



Ecole Nationale Polytechnique

Projet de Fin d'Etudes en vue de l'obtention du diplôme
d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+5) en charpente
métallique avec une étude
d'optimisation Thermique**



Proposé et dirigé par :

Mr. K. SILHADI

Mr. AZOUNE

Réalisé par :

M. ABD EL HAMID Abd el malek

PROMOTION : JUIN 2008

*Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Hassen Badi BP182 El-Harrach
16200 Alger (Algérie)*

Tel : 213 21 52 53 01/03 — Fax :213 21 52 29 73

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة معدنية ذات خمسة طوابق، والتي يتم إنجازها في زرالدة المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي قوي. مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم على شكل X و V. و قد تم التصميم وفقا لقوانين ومعايير البناء المطبقة في الجزائر (RPA99version 2003, CCM 97) الدراسة الديناميكية تمت وفق برنامج (ETABS 9.00). و في الأخير تمت دراسة مقارنة بين عدة أنواع من الجدران مراعين في ذلك الخصائص الحرارية من جانب و قيمة الإنجاز من جانب آخر.

الكلمات المفتاحية : منشأة معدنية ، الدراسة الديناميكية ، الدراسة الحرارية ، الجدران.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en charpente métallique (R+5) qui a été implanté e à Zeralda, qui est classée comme une zone à forte sismicité. La résistance du bâtiment est assurée par des palées triangulées en X et en V. La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99version 2003, CCM 97), L'étude dynamique a été faite sur le logiciel Etabs 9.00. En fin une étude d'optimisation des remplissages de point de vue coût de réalisation et chauffage pour différentes variantes de murs de remplissage selon le règlement (DTR-C3-2).

Mots clés : Charpente métallique, étude dynamique, étude thermique, murs de remplissages.

Abstract

The goal of this work is the study of a structure out of metal frame (R+5) which A was established E in Zeralda, which is classified like a zone with high seismicity. The resistance of the building is ensured by the sheet pilings triangulated in X and in V the design was made according to payments' of construction in force (RPA99 version 2003, CCM 97, BAEL 91), The dynamic study was made on the software Etabs 9.00. In end a study of optimization of the fillings from point of view cost of realization and heating for various alternatives of walls of filling according to payment (DTR-C3-2).

Key words: Metal frame, dynamic study, thermal study, walls of fillings.

Remerciements

*Tous d'abord, à DIEU merci, le clément et miséricordieux de
m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce
modeste travail.*

*Je remercie cordialement mes parents qui m'ont aidé et
soutenus pendant mes études. Toute mon affection.*

Je tiens à remercier cordialement mon promoteur

M^r SILHADI KAMEL

Pour ses appréciations compétentes.

*Je tiens également à exprimer ma gratitude envers tous les
enseignants de L'ENP qui ont contribué
à ma formation.*

*Sans oublier les ingénieurs de l'entreprise GESI-TP qui
m'ont grandement aidé, et plus spécialement M^r KAMEL*

ABD EL MALEK

Sommaire

Introduction générale	01
PARTIE1	
Chapitre I. Donnés générales du projet	
I.1. Présentation de l’ouvrage	02
I.2. Caractéristiques des matériaux	02
I.3. Règlements utilisées	03
Chapitre II. Conception de l’ouvrage	
II.1. Conception architecturale	04
II.2. Conception structurale.....	05
II.3. Conception parasismique	06
II.4. Conception des escaliers	06
II.5. Conception du système de fondation	07
Chapitre III. Evaluation Des Actions	
III.1. Actions Permanentes	08
III.1.1. Plancher terrasse inaccessible	08
III.1.2. Plancher courants	09
III.2. Actions d’exploitations	09
III.3. Actions variables	10
III.3.1. Effet du vent	10
3.1.1. Direction du vent V1.....	13
3.1.2. Direction du vent V2.....	19
III.3.2. Effet de la neige	26
III.4. Résultats	27
Chapitre IV. Pré dimensionnement Des Eléments	
IV.1. Quelques notions relatives au règlement EUROCODE03.....	28
IV.1. 1.Objectif	28
IV.1. 2. Domaine d’application	28
IV.1. 3. Classification des sections transversales selon l’EUROCODE 3	28
IV.1. 4.Coefficient partiel de sécurité	29
IV.1. 5.Valeurs limites des flèches	30
IV.2. Pré dimensionnement des solives	30

IV.3. Pré dimensionnement des poutres secondaires	37
IV.4 Pré dimensionnement des poutres porteuses	44
IV.5. Pré dimensionnement des poteaux	53
IV.6. Vérification des systèmes de contreventement	62
IV.7. Pré dimensionnement des escaliers	65

Chapitre V. Etude sismique

V.1. Introduction.	69
V.2. Méthodes Statique Equivalent.	69
V.2.1- Principe de la méthode.	69
V.2. 2- Calcul de l'effort tranchant V à la basse	69
V.3. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	73
V.4. Distribution horizontale des forces sismiques	73
V.5.Effet de torsion d'axe vertical	74
V.6. Vérification de la force sismique résultante	54
V.7. Conclusion	75
V.8. Calcul de centre de masse	75
V.9. Centre de torsion	75
V.10. Centre de torsion	75

Chapitre. 4 les planchers

VI.1. Introduction.	76
VI.1.1. Phase de construction	32
VI.1.2. Phase finale	37
VI.1.3. calcul des connecteurs	38

Chapitre. 5 Etude dynamique

VII.1.Objectifs de l'étude dynamique	83
VII.2. Modélisation de la structure Etudiée	83
VII.2.1 .Description du logiciel Etabs	83
VII.2.2. Etapes de la modélisation de la structure sous Etabs	83
VII.2.2.3.Analyse modale	84
VII.2.2.3.Vérification de la structure selon Le Rpa99/V2003.....	86
VII.3- L'effort Tranchant	87

VII.4- Comparaison du centre de rigidité et de torsion.....	88
---	----

Conclusion

PARTIE 2

Chapitre I Généralités

I.1.Introduction	90
I.1.1. Définition de l'isolation thermique	90
I.1.2. Définition de l'isolant thermique	90
I.1.3. Définition du confort thermique	90
I.1.4. Objet de l'étude thermique	90
I.2. Base de calcul et exigences	91
I.2.1. Principes généraux	91
2.1.1- Méthodologie	91
2.1.2- Définitions	91
I.3. Expression générale des déperditions [2].....	91
I.3.1. Déperditions totales d'un logement	91
I.3.2. Déperditions totales d'un volume	91
I.3.3. Déperditions par transmission d'un volume[2]	92
I.3.4. Déperditions par renouvellement d'air d'un volume	92
I.3.5. Relation entre les déperditions du logement et les déperditions des volumes	92
I.4-Vérification et déperditions de référence	93
I.4.1. Vérification réglementaire	93
I.4.2. Calcul des déperditions de référence	93
I.5- Calcul des déperditions de base[2]	93
I.5.1- Exigence réglementaire	93
I.5.2- Déperditions de base totale	93
I.5.3- Déperditions de base pour un volume	94
I.5.4- La température intérieure de base	94
I.5.5- Température extérieure de base	94
I.6- Puissance de chauffage a installé[2].....	94
I.6.1.Calcul de la puissance de chauffage	94
I.6.2.Répartition de la puissance de chauffage	95

Chapitre II. Etude thermique et comparaison des variantes de murs

II.1. Calcul des termes intervenant dans le calcul thermique	96
II.1.1. Principe de calcul	96
II.1.2. Calcul de la résistance superficielle intérieure et extérieure	96
II.1.3. Calcul de coefficient de transmission thermique K	96
II.1.4. Définition des volumes thermiques.....	96
II.1.5. Coefficient de conductance K pour les ouvrants	97
II.1.6. Coefficient de conductance K pour le plancher étage vers l'extérieur	97
II.2. Présentation des variantes des murs	97
II.3- calcul des déperditions de référence	98
II.4. Calcul des déperditions par transmission D_T	99
II.5- Calcul des déperditions par renouvellement d'air	101
II.6- Calcul des déperditions de base.....	103
II.7- Calcul de La Puissance de chauffage	103
II.8- Interprétations Et résultats	104
Conclusion générale	105
Annexes	
- Annexe A	106
- Annexe B	109
- Annexe C	114
Bibliographie	119

INTRODUCTION

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment (**R+5**), en charpente métallique, à usage **d'habitation**.

Il est indispensable avant de construire un bâtiment d'étudier ses échanges thermiques avec le milieu extérieur et ceci en vue d'assurer le confort thermique à ses occupants d'où l'intérêt de faire une étude **thermique** détaillée.

