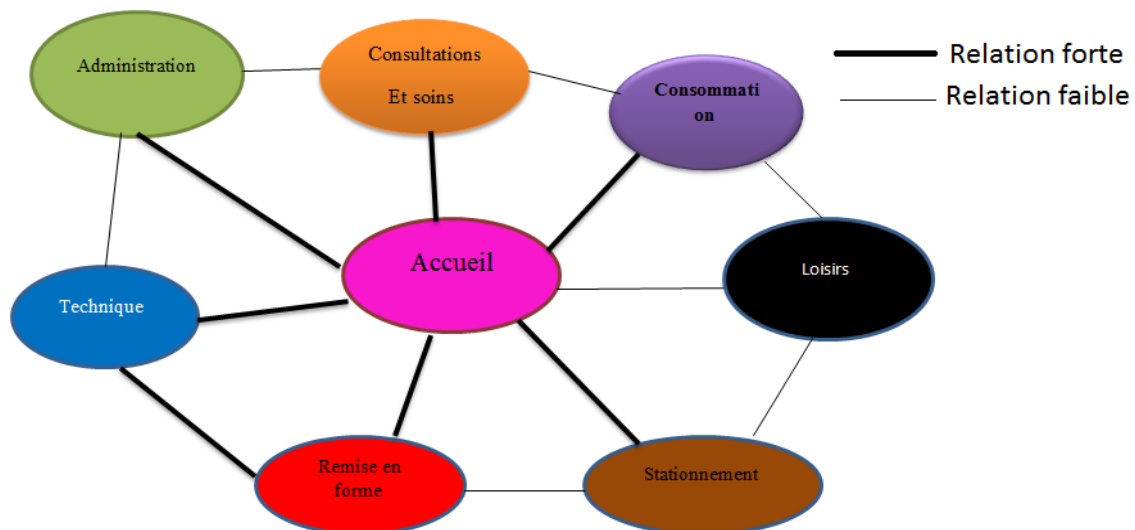
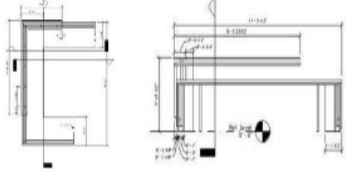
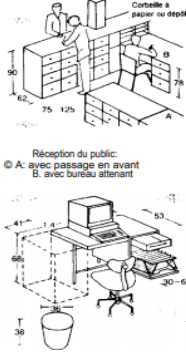
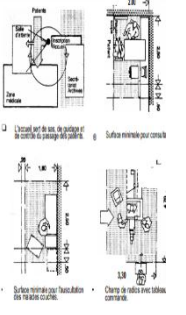
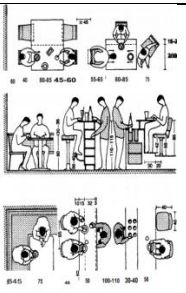
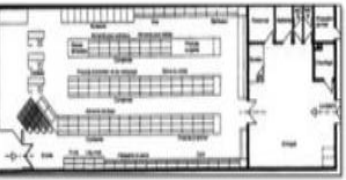


Fig.I.47 : organigramme fonctionnel

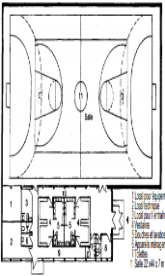
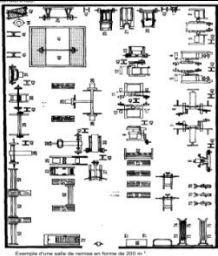
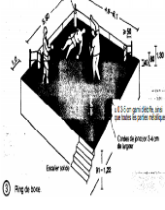

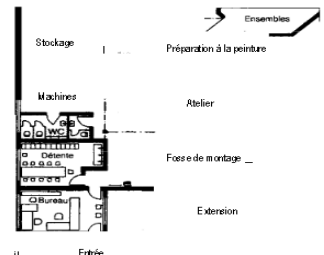
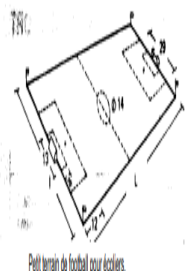
Source : auteur

I.4.5 programme de base :¹²

Tab I.4 : Tableau programme de base
Source : modifier par auteur

Fonction		Espace	Nombre	Surface (m ²)	
Accueil et réception		-hall d'accueil -réception -sanitaires -poste de sécurité -circulation	1 1 1 1	75 30 10 25 20%	
administration		-bureau du directeur -secrétariat -bureau de gestion -salle de réunions -salle d'archives -salle d'attente -sanitaires -circulation	1 1 1 1 1 1 1	30 20 20 45 15 10 10 20%	
Consultation et soins		-salle d'attente -salle de consultation -infirmerie -salle anti-dopage -pharmacie -bureau -sanitaires -circulation	1 1 1 1 1 1 1	15 20 20 15 15 15 10 20%	
Restauration sportif		-espace de consommation -espace de préparation -vestiaires -espace de stockage -circulation	1 1 2 1	150 100 9 15 20%	
Commerce et services		-Musala -articles de sport/ autres	2 4	30 20	

¹² Dunod, NEUFERT, Paris, 1996, pour la 7e édition française. P430-438

Sport en salles	Salle Omni sport (basket-volley-hand)	-espace Omni sport(hand-volley-basket) -bande sécurité tout autour 4 m -gradins 150 personnes -vestiaires -douches/sanitaires -salle de stockage -bureau	44*25 2 2 1 1	1100 150 25 30 40 15	
	Salle de musculation	-salle 20*15 -salle de stockage -vestiaires -douche/sanitaires -bureau	1 1 2 2 1	300 30 15 15 15	
	Salle de boxe	-salle -salle de stockage -vestiaires -douches/ sanitaires -bureau -circulation		40 15 15 15 15	
	Salle pour arts martiaux	-salle -salle de stockage -vestiaires -douche/sanitaires -bureau -circulation		40 15 15 15 15	
Loucaux techniques		-chaufferie -poste transformateurs/groupe électrique -atelier factotum -dépôt factotum		25 35 30 30	 Exemple d'un atelier de peinture. Rez-de-chaussée.
	Terrain combinée	-terrain combinée -bande de sécurité 2m -gradins 150 personnes -vestiaires sportif 20 p -vestiaires coach -salle de stockage -sanitaires	1 1 1 4 3 3 4	1100 280 150 25 10 40 25	 Petit terrain de football pour écoles.

	Terrain de tennis	-terrain synthétique 8*16 -bande de sécurité 2 m	2	128 100	
	Piste de velo/skate randonne			240 100	
parking		2.5*5	120	1500	

I.4.6. Les disciplines sportives envisagées pour le projet:

- ♣ Les sports de balle : handball, basket-ball, volley-ball, tennis et tennis de table.
- ♣ Les sports de combats : karaté, judo, boxe.
- ♣ Autres disciplines : la musculation, fitness.

I.4.6.1. Le handball:

Le **handball** est un sport collectif joué à la main où deux équipes de sept joueurs s'affrontent avec un ballon en respectant plusieurs règles sur un terrain rectangulaire de dimensions 40 m par 20 m, séparé en deux camps.

Aire de jeux (m²)	40*20
Dégagement (m)	1m au min le long 2m au min derrière les lignes de but.
Surface totale (m²)	44*22
Nature du terrain	Le sol doit permettre une évaluation normale des joueurs, et un rebond régulier des ballons.

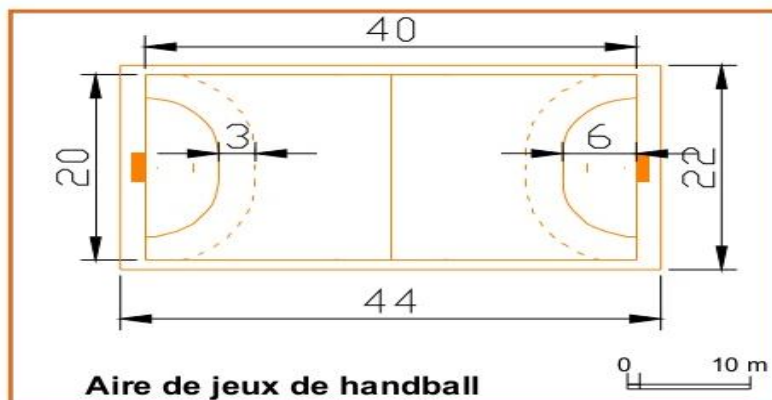


Fig.I.48 : dimensions d'un terrain de handball

Source : Norme Terrain



Fig.I.49 : tracé d'un terrain de handball

Source : <https://www.lessportives.fr>

I.4.6.2.Le basketball:

Le basketball est un sport où compètent deux équipes de cinq joueurs chacune. Ils doivent manipuler le ballon avec les mains. L'objectif est d'introduire le ballon dans l'arceau du panier de l'équipe adverse, qui se trouve à 3,05 mètres de hauteur.

Aire de jeux (m²)	15*28
Dégagement (m)	2m au min le long et 2m au min derrière les lignes de but .
Surface totale (m²)	17*32
Nature du terrain	Le sol doit permettre une évaluation normale des joueurs , et un rebond régulier des ballons.

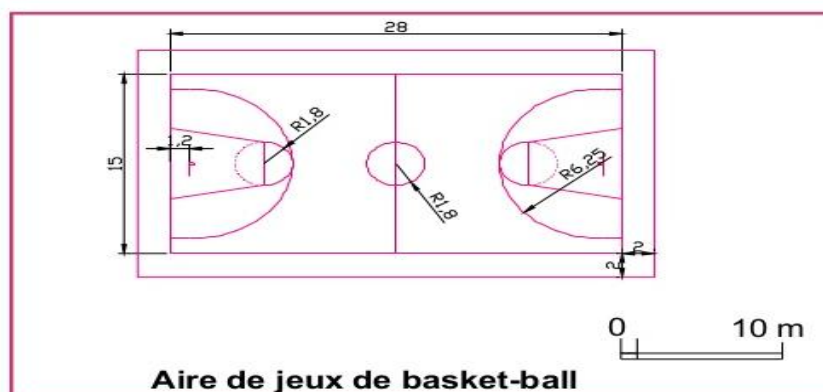


Fig.I.50: dimensions d'un terrain de basketball

Source : Norme terrain de sport



Fig.I.51: Figure tracé d'un terrain de basket –Ball

Source : <https://fr.integralspor.com>

I.4.6.3. Le volley-balls

Le volley-balls est un sport collectif mettant en jeu deux équipes de 6 joueurs séparés par un filet, qui s'affrontent avec un ballon sur un terrain rectangulaire de 18 mètres de long sur 9 mètres de large..

Aire de jeux (m²)	18*9
Dégagement (m)	8 m au min le long et 5 m en largeur.
Surface totale (m²)	34*19
Nature du terrain	Le sol doit permettre une évaluation normale des joueurs , et un rebond régulier des ballons.

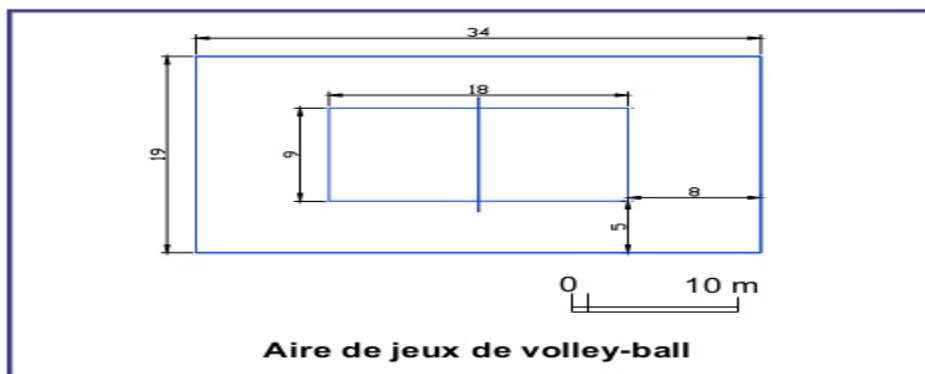


Fig.I.52 : dimensions d'un terrain de volley-ball

Source : Norme terrain de sport



Fig.I.53 : Figure trace d'un terrain de volley ball

Source : <http://fr.sol-sportif.com>

I.4.6.4. Boxe:

Est un sport de combat pratiqué depuis le XVIII siècle à un contre un, qui recourt à **des frappes** de percussion à l'aide de gants matelassés. Les autres boxes ancestrales notamment utilisant conjointement les frappes de poings, pieds et projections (savate-boxe française et pratiques orientales) ont vu leur émergence sportive quelques décennies plus tard.

Dimension de ring (m)	4.9*4.9 à 6.1*6.1 (5.1*5.1 le plus caurant)
Dégagement (m)	1m au min le long et 1m au min en largeur.
Surface totale (m²)	56.25
Hauteur de salle (m)	4m



Fig.I.54 : photo dépiste de boxe

Source : <https://arabic.alibaba.com>

I.4.6.5 .Tennis

Le **tennis** est un **sport** de raquette qui oppose soit deux joueurs (on parle alors de jeu en simple) soit quatre joueurs qui forment deux équipes de deux (on parle alors de jeu en double). Les joueurs utilisent une raquette cordée verticalement et horizontalement (en tamis) à une tension variant avec la puissance ou l'effet que l'on veut obtenir.

:Dimensions d'un terrain de tennis

-) Aire de jeux (m²)
-) Dégagement (m)
-) Surface totale (m²)
- Nature de terrain

x10.97 23.77
m au min le long et 4.515 m au min en largeur 8.115
x 17 = 578 m² 34
 .Plane en tout point afin d'assurer un rebond régulier des balles
 Non glissante

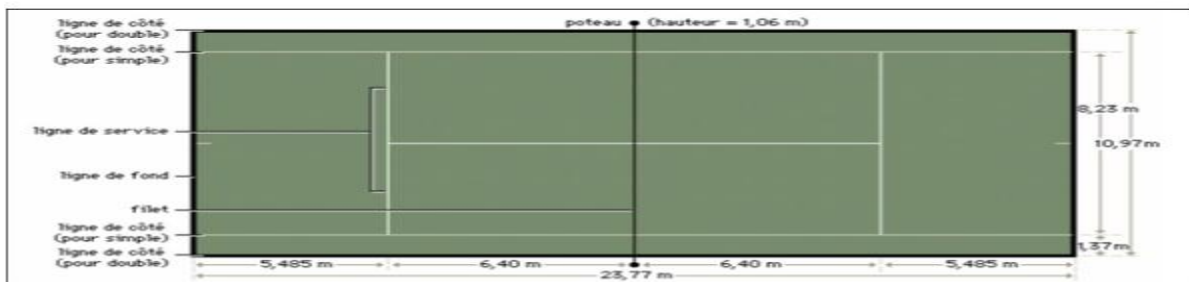


Fig.I.55 : dimensions d'un terrain de Tennis

Source : Norme terrain de sport

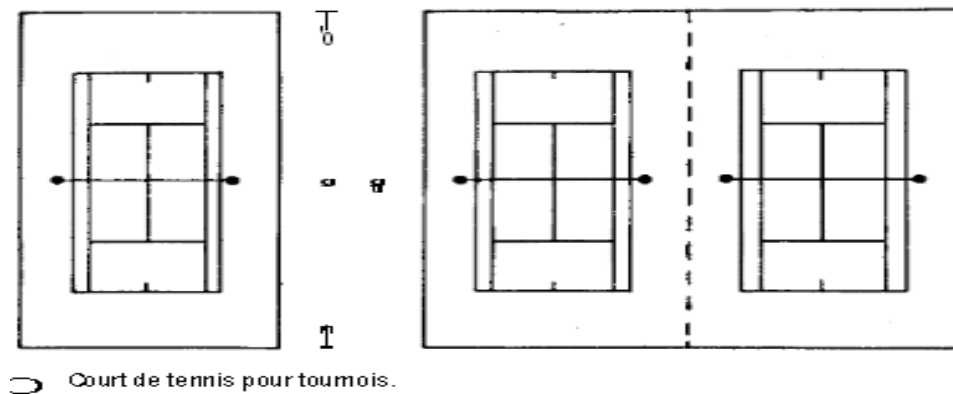


Fig.I.56 : Figure tracé d'un terrain de tennis

Source : (Neufeur)

I.4.La genèse du projet :

Notre objectif est d'exprimer la vitalité d'une ville en développement en concevant une salle de sport qui se distingue par son architecture expressive et symbolique. Donc, à partir de notre assiette nous avons trouvé plusieurs contraintes qui nous dirigent à donner les premières traces de notre genèse.

- La genèse contient plusieurs étapes :

Étape 1 : « Axes majeurs de composition »

Nous avons mis l'axe d'orientation de projet :

- L'axe visuel oriente le projet vers le champ de vision qui maintient l'intersection des voies
- pour donner une image forte pour le projet.
- La direction de la route goudronnée.

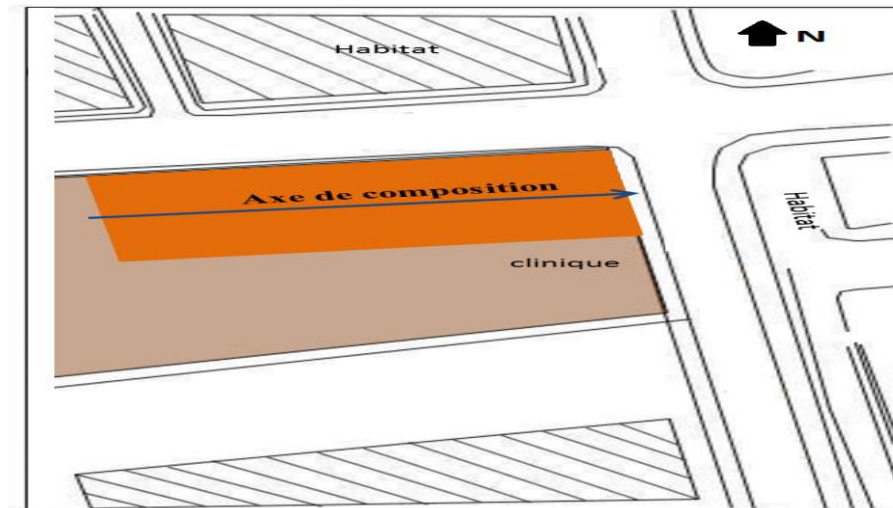


Fig.I.57 : Axes d'orientation du terrain

Source :(modifié par auteur)

a- L'orientation :

a-1- Orientation du projet :

Nous disposons dans notre projet les orientations suivantes :

- * Au nord : habitations
- * Au sud : TERRAIN (CITE ADMINISTRATIF + ANNEXE ET HABITAT COLLECTIF)
- * A l'est : habitations
- * A l'ouest : clinique

a-2- Orientation des fonctions :

Notre concept de réglage de fonctions sportives est basé sur les paramètres suivants:

- *La belle vue du projet.
- *l'ensoleillement de notre parcelle,

D'après **Christian Noberg** « la répétitivité des formes crée l'harmonie » de ce fait on a essayé de répéter les formes de bases (le carré le rectangle) pour avoir une harmonie dans l'espace intérieur.

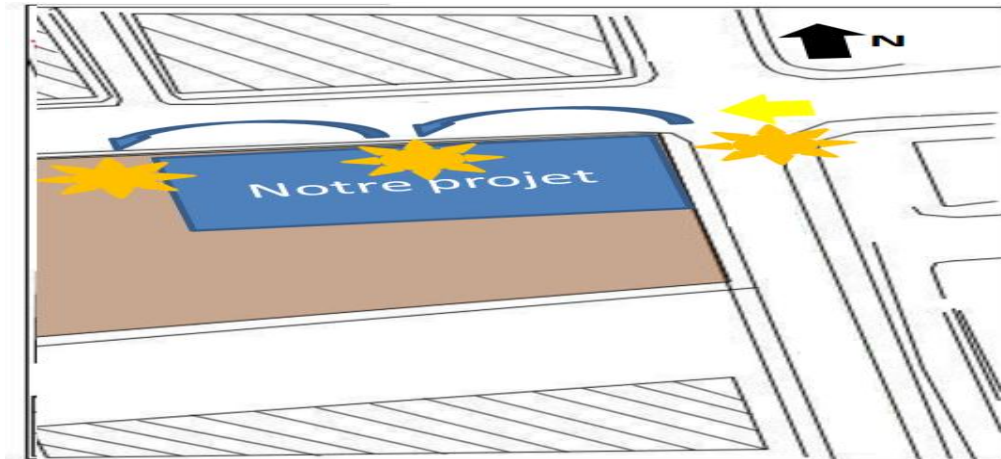


Fig.I.58: Schéma représentant le lever et le coucher du soleil

Source :(modifier par auteur)

Étape 2 : « Hiérarchisation des espaces »

Le projet propose un programme sportif riche qui contient une variété de fonctions qui nécessite une hiérarchisation dans la disposition de ces derniers afin que l'on puisse distinguer les fonctions Primaires et secondaires, des fonctions calmes et bruyantes.

- **Un recul** : Pour ne pas déranger le futur voisinage (programmé pour habitations selon l'analyse du site).

* Pour matérialiser notre projet.

* Assurer la sécurité des usagers.

* Pour espace vélo

- Zone sportif : Est projeté dans l'espace centrale du terrain d'implantation.

- Zone publique : Son emplacement est choisi pour des raisons fonctionnelles et pour valoriser notre projet.

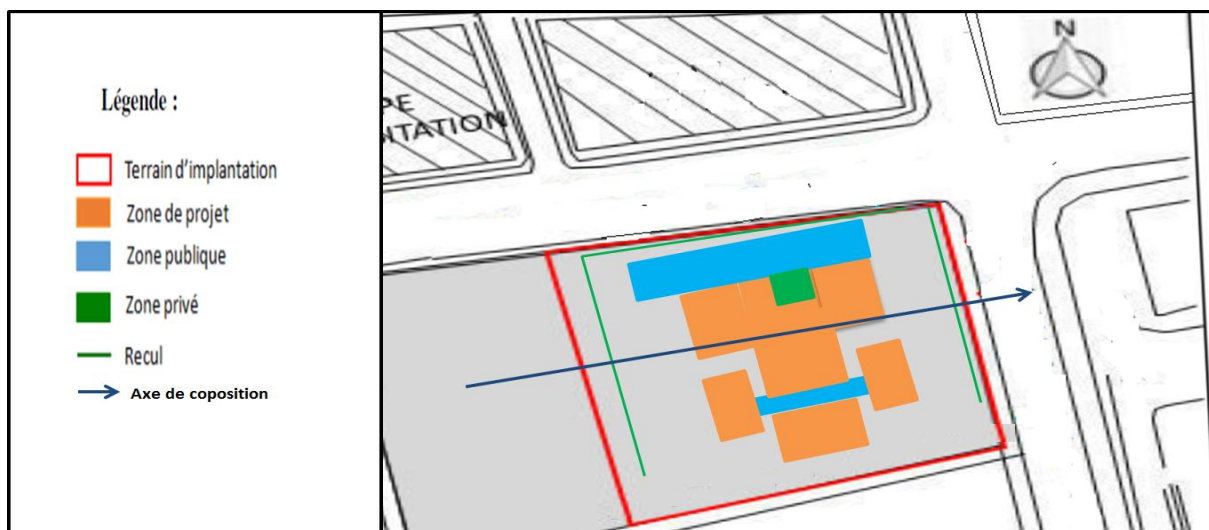


Fig.I.54 : Hiérarchisation des espaces.

Source :(modifier par auteur)

Etape 3 : « Accessibilités au terrain »

Nous avons situé l'accès mécanique au côté Nord-Ouest et au côté Nord-est.

- Elle assure la relation de l'équipement avec son environnement à travers ces différents accès (piéton et mécanique) et les relations fonctionnelles entre les différentes entités internes elle peut se traduire à travers les relations visuelles internes de l'équipement.

- Cette disposition des entrées permettra un bon contrôle du projet.

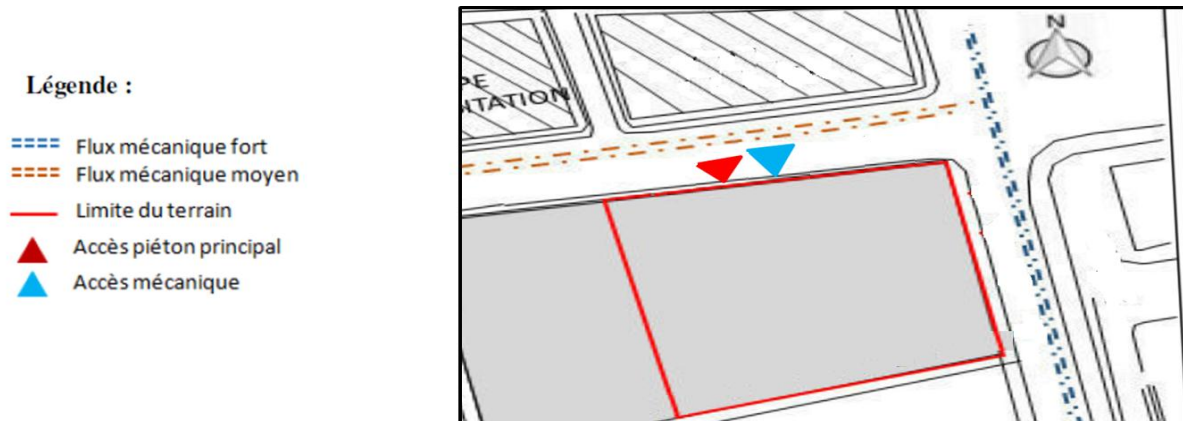


Fig.I.55 : Accessibilités au terrain.

Source : Traitement personnel

Etape 4 : « Organisation fonctionnelle »

Le schéma fonctionnel qui détermine les fonctions principales au niveau de notre assiette.

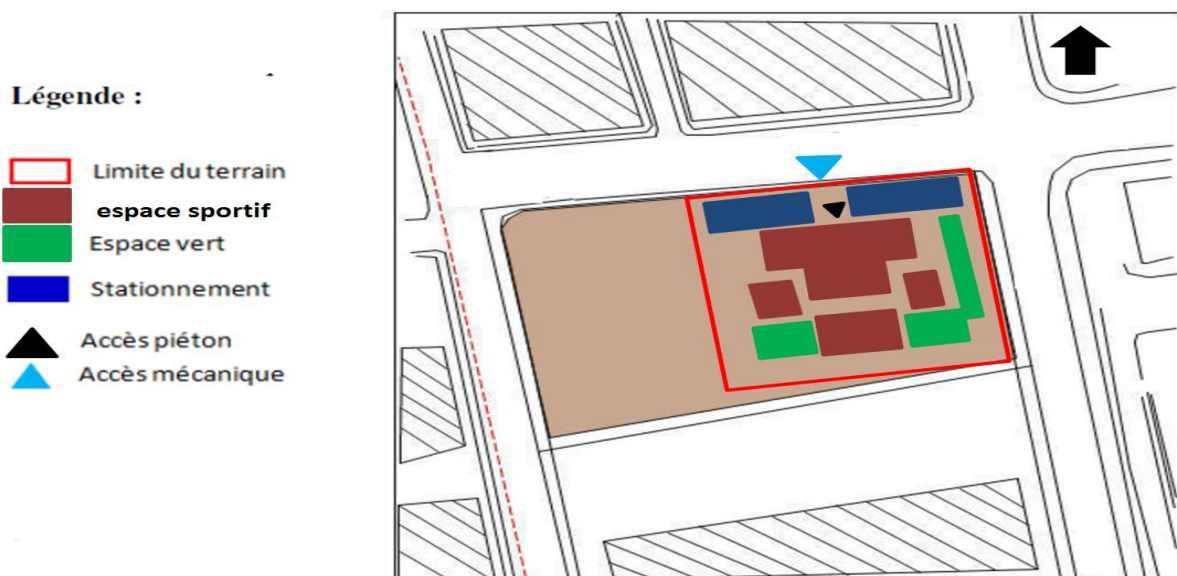


Fig I.56 : Organisation fonctionnelle.

Source : modifier par auteur

Etape 5 : « composition volumétrique »**a- La forme du projet :**

Nous avons choisi de composer en nous basant sur l'idée d'un Podium qui donne une Signification symbolique de notre thème.

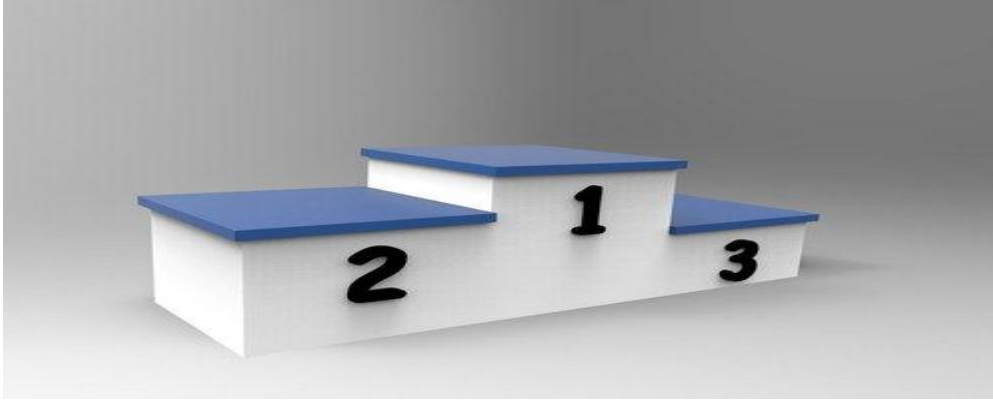


Fig.I.57 : Une photo de podium

Source : <https://www.istockphoto.com/>

Le podium est composé de 3 cubes reliés entre eux. Nous nous inspirons de ce même principe dans notre conception.

Le centre de notre projet va être dédié aux fonctions d'accueil et celle de la salle omnisport il sera perçu comme volume dominant par sa hauteur et va marquer l'entrée et le centre du projet.

Les deux volumes avoisinant vont contenir un pôle sportif et un pôle pour commerce et service. Ils seront placés de façon à marquer l'entrée du projet.

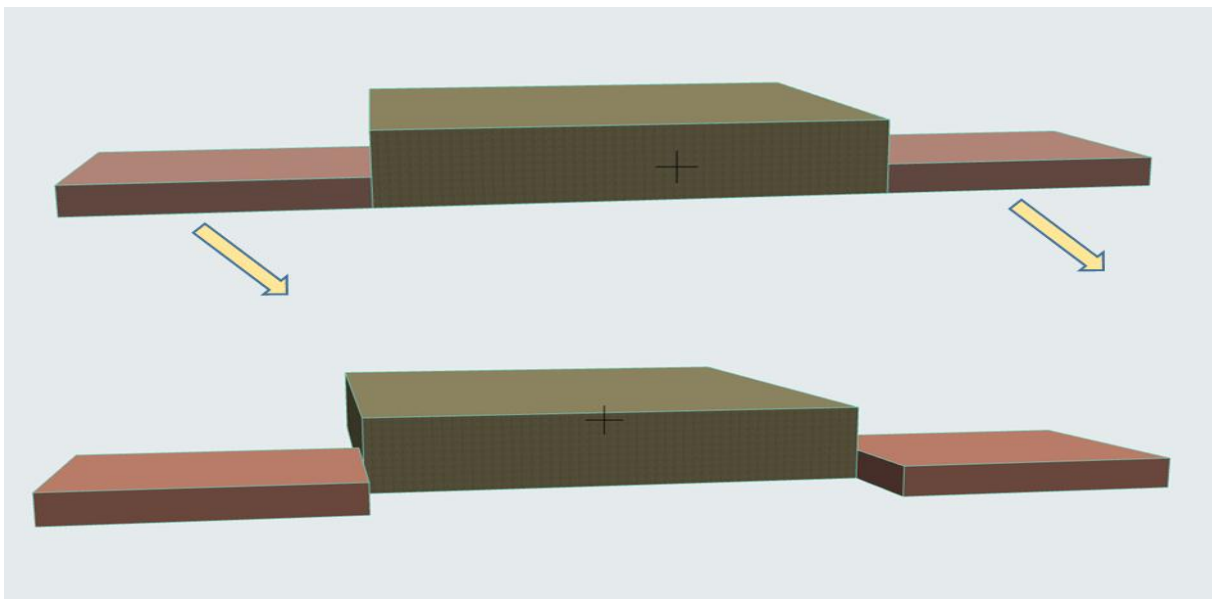


Fig.I.58 : la forme de notre projet podium

Source : <https://www.istockphoto.com>

Etape 6 : « ZONNING » (voir ANNEXE A)



Fig.I.7 : Plan de masse

Source : par auteur

Les principes qui ont guidés se projet sont résumés comme suit :

- Alignement avec la voirie
- Occupation péricentrale de la parcelle
- Création des parcours piéton à l'intérieur de l'ilot
- Organisation des espaces non bâtis

I.5 Elaboration des façades :

« La façade est le résultat final d'un processus, sa forme, sa couleur, comme la forme et la couleur d'une fleur, résultat des forces physiques qui sont intervenus pendant la génération »¹³

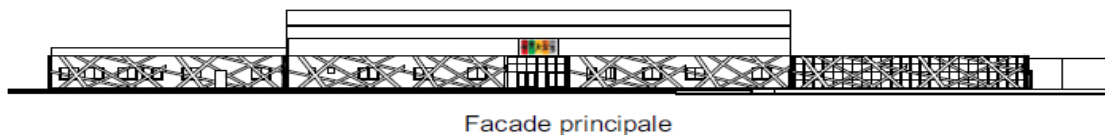


Fig.I.60 : Façade principale de notre projet

¹³ Mario BOTTA, Documentaire ARTE

Conclusion de la conception architecturale :

Dans ce chapitre nous avons analysé des exemples, le site,.... pour faire une conception d'une salle de sport répondant aux exigences de besoin des utilisateurs de la ville de Maghnia.

A la fin de cette partie on résulte au plan qui contient :

A l'extérieur : parking, terrain tennis, terrain volley, terrain sport, aire de jeux, et espace vélo

A l'intérieur : espace d'accueil, administration, salle de santé, salle de musculation, et salle de boxe, cafeteria, et salle de prière.

En arrière des blocs on a la salle omnisport et vestiaire.

CHAPITRE II :
PRÉSENTATION DU PROJET

II.1 Introduction :

Dans tous les domaines de génie civil, le béton armé et la charpente métallique sont les plus utilisés surtout dans les bâtiments à cause de sa résistance à la compression du béton et à la traction de l'acier.

Ce chapitre présente d'une manière générale le contexte des matériaux utilisés et leurs formules de résistance

II.2 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet sera implanté dans la commune de Maghnia, plus précisément à hai wled ben saber wilaya de Tlemcen.

Le projet que nous avons étudié est constitué de plusieurs blocs avec ossature en béton armé à usage mixte constitué de :

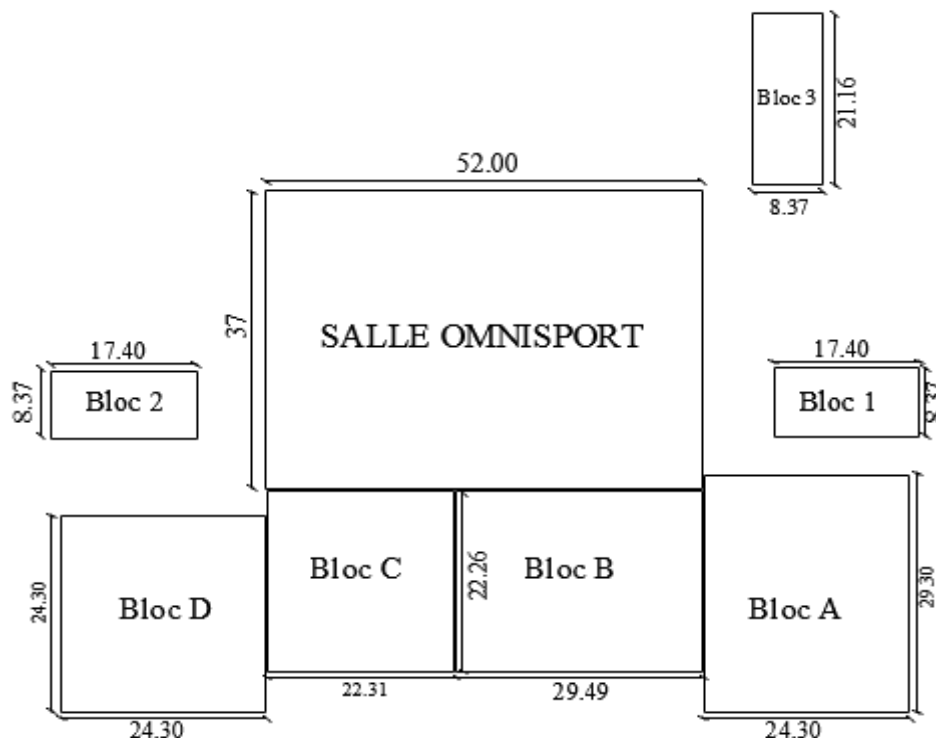
- Les blocs (A, B, C, D) : Administration, salle de soins, salle de musculation, salle de boxe, commerce et restauration.
- Les blocs (1, 2,3) : vestiaire et sanitaire.

Et une salle omnisport en béton armé avec une toiture en charpente métallique.

II.3 Caractéristiques géométriques de la structure :

II.3.1 Dimension en plan :

Les blocs étudiés présentent une forme rectangulaire, dont les dimensions en plan sont mentionnées sur la figure ci-après:



FigII.1 : Dimension en plan

II.3.2 Dimension en élévation :

Les caractéristiques géométriques sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tab II.1 Dimension en élévation

	Bloc A, B, C, D	Bloc 1, 2,3	Salle omnisport
Hauteur totale (m)	4	3.06	9

II.4 Conception de l'ouvrage :

II.4.1 Ossature :

Les blocs sont une structure auto-stable réalisée en système de portique poteaux- poutres, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales.

La salle omnisport est une structure en système des poteaux en béton armé avec une toiture en charpente métallique, qui nous offre plusieurs avantages, dont les plus importantes sont :

- Les poteaux intérieurs sont éliminés.
- La légèreté de la toiture en charpente métallique par rapport à la dalle en béton armée.
- La facilité de montage d'une toiture en charpente métallique dans une structure plus espacé.

II.4.2 Planchers :

Dans notre cas nous avons utilisé plancher corps creux pour tous les blocs

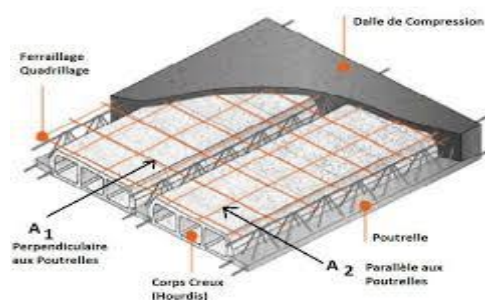


Fig.II.2:Plancher corps creux

II.4.3 Maçonnerie:

- **Murs extérieurs** :sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ;10cm) d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm.
- **Murs intérieurs** : sont réalisés en simple parois en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

II.4.4 Revêtement:

- Enduit en ciment et en plâtre pour les murs et les plafonds..
- Revêtement par étanchéité multicouche pour les planchers terrasses.

II.4.5 Isolation :

- L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher.
- Au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

II.4.6 Acrotères :

La terrasse étant inaccessible est entourée d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60cm et d'une épaisseur de 10 cm.

II.4.7Fondation:

La transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par des semelles isolées.

II.5Caractéristiques géotechniques du sol :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA 99 V 2003** comme zone de faible sismicité (zone I).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B.
- Le site est considéré comme meuble (S3).

D'après le rapport du laboratoire mécanique de sol (**LTPO**), la contrainte admissible du sol est $\overline{\sigma}_{sol} = 1.8 \text{ bars}$. (**Annexe A**)

II.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en Algérie.

II.6.1 Béton :

Le béton est une pierre artificielle obtenue par durcissement d'un mélange du ciment, sable, gravier, eau, air et éventuellement de produits d'addition (adjuvant) suivant le respect de norme (dosage).

Le béton peut endurer des efforts de compression mais sa résistance aux efforts de traction est faible, pour cela on introduit des armatures pour palier à cet inconvénient pour avoir un béton armé résistant à la compression et à la traction.

II.6.1.1 Résistance du béton :**6.1.1.1 Résistance du béton à la compression :**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours notée f_{c28} , cette valeur est déterminée par des essais de laboratoire.

Pour $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$: $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ Si } j < 28\text{jours}$

$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \text{ Si } j > 28\text{jours}$

Pour $f_{c28} > 40\text{MPa}$: $f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28}$ Si $j < 28$ jours

$f_{cj} = 1.1 f_{c28}$ Si $j > 28$ jours

6.1.1.2 Résistance du béton à la traction :

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

$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$ D'où $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

II.6.1.2 Déformations longitudinales du béton:

- Déformations instantanées « E_{ij} » : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$

Pour le calcul sous charges de courte durée (< 24h)

- Déformations différées « E_{vi} » : $E_{vi} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$

Pour le calcul sous charges de longue durée (> 24h)

II.6.1.3 Coefficient de poisson:

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré (à l'ELU).

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (à l'ELS).

II.6.1.4 Contrainte admissible de cisaillement :

$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$ Fissuration peu préjudiciable

$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

La contrainte ultime de cisaillement dans une section en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u .

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$ Avec : b_0 : Largeur de la section ; d : Hauteur utile ($d=0.9h$)

II.6.1.5 Les états limites :

- **Etat Limite Ultime (ELU):**

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

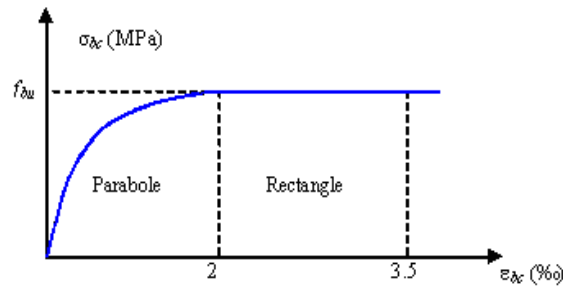


Fig.II.3: Diagramme parabolique rectangle

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec : f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\% \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\%$

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : Coefficient de sécurité $\begin{cases} 1.5 & \text{cas général} \\ 1.15 & \text{cas accidentel} \end{cases}$

θ : Facteur de durée d'application des charges : $\begin{cases} 1 & \text{durée} > 24 \text{ h} \\ 0.9 & \text{durée} < 24 \text{ h} \\ 0.85 & \text{durée} < 1 \text{ h} \end{cases}$

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement:

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\% \quad \rightarrow \quad \sigma_{bc} = f_{bc} \left[1 - \left(\frac{2 \times 10^{-3} - \epsilon_{bc}}{2 \times 10^{-3}} \right)^2 \right]$$

$$2\% \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\% \quad \rightarrow \quad \sigma_{bc} = f_{bc}$$

• **Etat Limite Ultime (ELS):**

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations calculées sans dépassement des contraintes limites, en supposant que le matériau se déforme dans le domaine élastique.

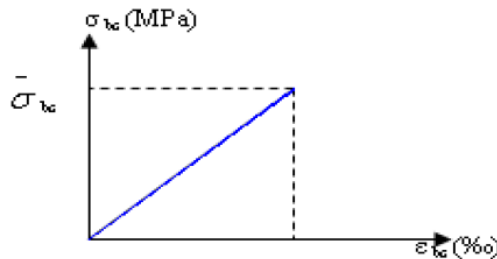


Fig.II.4: Diagramme de calcul à l'état limite de service

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{cj}$

II.6.2 Acier :

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone en faible pourcentage (comprises entre 0,02 % et 2 % en masse pour le carbone), leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

On distingue deux types d'aciers :

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0.25 à 0.40% de carbone

II.6.2.1 Différent type d'acier :

Dans la pratique ont utilisé les nuances d'acier suivantes :

+ Les ronds lisses (R.L) :

- Fe E 215 MPa
- Fe E 235 MPa

+ Les hautes adhérences (H.A) :

- Fe E 400 MPa
- Fe E 500 MPa

+ Les treillis soudés (T.S) :

- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5$ mm
- Treillis soudés de maille 200 x 200 mm² avec $\Phi = 5$ mm

+ Les profilées :

- IPE160
- HEA180
- HEA200
- HEA340

II.6.2.2 Contraintes limites :

- Etat limite ultime (ELU) :

Les contraintes de calcul (σ_s) à l'ELU des armatures longitudinales et transversales sont données en fonction des déformations (ϵ_s) des aciers par le diagramme suivant :

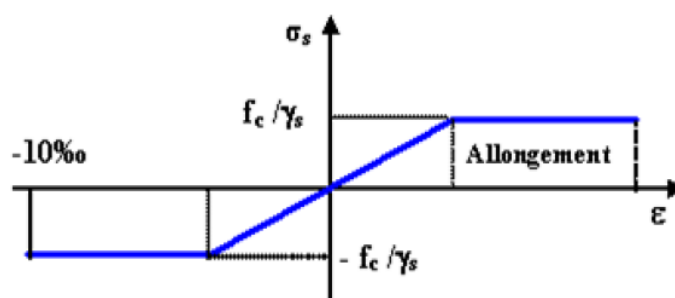


Fig.II.5 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Avec : γ_s Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{cas accidentel.} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{cas général.} \end{cases}$

- **Etat limite service (ELS) :**

La contrainte sera limitée uniquement pour l'ouverture des fissures :

- Fissuration non (peu) préjudiciable $\rightarrow \sigma_{st}^-$ pas de limite
- Fissuration préjudiciable $\rightarrow \sigma_{st}^- = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$
- Fissuration très préjudiciable $\rightarrow \sigma_{st}^- = \min\left(\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$

Avec : η Coefficient de fissuration $\begin{cases} \eta = 1 & \text{R. L} \\ \eta = 1.6 & \text{H. A} \end{cases}$

II.6.2.3 Module d'élasticité longitudinal :

La valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

II.7 Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

✚ Béton :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance du béton à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 = 2.1 \text{ MPa}$
- Le module d'élasticité instantané de béton à 28 jours : $E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$
- Le module d'élasticité différé de béton : $E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$

✚ Acier :

- Armatures longitudinales : $f_e \text{ E } 400 \text{ [HA]} f_e = 400 \text{ MPa}$
- Armatures transversales : $f_e \text{ E } 235 \text{ [RL]} f_e = 235 \text{ MPa}$
- Treillis soudés (pour la dalle de compression) $150 \times 150 \text{ mm}^2$ avec $\Phi = 6 \text{ mm}$
- Module d'élasticité longitudinal : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

II.8. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'actions suivantes :

- **Etat limite ultime :** $1.35G + 1.5Q$
- **Etat limite service :** $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

- $G + Q + E$
- $G + Q \pm 1.2E$

Avec : G : charge permanente
 Q : charge d'exploitation
 E : effort de séisme

CHAPITRE III :
DESCENTE DES CHARGES ET
PRE-DIMENSIONNEMENT

III .1 Introduction :

L'évaluation des différents éléments résistants : poteaux, poutres et autres, passent impérativement par un dimensionnement préliminaire appelé pré-dimensionnement sera fait selon les règles du **B.A.E.L 91** et du **RPA99 V 2003**.

Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharge pour chaque plancher.

III .2 Détermination de l'épaisseur du plancher :

Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la reprise et transmission des charges verticales aux éléments porteurs.

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on doit vérifier la condition de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec : h_t : la hauteur totale du plancher.

L: la portée maximum entre nus appuis d'une poutrelle.

✚ **Bloc A, B, C et D** : L=500 cm

$$h_t \geq \frac{500}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 22.22 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 25 \text{ cm}$$

Donc:

On prend un plancher en corps creux **(20 + 5) cm**

✚ **Bloc 1,2 et 3** : L= 400cm

$$h_t \geq \frac{400}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 17.77 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 21 \text{ cm}$$

Donc:

On prend un plancher en corps creux **(16 + 5) cm**

III .3. Descente des charges :

III .3.1 Plancher terrasse inaccessible bloc (A/B/C/D) :

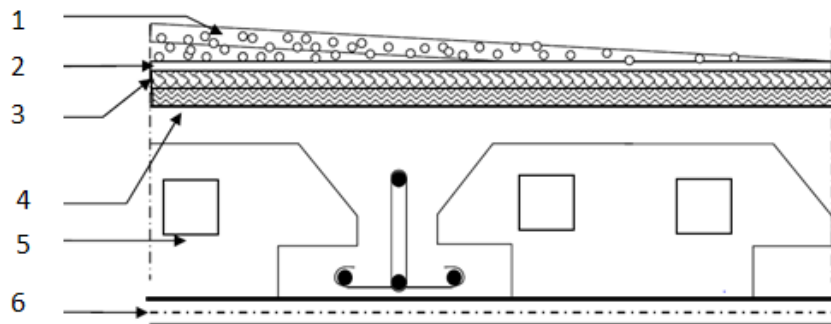


Fig.III.1 : Plancher terrasse inaccessible

Tab.III.1 : Plancher terrasse inaccessible (blocs A/B/C/D)

N°	Désignation	e(m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G(KN/m ²)
1	Protection gravillon	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.1	22	2.2
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Dalle en corps creux (20+5)	0.25	-	3.5
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G(kN/m²)		7.03		
Q(kN/m²)		1		

III .3.2 Plancher terrasse inaccessible bloc 1/2/3 :

Tab.III.2 : Plancher terrasse inaccessible (blocs 1/2/3)

N°	Désignation	e(m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G(KN/m ²)
1	Protection gravillon	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.1	22	2.2
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Dalle en corps creux (16+5)	0.01	-	2.8
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G(kN/m²)		6.33		
Q(kN/m²)		1		

III.4 Pré-dimensionnement des éléments structuraux :

III.4.1 Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux,...). On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Selon le règlement de **B.A.E.L 91** les poutres seront pré-dimensionnées par le critère de rigidité :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec h : hauteur totale de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

L : distance entre axe de poteaux et on choisit la plus grande portée.

Selon **RPA99 V 2003** les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivant :

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

III.4.1.1 Les poutres principaux :

✚ **Bloc (A/B/C/D):** $L_{\max} = 600 \text{ cm}$

$40 \text{ cm} \leq h \leq 60 \text{ cm}$ On prend **$h = 40 \text{ cm}$**

$15 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm}$ On prend **$b = 30 \text{ cm}$**

$$\text{Vérification : } \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \text{CV} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & \text{CV} \\ \frac{h}{b} = 1.33 < 4 & \text{CV} \end{cases}$$

✚ **Bloc (1/2/3) :** $L_{\max} = 563 \text{ cm}$

$375 \text{ cm} \leq h \leq 563 \text{ cm}$ On prend **$h = 40 \text{ cm}$**

$12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$ On prend **$b = 30 \text{ cm}$**

$$\text{Vérification : } \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \text{CV} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & \text{CV} \\ \frac{h}{b} = 1.33 < 4 & \text{CV} \end{cases}$$

III.4.1.2 Chainages :

✚ **Bloc (A/B/C/D):** $L_{\max} = 500 \text{ cm}$

$33 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm}$ On prend **$h = 40 \text{ cm}$**

$15 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm}$ On prend **$b = 30 \text{ cm}$**

$$\text{Vérification : } \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \text{CV} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & \text{CV} \\ \frac{h}{b} = 1.33 < 4 & \text{CV} \end{cases}$$

✚ **Bloc (1/2/3) :** $L_{\max} = 406 \text{ cm}$
 $27 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$ On prend **h = 30cm**
 $9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$ On prend **b = 30 cm**

$$\text{Vérification : } \begin{cases} b = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} & \text{CV} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} & \text{CV} \\ \frac{h}{b} = 1.5 < 4 & \text{CV} \end{cases}$$

III.4.1.3 Récapitulation de pré-dimensionnement des poutres principaux et des chainages:

Tab.III.3: Récapitulation de pré-dimensionnement des poutres

Bloc	Poutres principaux (bxh)	Chainages (bxh)
(A/B/C/D)	(30×40) cm ²	(30×40) cm ²
(1/2/3)	(30×40) cm ²	(30×30) cm ²

III.4.2 Pré-dimensionnement des poteaux :

Un poteau est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure (les poutres ou les dalles d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage (les fondations).

Du point de vue de la mécanique des structures, les poteaux sont des éléments verticaux soumis principalement à de la compression. Leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage.

✚ **Bloc (A/B/C/D/1/2/3) :** Pré-dimensionner le poteau le plus sollicité dans les blocs.

$$N_u = P_u \times S \times N = 30 \text{ t}$$

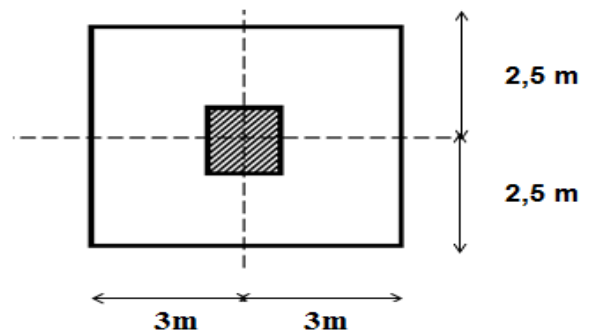
S : surface supportée par le poteau le plus sollicité. **S= 30 m²**

On suppose une charge moyenne de : **P_u= 1 t /m²**

Avec : P_u: charge du plancher.

S: surface supporté par le poteau le plus sollicité.

N: nombre d'étage. (**N=1**)



- **Section réduite (B_r)** : selon les règles du **B.A.E.L 91** :

$$B_r \geq \frac{\beta \times Nu}{\left[\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \times \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend la valeur :

Pour $\lambda \leq 50$ $\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2$

On fixe l'élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1.2$

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

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1.5$ (Cas générale)

$$B_r \geq \frac{1.2 \times 0.36}{\left[\frac{14.17}{0.9} + 0.85 \times \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} \Rightarrow B_r \geq 0.0192 \text{ m}^2$$

On a: $B_r \geq (a - 0.02)^2 \Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0.02$
 $\Rightarrow a \geq 13.87 \text{ cm}$

Donc on prend: $a = b = 30 \text{ cm}$ dont un poteau de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

III.4.2.1 Vérification des conditions de RPA 99 V 2003:

$\min(a, b) \geq 25 \rightarrow a = 30 > 25 \text{ cm}$ CV

$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow a = 30 \text{ cm} > \frac{400}{20} = 20 \text{ cm}$ CV

$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4$ CV

III.4.2.2 Vérification du poteau au flambement :

On vérifie le poteau des blocs A, B, C, D au flambement :

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

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de Rayon de giration i_x, i_y :**

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{i_x}{A}} = \sqrt{\frac{67500}{9000}} = 8.6602 \text{ cm}$$

Avec : $A = 30 \times 30 = 9000 \text{ cm}^2$

- **Calcul de l'élancement :**

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

$$l_f = l_0 = 4\text{m (un seul niveau)}$$

Avec l_f : La longueur de flambement. ; $l_0=4\text{ m}$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{400}{8.6602} = 46.18$$

On a $\lambda_x = \lambda_y = 46.18 < 50 \rightarrow$ Le flambement est vérifié.

III.4.2.3 Récapitulation de pré-dimensionnement des poteaux :

Tab.III.4: Récapitulation de pré-dimensionnement des poteaux

Poteau	S (m ²)	N	Nu (MN)	B _r (m ²)	a=b (m)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ _x = λ _y	λ<50
Bloc A	30	1	0.3	0.1387	0.30	4	4	46.18	CV
Bloc B	30	1	0.3	0.1387	0.30	4	4	46.18	CV
Bloc C	30	1	0.3	0.1387	0.30	4	4	46.18	CV
Bloc D	30	1	0.3	0.1387	0.30	4	4	46.18	CV
Bloc 1/2/3	22.68	1	0.22	0.1408	0.30	3.06	3.06	41.56	CV

CHAPITRE IV :
ETUDE DES PLANCHERS

IV.1 Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction celle de la résistance, Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux. Ils sont infiniment rigides dans leurs plans.

Celle d'isolation thermique et acoustique : Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

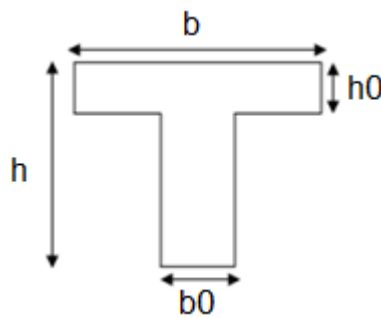
IV.2 Etude du plancher à corps creux :

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65 cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis.

Hauteur du plancher h_t

Épaisseur de la nervure h_0

Largeur de la nervure b_0



Tab.IV.1: Dimensionnement du plancher

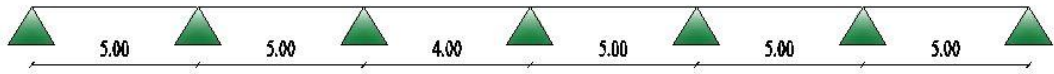
Plancher	Bloc A/B/C/D	Bloc 1/2/3
Hauteur du plancher h_t (cm)	20	16
Épaisseur de la nervure h_0 (cm)	5	5
Largeur de la nervure b_0 (cm)	12	12

IV.2.1 Etude des poutrelles :

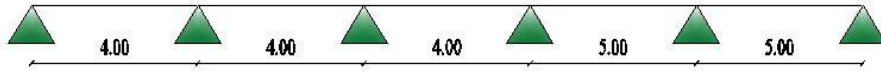
Il existe plusieurs méthodes pour une étude des poutrelles. Nous allons utiliser le logiciel **SAP2000** pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

IV.2.2 Types des poutrelles :

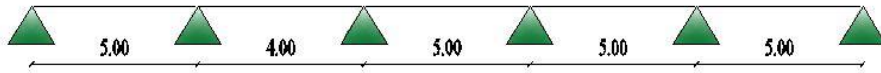
Type 1



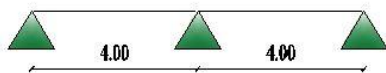
Type 2



Type 3



Type 4



IV.2.3 Les charge des poutrelles :

ELU: $q_u = b (1.35G + 1.5Q)$

ELS: $q_s = b (G + Q)$

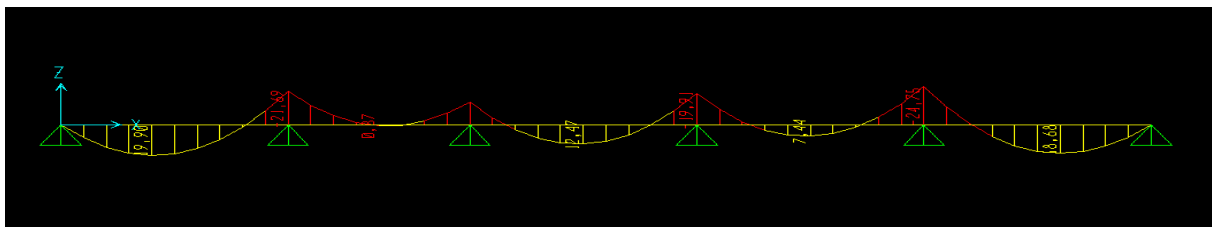
Tab.IV.2: Charges des poutrelles

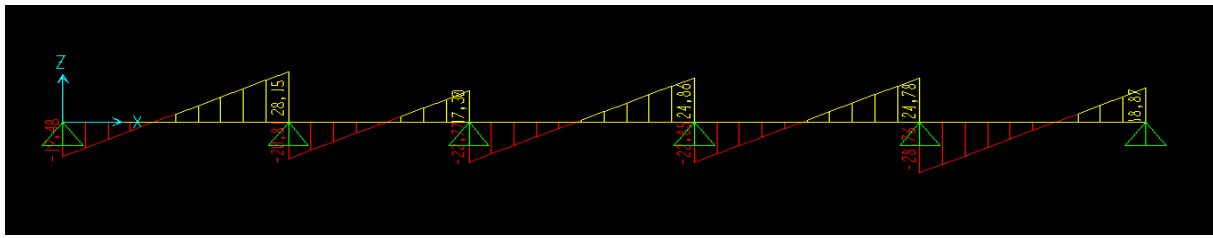
Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	q _u (KN/ml)	q _s (KN/ml)
Type 1	7.03	1	0.65	7.143	5.219
Type 2	7.03	1	0.65	7.143	5.219
Type 3	7.03	1	0.65	7.143	5.219
Type 4	6.33	1	0.65	6.529	4.764

IV.2.4 Récapitulation de M_{max} et T_{max} :

Les résultats obtenus par logiciel SAP2000 :(Type 3)

ELU :





ELS :

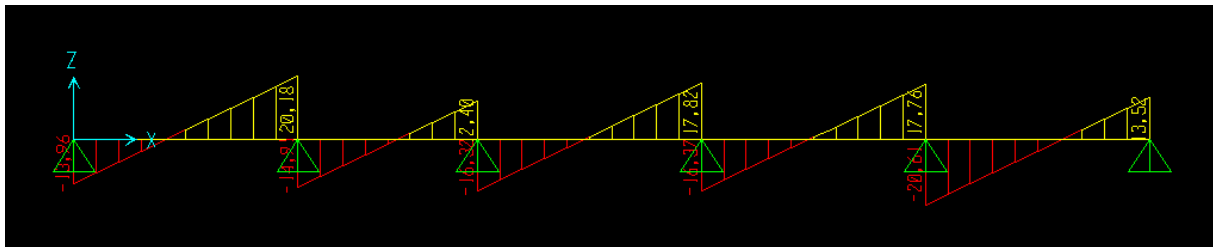
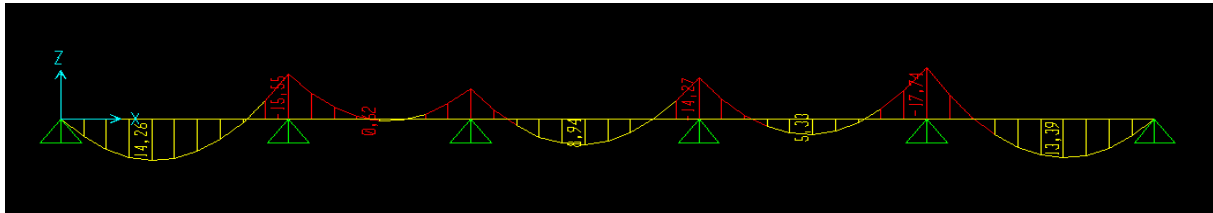


Tableau IV.3: Récapitulation de M_{max} et T_{max}

Type	ELU			ELS		
	M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	T_{max} (KN)
1	24.88	17.7	27.6	18.23	12.97	20.23
2	19.23	11.16	23.25	14.09	8.18	17.03
3	24.75	19.90	28.76	17.74	14.26	20.61
4	16.75	9.57	20.92	12.26	7.01	15.32

IV.2.5 Ferrailages des poutrelles ::(Type 3)

ELU :

a. En travée :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 92.105 \text{ KN.m} > M_u = 19.90 \text{ KN.m}$$

Donc on ferraille comme une section rectangulaire de $(65 \times 25) \text{ cm}^2$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_u = 0.002 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.003$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{19.90 \times 10^{-3}}{0.219 \times 347.826} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

Condition de non fragilité :

La section minimale :

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 0.9 \times 25 \times 2.1}{400} = 1.77 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **3T12** de section **3.39 cm²**

b. En appui :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_u = 0.0021 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.003$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{24.75 \times 10^{-3}}{0.22 \times 347.826} = 3.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

Donc on adopte **2T16** de section **4.02 cm²**

✚ Vérification à l'ELS :

a. En travée :

- On suppose que l'axe neutre dans la table :

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{st}(d - x) = 0 \Rightarrow \frac{65x^2}{2} - 15 \times 3.39(0.9 \times 25 - x) = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 389 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow x = 5.21 \text{ cm} > h_0 = 5 \text{ cm} \text{ Hypothèse est fausse}$$

$$\text{Donc : } \frac{bx^2}{2} - \frac{(b - b_0)}{2} \cdot (x - h_0)^2 - n \cdot A_{st}(d - x) = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 247.96 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow x = 2.83 \text{ cm}$$

- **Inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \cdot (x - h_0)^3 + n \cdot A_{st}(d - x)^2 = 1,988 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{Ms \cdot x}{I} = \frac{14.26 \times 10^{-3} \times 0.0283}{1.988 \times 10^{-4}} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n \cdot Ms(d-x)}{I} = \frac{15 \times 14.26 \times 10^{-3} (0.9 \times 0.25 - 0.0288)}{1.827 \times 10^{-4}} = 233.07 \text{ MPa}$$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} \text{ pas de limite (fissuration non prejuduciable)}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = 0.02 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa CV}$$

$$\sigma_{st} = 233.07 \text{ MPa} < \sigma_{st} \text{ (pas de limite) CV}$$

- **b. En appui :**

$$\frac{b_0 x^2}{2} - n \cdot A_{st}(d - x) = 0 \Rightarrow \frac{12 x^2}{2} - 15 \times 4.02(0.9 \times 25 - x) = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 190.26 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow x = 10.83 \text{ cm}$$

- **Inertie :**

$$I = \frac{b_0 x^3}{3} + n \cdot A_{st}(d - x)^2 = 1.3293 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{Ms \cdot x}{I} = \frac{17.74 \times 10^{-3} \times 0.1083}{1.3293 \times 10^{-4}} = 14.45 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n \cdot Ms(d-x)}{I} = \frac{15 \times 17.74 \times 10^{-3} (0.9 \times 0.25 - 0.01083)}{1.3293 \times 10^{-4}} = 428.72 \text{ MPa}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = 14.45 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa CV}$$

$$\sigma_{st} = 428.72 \text{ MPa} < \sigma_{st} \text{ (Pas de limite) CV}$$

- **Vérification au cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{28.76 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.9 \times 0.25} = 0.196 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min\left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \rightarrow \text{Fissuration peu préjuduciable}$$

$$\tau = \min(3.3 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau \quad \text{CV}$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{\min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi \leq \min\left(\frac{25}{35}; 1.2; \frac{12}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi \leq 0.71 \text{ cm} \quad \text{donc : on choisi } \phi = 6 \text{ mm}$$

- **Calcul d'espacement des cadres : D'après RPA99 V 2003**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$\Rightarrow S_t \leq 6.25 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 6 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 12.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 12 \text{ cm}$$

- **Vérification au glissement : (En appuis) :**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \leq 0$$

$$\Rightarrow 28.76 - \frac{24.75}{0.9 \times 0.9 \times 0.25} \leq 0$$

$$\Rightarrow -93.46 \leq 0 \quad \text{CV}$$

- **Condition de la flèche :**

D'après B.A.E.L.91: $f \leq f_{\text{adm}}$

$$\text{Tel que } f_{\text{adm}} = \frac{L_{\text{max}}}{500} \quad \text{avec } L_{\text{max}} = 500 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow f_{\text{adm}} = 1 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + A_{st} \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = 8.972 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.9 \times 0.25} = 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.013 \times \left(2 + 3 \times \frac{0.12}{0.65}\right)} = 3.16$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st} + f_{t28}} = 0.818$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} = 2.753 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_i = \frac{14.26 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32164.2 \times 2.753 \times 10^{-4}} \Rightarrow f_i = 0.0041 \text{ m} < f_{adm} = 0.01 \text{ m} \quad \text{CV}$$

Tab.IV.4: Récapitulation du ferrailage des poutrelles

	Armatures longitudinales				Armatures transversale (mm)	Espacement (cm)
	En travée		En appui			
	A _{st} (cm ²)	choix	A _{sa} (cm ²)	choix		
Bloc A/B/C/D	2.29	3T12	3.48	2T16	Ø6	12 (zone Courante)
Bloc 1/2/3	1.82	3T10	2.56	2T14		6 (zone Nodale)

CHAPITRE V :
ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

V.1 Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

V.2 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité qui se situe au niveau de la terrasse, il forme en quelque sorte un petit garde-corps. Il est considéré comme une console encastree au niveau du plancher terrasse inaccessible.

IL a pour rôle de :

- Empêche l'écoulement de l'eau.
- A un aspect esthétique.
- Protection des personnes

V.2.1 Principe de calcul :

Le calcul se fera en flexion composée car elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale, dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

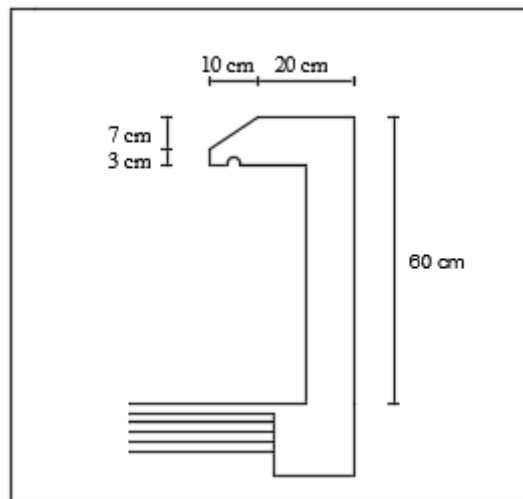


Fig.V.1 : Schéma de l'acrotère

➤ Charge permanente:

$G = \rho \times S$ Avec : S : surface de l'acrotère

ρ : poids volumique de béton

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) + ((0.1 + 0.03) \times 0.1)/2$$

$$S = 0.0765 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0765$$

$$G = 1.9125 \text{ KN/ml}$$

➤ Charge d'exploitation :

D'après le **RPA 99 V2003**: $Q = F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

$A = 0.12$ (Coefficient d'accélération de la zone)

$W_p = 1.9125 \text{ KN/ml}$ (Poids de l'acrotère)

$C_p = 0.8 \text{ KN}$ (Facteur de la force horizontale)

$Q = 4 \times 0.12 \times 0.8 \times 1.9125$

$Q = 0.73 \text{ KN/ml}$

V.2.2 Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait par rapport l'encastrement.