Il est à dire que le bon choix du type de remplissage dépend d'un part des caractéristiques thermiques pour assurer un confort aux occupants, et d'autre part du coût du mur de remplissage pour que la réalisation du projet soit la plus économique possible.

Pour tenir compte de ces deux facteurs à la fois (caractéristiques thermiques et coût) il est impératif de faire une **optimisation des remplissages pour différentes variantes de murs**.

L'étude de ce projet sera menée selon les deux parties principales suivantes:

- ▶ Dans la première partie on réalisera le dimensionnement de la charpente métallique selon les étapes suivantes :
 - La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
 - La deuxième étape sera la détermination des actions présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments du bâtiment selon l'EUROCODE 03[7]
 - La troisième étape sera l'étude sismique du bâtiment selon le (RPA) [3]
 - La quatrième étape portera sur la vérification des planchers
 - La cinquième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment. Qui sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ETABS 9.00.

 - ▶ Puis dans la deuxième partie on va faire une optimisation des remplissages de point de vue cout de réalisation et chauffage conformément au DTRC3-2 [2]. Celle-ci est fait par comparaison des couts de construction et de chauffage pour différentes variantes de murs de remplissage, pour cette partie on va suivre les étapes suivantes
 - La première étape portera sur des notions générales pour le calcul des déperditions thermiques.
 - La deuxième étape sera le calcul des déperditions, avec une comparaison entre les différentes variantes de murs de remplissage proposés.
- On terminera le travail par une conclusion générale

DONNES GENERALES DU PROJET

I.1. PRESENTATION DU PROJET :

1.1- Données géométriques de l'ouvrage :

Le bâtiment est de forme rectangulaire à deux pièces symétriques dont les dimensions sont les suivantes :

Longueur totale	$L = 23,7 \text{ m}$
Largeur totale	$l = 12 \text{ m}$
Hauteur totale	$Ht = 20,2 \text{ m}$
Hauteur de l'acrotère	$Ha = 0,65 \text{ m}$
Hauteur d'étage	$he = 3,24 \text{ m}$
Hauteur du RDC	$h_{\text{RDC}} = 3,35 \text{ m}$

1.2- Données concernant le site :

Le bâtiment a été construit sur un sol meuble, avec une contrainte admissible : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bar}$
Le site est classé dans la zone sismique **III** (ZERALDA).

I.2. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

Les matériaux de construction choisis sont les suivants :

2.1- Acier de construction pour les éléments de structure :

Pour la réalisation de la structure on a utilisé des aciers de construction laminés à chaud.

La nuance d'acier utilisé est la Fe 360 et ce pour la totalité de la structure.

Cette nuance présente les caractéristiques suivantes :

✓	Résistance limite d'élasticité	$f_y = 23,5 \text{ daN/mm}^2$
✓	Module d'élasticité longitudinal	$E = 2,1 \cdot 10^4 \text{ daN/mm}^2$
✓	Module de cisaillement	$G = 8,1 \cdot 10^3 \text{ daN/mm}^2$
✓	Poids volumiques	$\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
✓	Coefficient de poisson	$\nu = 0,3$
✓	Coefficient de dilatation thermique	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ par } ^\circ\text{C}$

2.2- Réalisation de l'assemblage :

Les assemblages principaux des systèmes structuraux sont assurés par:

- Boulons à haute résistance type HR 10.9

Puisque le site est en zone sismique, seuls les assemblages rigides sont autorisés (les assemblages semi rigides ne sont pas admis). (Voir RPA 8.1.1).

2.3- Béton :

On a utilisé un béton CPA dosé à 350 Kg / m³ dont les caractéristiques sont les suivantes :

La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 2,5 \text{ dan / mm}^2$.

La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 0,21 \text{ dan / mm}^2$.

Poids volumique : $\rho = 2500 \text{ dan / m}^3$.

Module d'élasticité : $E = 1400 \text{ dan / mm}^2$.

2.4- Acier :

Pour le ferrailage des fondations on a utilisé des barres HA type 1 de nuance FeE40 dont la contrainte limite d'élasticité est $f_e = 40 \text{ daN/mm}^2$

Module d'élasticité longitudinal $E = 2.1 \times 10^4 \text{ daN/mm}^2$

I.3.REGLEMENTS UTILISE :

DTR-B.C2.2 : « charges permanentes et d'exploitation » [1]

D.T.R-B.C.3.2 : « Réglementation thermique des bâtiments d'habitation » [2]

D.T.R-B.C.2.48 : « Règles Parasismique Algériennes version 2003 ».CGS. [3]

D.T.R-C.2.47 : « Règlement neige et vent 1999 » [4]

D.T.R-B.C.2.44 : « Règles de conception et de calcul des structures en acier » [5]

EUROCODE 3 : «Calcul des structures en acier». [6]

BAEL91 : béton armé aux états limite [7]

CONCEPTION DE L'OUVRAGE

Après avoir déterminé les qualités intrinsèques du matériau acier et d'une structure métallique, il faut se pencher sur les différents critères dont le choix, par le maître de l'ouvrage ; l'architecte ou l'ingénieur, peut influencer la conception de projet et la réalisation de l'ouvrage ; certains critères sont liés au bon fonctionnement du bâtiment (Utilisation des surfaces ou des volumes, confort ... etc.), alors que d'autres sont liés plus directement à la sécurité structurale de la charpente (capacité portante , etc.).

Enfin, les facteurs liés à l'économie de la construction et à l'impact sur l'environnement doivent être pris en compte durant toutes les phases de réalisation de l'ouvrage.

II.1- CONCEPTION ARCHITECTURALE :

Le bâtiment est de forme rectangulaire, composé d'un rez-de-chaussée et cinq étages (R+5).

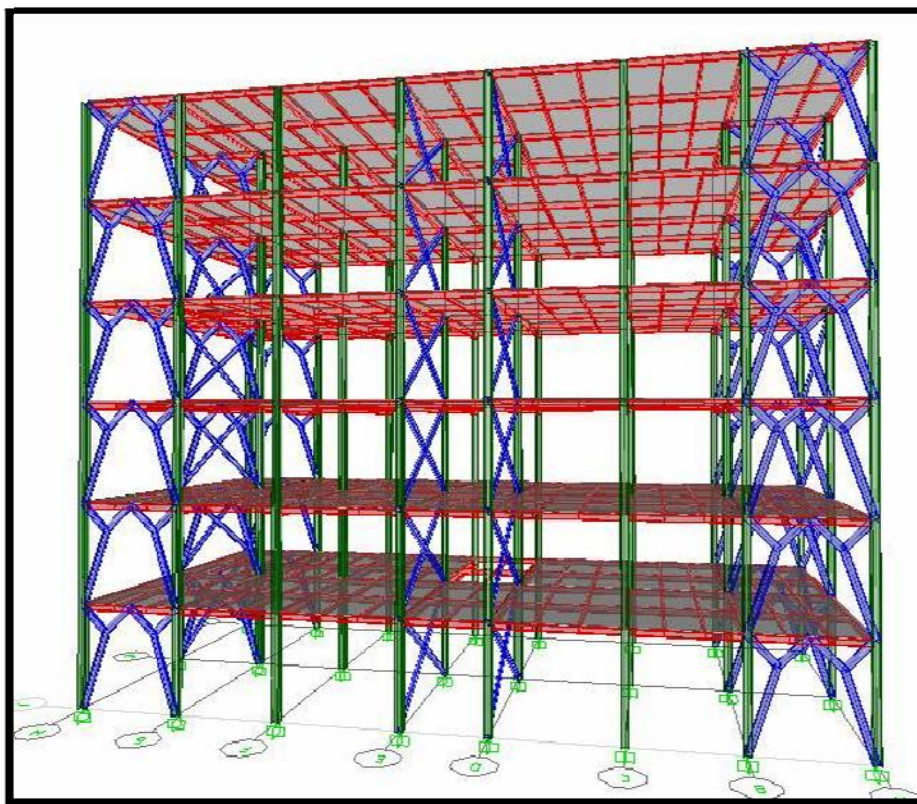


FIGURE II.1- Vue 3D

II.2- CONCEPTION STRUCTURALE : On a deux types de structure :

➤ **2.1-Structure horizontale :**

On désigne par structure horizontale les planchers courants et le plancher terrasse.