Moments et efforts normaux :

$$\text{ELU} : \begin{cases} N_u = 1.35 \times G \\ M_u = 1.5 \times Q \times \frac{l^2}{2} \end{cases} \quad \text{ELS} : \begin{cases} N_s = G \\ M_s = Q \times \frac{l^2}{2} \end{cases}$$

Tab.V.1 : Calcul des sollicitations de l'acrotère.

	N (KN)	M(KN/ml)
ELU	2.580	0.197
ELS	1.913	0.130

V.2.3 Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.197}{2.580} \rightarrow e = 7.6 \text{ cm}$$

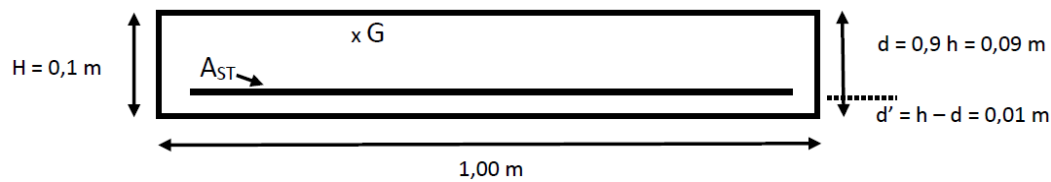
$$\frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.66 \text{ cm}$$

$e > \frac{h}{6}$ Section partiellement comprimé parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

V.2.4 Détermination du Ferrailages :

ELU:

$$f_{c28}=25 \text{ MPa} ; f_{t28}=2,1 \text{ MPa} ; f_{bc}=14,17 \text{ MPa} ; \sigma_{st}=347,83 \text{ MPa}$$



➤ **Moment de flexion fictif :**

$$M_A = M_u + N_u(d - \frac{h}{2})$$

$$M_A = 0.197 + 2.580(0.9 \times 0.1 - \frac{0.1}{2})$$

$$M_A = 0.30 \text{ KN/ml}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.30 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.1)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.0026 < \mu_R = 0.392 \quad (\text{SSA})$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A}{Z} - N_u \right)$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u} \right) = 0.0033$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.09$$

$$A_{st} = \frac{1}{347.83} \left(\frac{0.30 \times 10^{-3}}{0.09} - 2.58 \times 10^{-3} \right)$$

$$A_{st} = 0.02 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

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

$$A_{st \min} \geq 1.09 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Donc on adopte } \mathbf{4T8} \text{ de section } \mathbf{2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

✚ **Vérification à ELS :**

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.13}{1.913} \quad \longrightarrow \quad e = 6.8 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = 1.66 \text{ cm} < e = 6.8 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } x = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

e_1 : sera défini par l'équation du 3ème degré suivante : $e_1^3 + p e_1 + q = 0$

$$p = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6 \cdot n \cdot A_{st}}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$\Rightarrow p = 0.00098 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6 \cdot n \cdot A_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$\Rightarrow q = -0.0002 \text{ m}^3$$

➤ **Méthode des interactions successives :**

On a $e_1 = \sqrt[3]{(-p e_1 - q)}$, e_1 : espacement entre l'axe neutre et les fibres.

On prend la valeur de $e_1 = 0.5 \text{ m}$

$$e_1 = 0.5 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad -0.066$$

$$-0.066 \quad \longleftarrow \quad \longrightarrow \quad 0.064$$

$$0.064 \quad \longleftarrow \quad \longrightarrow \quad 0.051$$

$$0.051 \quad \longleftarrow \quad \longrightarrow \quad 0.053$$

$$0.053 \quad \longleftarrow \quad \longrightarrow \quad 0.053 \text{ Donc on prend } e_1 = 0.053 \text{ m} = 5.3 \text{ cm}$$

$$x = \frac{10}{2} + 5.3 - 6.8 \Rightarrow x = 3.5 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

a. Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \cdot x}{S}$$

Avec : $S = \frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot A_{st} \cdot (d - x)$

$$S = 4.46 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.913 \times 10^{-3} \times 0.035}{4.46 \times 10^{-4}} = 0.15 \text{ MPa}$$

b. Acier:

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot N_s \cdot (d - x)}{S}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 1.913 \times 10^{-3} \times (0.9 \times 0.1 - 0.035)}{4.46 \times 10^{-4}} = 3.54 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des contraintes admissibles :**

a. Béton

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

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

b. Acier

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Vérification :

Béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.15 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa CV}$

Acier : $\overline{\sigma}_{st} = 3.54, \text{ MPa} < \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa CV}$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On a choisi **4T6** de section $1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Espacement :**

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

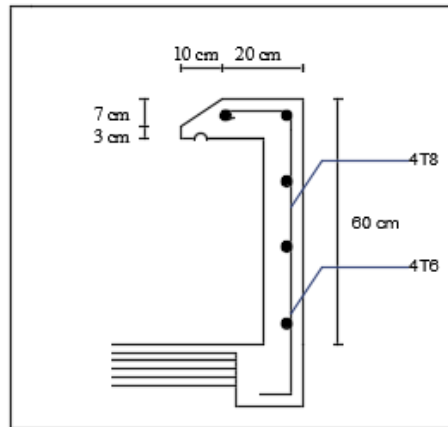


Fig.V.2 : Ferrailage de l'acrotère

V.3 Etude du gradin:

Les gradins sont des longs sièges qui montés de forme de marches, s'utilisent dans des installations dans lesquelles il est nécessaire d'adapter des espaces pour que le public profite des évènements qui se déroulent.

V.3.1 Dimensionnement de gradin :

Hauteur = 2.10 m

Giron = 0.6 m (on a 5 giron dans notre gradin)

Contre marche = 0.35 m (6 contre marche)

- **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\tan \alpha = \frac{2.10}{3.60}$$

$$\alpha = 30.25^\circ$$

- **La longueur de la paillasse :**

$$L = \sqrt{3.6^2 + 2.1^2} = 4.167 \text{ m}$$

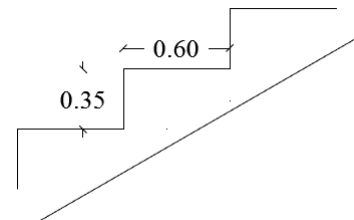
- **Epaisseur de palier (e_p):** $\frac{L}{20} < e_p < \frac{L}{15}$ avec $L = 1.20 \text{ m}$

$$0.06 < e_p < 0.08 \Rightarrow e_p = 17 \text{ cm}$$

- **Epaisseur de paillasse (e_v):**

$$\frac{L}{30} < e_v < \frac{L}{20} \text{ avec } L = 4.167 \text{ m}$$

$$0.13 < e_v < 0.20 \Rightarrow e_v = 17 \text{ cm}$$



V.3.2 Descente des charges:

- Palier :

- **Tab.V.2 : Descente des charges pour le palier**

Désignation	e(m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Poids propre de palier	0.17	25	4.25
G(kN/m²)	5.01		
Q(kN/m²)	2.50		

- Paillasse :

- **Tab.V.3 : Descente des charges pour la paillasse**

	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Poids propre de paillasse (e = 0.17 m)	$\frac{25 e}{\cos \alpha}$	4.91
Poids propre des marches	$\frac{\gamma_b}{2} \times e$	4.375
Enduit en plâtre	$\frac{14 e}{\cos \alpha}$	0.32
Mortier	/	0.4
Revêtement	/	0.44
G(kN/m²)	10.445	
Q(kN/m²)	5	

Tab.V.4 : Descente des charges de gradin

	q_u (KN/m)	q_s (KN/m)
Palier	10.51	7.51
Paillasse	21.60	15.45

V.3.3 Détermination des efforts internes de gradin:

Le calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant se fait par la modélisation en **SAP2000**.

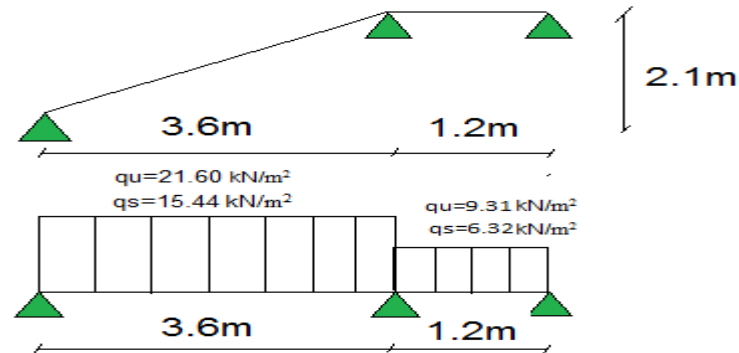


Fig.V.3 : Schéma statique de gradin

Tab.V.5 : Détermination des efforts internes de gradin

	ELU			ELS		
	M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	T _{max} (KN)
Gradin	34.53	25.54	59.95	24.30	20.80	42.20

V.3.4 Détermination du ferrailage de gradin:

D'après logiciel SAP 2000 on a le ferrailage suivant:

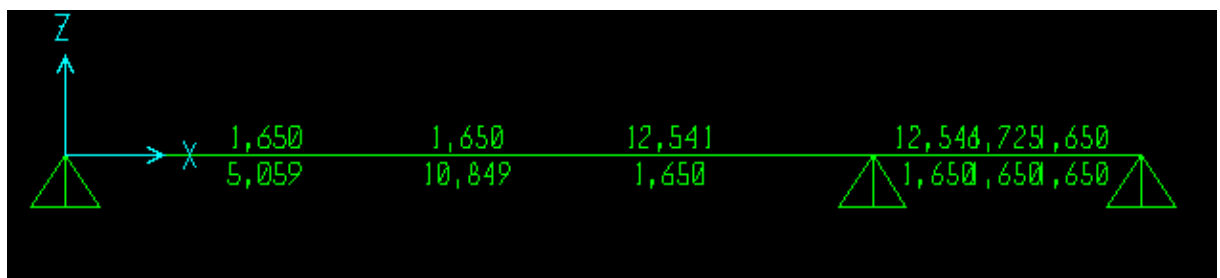


Fig.V.4 : Ferrailage de gradin (SAP2000)

ELU :

a. En travée :

Le choix de ferrailage de paillasse est : **8T14**(A= 12.32 cm²)

▪ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{12.32}{4} = 3.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En prend **4T10** de section **3.14 cm²/ml**

- **Espacement :**

$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow$ Direction la plus sollicité (B.A.E.L 91)

$$S_t = \frac{100}{8} = 13 \text{ cm} < \min(51, 33 \text{ cm}) \text{ CV}$$

- a. **En appui :**

Le choix de ferrailage de palier est : **9T 14** **A= 13.85 cm²**

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{13.85}{4} = 3.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En prend **5T10** de section **3.93 cm²/ml**

- **Espacement :**

$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow$ Direction la plus sollicité (B.A.E.L 91)

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(51, 33 \text{ cm}) \text{ CV}$$

V.3.5 Récapitulation du ferrailage de Gradin :

Tab.V.6 : Récapitulation du ferrailage de Gradin

	A_{st}(sap) (cm²/ml)	Choix (cm²/ml)	A_r (cm²/ml)	A_rchoisi (cm²/ml)	S_t (cm)
Travée	10.85	8T14	3.08	4T10	13
Appui	12.54	9T14	3.08	5T10	25

CHAPITRE VI :
ETUDE DYNAMIQUE

VI.1 Introduction :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique, ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion...).

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les séismes sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique qui consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

VI.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour pouvoir l'analyser.

L'objectif initial de cette étude est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

VI.3 Modélisation de la structure étudiée :

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel **SAP2000 version 14.2.2** pour les modélisations et l'analyse de l'ouvrage qui permettent de simplifier suffisamment le problème.

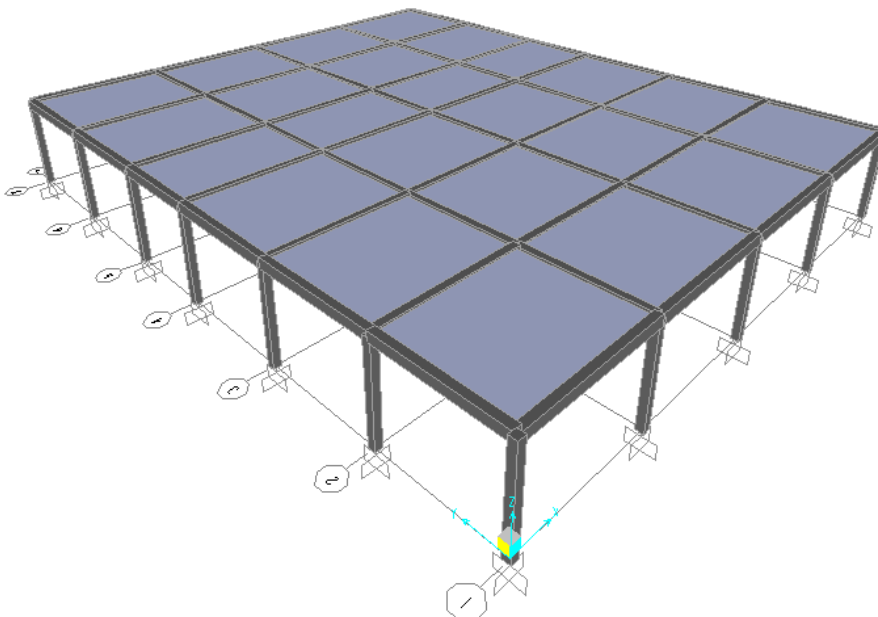


Fig.VI.1 : photo de Modélisation de bloc A (SAP2000)

VI.4 Méthode de calcul utilisable :

Selon les règles parasismiques Algériennes « RPA 99 version 2003 », le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre cas, on a utilisé **La méthode statique équivalente** pour l'étude dynamique des blocs.

VI.5 Combinaisons d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'action aux états limites suivantes : « Ultime, Service, et Accidentel ».

- **ELU** : $1.35G + 1.5Q$
- **ELS** : $G + Q$
- **ELA** : $G + Q \pm E$
- **ELA** : $G + Q \pm 1.2E$

VI.6 Détermination de la force sismique totale V:

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule proposée par le **RPA99 V 2003**.

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

- **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Zone I : D'après la classification sismique de wilaya de Tlemcen (**RPA 99 V 2003**).

Groupe d'usage 1B : ouvrage de grande importance

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.12**

- **Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

La valeur de R est donnée par le « **tableau 4.3** » RPA99 V 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans « **l'article 3.4** » du **RPA99 V 2003**.

On a un système de contreventement en portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide. Ce qui implique que le coefficient de comportement sera : **R=3.5**

- **Facteur de qualité (Q) :**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1 Pq$ (4.4)

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non ».

- **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

D'après le **RPA99 V 2003**, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

- **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

On a supposé que la qualité d'exécution est contrôlée.

→ Critère observé $P_q=0$

Tab.VI.1 : Pénalité correspondante au critère de qualité

Critère « q »	Pq	
	observé	n'observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
Redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan	0	–
Régularité en élévation	0	–
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
Somme	0	0.15

Donc $P_q=0.15$

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Donc : $Q_x = Q_y = 1.15$

▪ **Période fondamentale de la structure « T » :**

D'après RPA99 V2003 (4.6 et 4.7) :

$$T = \min\left(C_T h_n^{\frac{3}{4}} ; \frac{0,09h_n}{\sqrt{D_x}} ; \frac{0,09h_n}{\sqrt{D_y}}\right)$$

Avec :

h_n : Hauteur mesuré en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

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

C_T : Coefficient, en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau (4.6) du RPA99 V2003.

$C_T = 0,05$ (Portique autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie)

$$\begin{cases} T_1 = C_T h_n^{\frac{3}{4}} = 0,141 \text{ s} \\ T_2 = \frac{0,09 h_n}{\sqrt{D_x}} = 0,07348 \text{ s} \\ T_3 = \frac{0,09 h_n}{\sqrt{D_y}} = 0,06685 \text{ s} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = \min(T_1, T_2) = 0,07348 \text{ s} \\ T_y = \min(T_1, T_3) = 0,06685 \text{ s} \end{cases}$$

▪ **Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement « η » et de la période fondamentale de la structure « T ».

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

- Période caractéristique associées à la catégorie de site.

$$\text{Site 3 (site meuble)} : \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$$

- η : facteur de correction d'amortissement, donné par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Selon **RPA** On prend : $\xi = 7$

Donc : $\eta = 0,882$

$$\{D = 2,5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2\}$$

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,882 = 2,2047 \\ D_y = 2,5 \times 0,882 = 2,2047 \end{cases}$$

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

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec: } W_i : \text{ le poids de chaque niveau}$$

D'après la modélisation de la structure avec logiciel « SAP2000 », on tire le poids de niveau.

Tableau VI.2 : Poids de niveau bloc A (donné par SAP 2000)

Niveau	Hauteur d'étage h_i (m)	W_i (t)
1	4	3814,4637

- **Détermination de l'effort tranchant V :**

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} \cdot W_T = 33,16 \text{ t}$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} \cdot W_T = 33,16 \text{ t}$$

- **La force sismique F :**

Selon **RPA99 V2003**, La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F = \frac{(V - F_t) \cdot w_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration, donnée par la formule suivante :

$$F_t = \begin{cases} 0,07 TV & \text{si } T > 0,7s \\ 0 & \text{si } T < 0,7s \end{cases}$$

✚ Sens (X-X) :

$$F_x = \frac{(V_x - F_t) \cdot w_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

Avec : $V_x = 33,16 \text{ t}$; $T_x = 0,07348 \text{ s} < 0,7s$; $F_{tx} = 0$

✚ Sens (Y-Y) :

$$F_y = \frac{(V_y - F_t) \cdot w_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

Avec : $V_y = 33,16$; $T_y = 0,06685 \text{ s} < 0,7s$; $F_{ty} = 0$

- **Justification des déplacements est l'effet $P - \Delta$:**

D'après l'article (5.10) de **RPA 99 V2003**, on doit vérifier la déformation de notre structure selon les deux sens (X-X) et (Y-Y) .

Le déplacement horizontal de chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec : δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y a compris l'effort de torsion)

R : coefficient de comportement (**R=3,5**)

- Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Ce dernier doit être inférieur à $1\%h_e$

Etage	Pk	dk	R	$\delta=dk*R$	Δ_k	Vkx	hk	$\theta_{ky}=Pk*\Delta_k/Vk*hk$	P- Δ	Δ_k
1	3814,64	0,0004	3,5	0,0014	0,0004	33,161	4	0,011503384	P- DELTA négligé	vérifié

Notre Bloc est bien modélisée ce qui nous permet de passer au calcul des éléments structuraux.

VI.7 Justification de la largeur des joints sismiques :

D'après le **RPA99 V2003**, deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)\text{mm} \geq 40\text{mm}$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

 **Bloc A et B:**

$$d_{min} = 15\text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2)\text{ mm} = 70.29\text{ mm} \geq 40\text{ mmCV}$$

 **Bloc B et C:**

$$d_{min} = 15\text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2)\text{ mm} = 51.82\text{ mm} \geq 40\text{ mmCV}$$

 **Bloc C et D:**

$$d_{min} = 15\text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2)\text{ mm} = 43.34\text{ mm} < 40\text{ mmCV}$$

Donc on prend **d = 10 cm**

CHAPITRE VII :
ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VII.1 Introduction :

Notre structure est un ensemble bidimensionnel constitué des poteaux et des poutres, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**SAP2000**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

VII.2 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux, assurant essentiellement la transmission des charges des niveaux aux fondations, ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc, ils sont calculés en flexion composée.

VII.2.1 Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes:

Selon BAEL 91 : [Combinaisons fondamentales]

- **ELU :** $1.35 G + 1.5 Q$
- **ELS :** $G + Q$

Selon RPA99V2003 : [Combinaisons accidentelles]

- $G + Q \pm E$
- $G+Q \pm 1.2E$

VII.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Le calcul de ferrailage doit être mené d'une vérification prescrite par le **RPA 99V2003**, dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d: L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : L'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

La vérification des poteaux sous sollicitations normales pour les combinaisons sismiques est représentée dans les tableaux suivants :

Tab.VII.1 : Vérification spécifique sous sollicitations normales (Bloc A)

Poteaux	N_d (KN)	B_c (cm ²)	f_{c28} (MPa)	$v \leq 0,3$	Observation
RDC	251.640	30×30	25	0.11	CV

VII.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

Avec :

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

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

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{RPA 99 V 2003}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_d = 0,075 \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad \text{RPA 99 V 2003}$$

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau. ($l_f = l_0$)

$$l_f = l_0 = 4 \text{ m}$$

Tab.VII.2 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes (Bloc A)

Poteaux	V (KN)	bd (m)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	Observation
RDC	64.094	0.081	0.791	7.14	0.075	1.875	CV

VII.2.4 Calcul du ferrailage longitudinal :

D'après le RPA 99 V 2003 (article 7.4.2.1) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimal sera de 0.7 % (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I)

- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).

On va prendre le poteau le plus sollicité par un effort normal « N » et un moment fléchissant « M » à l'aide de logiciel **SAP 2000**.

Tabl.VII.3 : Sollicitations des poteaux du bloc A

Poteaux	N (KN)	M (KN.m)
RDC	251.640	93.529

Les résultats du ferrailage longitudinal du sont regroupés dans le tableau suivant :

Tab.VII.4 : Ferrailage longitudinal des poteaux du bloc A

Poteaux	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	Ferrailage longitudinal	
					Choix	Section (cm ²)
RDC	30×30	6.30	36	-1.34	8T12	9.03

VII.2.5 Calcul du ferrailage transversal :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (\text{RPA99 V 2003})$$

Avec:

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 235$ MPa.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du monde fragile de la rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2.5$ si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ si l'élanement géométrique $\lambda_g < 5$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right) \quad [\text{BAEL91 modifiée 99}]$$

Avec :

Φ_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

t : espacement des armatures transversales, la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

$$\text{RPA99 V 2003 : } \begin{cases} \text{Zone nodale :} & t \leq \min (10 \Phi_1, 15 \text{ cm}) \quad \text{Zone I} \\ \text{Zone Courante :} & t' \leq 15 \Phi_1 \quad \text{Zone I} \end{cases}$$

Tab.VII.5 : Ferrailage transversal des poteaux blocA

Poteaux	h (cm)	V_u (KN)	λ_g	ρ_a	t (cm)	t'(cm)	A_t (cm)	Φ_t (mm)
RDC	30	52.519	7.14	2.5	10	15	1.86	$\Phi 8$

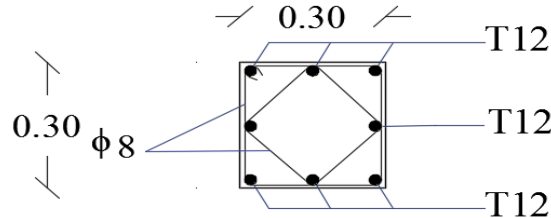


Fig.VII.1 : Ferrailage des poteaux

VII.2.6 Recouvrement :

La longueur de recouvrement minimal donnée par le **RPA99 V 2003** est de : 40Φ en zone I

Tab.VII.6: Longueurs de recouvrement des poteaux

Φ (mm)	L_r (cm)	L_r choisi (cm)
12	48	50

VII.3 Les poutres :

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple à partir du règlement **B.A.E.L 91**, puis on se rapportera au règlement **RPA99 V 2003** pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

VII.3.1 Combinaisons des charges :

Selon **BAEL91** : [combinaisons fondamentales]

- ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS : $G + Q$

Selon **RPA99 V 2003** : [Combinaisons accidentelles]

- $G + Q \pm E$

VII.3.2 Recommandation du **RPA99 V 2003** :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone I.