✓ **2.1.1- plancher courant :**

On a choisi des planchers mixtes à dalle collaborante dont la composition est illustrée dans la figure (III.1)

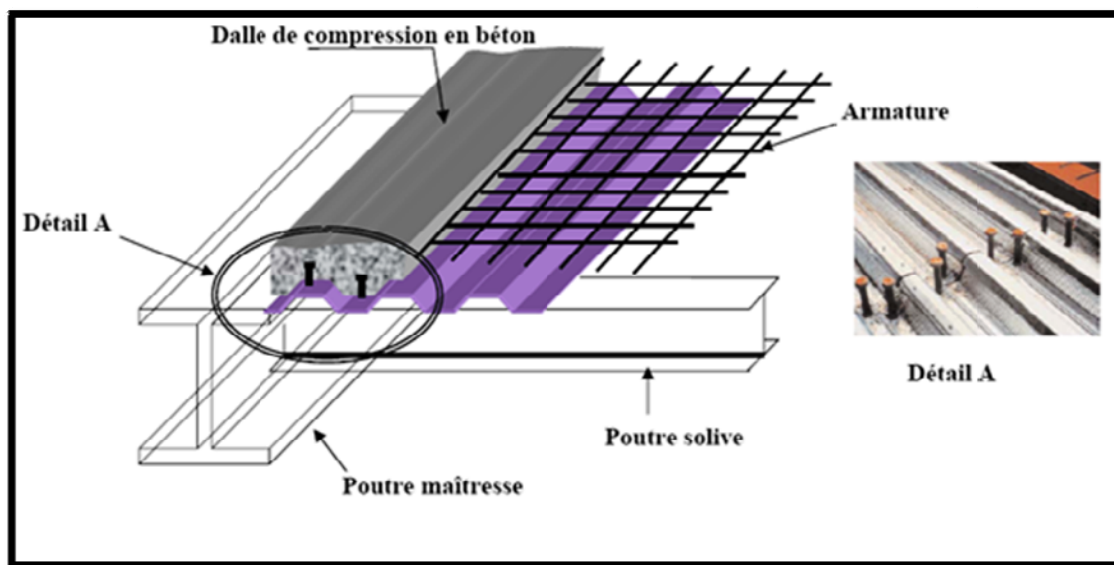


FIGURE II.2- Plancher Collaborant

Le bac d'acier est de type TN40, Cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

L'épaisseur totale de la dalle BA est de 10 cm.

Les planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.

La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs comme indique la figure (III.2).

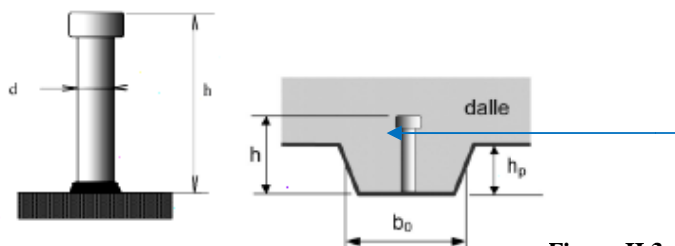


Figure II.3- Connecteur

Les planchers mixtes à dalle collaborante représentent le meilleur type de plancher de point de vue économique et technique.

✓ 2.1.2- plancher terrasse :

Il est identique aux planchers courants sauf pour la partie supérieure qui comprend des couches supplémentaires (étanchéité, gravillon,...)

➤ 2.2-structure verticales :

✓ 2.2.1- les systèmes de stabilités :

La superstructure est principalement composée de murs en maçonnerie non porteurs. La stabilité de l'ensemble est assurée de la manière suivante :

Dans la direction transversale : la stabilité est assurée par des contreventements en X ainsi que des portiques auto stables ductiles sur 2 travées avec poteaux encastés en pied.

Dans la direction longitudinale : la stabilité est assurée par des contreventements en V ainsi que des portiques auto stables ductiles sur 7 travées avec poteaux encastés en pied.

II.3-CONCEPTION PARASISMIQUE :

D'après la conception parasismique et les règles énoncées dans le RPA, la structure répond à une bonne conception parasismique vu qu'elle présente certaines caractéristiques tel que :

- Régularité en plan et en élévation avec absence de décrochements.
- Les structures en charpente métallique ont en général une bonne dissipation de l'énergie sismique.

II.4- CONCEPTION DES ESCALIERS :

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment, ils sont en structure métallique, les marches en tôle, revêtues avec du béton et du carrelage.

Pour chaque étage, les escaliers comportent deux volets de marches portées par un limon.

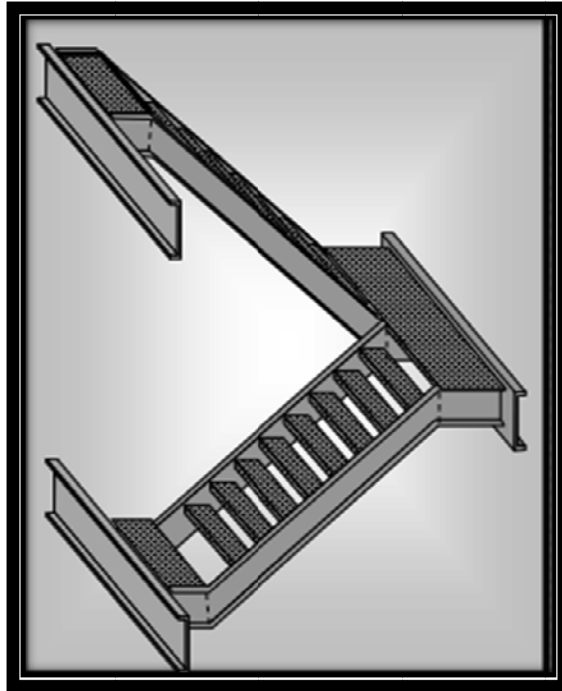


FIGURE II.4-Escalier

II.5- CONCEPTION DU SYSTEME DE FONDATION :

Les fondations choisies sont du type semelles isolées.

L'un des critères qui nous a mené à choisir ce type de fondation est la légèreté des bâtiments en charpente métallique par rapport à ceux en béton armé.



FIGURE II.5-Fondation

EVALUATION DES ACTIONS

Ce chapitre traite de l'influence des actions appliquées dues à l'environnement naturel ou à l'exploitation de l'ouvrage .On distinguent essentiellement les actions suivantes :

- les actions permanentes.
- les actions variables, incluant les actions d'exploitations et celles climatiques (vent, neige, température).
- les actions accidentelles telles que l'action sismique.

III.1- ACTIONS PERMANENTES :

1.1- Plancher terrasse inaccessible :

Protection en gravillon roulés (5cm)	85 daN/ m ²
Etanchéité multicouches (2cm)	12 daN/ m ²
Béton de pente (10cm)	154 daN/ m ²
Isolation thermique au liège (4cm)	16 daN/ m ²
Dalle en béton arme (10cm)	250 daN/m ²
TN40	10daN/ m ²
Faux plafond.....	10 daN/ m ²

$$G_{pt}=537 \text{ daN/ m}^2$$

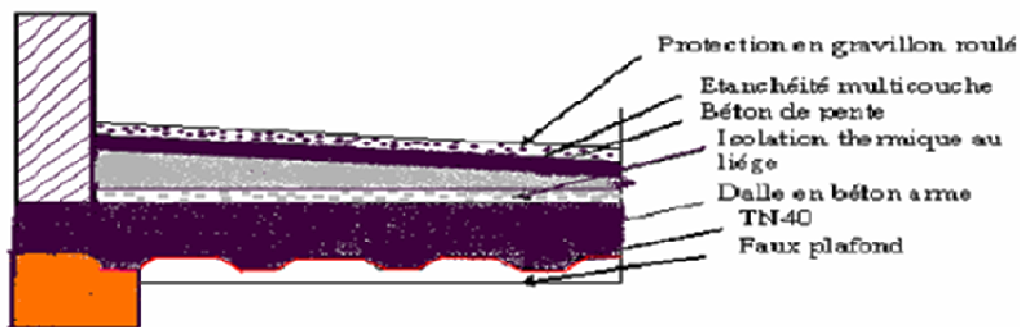


Figure III.1 -Plancher terrasse inaccessible.