VII.3.3 Ferrailages des poutres principaux :

- Ferrailages longitudinales :

Tab.VII.7 Sollicitations des poutres principaux boc A

Section (cm ²)	ELU		ELS		G+Q+E	
	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)
30×40	94.032	19.930	87.006	54.890	76.123	44.590
V(KN)	59.689		42.610		48.420	

✚ En travée :

ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19.93 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.9 \times 0.4)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.036 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.046$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.353 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{19.93 \times 10^{-3}}{0.353 \times 347.826} = 1.62 \text{ cm}^2$$

- Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1.2; 1.49) \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } 1.62 \text{ cm}^2 > 1.49 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

ELS:

$$\text{Il faut vérifier que } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{19.93}{8.06} = 2.473$$

$$\alpha = 0.046 < 2.473 \text{ CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

✚ En appui :

ELU

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{94.032 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.9 \times 0.4)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.171 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.236$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.326\text{m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{94.032 \times 10^{-3}}{0.326 \times 347.826} = 8.29 \text{ cm}^2$$

ELS:

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{94.032}{67.006} = 1.403$$

$$\alpha = 0.236 < 1.403 \text{ CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

- **Armatures minimales :**

Selon **RPA99V2003** : $A_{\min} = 0.5\%(b \times h) = 6 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} \geq A_{\min}$$

- **Armatures maximales :**

Selon **RPA99 V 2003** :

$$A_{\max} = 4\%(b \times h) = 48 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante}).$$

$$A_{\max} = 6\%(b \times h) = 72 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement}).$$

- **Le choix :**

En travée : **3T12** de section **3.39 cm²**

En appui : **6T14** de section **9.24 cm²**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{\max} = 59.689 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{59.689 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.9 \times 0.4} = 0.553 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \text{ CV}$$

- **L'espacement des armatures transversales :**

D'après le **RPA99 V 2003** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{zone nodale:} \quad S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right) = 10 \text{ cm} \quad \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{zone courante:} \quad S'_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow S'_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec:

ϕ_{\min} : Diamètre minimale des armatures longitudinales de la poutre principale.

- **Diamètre des armatures transversales :**

D'après le BAEL91 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{lmin}\right) = 1.2 \text{ cm} \quad \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

VII.3.3.1 Récapitulation de ferrailage des poutres principaux de chaque bloc :

Tab.VII.8 : Récapitulation du ferrailage des poutres principaux

Poutre Principale	A _{min} (RPA)	Ferrailages longitudinales				Ferrailages transversales		
		A _{cal} (cm ²)	Choix	A _{cal} (cm ²)	choix	S _t (cm)	S _{t'} (cm)	φ _t (mm)
Bloc(A/B/C/D)	6	1.62	3T12	8.29	6T14	10	15	φ8
Bloc(1/2/3)	6	1.53	3T12	5.55	6T12	10	15	φ8

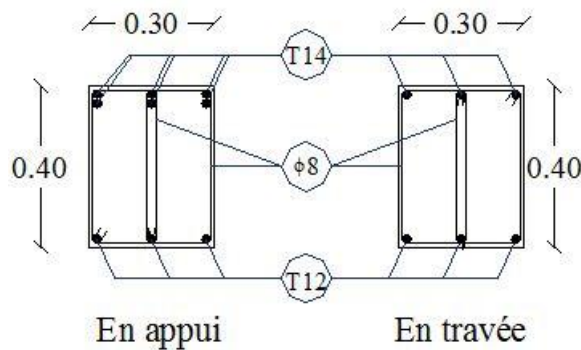


Fig.VII.2 : Ferrailage des poutres principaux(bloc A/B/C/D)

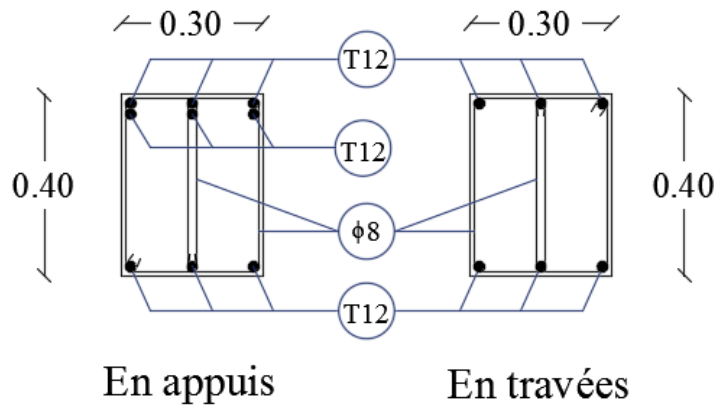


Fig.VII.3 : Ferrailage des poutres principaux (bloc 1/2/3)

VII.3.4 Ferrailages des poutres secondaires :

- Ferrailages longitudinales :

Tab.VII.9 Sollicitations des poutres secondaires bloc A

Section (cm ²)	ELU		ELS		G+Q+E	
	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)
30×40	84.35	18.85	77.15	51.75	66.14	42.62
V(KN)	52.89		46.55		55.22	

VII.3.4.1 Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires de chaque bloc :

Tab.VII.10 : Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires

Poutre secondaire	A _{min} (RPA)	Ferrailages longitudinales				Ferrailages transversales		
		A _{cal} (cm ²)	Choix	A _{cal} (cm ²)	choix	S _t (cm)	S _t ' (cm)	Ø _t (mm)
Bloc(A/B/C/D)	6	2.13	3T12 3.39 cm ²	4.76	6T12 6.79 cm ²	10	15	Ø8
Bloc(1/2/3)	4.5	1.44	3T12	2.65	3T12	10	15	4.5

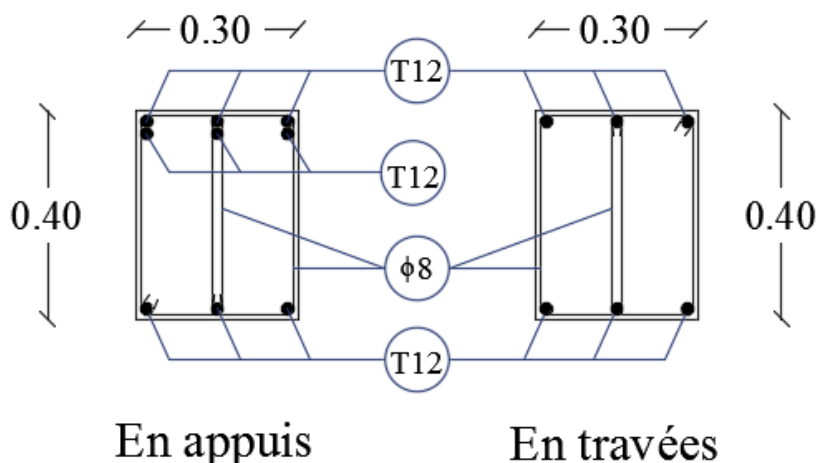


Fig.VII.4: Ferrailage des poutres secondaires (bloc A/B/C/D)

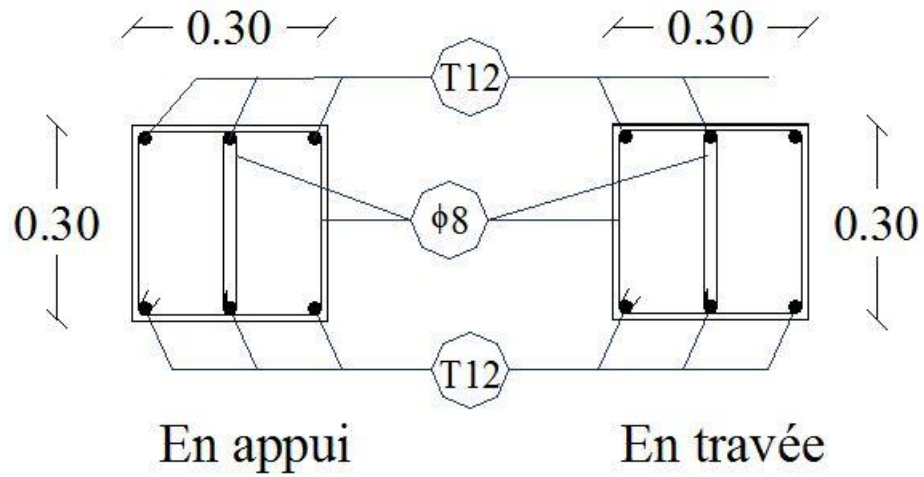


Fig.VII.5: Ferrailage des poutres secondaires (bloc 1/2/3)

VII.3.5 Recouvrement :

Tab.VII.11 : Recouvrement des poutres

\emptyset (mm)	$L_r = 40\emptyset$ (cm)	L_r choisi (cm)
12	48	50
14	56	60

CHAPITRE VIII
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure par les éléments de la structure (poteaux, poutres....)

Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VIII.2 Types de fondation :

Les types de fondation sont :

- Les fondations superficielles (semelle isolée, filante.....).
- Les fondations profondes (des pieux).

VIII.3 Choix du type de fondation:

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol. Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage construire.
- Caractéristique du sol.
- La charge totale transmise au sol.
- Solution économique et facilité de réalisation.
- Stabilité total des bâtiments.

Dans ce cas en choisi la fondation superficielles de type :

- Semelles isolées pour tous les blocs.et la salle omnisport (voir chapitre suivante)
Avec un taux de travail admissible du sol qui est égale à **1,80 bars**.

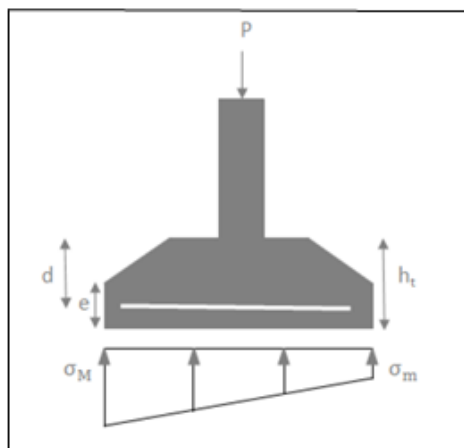


Fig.VIII.1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations

VIII.4 Calcul de l'infrastructure :**VIII.4.1 Les sollicitations des semelles isolées:**

L'analyse des portiques de bloc A par le **SAP2000** a donné les résultats suivants :

Tab.VIII.1: Récapitulation des efforts internes M et N des semelles bloc A

	Efforts	ELU	ELS
Semelle d'extrémité (S1)	M (KN.m)	27,20	20,11
	N (KN)	28,01	195,20
Semelle intermédiaire (S2)	M (KN.m)	39,01	22,19
	N (KN)	396,10	231,9
Semelle centré (S3)	M (KN.m)	43,39	32,17
	N (KN)	421,24	303,45

VIII.4.2. Dimension des semelles isolées:

$$\sigma < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\Rightarrow \frac{N_s}{A.B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A = B = \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \text{ avec: } \bar{\sigma}_{sol} = 1.8 \text{ bar}$$

$$d > \frac{B - b}{4} ; b = 30 \text{ cm}$$

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

✚ S1:

$$A = B = \sqrt{\frac{195}{180}} = 1,04 \text{ m} \Rightarrow A = B = 1,1 \text{ m}$$

$$d > \frac{1,1 - 0,3}{4} = 0,20 \text{ m} \Rightarrow d = 25 \text{ cm}$$

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

✚ S2:

$$A = B = \sqrt{\frac{231,9}{180}} = 1,14 \text{ m} \Rightarrow A = B = 1,2 \text{ m}$$

$$d > \frac{1,2 - 0,3}{4} = 0,224 \text{ m} \Rightarrow d = 25 \text{ cm}$$

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

✚ S3:

$$A = B = \sqrt{\frac{303,45}{180}} = 1,30 \text{ m} \Rightarrow A = B = 1,35 \text{ m}$$

$$d > \frac{1,3 - 0,3}{4} = 0,26 \text{ m} \Rightarrow d = 30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

Vérification :

$$\sigma = \frac{Ns}{A.B} + \frac{M.V}{I} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Avec: } S = B^2 ; I = \frac{B^4}{12} ; V = \frac{B}{2}$$

S1 :

$$\sigma = \frac{195,20}{1,1^2} + \frac{20,11 \times 0,55}{0,122} = 2,5 \text{ bar} > \overline{\sigma_{sol}} = 1,8 \text{ bar} \quad \text{CNV}$$

On augment : **A=B=1.30 m**

$$\sigma = 1,7 \text{ bar} < \overline{\sigma_{sol}} = 1,8 \text{ bar} \quad \text{CV}$$

$$d > \frac{1,30 - 0,3}{4} = 0,25 \text{ m} \Rightarrow d = 30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

S2:

$$\sigma = \frac{231,9}{1,2^2} + \frac{22,19 \times 0,6}{0,518} = 2,38 \text{ bar} < \overline{\sigma_{sol}} = 1,8 \text{ bar} \quad \text{CNV}$$

On augment : **A=B=1.40 m**

$$\sigma = 1,7 \text{ bar} < \overline{\sigma_{sol}} = 1,8 \text{ bar} \quad \text{CV}$$

$$d > \frac{1,40 - 0,3}{4} = 0,27 \text{ m} \Rightarrow d = 30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

S3:

$$\sigma = \frac{303,45}{1,35^2} + \frac{32,17 \times 0,675}{0,2767} = 2,44 \text{ bar} > \overline{\sigma_{sol}} = 1,8 \text{ bar} \quad \text{CNV}$$

On augment : **A=B=1.60 m**

$$\sigma = 1,65 \text{ bar} < \overline{\sigma_{sol}} = 1,8 \text{ bar} \quad \text{CV}$$

$$d > \frac{1,60 - 0,3}{4} = 0,325 \text{ m} \Rightarrow d = 35 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

VIII.4.3 Détermination du ferrailage des semelles:▪ **Méthode des Bielles :**✚ **S1 :**

$$e = \frac{M_s}{N_s} = 0.086 \text{ m}$$

$$P'_s = P \left(1 + 3 \frac{e}{B} \right) = 233,94 \text{ KN}$$

$$P'_u = P \left(1 + 3 \frac{e}{B} \right) = 335,69 \text{ KN}$$

$$A_a = \frac{P'(A - a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}} \rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } A_a = 4,82 \text{ cm}^2 \\ \text{ELS: } A_a = 5,8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc on adopte **6T12** de section **6,79cm²**

✚ **S2 :**

$$e = \frac{M_s}{N_s} = 0,096 \text{ m}$$

$$P'_s = P \left(1 + 3 \frac{e}{B} \right) = 279,61 \text{ KN}$$

$$P'_u = P \left(1 + 3 \frac{e}{B} \right) = 477,6 \text{ KN}$$

$$A_a = \frac{P'(A - a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}} \rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } A_a = 6,29 \text{ cm}^2 \\ \text{ELS: } A_a = 6,36 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc on adopte **6T12** de section **6,79cm²**

✚ **S3:**

$$e = \frac{M_s}{N_s} = 0.106 \text{ m}$$

$$P'_s = P \left(1 + 3 \frac{e}{B} \right) = 363,76 \text{ KN}$$

$$P'_u = P \left(1 + 3 \frac{e}{B} \right) = 504,90 \text{ KN}$$

$$A_a = \frac{P'(A - a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}} \rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } A_a = 9,73 \text{ cm}^2 \\ \text{ELS: } A_a = 8,38 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc on adopte **9T12** de section **10,18 cm²**

VIII.4.4 Détermination de la hauteur de la patin (e):

$$e \geq \max(15 \text{ cm} ; 6\emptyset + 6 \text{ cm})$$

$$e \geq 15 \text{ cm}$$

Donc on prend : $e = 15 \text{ cm}$

VIII.4.5 Espacement :

$$S_t = \frac{B - 10}{n - 1} \rightarrow \begin{cases} \mathbf{S1:} S_t = \frac{110 - 10}{4 - 1} = 33,33 & \rightarrow S_t = 35 \text{ cm} \\ \mathbf{S1:} S_t = \frac{140 - 10}{4 - 1} = 43,33 & \rightarrow S_t = 45 \text{ cm} \\ \mathbf{S1:} S_t = \frac{160 - 10}{7 - 1} = 25 & \rightarrow S_t = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

VIII.4.5 Récapitulation du calcul des semelles isolées :

Tab.VIII.2: Récapitulation du calcul des semelles isolées bloc A

	A×B (m²)	d (cm)	h (cm)	A_{st} (cm²)	S_t (cm)
Semelle d'extrémité (S1)	1.30×1.30	30	35	6T12 (6.79)	35
Semelle intermédiaire (S2)	1.40×1.40	30	35	6T12 (6.79)	45
Semelle centré (S3)	1.60×1.60	35	40	9T12 (10,18cm²)	30

VIII.5 Etude de la longrine :

Les points d'appuis d'un bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines qui s'opposent au déplacement relatif de ces points dans le plan horizontal.

D'après le **RPA 99 V 2003**, le minimum pour les longrines est :

(25x30) cm² ⇒ site catégories S2, S3

(30x30) cm² ⇒ site catégories S4

Comme notre site se situe dans la catégorie **S3** on adopte des longrines de **(30 x 30) cm²**

Les longrines doivent être calculés pour résister à un effort de traction égal à :

$$F = \max\left(\frac{\max(N1, N2)}{\alpha}; 20 \text{ KN}\right)$$

α: Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site

Zone 1, site 3 ⇒ α = 15

$$F = \max\left(\frac{\max(N_1, N_2, N_3)}{\alpha}; 20 \text{ KN}\right)$$

$$\Rightarrow F_s = \max\left(\frac{\max(195,20 ; 231,9; 303,45)}{15}; 20 \text{ KN}\right) = \max(20,23; 20) = 20,23 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow F_u = \max\left(\frac{\max(280,1 ; 396,1; 421,24)}{15}; 20 \text{ KN}\right) = \max(28,08 ; 20) = 28.08 \text{ KN}$$

VIII.5.1 Calcul du ferrailage de la longrine:

- **ELU:**

$$A_{su} \geq \frac{F_u}{\sigma_{st}} = \frac{28,08 \times 10^{-3}}{\frac{400}{1,15}} = 0,80 \text{ cm}^2$$

- **ELS :**

$$A_{ss} \geq \frac{F_s}{\sigma_{st}} = \frac{20,23 \times 10^{-3}}{201,633} = 1,00 \text{ cm}^2$$

- **CNF :**

$$A_s \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,3 \times 0,3 \times 2,1}{400} = 4,73 \text{ cm}^2$$

- **A_{min} :**

$$A_{min} = 0,6\%B = 0,6\%(30 \times 30) = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{su}; A_{ss}; A_s; A_{min}) = 5,4 \text{ cm}^2$$

D'où le ferrailage choisi **6T12** de section **6.79 cm²**.

VIII.5.2 Calcul du ferrailage transversal :

En traction les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce, donc le choix de la section sera : **A_t = 4Ø6 = 1,13 cm²**

- **Espacement des cadres :**

D'après le **RPA 99 V 2003** on a :

$$S_t \leq \min(15 \varnothing_1; 20 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min(15 \times 1,2; 20 \text{ cm})$$

On prend : **S_t = 15 cm**

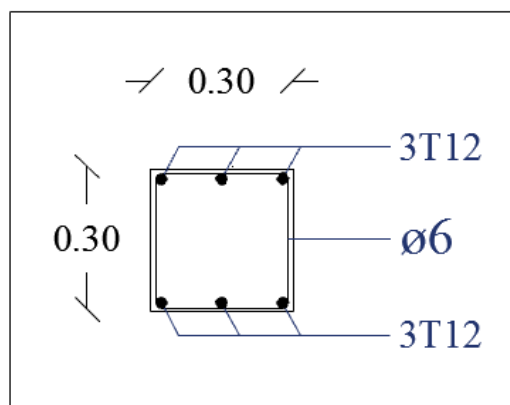


Fig.VIII.2 : Coupe transversale de longrine

CHAPITRE IX

ETUDE DE LA TOITURE METALLIQUE

IX.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre Structure (salle omnisport), qui se résume dans l'action des charges permanentes et d'exploitation et des effets climatiques. Ces dernières ont une grande influence sur la stabilité Del 'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

IX.2 Évaluation des charges :

✚ Charges permanentes :

Les efforts permanents sollicitant la structure sont le poids propre des éléments structuraux, donnés par les documents techniques (**DTR BC2.2** ou par les fournisseurs).

- Toiture en : Panneaux sandwich TL75 0,179KN/m²
- Bardage en : Panneaux sandwich LL40 0,14 KN/m²

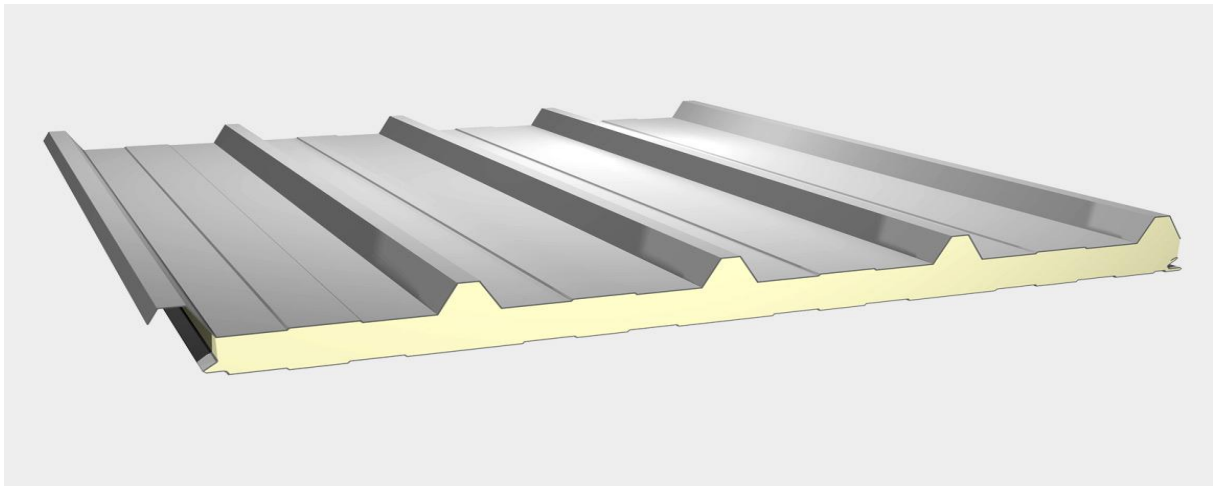


Fig.IX.1 : Panneaux sandwich TL75

✚ Charges d'exploitation :

Pour le toit (toiture inaccessible), sans accès autre que le nettoyage et l'entretien nécessaires:

- Charges ponctuelles de 1 kN (100 daN/m²) au 1/3 et 2/3 de la portée :

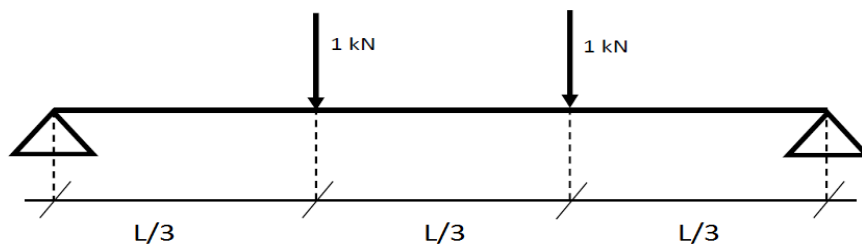


Fig.IX.2 : Charge d'exploitation sur la panne

▪ **Charges climatiques :**

Cette partie a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (**RNV99 version 2013**).