1.2- Planchers courants:

Revêtement en carrelage (2cm)	40 daN/ m ²
Mortier de repos (2cm).....	36 daN/ m ²
Lit de sable (3cm).....	34 daN/ m ²
Enduit plâtre (2cm)	20 daN/ m ²
Cloison légers (10cm)	90 daN/ m ²
TN40	10daN/ m ²
Dalle béton armé ép=10cm.....	250daN/m ²

G_{Pc} = 480 daN/m²

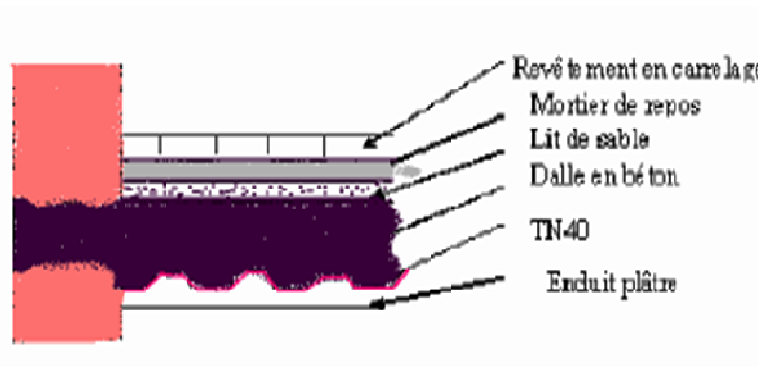


FIGURE III.2- Plancher Courant

III.2.- ACTIONS D'EXPLOITATIONS :

Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble.

Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR (charges et surcharges.

- ❖ Plancher terrasse inaccessible----- 100 daN/m²
- ❖ Plancher étage courant----- 150 daN/m²

III.3-ACTIONS VARIABLES:

3.1-Effet du vent :

▪ Introduction

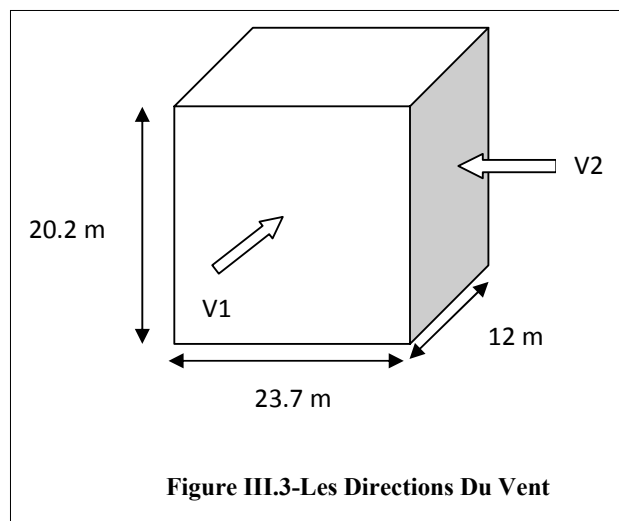
La surface terrestre est caractérisée par le mouvement des masses d'air qui résultent des différents niveaux d'absorption de l'énergie solaire, provoquant ainsi différents niveaux de réchauffement et de pression dans l'atmosphère. Le déplacement de l'air tend à éliminer ces déséquilibres de pression, produisant ainsi ce que l'on appelle le vent. Par ailleurs, le relief terrestre conditionne également la circulation des vents. Pour notre site, qui est près de la zone côtière, les vents sont généralement modérés. Les estimations quantitatives de l'effet du vent se feront à la base du règlement NVA 99. [4]

▪ Calcul

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, qui sont perpendiculaires aux parois de la construction, pour des raisons de symétrie de notre bâtiment, je vais étudier une face pour chaque direction du vent.

La direction V1 du vent : perpendiculaire à la façade principale.

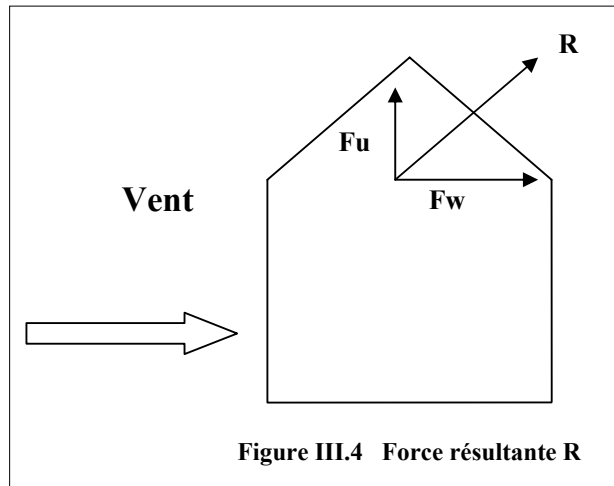
La direction V2 du vent : parallèle à la façade principale.



L'effet du vent sera évalué par le calcul de la force résultante R qui se décompose en deux forces.

Une force globale horizontale F_w qui correspond à la résultante des forces horizontales agissantes sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale appliquée à la toiture.

Une force de soulèvement F_u qui représente la composante verticale des forces appliquées à la toiture.



La force résultante R est donnée par la formule :

$$R = \sum (q_j \times s_j) + \sum F_{trj} \quad (\text{daN})$$

- q_j : (daN/m²) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j .
- s_j : (m²) est l'aire de l'élément de surface j .
- F_{trj} : (daN) désigne les forces de frottement éventuelles.

a- Données relatives au site :

- Site plat : coefficient de topographie $C_T = 1$
- Zone de vent I : (annexe I) $Q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$
- Terrain de catégorie I
 - $K_T = 0,17$ (facteur de terrain)
 - $z_0 = 0,01 \text{ m}$ (paramètre de rugosité)
 - $z_{min} = 2 \text{ m}$ (hauteur minimale).
 - $\varepsilon = 0,11$

b- Détermination du coefficient dynamique C_d :

La structure de notre bâtiment étant métallique, on utilise l'abaque de la figure 3.2 pour la détermination du coefficient C_d pour chaque direction :

- **Direction V1** : la lecture donnera pour : $h=20,2 \text{ m}$ et $b=23,7\text{m}$ **$C_d=0.93$** .
- **Direction V2** : la lecture donnera pour : $h=20,2\text{m}$ et $b=12\text{m}$ **$C_d=0.96$** .

Pour les deux directions $C_d \leq 1.2$, donc la structure est considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques.

c- Calcul des pressions :

- Détermination de la pression due au vent :

Notre structure est de catégorie I, donc la pression due au vent sera calculée par la formule :

$$q_j = c_d \times w(z_j)$$

- w : est la pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j .

$$w(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times (c_{pe} - c_{pi})$$

- q_{dyn} : est la pression dynamique du vent calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j .

- c_{pe} : est le coefficient de pression extérieure.

- c_{pi} : est le coefficient de pression intérieure.

- Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface j horizontaux. Les caractéristiques de la structure sont $h = 20,2\text{m} > 10\text{m}$, structure avec planchers intermédiaires. Donc on doit considérer que notre structure est constituée de n éléments et de surfaces avec une hauteur égale à la hauteur des étages ; n : nombre de niveaux de la construction.

Structure permanente

$$q_{dyn}(z_j) = q_{réf} \times c_e(z_j)$$

a. $q_{réf} = 37,5\text{daN/m}^2$

b. c_e : coefficient d'exposition au vent.

$$c_e = c_t(z)^2 \times c_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times Kt}{c_r(z) \times c_t(z)} \right]$$

c. c_r : Coefficient de rugosité.

$$c_{r(z)} = Kt \ln \frac{z}{z_0} \quad \text{Pour} \quad Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$c_{r(z)} = Kt \ln \frac{z}{z_0} \quad \text{Pour} \quad Z \leq Z_{\min}$$

d. Z : la hauteur considéré ($Z=20.2\text{m}$).

Pour notre cas $Z_{\min} = 16\text{m} \leq z \leq 200\text{m}$, donc on utilisera la 1^{ère} formule.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	h(m)	Z(m)	Cr	C _T	C _e	q _{dyn} (dan/m ²)
RDC	3.35	1.675	0.870	1	1.792	67.2
1	3.24	4.97	1.055	1	2.368	88.8
2	3.24	8.21	1.140	1	2.656	99.6
3	3.24	11.45	1.197	1	2.857	107.1
4	3.24	14.69	1.239	1	3.010	112.9
5	3.24	17.93	1.273	1	3.135	117.6

Tableau III.1- calcul des pressions dynamiques

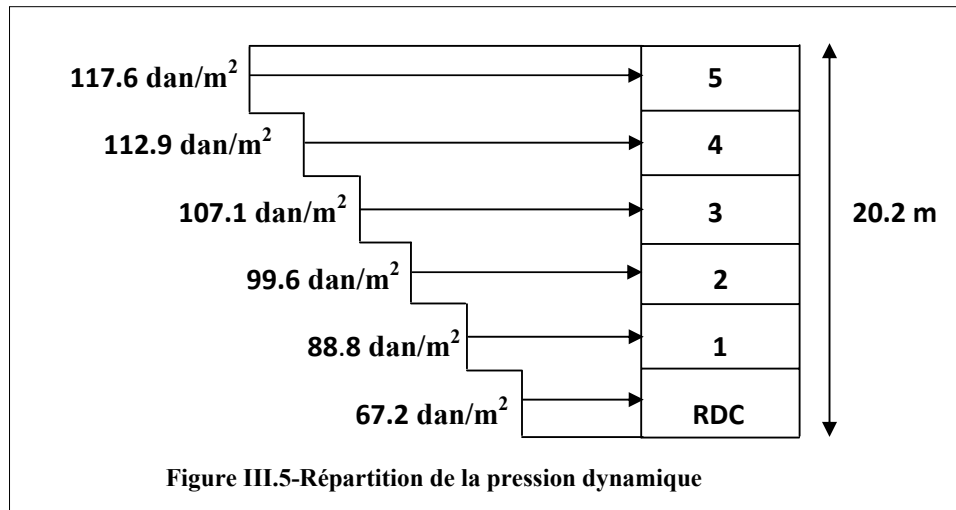


Figure III.5-Répartition de la pression dynamique

3.1.1- Direction V1 du vent :

- Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

a- Parois verticales :

Pour le calcul des valeurs de C_{pe} on se réfère au (§1.1.2 chap5) [4] :

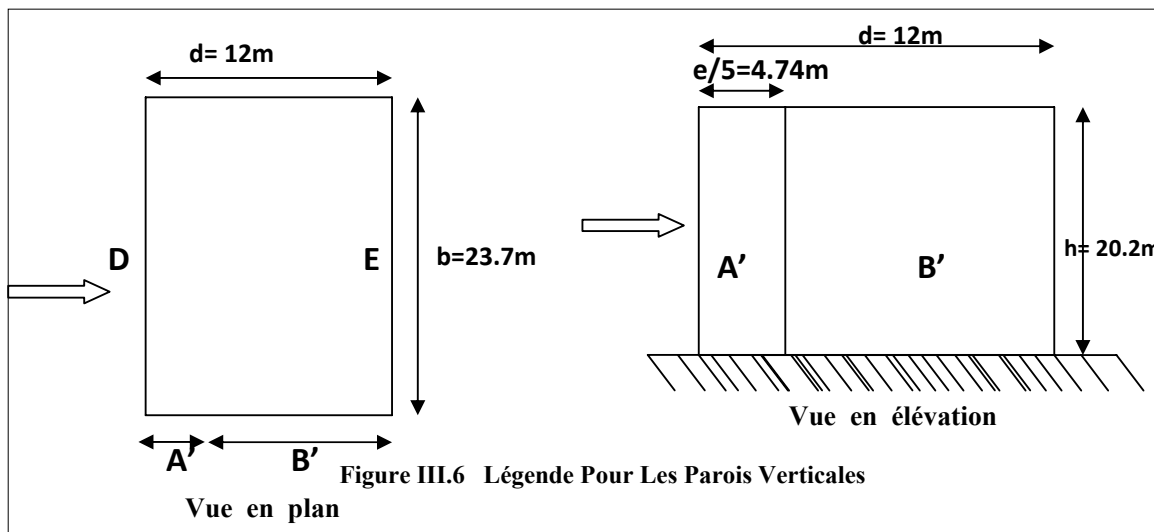
$$\begin{cases} C_{pe} = C_{pe.1} & \text{SI } S \leq 1\text{m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log(S) & \text{SI } 1\text{m}^2 \leq S \leq 10\text{m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe.10} & \text{SI } S \geq 10\text{m}^2 \end{cases}$$

b: la dimension perpendiculaire à la direction du vent V1 ; **b** =23.7m.

d : la dimension parallèle à la direction du vent V1 ; **d** =12m.

e=min [**b ; 2h**] = min [23.7 ; 40.4] . **e** =23.7m

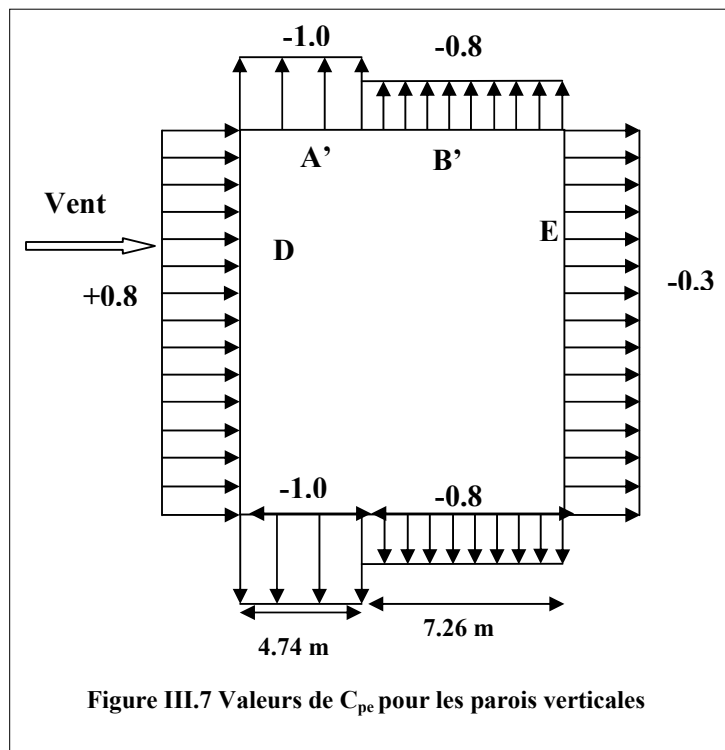
d<**e** : la paroi est divisée en 2 zones de pression A / ,B / ,C,D et E qui sont illustrées sur la figure suivante :



-la surface de la paroi considérée $S = 12 \times 20.2 = 242.4 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$. Selon la formule (5.1) donc $C_{pe} = C_{pe,10}$, donc on a :

A'	B'	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1.0	-0.8	+0.8	0.3

Tableau III.2- les valeurs de C_{pe}



b- Terrasse :

La hauteur de l'acrotère $h_p = 0.65\text{m}$

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° .

Selon (§1.1.5 chap5) les différentes zones de pression F,G,H et il sont représentées sur la figure $e = \min [23.7 ; 40.4] . e=23.7\text{m}$

b: dimension du coté perpendiculaire au vent

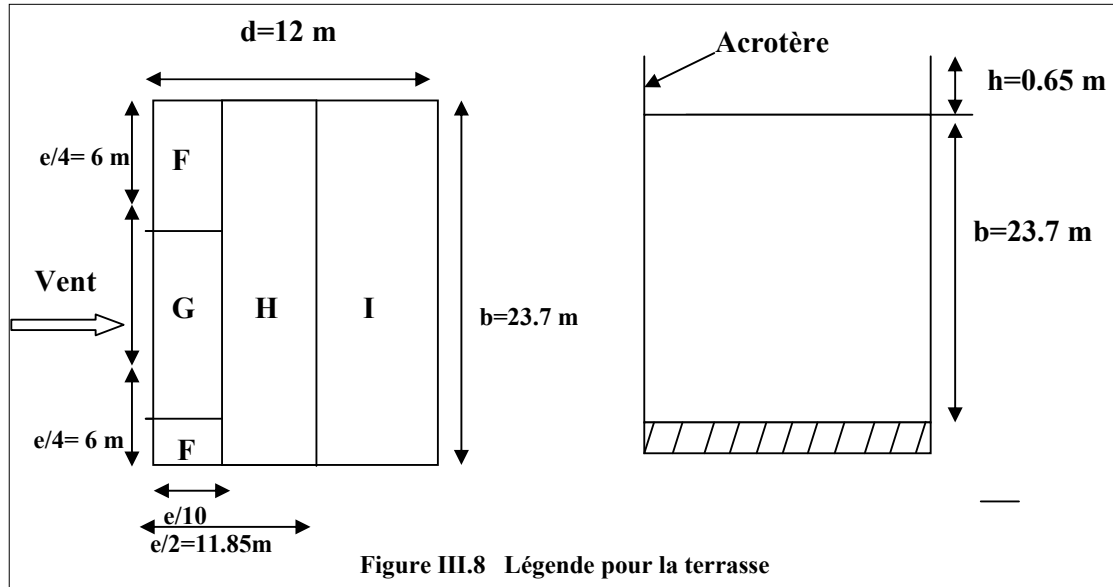


Figure III.8 Légende pour la terrasse

Selon le tableau (5.2 ;chap5) [4] on a :

$$h_p/h = 0,65/23,7 = 0,027.$$

Par interpolation linéaire entre les valeurs $h_p/h=0,025$ et $h_p/h=0,05$ on trouve :