Le règlement **RNV99 version 2013** s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres. Notre structure se trouve à une altitude environ de 310m.

➤ **Calcul des charges de la neige :**

Pour les vérifications des éléments de la structure, l'accumulation de la neige sur la toiture du bâtiment est prise en compte: $S = \mu \cdot S_k$ [kN/m²] (§3.1.1. RNV99 version 2013)

- S (kN/m²) : charge caractéristique de neige par unité de surface.
- S_k (kN/m²) : charge de la neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- μ : coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

.Selon **RNV99 version 2013**, notre projet est situé en zone A .

$$D'où \quad S_k = \frac{0,07 H + 15}{100} = \frac{(0,07 \times 310 + 15)}{100} = 0.367 \text{ KN/m}^2$$

Tab IX.1 : Coefficients de forme-toitures à un versant.

α : 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 μ	0,8	$0,8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0,0

Dans notre cas : $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$.

Selon le tableau ci-dessus (extrait du **RNV99 V2013**),

le coefficient de forme des toitures est : $\mu = 0,8$.

$$D'où \quad S = 0,8 \times 0.367 = 0,484 \text{ KN/m}^2 \quad \text{soit} \quad \longrightarrow \quad S = \mathbf{29,36 \text{ daN/m}^2}$$

➤ **Effet du vent :**

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au <<vent>> et ceci dans toutes les directions possible.

▪ **Données relatives au site :**

Notre bâtiment étant implanté à MAGHNIA (wilaya de TLEMCEN), il revêt les caractéristiques suivantes :

- **Zone climatique de vent II** (RNV 99 V2013, Annexe I – tableau A.2), d'où découlent :
 - ✓ la vitesse de référence du vent : $V_{réf} = 27 \text{ m/s}$ (RNV 99 version 2013, Annexe I – tableau A1)
 - ✓ la pression dynamique de référence : $q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2 = 43,5 \text{ daN/m}^2$ (RNV99 version 2013, § 2.3.1)
 - ✓ Site plat : $C_t=1$
 - **Catégorie de terrain II** (RNV 99 version 2013, § 2.4.3, tableau 2.4), d'où découlent :
 - ✓ le facteur de terrain $K_T = 0,19$ (RNV 99 version 2013, § 2.4.3, tableau 2.4)
 - ✓ le paramètre de rugosité $z_0 = 0,05 \text{ m}$ (RNV 99 version 2013, § 2.4.3, tableau 2.4)
 - ✓ la hauteur minimale $z_{min} = 2 \text{ m}$ (RNV 99 version 2013, § 2.4.3, tableau 2.4)
 - ✓ le coefficient $\epsilon = 0,52$ (RNV 99 version 2013, § 2.4.3, tableau 2.4)

- **Directions du vent :**

Selon le **RNV 99** version **2013** (§ 2.1), le calcul est effectué séparément suivant les deux directions du vent, qui sont perpendiculaires aux toitures de la construction.

La figure 3, montre les directions du vent appliquées aux différentes parois extérieures du bâtiment :

- ✓ La direction V1 : perpendiculaire à la façade principale et parallèle aux façades latérales.
- ✓ La direction V2 : perpendiculaire à la façade latérale droite et parallèle aux façades principale et postérieure.
- ✓ La direction V3 : perpendiculaire à la façade postérieure et parallèle aux façades latérales.
- ✓ La direction V4 : perpendiculaire à la façade latérale gauche et parallèle aux façades principale et postérieure.

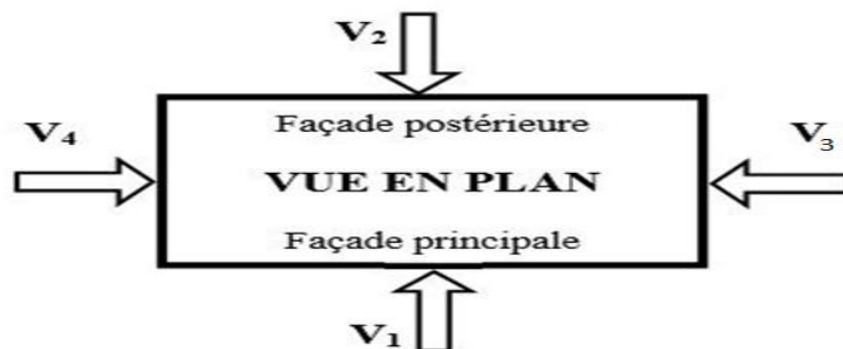


Fig IX.3 : Action du vent
Source : modifier par auteur

- **Calcul de la pression du vent :**

L'effet du vent par unité de surface est donné par la formule suivante :

$$q_j = q_{dyn} \times C_d \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/mm^2]$$

Avec :

- q_{dyn} : Pression dynamique du vent.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieur
 - $V_1 = V_2 \quad h = 9 \text{ m} \quad \text{et} \quad b = 52 \text{ m}$
 - $V_3 = V_4 \quad h = 9 \text{ m} \quad \text{et} \quad b = 37 \text{ m}$

▪ **Calcul de la pression dynamique q_{dyn} :**

Pour une structure permanente q_{dyn} est donnée par la formule suivante :

$$q_{dyn}(Z) = q_{ref} \cdot C_e(Z) \quad N/mm^2$$

Avec :

- q_{ref} : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent.
- C_e : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (C_r), et du coefficient de topographie (C_t) et de l'intensité de turbulence (I_v).

▪ **Coefficient de rugosité : (C_r)**

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

S'agissant de notre projet, $h < b \longrightarrow z_e = h \longrightarrow$ soit $z = 9$

Vu que $z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m}$ et selon le RNV 99 version 2013 (§ 2.4.4)

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,19 \times \ln\left(\frac{9}{0,05}\right) \quad C_r(z) = 0,7$$

▪ **Coefficient de topographie (C_t) :**

S'agissant d'un bâtiment implanté dans un site plat ($\Phi < 0,05$)

et selon le RNV 99 version 2013 (§ 2.4.5.2)

$$\longrightarrow C_t(z) = 1$$

▪ **L'intensité de turbulence (I_v) :**

L'intensité de turbulence (I_v) est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne de vent.

Vu que $z > z_{min}$ et selon le RNV 99 version 2013 (§ 2.4.6)

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{9}{0,05}\right)} \quad \text{donc} \quad I_v(z) = 0,192$$

- **Coefficient d'exposition (Ce) :**

Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (Cr), et du coefficient de topographie (Ct) et de l'intensité de turbulence (Iv).

$$C_e(Z) = (Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times [1 + 7I_v(Z)]$$

Dans le cas où Ct=1 le coefficient d'exposition est donné par le tableau 2.3 (RNV)

Après interpolation : **Ce=2.293**

- **Valeur de la pression dynamique (q_{dyn}) :**

Après avoir défini tous les coefficients qui permettent de prendre en compte les différents effets provoqués par le vent, on peut calculer la pression dynamique comme suit :

$$q_{\text{dyn}} = 435 \times 2.293 = \mathbf{997,455 N/m^2}$$

- **Détermination de coefficient dynamique Cd :**

Le coefficient dynamique Cd tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

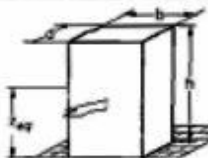
Il dépend de la hauteur et la largeur de la structure, ainsi que du matériau de la structure.

Ce coefficient est donné en fonction de la relation suivante (**RNV99** version 2013, §3.3) :

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(z_e) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(z_e)}$$

Ce coefficient, est lui aussi calculé suivant les deux directions du vent.

Tab. IX.1: Détermination du coefficient dynamique Cd

Paramètre	Forme analytique	Référence	Résultat	Résultat
$L_i(z_{eq})$	$L_i(z) = 300 \times \left(\frac{z}{200}\right)^e$	cf. § 3.3.1 formule 3.3a	60.84	60.84
Q^2	$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{(b+h)}{L_i(z_{eq})}\right)^{0,63}}$	cf. § 3.3.1 formule 3.2	0.53	0.576
$n_{1,x}$ (Hz)	$n_{1,x} = 46/h$	cf. § 3.3.4.2 formule 3.14	6.39	6.39
δ	$\delta = \delta_s + \delta_a$ avec $\delta_a = 0$	cf. § 3.3.2 formule 3.9 tableau 3.1	0.08	0.08
$V_m(z_{eq})$	$V_m(z) = C_t(z) \times C_i(z) \times V_{ref}$	cf. annexe 2	18.9	18.9
N_x	$N_x = \frac{n_{1,x} \times L_i(z_{eq})}{V_m(z_{eq})}$	cf. § 3.3.2 formule 3.6	20.569	20.569
R_N	$R_N = \frac{6,8 \times N_x}{(1 + 10,2 \times N_x)^{2/3}}$	cf. § 3.3.2 formule 3.5	0.0187	0.0187
η	$\eta_h = \frac{4,6 \times N_x \times h}{L_i(z_{eq})}$	cf. § 3.3.2 formule 3.8a Pour $h = 50$ m	11.19	11.19
	$\eta_b = \frac{4,6 \times N_x \times h}{L_i(z_{eq})}$	cf. § 3.3.2 formule 3.8b Pour $b = 25$ m	80.86	80.86
R_h	$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) \times \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h})$	cf. § 3.3.2 formule 3.7a	0.0853	0.0853
R_b	$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) \times \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b})$	cf. § 3.3.2 formule 3.7b	0.0122	0.0172
R^2	$R^2 = \frac{\Pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$	cf. § 3.3.2 formule 3.4	0.0011	0.0017
v	$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0.08$	cf. § 3.3.3 formule 3.12	0.3	0.345
G	$\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3$	cf. § 3.3.3 formule 3.11	3.4	3.44
$I_v(z_{eq})$	$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$ pour $z > z_{min}$	 <p>a) Constructions verticales, telles que éléments, etc. $z_{eq} = 0.6h = 30$ m (Cf. 3.3 fig. 3.1) Pour I_v (Cf. § 2.4.6 formule 2.5a)</p>	0.201	0.201
C_d	$\frac{1 + 2 \times g \times I_v(z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(z_{eq})}$	cf. § 3.3 formule 3.1	0.829	0.852
			Cd1	Cd2

▪ **Coefficient de la pression interne C_{pi} :**

$$\mu = \frac{\Sigma \text{ des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\Sigma \text{ des surfaces de toutes les ouvertures}} \quad (\text{RNV99 version 2013, §5.2.2.2})$$

Ce coefficient est lui aussi calculé séparément suivant les deux directions du vent (RNV 99 version 2013, § 2.1).

➤ Suivant la direction de V1 et V2 :

On a : b = 52 m d = 37 m h = 9 m

$$\bullet \mu_1 = \frac{57.3 + (2 \times 34.8)}{184.2} = 0.687$$

$$\frac{h}{d} = \frac{9}{37} = 0.25$$

Selon la courbe du RNV 99 version 2013 (§5.2.2.2, figure 5.14) → C_{pi 10} = -0,27

➤ Suivant la direction de V3 et V4 :

On a : b = 37 m d = 52 m h = 9m

$$\bullet \mu_1 = \frac{(2 \times 57,3) + 34.8}{184.2} = 0.811$$

$$\frac{h}{d} = \frac{9}{52} = 0.17$$

Selon la courbe du RNV 99 version 2013 (§5.2.2.2, figure 5.14) → C_{pi 10} = - 0,2

▪ **Coefficient de la pression extérieure C_{pe} :**

Les valeurs de C_{pe} sont calculées selon le RNV99 version 2013 (§5.1.1.2) :

- si S ≤ 1 m² → C_{pe} = C_{pe.1}
- si 1 m² < S < 10 m² → C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) x log₁₀(S)
- si S ≥ 10 m² → C_{pe} = C_{pe.10}

Ce coefficient est calculé séparément pour les deux directions du vent (RNV 99 version 2013, § 2.1).

Avec :

S : la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : S ≥ 10 m² donc C_{pe} = C_{pe.10}

On utilise :

Les valeurs du C_{pe} pour la structure, sont présentées ci-dessus :

REMARQUE : On a la Toiture a deux versants.(RNV2013 ,P86)

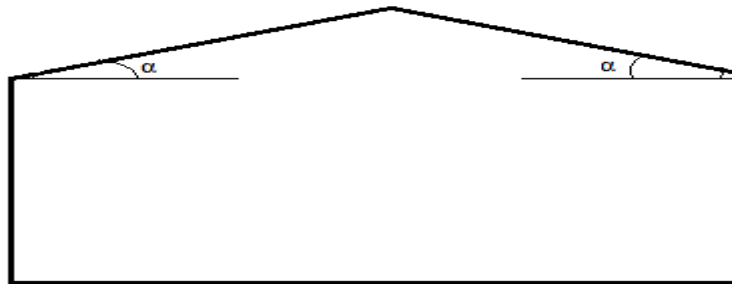


Fig. IX.4 : forme de toiture à deux versants
Source : modifier par auteur

➤ **Vent sur la Toiture à la face de 52m :(V1, V2)**

Pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices, les coefficients de pression de chaque versant s’obtiennent en utilisant les valeurs des toitures à un versant pour $\theta = 0^\circ$

$$RNV\ 99.e = \min [b, 2h]$$

$$\begin{cases} b = 52\ m \\ d = 37\ m \\ h = 9.3\ m \end{cases} \rightarrow e = \text{Min}[52 ; 2 \times 9] = 18\ m$$

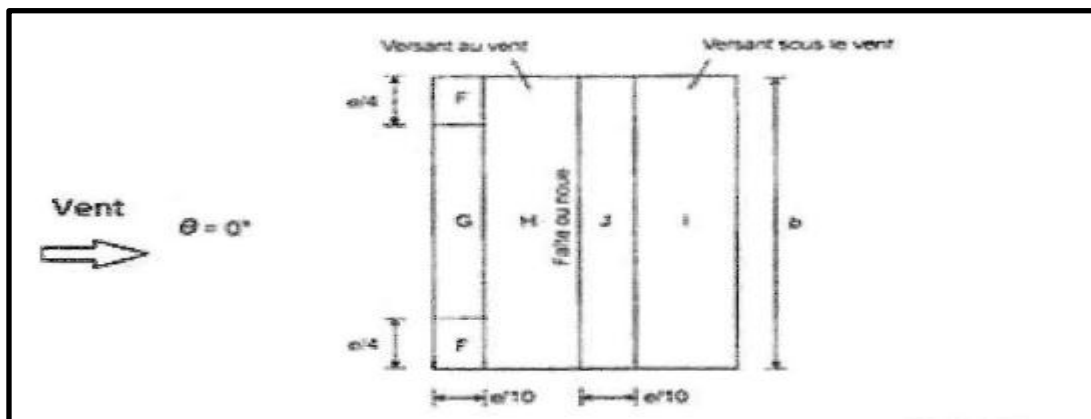


Fig.IX.5 : Légende pour les toitures à deux versants $\theta = 0^\circ$

- Selon le tableau du RNV 99 version 2013(p87) et après simplification donc résultat de C_{pe} dans le tableau suivant :

	F	G	H	I	J
C_{pe}	-1.58	-1.1412	-1.067	-0.570	0.0236
	-0.13	-0.137	-0.044		-0.658

➤ **Vent sur pignon :**

Pour un vent sur pignon, les coefficients de pression de chaque versant s'obtiennent en utilisant les valeurs des toitures à un versant pour $\theta = 90^\circ$ **RNV 99**.

$$e = \min [b, 2h]$$

$$\begin{cases} b = 37m \\ d = 52m \\ h = 9.3m \end{cases} \rightarrow e = \text{Min.} [37 ; 2 \times 9.3] = 18.6m$$

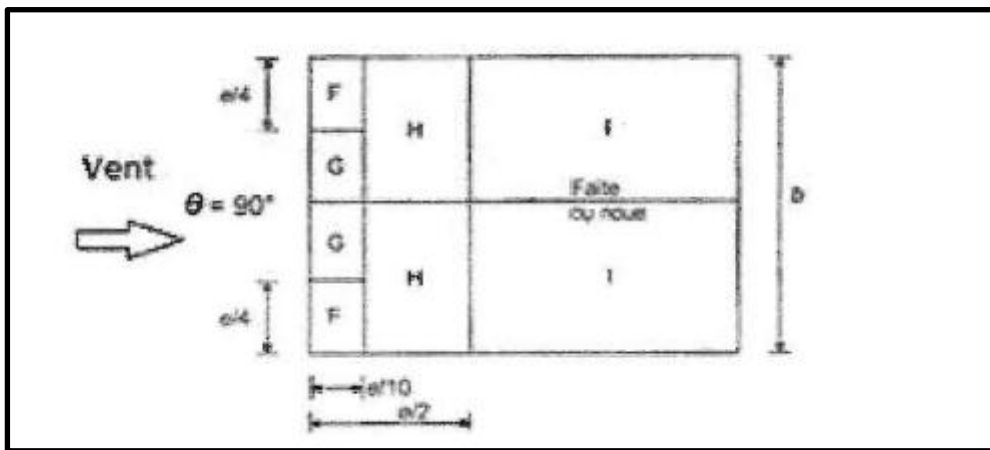


Fig. IX.6: Légende pour les toitures a deux versants $\theta = 90^\circ$

- Selon le tableau du RNV 99 version 2013(p87) et après simplification donc résultat de C_{pe} dans le tableau suivant :

	F	G	H	I
C_{pe}	-1,55	-1,3	-0,68	-0,58

Après avoir défini tous ces coefficients, on peut calculer la pression due au vent :

$$q_j = q_{dyn} \cdot C_d \cdot (C_{pe} - C_{pi})$$

➤ **Vent sur la Toiture à la face de 52m :(V1, V2)**

	C_{d1}	$Q_d(N/m^2)$	C_{pe10}	C_{pi}	$C_{pe10} - C_{pi}$	$q_j (N/m^2)$
F	0,829	997,455	- 1,58	-0.27	- 1.31	- 1083.226
			-0.13		0.14	115.764
G	0,829		- 1.141		- 0.8712	- 720.386
			-0.117		0.153	126.513

H	0,829		- 0.067		0.203	167.868
			-0.044		0.226	186.876
J	0,829		- 0,570		- 0,3	- 248.06
I	0,829		0.0236		-0.2464	-203.744
			-0.658		-0.388	-320.832

➤ *Vent sur pignon :*

	C_{d1}	$Q_d(N/m^2)$	C_{pe10}	C_{pi}	$C_{pe10} - C_{pi}$	$q_j (N/m^2)$
F	0,852	997,455	-1.55	-0.2	-1.35	1147.2
G	0,852		-1.3		- 1.1	- 934
H	0,852		-0.68		-0.48	-407.918
I	0,852		-0.58		-0.38	322.935

▪ **Calcul de force de frottement :**

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport $d/b \geq 3$ ou le rapport $d/h \geq 3$.

Avec : **d** est dimension de la construction parallèle au vent

b est la dimension de la construction perpendiculaire au vent

h est la hauteur de la construction

La force de frottement est donné par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) \times C_{fr} \times S_{fr})$$

j : élément de surface parallèle à la direction du vent

z_j : hauteur du centre de l'élément j (m)

q_{dyn} : pression dynamique du vent (N/m²)

$S_{fr,j}$: aire de l'élément de surface j (m²)

$C_{fr,j}$: coefficient de frottement pour l'élément de surface j (**Tableau 2.1 chapitre 2 RNV99**)

$C_{fr,toiture} = 0.01$ (ondulations parallèles au vent).

Le tableau suivant donne les valeurs de la force de frottement pour la toiture :

Tab. IX.3: Valeurs de la force de frottement

Direction de vent	Toiture (KN)		
	d/b	d/h	F _{fr}
V1 , V2	0.71	3.97	13.71
V3 , V4	1.4	5.59	19.19

IX.3 Pré dimensionnement des éléments :

IX.3.1 Caractéristiques de couverture :

La couverture est en panneau sandwich type TL75, de longueur 6 m et de largeur 1m, Elle sera disposée de manière à utiliser son module de résistance maximale.

- Poids propre (TL75) $P = 0,179 \text{ kN/m}^2$
- Contrainte de rupture $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$
- Contrainte élastique $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Flèche admissible $\delta_{\max} = 1/200$

IX.3.2 Calcul des pannes de couverture :

Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en I ou U, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et la surcharge d'entretien. Elles sont disposées perpendiculairement aux traverses des portiques. Elles sont calculées suivant le "CCM97".