F	G	H	I
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.58	-1.08	-0.7	± 0.2

Tableau III.3- les valeurs de C_{pe}

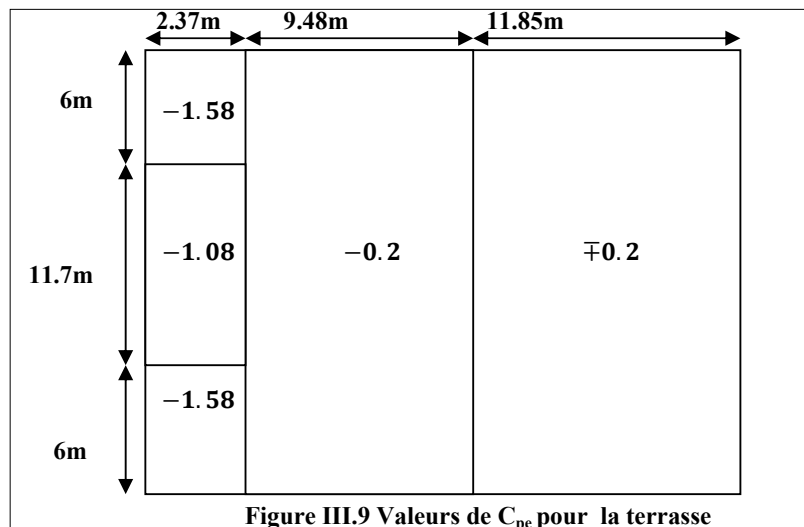


Figure III.9 Valeurs de C_{pe} pour la terrasse

- coefficient de pression intérieure C_{Pi} :

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5) on doit utiliser les deux valeurs du C_{Pi} :

$C_{pi1} = -0,5$ et $C_{pi2} = 0,8$

Les valeurs des pressions q_j sont données dans les tableaux suivants :

➤ RDC +3.35 :

ZONE	Cd	q_{dyn} (dan/m ²)	C_{Pe}	C_{Pi1}	C_{Pi2}	q_{j1} (daN/m ²)	q_{j2} (daN/m ²)
A	0.93	67.2	-1	-0,5	0,8	-31.248	-112.5
B	0.93	67.2	-0.8	-0,5	0,8	-18.75	-100
D	0.93	67.2	+0.8	-0,5	0,8	81.25	0
E	0.93	67.2	-0.3	-0,5	0,8	12.5	-68.75

Tableau III.4

➤ (R+1) +3.24 :

ZONE	Cd	q_{dyn} (dan/m ²)	C_{Pe}	C_{Pi1}	C_{Pi2}	q_{j1} (daN/m ²)	q_{j2} (daN/m ²)
A	0.93	88.8	-1	-0,5	0,8	-41.30	-148.65
B	0.93	88.8	-0.8	-0,5	0,8	-24.77	-132.13
D	0.93	88.8	+0.8	-0,5	0,8	107.36	0
E	0.93	88.8	-0.3	-0,5	0,8	16.51	-90.85

Tableau III.5

➤ (R+2) +3.24 :

ZONE	Cd	q_{dyn} (dan/m ²)	C_{Pe}	C_{Pi1}	C_{Pi2}	q_{j1} (daN/m ²)	q_{j2} (daN/m ²)
A	0.93	99.6	-1	-0,5	0,8	-46.314	-166.73
B	0.93	99.6	-0.8	-0,5	0,8	-27.79	-148.20
D	0.93	99.6	+0.8	-0,5	0,8	120.42	0
E	0.93	99.6	-0.3	-0,5	0,8	18.53	-101.9

Tableau III.6

➤ (R+3) +3.24 :

ZONE	Cd	q_{dyn} (dan/m ²)	C_{Pe}	C_{Pi1}	C_{Pi2}	q_{j1} (daN/m ²)	q_{j2} (daN/m ²)
A	0.93	107.1	-1	-0,5	0,8	-49.8	-179.28
B	0.93	107.1	-0.8	-0,5	0,8	-29.88	-159.36
D	0.93	107.1	+0.8	-0,5	0,8	129.5	0
E	0.93	107.1	-0.3	-0,5	0,8	19.92	-109.56

Tableau III.7

➤ (R+4) +3.24 :

ZONE	Cd	q _{dyn} (dan/m ²)	C _{Pe}	C _{Pi1}	C _{Pi2}	q _{j1} (daN/m ²)	q _{j2} (daN/m ²)
A	0.93	112.9	-1	-0,5	0,8	-52.5	-189
B	0.93	112.9	-0.8	-0,5	0,8	-31.5	-168
D	0.93	112.9	+0.8	-0,5	0,8	136.5	0
E	0.93	112.9	-0.3	-0,5	0,8	21	-115.5

Tableau III.8

➤ (R+5) +3.24 :

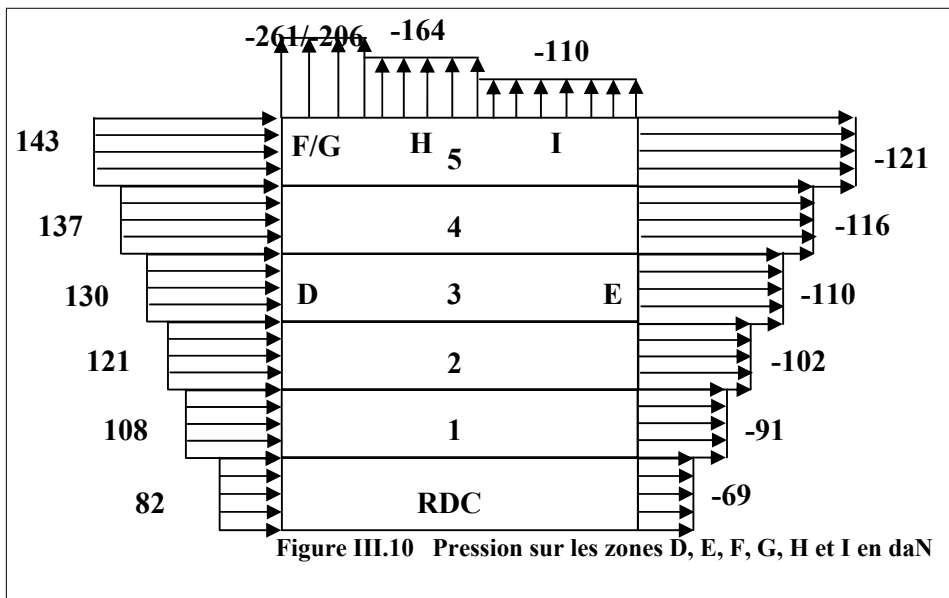
ZONE	Cd	q _{dyn} (dan/m ²)	C _{Pe}	C _{Pi1}	C _{Pi2}	q _{j1} (daN/m ²)	q _{j2} (daN/m ²)
A	0.93	117.6	-1	-0,5	0,8	-54.68	-196.86
B	0.93	117.6	-0.8	-0,5	0,8	-32.81	-175
D	0.93	117.6	+0.8	-0,5	0,8	142.18	0
E	0.93	117.6	-0.3	-0,5	0,8	21.87	-120.3

Tableau III.9

➤ Toiture :

ZONE	Cd	q _{dyn} (dan/m ²)	C _{Pe}	C _{Pi1}	C _{Pi2}	q _{j1} (daN/m ²)	q _{j2} (daN/m ²)
F	0.93	117.6	-1.58	-0,5	0,8	-118.12	-260.3
G	0.93	117.6	-1.08	-0,5	0,8	-63.43	-205.6
H	0.93	117.6	-0.7	-0,5	0,8	-21.87	-164.05
I	0.93	117.6	-0.2	-0,5	0,8	32.81	-109.37
	0.93	117.6	+0.2	-0,5	0,8	76.56	-65.62

Tableau III.10



- Calcul de la force de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par : $F_{fr} = \sum(q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$

j : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

z_j : La hauteur du centre de l'élément j .

$S_{fr,j}$: Aire de l'élément de surface j .

$C_{fr,j}$: Coefficient de frottement pour l'élément de surface j . $C_{fr} = 0,01$. (Tab 2.1 ; chap2)[4]

• **Parois verticales :**

$$F_{fr} = 0.01[(67.2 + 88.8 + 99.6 + 107.1 + 112.9 + 117.6) \times 95.75]$$

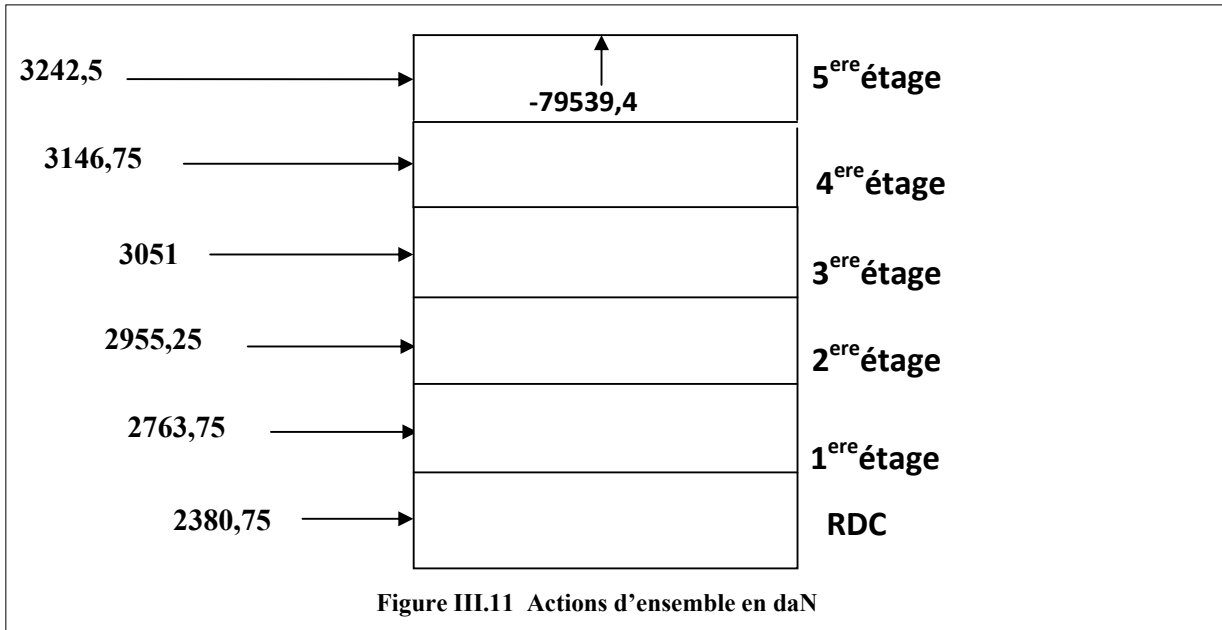
$$F_{fr} = 568 \text{ dan}$$

• **Toiture :**

$$F_{fr} = (q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) = (117.6 \times 0.01 \times 284.4) = 334.45 \text{ dan}$$

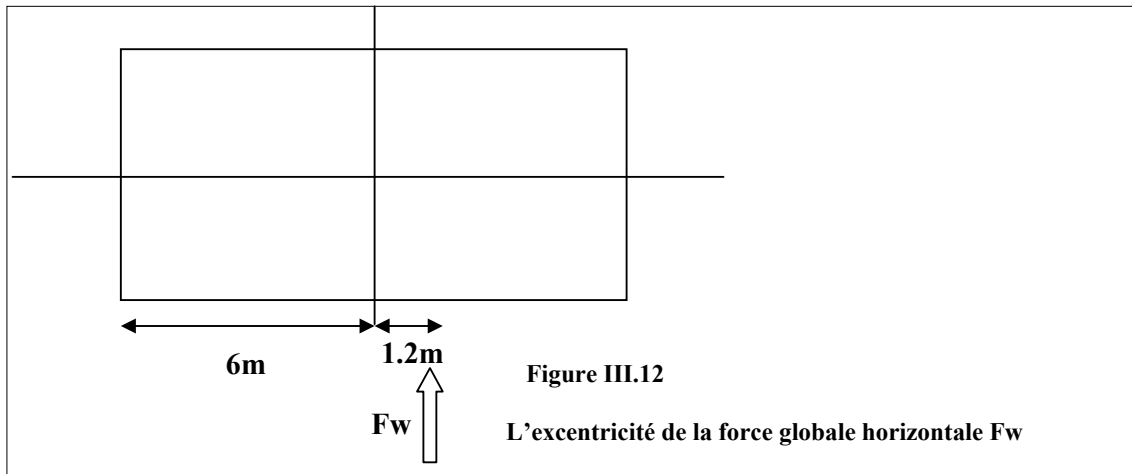
zone	niveau	S	q _{jh}	F _{fr} (daN)	F _w (daN)	F _u (daN)
D	RDC	95,75	82	568	8419,5	00.00
	1 ^{ere} étage	95,75	108	568	10909	00.00
	2 ^{iem} étage	95,75	121	568	12153,75	00.00
	3 ^{iem} étage	95,75	130	568	13015,5	00.00
	4 ^{iem} étage	95,75	137	568	13685,75	00.00
	5 ^{iem} étage	95,75	143	568	14260,25	00.00
E	RDC	95,75	-69	568	-6038,75	00.00
	1 ^{ere} étage	95,75	-91	568	-8145,25	00.00
	2 ^{iem} étage	95,75	-102	568	-9198,5	00.00
	3 ^{iem} étage	95,75	-110	568	-9964,5	00.00
	4 ^{iem} étage	95,75	-116	568	-10539	00.00
	5 ^{iem} étage	95,75	-121	568	-11017,8	00.00
F	Toiture	28.45	-261	334.45	00.00	-7091
G	Toiture	27.73	-206	334.45	00.00	-5377,93
H	Toiture	224.67	-164	334.45	00.00	-36511,4
I	Toiture	280.85	-110	334.45	00.00	-30559,1
				Niveau	$\sum F_w$	$\sum F_u$
				RDC	2380,75	-79539,4
				1 ^{ere} étage	2763,75	
				2 ^{iem} étage	2955,25	
				3 ^{iem} étage	3051	
				4 ^{iem} étage	3146,75	
				5 ^{iem} étage	3242,5	

Tableau III.11.l'action d'ensemble



Il faut tenir aussi compte d'une excentricité e de la composante horizontale

$$e = \pm b/10 \Rightarrow e = \pm 12/10 = 1,2 \text{ m} \quad (\text{formule 2.20 ;chap2})$$



3.1.2- Direction V2 du vent :

Coefficient de pression extérieure C_{pe} :

a- Parois verticales :

Pour le calcul des valeurs de C_{pe} on se réfère au (§1.1.2 chap5) :

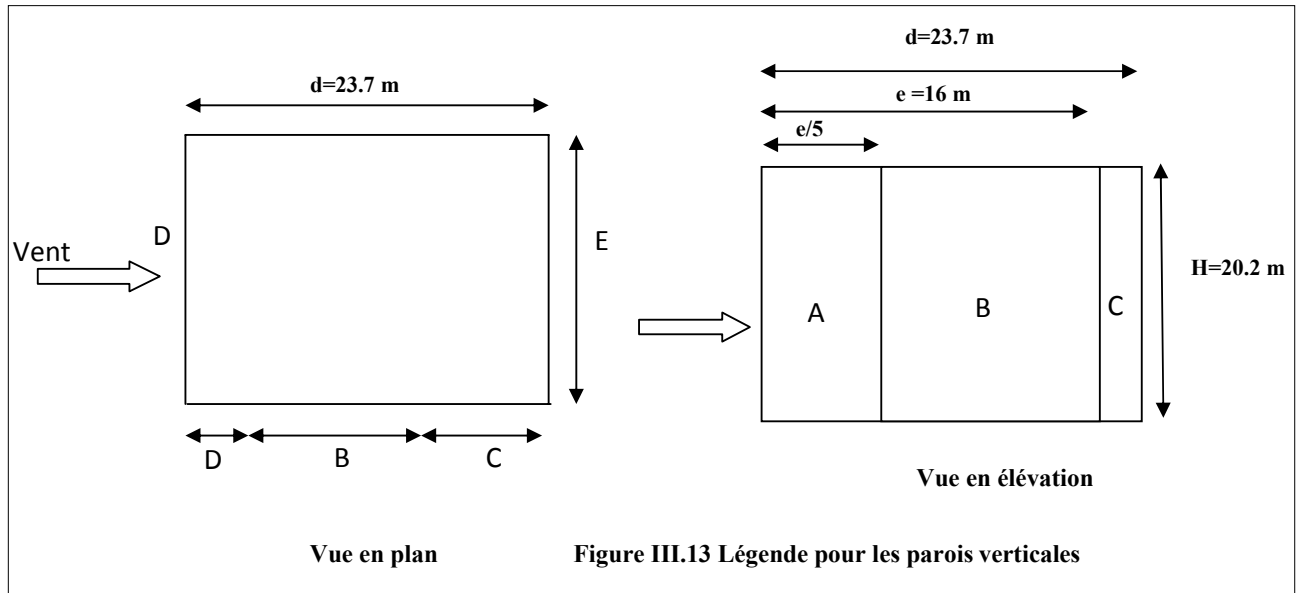
$$\begin{cases} C_{pe} = C_{pe.1} & \text{SI } S \leq 1\text{m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log(S) & \text{SI } 1\text{m}^2 \leq S \leq 10\text{m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe.10} & \text{SI } S \geq 10\text{m}^2 \end{cases}$$

b: la dimension perpendiculaire à la direction du vent V2 ; $b=12\text{m}$.

d : la dimension parallèle à la direction du vent V2 ; $d=23.7\text{m}$.