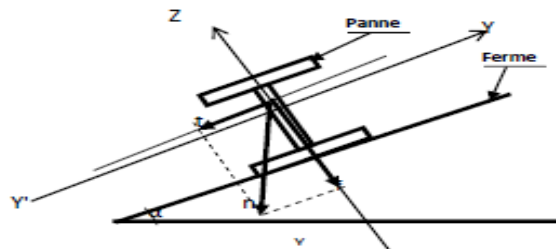


Fig. IX.7: Disposition de la panne sur la toiture

▪ Charges à prendre en considération :

- Charges permanentes ($P_{\text{tôle}}$) : $G = 0,179 \text{ kN/m}^2$
- Charges d'entretien : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$
- Action de la neige : $S = 0.2936 \text{ kN/m}^2$
- Action du vent : $W = -1,14 \text{ kN/m}^2$

▪ Espacement entre pannes :

La couverture est d'une longueur de 6m donc on suppose qu'elle appuyée sur 9 appuis ce qui donne un espacement moyen de 1,54 m

▪ **Descente Charges des pannes :**

- $G = 0,179 \times 1,54 = 0,2756 \text{ KN/m}$
- $Q = 1 \times 1,54 = 1,54 \text{ kN/m}$
- $S = 0.2936 \times 1,54 = 0,452 \text{ kN/m}$
- $W = -1,14 \times 1,54 = -1,755 \text{ kN/m}$

a / Combinaison des charges :

ELU :

Plan (z-z) : $\alpha = 6,47^\circ$

$$q_{z1} = 1,35 G \times \sin\alpha + 1,5 Q \times \sin\alpha = 0,302 \text{ kN/ml}$$

$$q_{z2} = 1,35 G \times \sin\alpha = 0,041 \text{ KN/ml} \Rightarrow q_{z\text{umax}} = 0,302 \text{ kN/ml}$$

$$q_{z3} = 1,35 G \times \sin\alpha + 1,5 S \times \sin\alpha = 0,117 \text{ kN/ml}$$

Plan (y-y) :

$$q_{y1} = 1,35 G \times \cos\alpha + 1,5 Q \times \cos\alpha = 2,66 \text{ kN/ml}$$

$$q_{y2} = 1,35 G \times \cos\alpha - 1,5W = -2,26 \text{ kN/ml} \Rightarrow q_{y\text{umax}} = 2,66 \text{ kN/ml}$$

$$q_{y3} = 1,35 G \times \cos\alpha + 1,5 S \times \cos\alpha = -1,58 \text{ kN/ml}$$

ELS :

Plan (z-z) : $\alpha = 6,47^\circ$

$$q_{z1} = G \times \sin\alpha + Q \times \sin\alpha = 0,20 \text{ kN/ml}$$

$$q_{z2} = G \times \sin\alpha = 0,031 \text{ kN/ml} \Rightarrow q_{z\text{smax}} = 0,20 \text{ kN/ml}$$

$$q_{z3} = G \times \sin\alpha + S \times \sin\alpha = 0,081 \text{ kN/ml}$$

Plan (y-y) :

$$q_{y1} = G \times \cos\alpha + Q \times \cos\alpha = 1,8 \text{ kN/ml}$$

$$q_{y2} = G \times \cos\alpha - W = -1,48 \text{ kN/ml} \Rightarrow q_{y\text{smax}} = 1,8 \text{ kN/ml}$$

$$q_{y3} = G \times \cos\alpha + S \times \cos\alpha = 0,723 \text{ kN/ml}$$

b / Calcul des moments sollicitant à l'ELU :

Les travers sont espacés de 6 m

Plan (z-z) :

$$M_{z,sd} = q_z \frac{l_z^2}{8} = 1,062 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,sd} \leq M_{z,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$\Rightarrow W_{plz} \geq \frac{M_{z,sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{1,062 \times 1,1 \times 10^3}{235} = 4,973 \text{ cm}^3$$

Plan (y-y) :

$$M_{y,sd} = q_y \frac{l_y^2}{8} = 9,28 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} \leq M_{y,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$\Rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{11,2 \times 1,1 \times 10^3}{235} = 43,44 \text{ cm}^3$$

c / condition de flèche à l'ELS :

$$q_{sz} = 0,228 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sy} = 2,01 \text{ KN/ml}$$

Plan (z-z) :

$$\delta = \frac{5 \times q_{sz} \times l_z^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta_{max} = \frac{l_z}{200} = \frac{500}{200} = 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow I_z \geq \frac{5 \times q_{sz} \times l_z^4}{384 \times E \times \delta_{max}}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{5 \times 0,228 \times 500^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 2,5}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 35,34 \text{ cm}^4$$

$$\text{Plan (y-y)} : \delta = \frac{5 \times q_{sy} \times l_y^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\delta_{max} = \frac{l_y}{200} = \frac{500}{200} = 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_{sy} \times l_y^4}{384 \times E \times \delta_{max}}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 2,01 \times 500^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 3}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 259,64 \text{ cm}^4$$

d / Choix du profilé :

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un **IPE 160**.

Tab. IX.4 : Caractéristiques du profilé IPE160

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m		A cm ²	h mm	b mm	Tf Mm	tw mm	D mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl- y cm ³	Wpl- z cm ³	iy cm
IPE160	15,8	20,1	160	82	7,4	5,0	127,2	869	68,3	124	26,1	6,58	1,84

IX.3.3. La traverse :

Les traverse sont des éléments horizontaux qui supportent les charges et les surcharges, et qui transmettent ces derniers aux poteaux, ils sont généralement des profilés en HEA ou IPE.

▪ **Pré dimensionnement des membrures supérieures est inférieur :**

On utilise une formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profilé et la portée de la panne.

$$h \geq \frac{L}{40}$$

Avec :

h : la hauteur du profilé

L : la longueur de la panne

Donc on a choisi un $\left\{ \begin{array}{l} \text{Membrures supérieures: HEA 180} \\ \text{Membrures inférieures: HEA 200} \end{array} \right.$

Tab. XI.5 : Caractéristiques du profilé HEA180, HEA200

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b m m	Tf M m	tw m m	D M m	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl- y cm ³	Wpl- z cm ³	iy cm	iz cm
HEA180	35,5	45,3	171	180	9,5	6	122	2510	924,6	324,9	156,5	7,45	4,52
HEA200	42,3	53,8	190	200	10	6,5	134	3692	1336	429,5	203,8	8,82	4,98

IX.4 Effet sismique sur la toiture :

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amorti. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

Le logiciel Robot, conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries, spécialement dans le domaine du bâtiment et des ouvrages de génie civil.

Suivant la particularité de la structure, notre calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

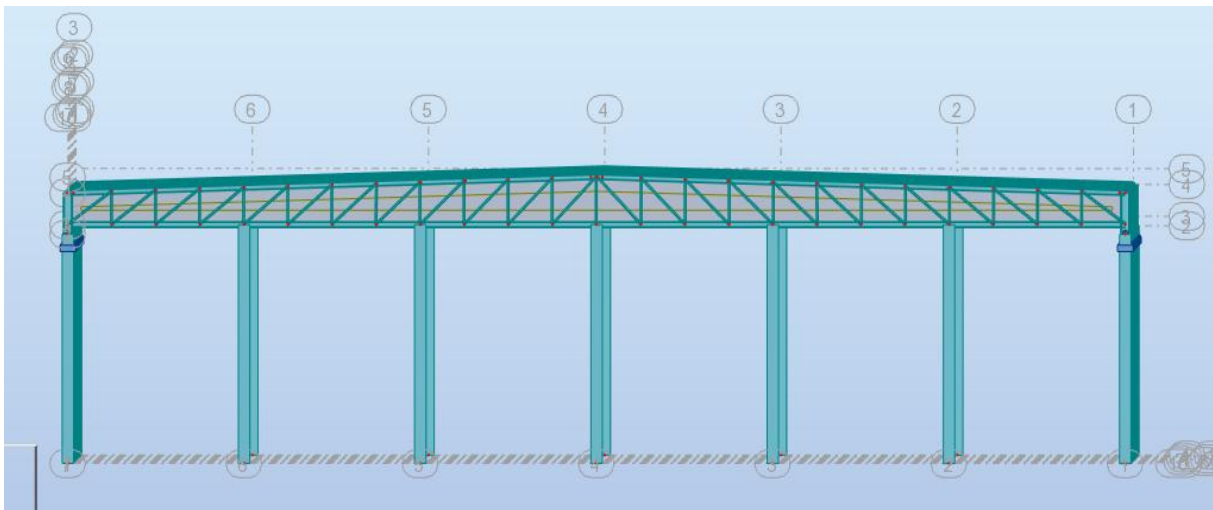


Fig. IX.8: modélisation de la salle omnisport (Robot)

IX.4.1 Vérification de la toiture:

- Vérification de la période fondamentale:

La valeur de T, calculée par le logiciel **Robot** ne doit pas dépasser celle estimée à partir

de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

La période fondamentale obtenue par le logiciel Robot : $T = 0,46$ s.

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$\text{Temp} = C_T \times h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur en mètre de la base de la structure au dernier niveau N.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Selon (RPA2003, P45) dans ce cas : $C_T = 0,085$.

$$\text{Temp} = 0,085 \times 10,86^{3/4}$$

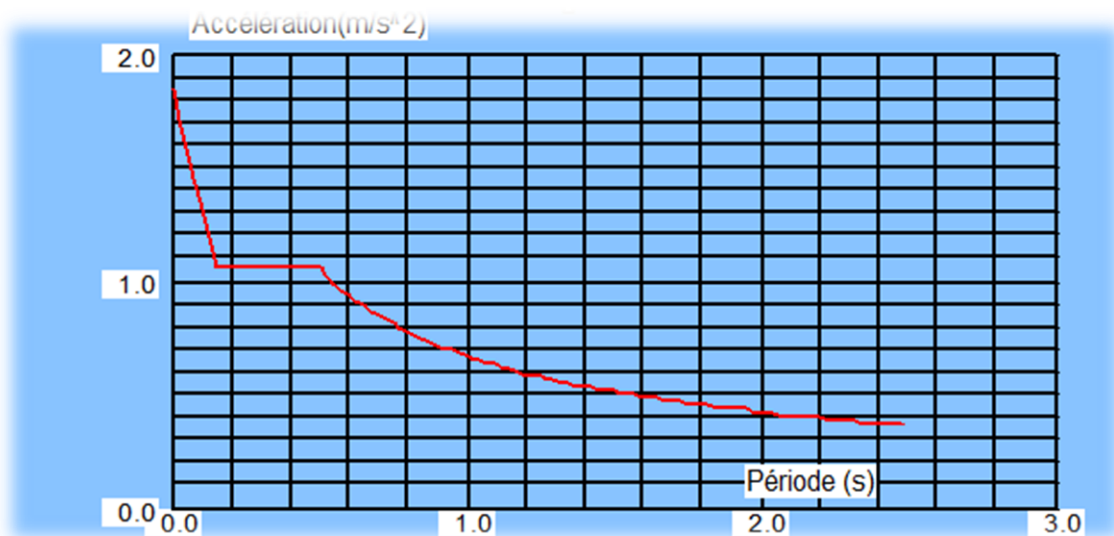
$$T_{emp} = 0,45 \text{ s.}$$

Donc $T = 0,46 \text{ s} < 130\% T_{emp} = 0,58 \text{ s.}$ Condition vérifiée

- **Schématisation du spectre de réponse suivant X :**

Paramètre de du spectre Correction de l'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 1,00 ; A = 0,12 ; T1 = 0,15 ; T2 = 0,50$$



**Fig.IX.9: Spectre de réponse suivant X
(Donné par Logiciel Robot)**

- **Schématisation du spectre de réponse suivant Y :**

Paramètre de du spectre Correction de l'amortissement :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 1,00 ; A = 0,12 ; T1 = 0,15 ; T2 = 0,50 ;$$

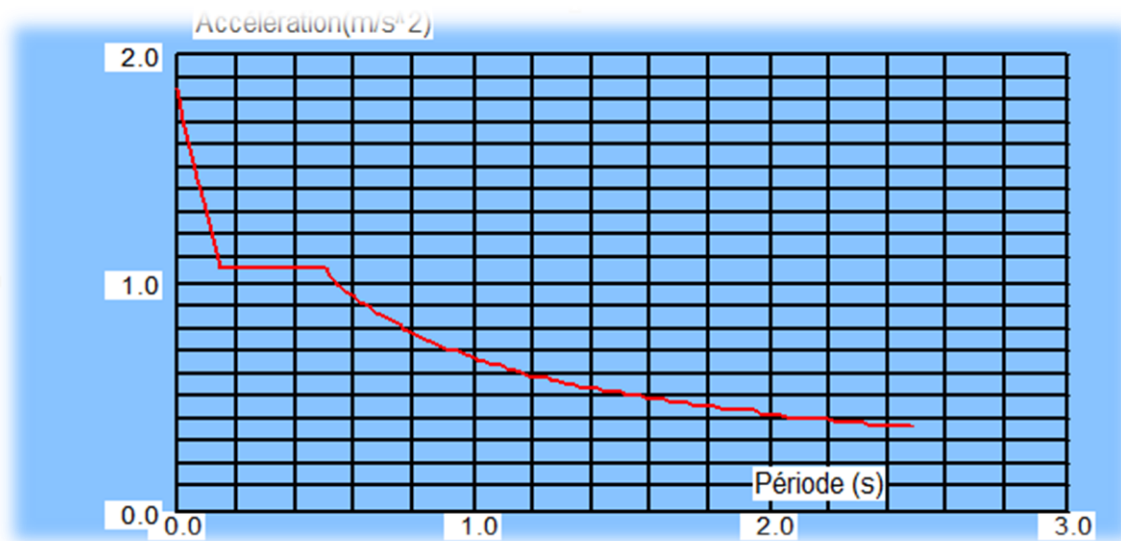


Fig.IX.10: Spectre de réponse suivant Y
(Donné par Logiciel Robot)

- **Vérification de la force sismique à la base:**

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

A : Coefficient d'accélération de la zone : suivant la zone sismique et le groupe d'usage de bâtiment ($A = 0,12$).

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

η : Facteur de correction d'amortissement donne par la formule:

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

Ou ξ (%) est Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif.

$$(\text{Acier dense}) \rightarrow \xi = 5\% \rightarrow \eta = 1$$

$$D = 2,5 \quad \eta_0 \leq T \leq T_2$$

On a un sol meuble de catégorie S3 $T_1 = 0,15$ / $T_2 = 0,50$

$$D = 2,5$$

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement. $R = 5$

Q : Facteur de qualité donné par la formule suivante

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q = 1,15$$

W : Le poids total de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques donne par le

Robot et de : $W = 138717.41$ daN

$$V = \frac{0,12 \times 2,5 \times 1,15}{5} \times 138717.41 = 9571,50 \text{ daN}$$

Tab.IX.6 : Résultante des forces sismiques à la base

	V_t (daN)	V (daN)	80% V (daN)	$V_t > 80\% V$
V_x	9571,50	8360,89	6688,71	Vérifiée
V_y	9571,50	8855,04	7084,03	Vérifiée

▪ **Vérification des déplacements:**

δ_{ek} : Déplacement dû aux charges du vent.

h_k : hauteur de l'étage.

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Tab.IX.7 Déplacements relatifs dans le sens (x-x)

Etage	$\delta_{ek}(cm)$	1% $h_k(cm)$	Condition
Toiture	1,5	9,03	Vérifiée

Tab.IX.8 Déplacements relatifs dans le sens (y-y)

Etage	$\delta_{ek}(cm)$	1% $h_k(cm)$	Condition
Toiture	1,8	9,03	Vérifiée

IX.5 Dimensionnement des éléments principaux de la toiture :

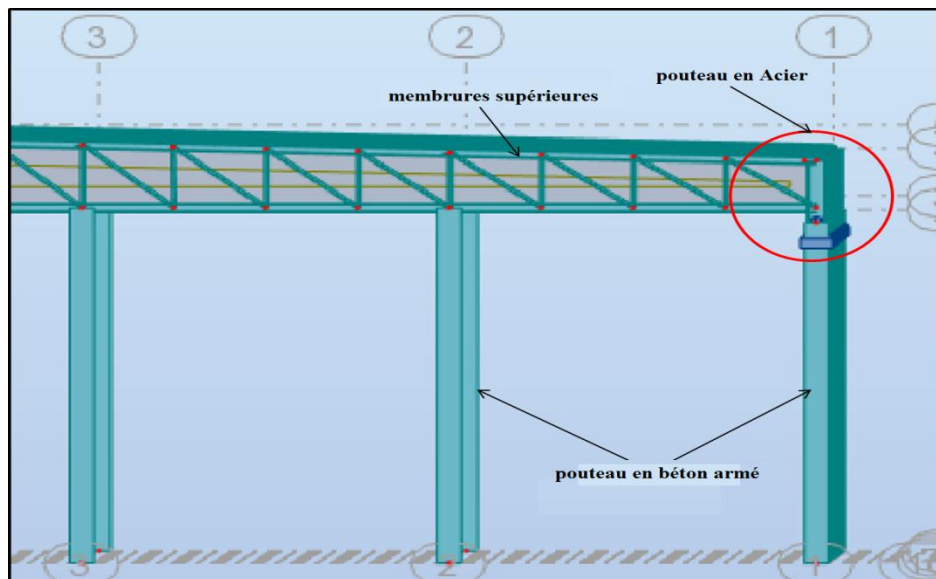


Fig.IX.11: éléments principaux de la toiture (Robot)

IX.5.1 Justification des membrures supérieures HEA 180 : (traverse)

- Caractéristiques des membrures supérieures HEA 180:

Tab IX.9 : Caractéristiques du profilé HEA180

Profil	Poid	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	S Kg/m		A cm ²	h mm	b mm	Tf Mm	tw mm	D Mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl-y cm ³	Wpl-z cm ³	iy cm
HEA180	35,5	45,3	171	180	9,5	6	122	2510	924,6	324,9	156,5	7,45	4,52

a/ Efforts sollicitant :

les efforts sollicitant donne par logiciel Robot

- $M_{sd} = 274,14 \text{ kN.m}$
- $V_{sd} = 122,01 \text{ kN}$
- $N_{sd} = 229,41 \text{ kN}$

IX.5.2 Classe de la section transversale :

a/ Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

Avec:

$$\triangleright \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\triangleright d = 122 \text{ mm}$$

$$\triangleright t_w = 6 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{122}{6} = 20,33 \\ 72\varepsilon = 72\sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72 \quad \text{Donc l'âme est de classe I}$$

b/ Classe de la semelle :

$$\triangleright c = 90 \text{ mm}$$

$$\triangleright t_f = 9,5 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{90}{9,5} = 9,47 \\ 10\varepsilon = 10\sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \text{ Donc la semelle est de classe I}$$

▪ **Vérification de la flèche :**

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel **ROBOT** :

$$\delta_r = 1,9 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{200} = \frac{660}{200} = 3,3 \text{ cm}$$

$$\delta_r = 1,9 \text{ cm} \leq \delta_{\max} = 3,3 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IX.5.3 Condition de résistance :

▪ **Cisaillement :**

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl.Rd}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}}$$

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = 45,3 - 2(180 \times 9,5) + (6 + (2 \times 15)) \times 9,5 = 3032,7 \text{ mm}^2$$

Donc:

$$V_{pl.Rd} = \frac{3032,7(235 \times 10^{-3} / \sqrt{3})}{1,1} = 374,06 \text{ kN}$$

Alors :

$$V_{sd} = 122,01 \text{ kN} \ll 50\% V_{pl.Rd} = 187,03 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Flexion composée :**

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}}\right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}\right)^2 \leq 1$$

Avec:

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{3249 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 694,1 \text{ kN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{4530 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 967,77 \text{ Kn}$$

$$\left(\frac{274,14}{694,1}\right)^1 + \left(\frac{229,41}{967,77}\right)^2 = 0,45 < 1$$

Condition vérifiée

▪ **Vérification au déversement :**

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec:

$B_w = 1$ section de classe I

χ_{lt} est le facteur de réduction pour le déversement.

$F_y = 235 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_{M_1} = 1,1$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

Avec :

➤ $K = 0,5$ donc $C = 0,712$ (encastrement parfait)

➤ $G = \frac{E}{2(1-\nu)} \Rightarrow \begin{cases} E = 21 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \Rightarrow G = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$

➤ I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 89,3 \text{ cm}^4$)

➤ I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 1249 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$)

➤ I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 2142 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 0,712 \cdot \frac{3,14^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 2142}{120^2} \sqrt{\frac{1249 \cdot 10^3}{2142} + \frac{120^2 \cdot 8,08 \cdot 89,3}{3,14^2 \cdot 21 \cdot 2142}}$$

$$M_{cr} = 540058491,5 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 2194 \times 235 \times 10^2}{540058491.5}} = 0,30$$

On calcul :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2} \right)} \leq 1$$

Avec :

$$\phi_{lt} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2 \right]$$

$\alpha_{lt} = 0,21$ Pour les profils laminés

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,30 - 0,2) + 0,30^2] = 0,55$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(0,55 + \sqrt{0,55^2 - 0,30^2} \right)} = 0,98$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,98 \times 1 \times 2194 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 3299,4 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 274,14 \text{ kN.m} < M_{b,Rd} = 3299,4 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée

- **Justification du poteau acier 1,3m (HEA340) :**
- **Caractéristiques du poteau (HEA340) :**

Tab.IX.10 Caractéristiques du profilé HEA340

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	D Mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA340	105	133,5	330	300	16,5	9,5	243	27690	7436	1850	755,9	14,5	7,46

a/ Efforts sollicitant :

Selon logiciel Robot :

- $M_{sd} = 353,64 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 159,08 \text{ kN}$
- **Classe de la section transversale :**

a/ Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

Avec :

$$\triangleright \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\triangleright d = 243 \text{ mm}$$

$$\triangleright t_w = 9,5 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{243}{9,5} = 25,57 \\ 72\varepsilon = 72 \sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Donc l'âme est de classe I}$$

b/ Classe de la semelle :

$$\triangleright C = 150 \text{ mm}$$

$$\triangleright t_f = 16,5 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{C}{t_f} = \frac{150}{16,5} = 9,09 \\ 10\varepsilon = 10 \sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{C}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{Donc la semelle est de classe I}$$

La section globale est de **classe I**

▪ **Condition de résistance :**

Flexion composée :

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}} \right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \leq 1$$

Avec :

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1850 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 395,22 \text{ kN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{13350 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 2852,04 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{353,64}{395,22} \right)^1 + \left(\frac{159,08}{2852,04} \right)^2 = 0,89 < 1$$

Condition vérifiée

IX.6 Dimensionnement des poteaux béton armé :

L'effort Normale de poteau est calculé par le logiciel ROBOT

$$N_u = 1166,6 \text{ KN}$$

- **Section réduite (B_r) :** selon les règles du **B.A.E.L 91** :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \times \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend la valeur :

Pour $\lambda \leq 50$ $\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2$

On fixe l'élançement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1.2$

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

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\gamma_b = 1.5 \text{ (Cas générale)}$$

$$B_r \geq \frac{1.2 \times 1,166}{\left[\frac{14.17}{0.9} + 0.85 \times \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} \Rightarrow B_r \geq 0.0748 \text{ m}^2$$

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

$$\Rightarrow a \geq 0,29 \text{ m}$$

Donc on prend: $a = b = 40 \text{ cm}$ dont un poteau de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

▪ **Vérification des conditions de RPA 99 V 2003:**

$$\min(a, b) \geq 25 \rightarrow a = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow a = 40 \text{ cm} > \frac{7,2}{20} = 36 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4 \quad \text{CV}$$

• **Calcul du ferrailage de poteau béton armé :**

à l'aide de logiciel **Robot** .

Tab.IX.11: Sollicitations du poteau béton armé

Poteau	M (KN.m)	N (KN)	V (KN)
40 x40	24.73	1166,6	27.550

$$b = h = 0.40 \text{ m} ; d = 0.9 h = 0.36 \text{ m} ; d' = 0.1 h = 0.04 \text{ m} ;$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa} .$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0.021 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0.181 \text{ m}$$

▪ **Moment fictive :**

$$M_a = N \cdot e_a = 0.211 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_a \leq (0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}) \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Rightarrow -24.35 \leq 0.27 \text{ CV}$$

Donc la section est partiellement comprimée avec armature inférieur tendue ($A_{sc} = 0$).

▪ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0.0336 < \mu_R = 0.392$$

$\mu_u < \mu_R \Rightarrow$ Section simple armature

$$A_2 = 0$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_a}{Z} - N_u \right]$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.042$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.353 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{347.826} \left[\frac{1.155}{0.581} - 3838.663 \times 10^{-3} \right] = -16.39 \text{ cm}^2$$

$A_1 < 0 \Rightarrow$ La section non ferrailé résiste aux efforts appliqués.

Donc on va ferrailer avec A_{\min} (RPA 99 V2003).

Les résultats du ferrailage longitudinal du poteau béton armé dans le tableau suivant :

- Armatures longitudinales minimales et maximales
- **Tab.IX.12: Ferrailage des poteaux de la salle omnisport**

$A=(axb)\text{cm}^2$	$A_{\min}(\text{cm}^2)=0.7\%A$	$A_{\max}(\text{cm}^2)=4\%A$ Zone courante	$A_{\max}(\text{cm}^2)=6\%A$ Zone nodale	Choix de ferrailage
40x40	11.2	6,4	9,6	8T14 (12.32 cm ²)

IX.7 Étude de l'infrastructure de la salle omnisport :

▪ **Détermination des sollicitations**

Pour la détermination des sollicitations on considère les deux états limites.

$$\text{ELU : } M_u = 103,94 \text{ kN.m ; } N_u = 172,51 \text{ kN}$$

$$\text{ELS : } M_s = 61,89 \text{ kN.m ; } N_s = 109,76 \text{ kN}$$

▪ **Dimensionnement de la semelle**

$$\frac{b}{a} = \frac{0,4}{0,4} = 1 \Rightarrow B = A$$

A et B : dimensions de la semelle

▪ Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_s}{N_s} = 0,56 \text{ m}$$

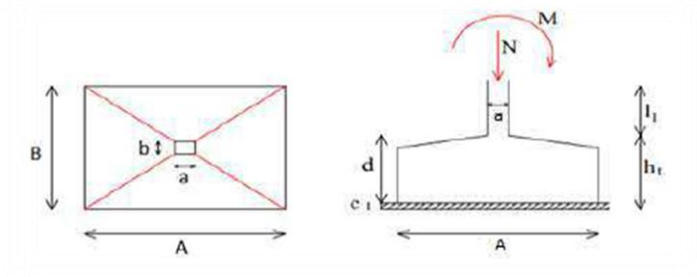


Fig.IX.12 Les dimensions de la semelle sous poteau

IX.7.1 Récapitulation du calcul des semelles de la salle omnisport

Tab.IX.13 Récapitulation du calcul des semelles de la salle omnisport

Salle omnisport	A×B (m ²)	d (cm)	h (cm)	e (cm)	A _{st} (cm ²)	S _t (cm)
Semelles (S4)	1.50×1.50	30	35	15	8T12	30

IX.7.2 Etude de la longrine de la salle omnisport:

Comme notre site se situe dans la catégorie S3 on adopte des longrines de (40 x 30) cm²

Les longrines doivent être calculés pour résister à un effort de traction égal à :

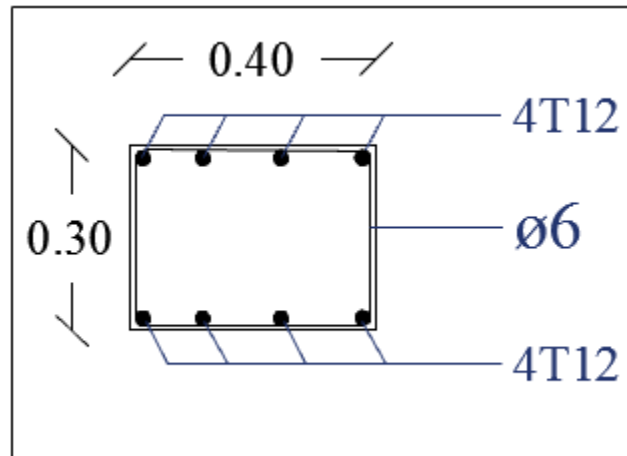
$$F = \max\left(\frac{\max(N)}{\alpha}; 20 \text{ KN}\right)$$

α: Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site

Zone 1, site 3 ⇒ α = 15

➤ Ferrailage de longrine

Ferrailage choisi est 6T12 de section 6.79 cm².



FigIX.8 Coupe transversale de longrine

IX.8 Conclusion :

La conception d'une structure métallique repose le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges d'exploitation, la neige, le vent et le séisme. Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises.

Dans ce chapitre nous avons appris à utiliser logiciel **Robot** ce qui facilite les calculs.

CONCLUSION GENERALE

Dans ce projet de fin d'étude, nous avons essayé d'assembler entre l'architecture et le génie civil pour planifier une salle de sport pour répondre aux besoins en infrastructure sportive des jeunes de ville de Maghnia.

Ce projet a été une réelle opportunité pour nous, d'allier à la fois, nos connaissances dans le domaine de génie civil, mais également de toucher de près la conception architecturale. Le va et vient entre besoins fonctionnel, artistique et structurel doit se faire dès le début d'un projet.

Par ce projet nous avons acquis beaucoup de notion, et de savoir artistique que nous permettrons au futur de bien nous entretenir avec les architectes dans les différentes études de projet.

Ce travail nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique durant notre cycle de formation tout en apprenant les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant dans le domaine étudié.

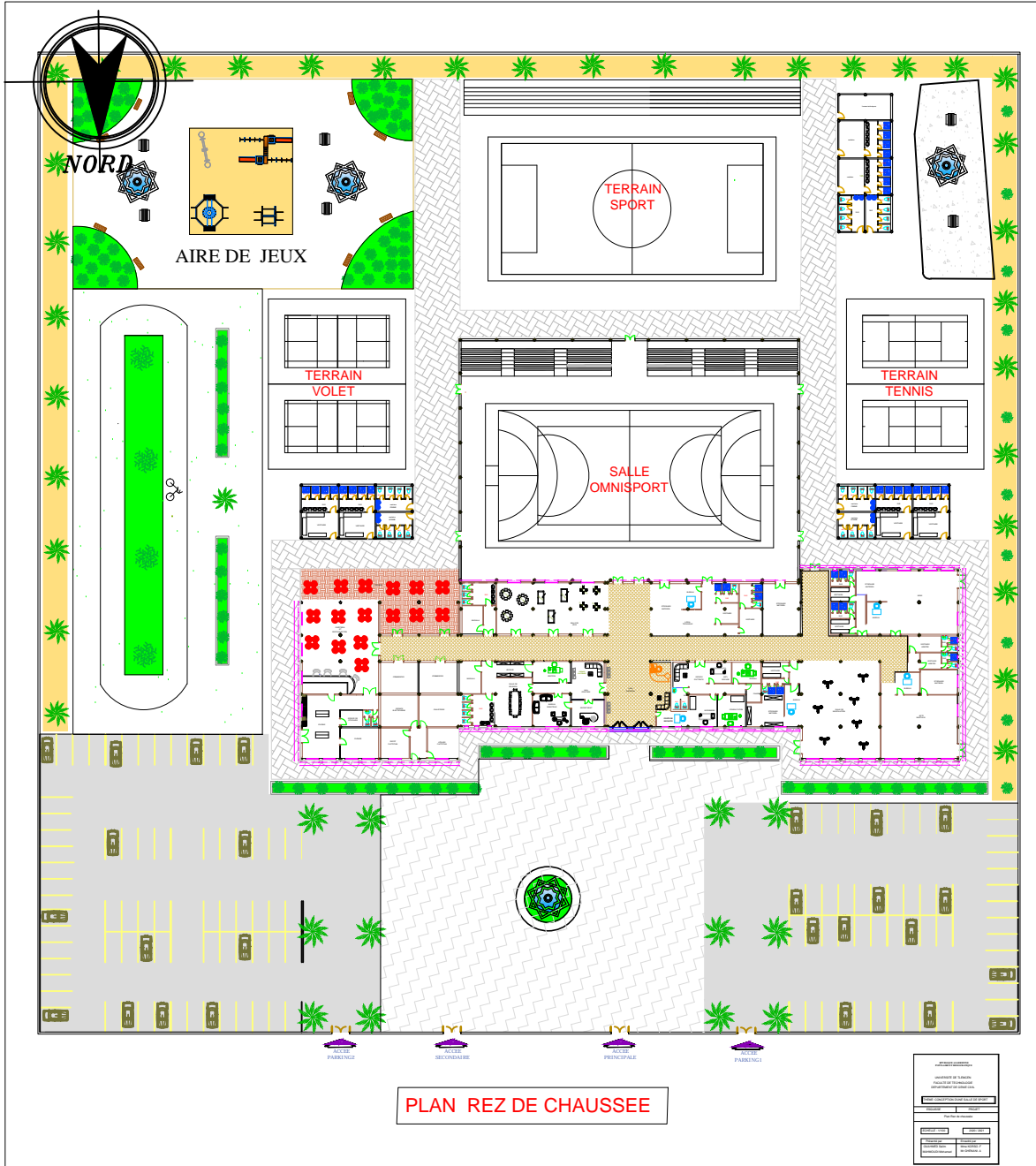
Ce mémoire nous a donné l'avantage de bien maîtriser des logiciels de dessin assisté par ordinateur (Auto CAD), Archicad pour une modélisation 3D de notre conception architecturale, et de calcul (SAP2000) pour l'analyse statique de la structure, ensuite le ferraillement des éléments résistants, aussi logiciel (Robot) pour l'étude de la toiture métallique.

Les conclusions auxquelles a abouti après ce modeste travail, sont résumées dans ce qui suit :

- La résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...), pour but d'assurer la stabilité et la sécurité des structures.
- L'étude de l'infrastructure est conçue des semelles isolées sous les poteaux pour les blocs et la salle omnisport.
- L'étude de la toiture métallique pour but d'éliminer les poteaux intérieurs dans la salle omnisport.

En fin, nous espérons que ce projet de fin d'étude sera pour nous un point de départ pour entamer d'autre étude dans le cadre de la vie professionnelle et une aide pour nos collègues étudiants en Architecture et en Génie Civil.

ANNEXE A



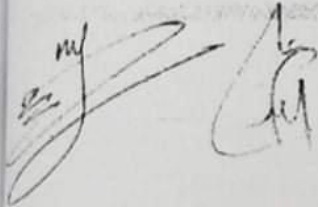
ANNEXE B

A ce titre, nous proposons le mode d'infrastructures suivant :

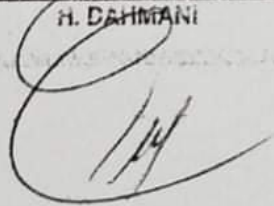
- Passer par un système de fondation superficielle.
- Les ancrer dans la formation des calcaires.
- Les faire travailler à une contrainte admissible de 1.80 bars.
- Enfin, prendre en compte les recommandations contenue dans le manuel RPA 99 version 2003, qui stipule que la région de maghnia, Wilaya de Tlemcen, se trouve dans la zone sismique1.

Enfin le LTPO reste à la disposition du maître de l'ouvrage pour toute information

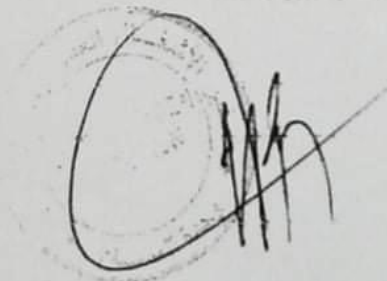
INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE
M.BENHAMOU et Y.AHMED AMMAR



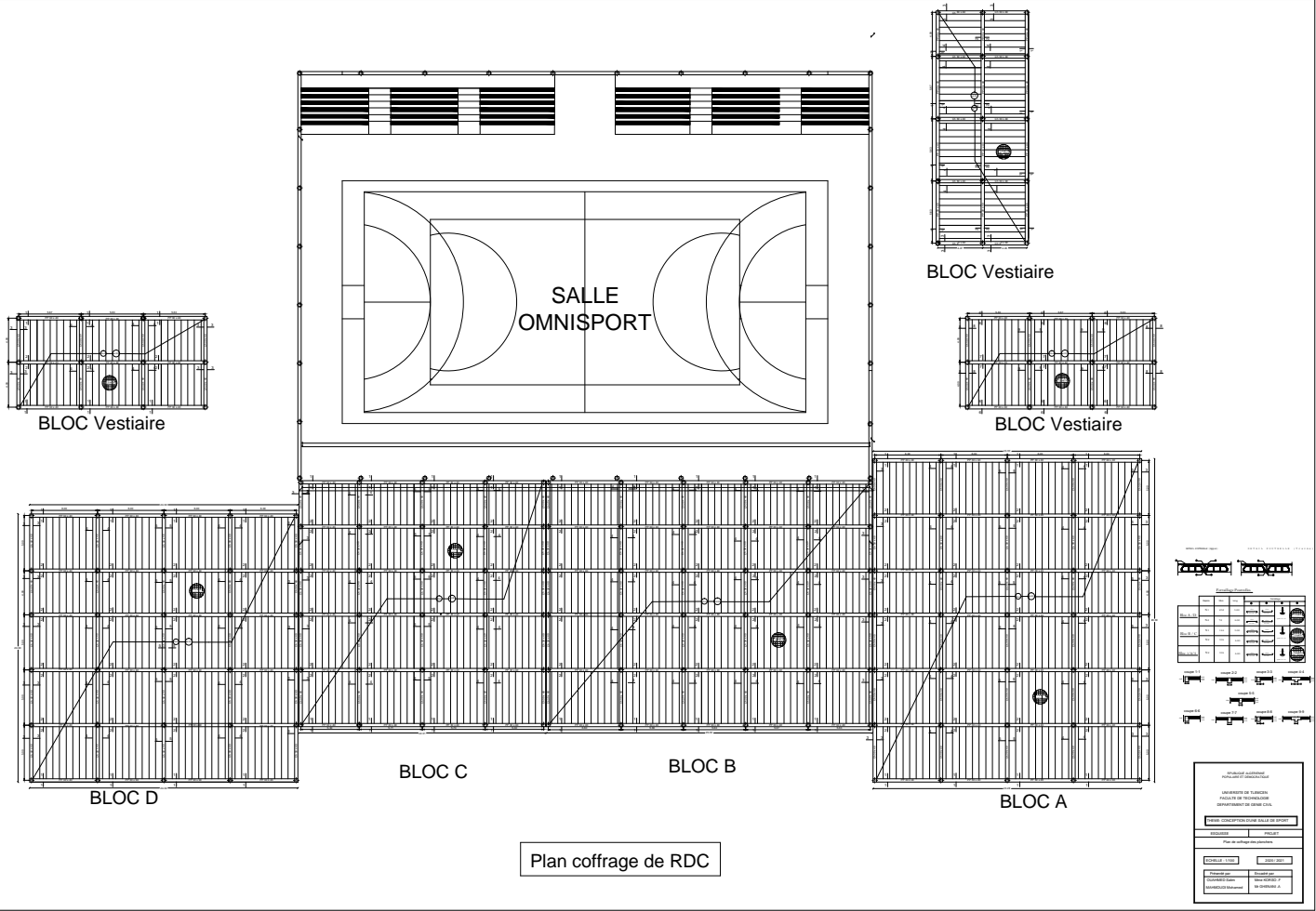
LE CHEF DEPARTEMENT TECHNIQUE
H. DAHMANI



LE DIRECTEUR D'UNITE
N. BOUSSEMAHA



ANNEXE C



Plan coffrage de RDC

Sélections		Sélections	
Éléments	Quantité	Éléments	Quantité
Bloc	1	Bloc	1
Bloc	1	Bloc	1
Bloc	1	Bloc	1

UNIVERSITÉ CAEN NORMandie
 UNIVERSITÉ DE LA MER
 FACULTÉ DE TECHNOLOGIE
 DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Projet : Construction d'une salle de sport

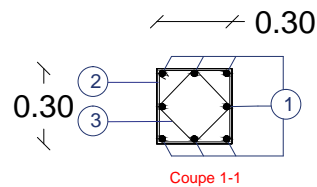
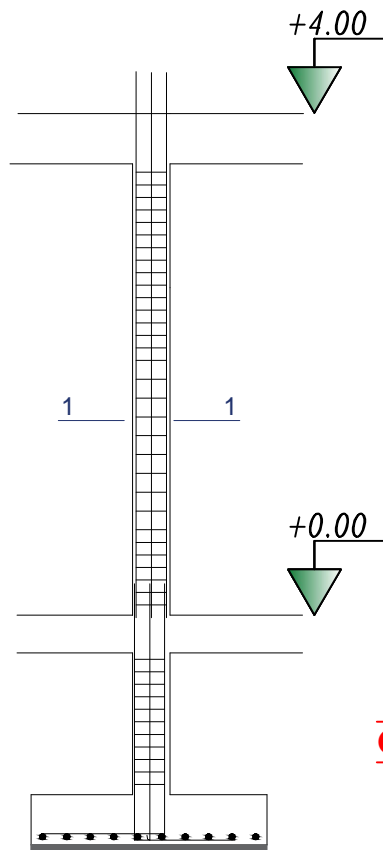
Plan de coffrage de RDC

Échelle : 1/50

Projeté par : [Nom]

Approuvé par : [Nom]

Échelle : 1/50



N	Nbre	Longueur	∅
①	8	371	12
②	28	211	8
③	28	98	8

Coffrage et Ferrailage des Poteaux

REPUBLIQUE ALGERIENNE
POPULAIRE ET DEMOCRATIQUE

UNIVERSITE DE TLEMCEN
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

THEME: CONCEPTION D'UNE SALLE DE SPORT

ESQUISSE

PROJET

Plan de coffrage et ferrailage des poteaux

ECHELLE : 1/100

2020 / 2021

Présenté par

Encadré par

OUAHMED Salim

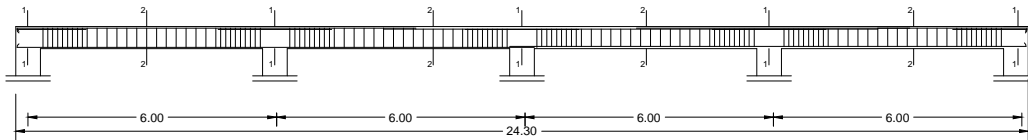
Mme KORSO .F

MAHMOUDI Mohamed

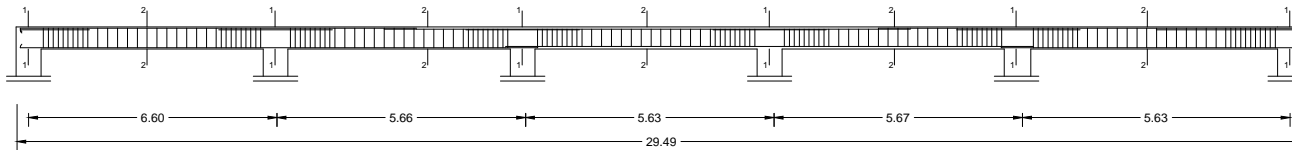
Mr GHENNANI .A

Poutres principaux (30x40)
ECHEL 1/100

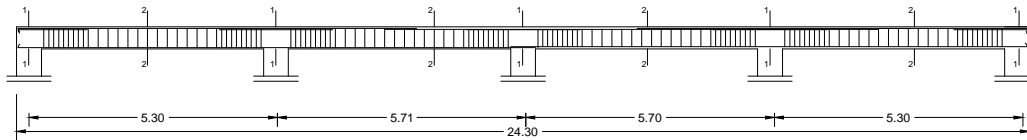
Bloc A / D



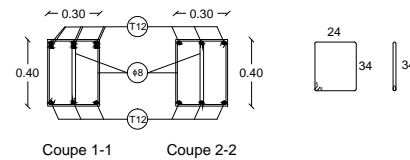
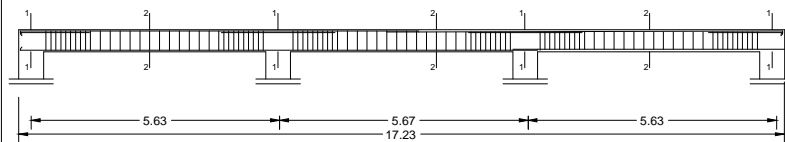
Bloc B



Bloc C



Bloc 1 / 2 / 3



REPUBLIQUE ALGERIENNE
POPULAIRE ET DEMOCRATIQUE

UNIVERSITE DE TLEMCEM
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

THEME: CONCEPTION D'UNE SALLE DE SPORT

ESQUISSE PROJET

Plan de coffrage et ferrailage des poutres principaux

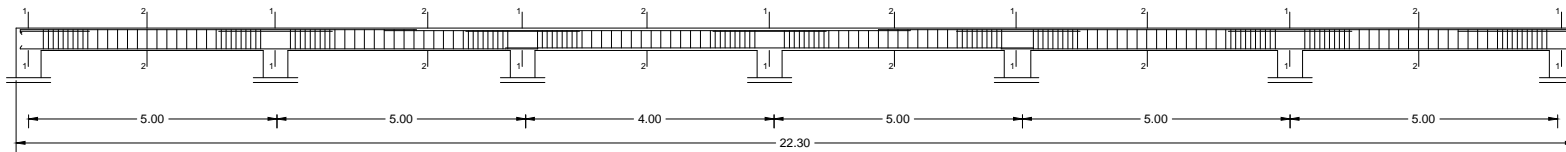
ECHELLE : 1/100

2020 / 2021

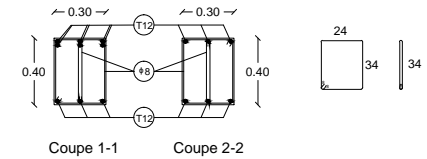
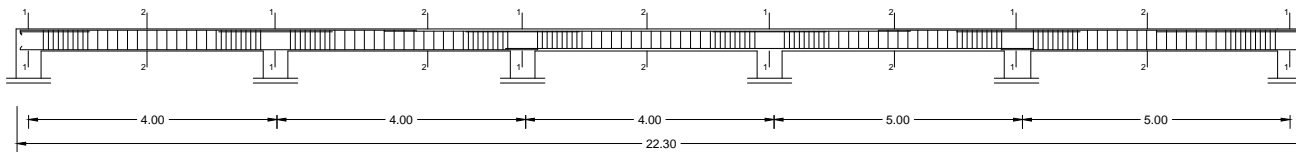
Présenté par	Encadré par
OUAHMED Salim	Mme KORSO .F
MAHMOUDI Mohamed	Mr GHENNANI .A

Chainage(30x40)

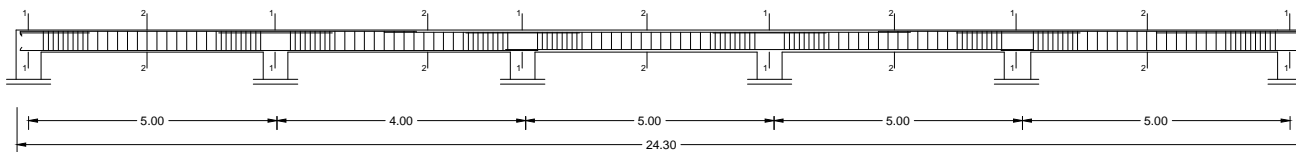
Bloc A



Bloc B / C

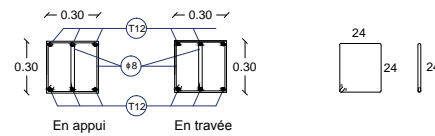
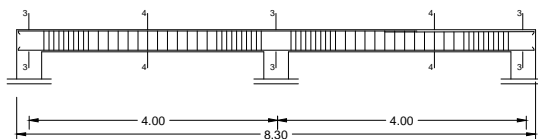


Bloc D



Chainage(30x30)

Bloc 1 / 2 / 3



**REPUBLIQUE ALGERIENNE
POPULAIRE ET DEMOCRATIQUE**

UNIVERSITE DE TLEMCCEN
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

THEME: CONCEPTION D'UNE SALLE DE SPORT

ESQUISSE

PROJET

Plan de coffrage et ferrailage des chainage

ECHELLE : 1/100

2020 / 2021

Présenté par
OUAHMED Salim
MAHMOUDI Mohamed

Encadré par
Mme KORSO .F
Mr GHENNANI .A

ANNEXE D