$e = \min [b ; 2h] = \min [12 ; 40.4] . e = 12 \text{ m}$

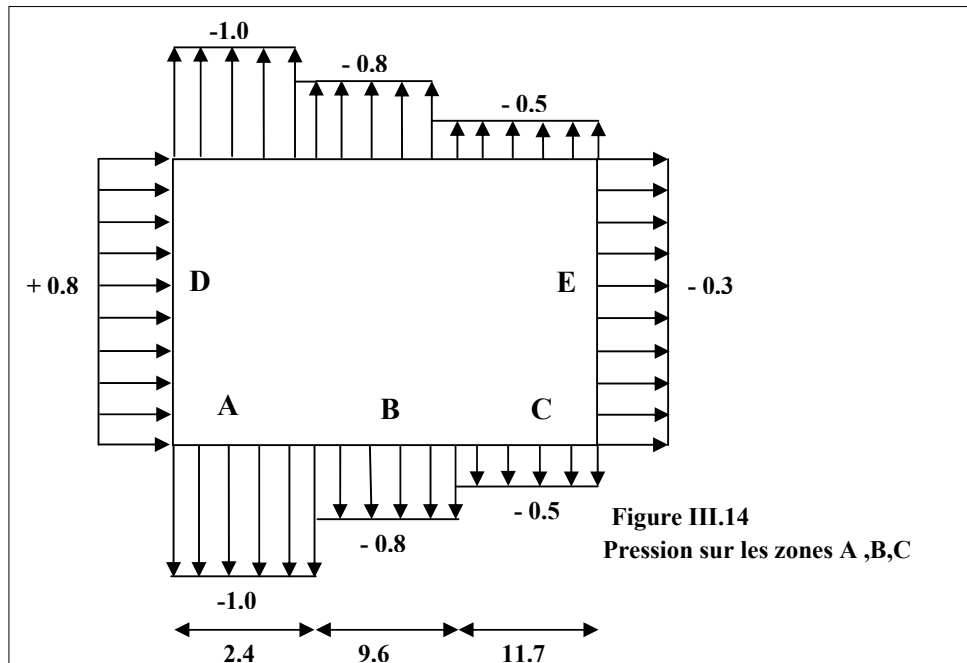
$d > e$: la paroi est divisée en 3 zones de pression A,B,C,D et E qui sont illustrées sur la figure suivante:



-la surface de la paroi considérée $S = 23.7 \times 20.2 = 478,75 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$. Selon la formule (5.1) donc $C_{pe} = C_{pe,10}$, d'après le tableau (5.1) on a :

A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau III.12- les valeurs de C_{pe}



b- Terrasse :

La hauteur de l'acrotère $h_p = 0.65\text{m}$.

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° .

Selon (§1.1.5 chap5) les différentes zones de pression **F,G,H** et il sont représentées sur la figure .

$e = \min [23.7 ; 40.4] . e = 23.7\text{m}$

b: dimension du coté perpendiculaire au vent

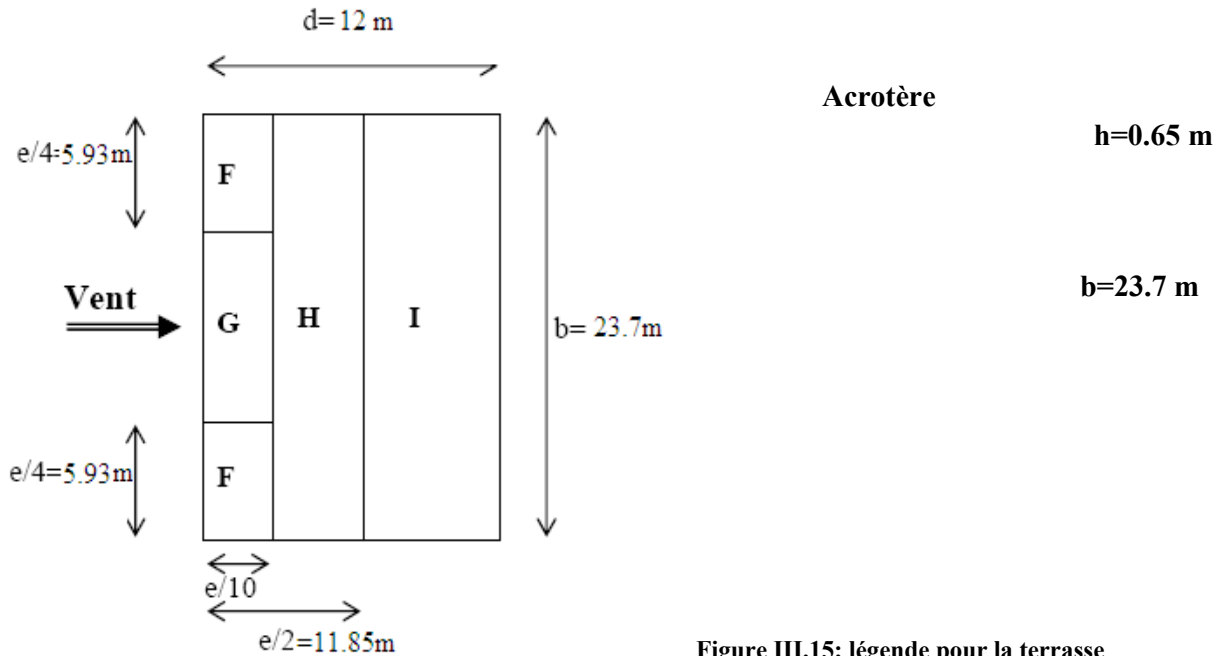


Figure III.15: légende pour la terrasse

Selon le tableau (5.2 ;chap5) on a :

$h_p/h = 0,65/23.7 = 0,027$.

Par interpolation linéaire entre les valeurs $h_p/h=0,025$ et $h_p/h=0,05$ on trouve :

F	G	H	I
Cpe.10	Cpe.10	Cpe.10	Cpe.10
-1.58	-1.08	-0.7	±0.2

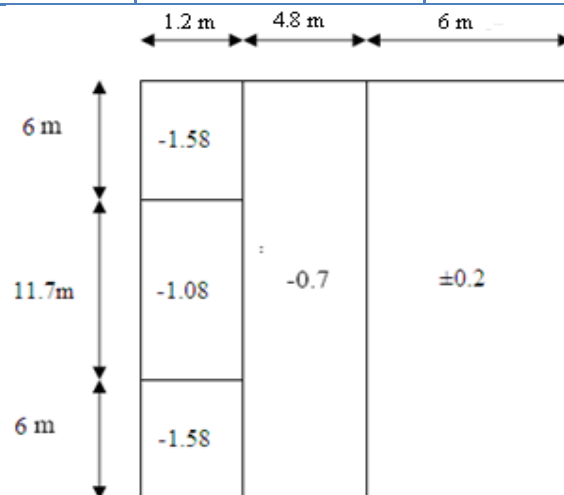


Figure III.16: Valeurs de Cpe pour la terrasse

-coefficient de pression intérieure C_{Pi} :

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5) on doit utiliser les deux valeurs du C_{Pi} :

$C_{Pi1} = -0,5$ et $C_{Pi2} = 0,8$

Les valeurs des pressions q_j sont données dans le tableau suivant :

➤ RDC +3.35 :

ZONE	C_d	q_{dyn} (dan/m ²)	C_{Pe}	C_{Pi1}	C_{Pi2}	q_{j1} (daN/m ²)	q_{j2} (daN/m ²)
A	0.96	67.2	-1	-0,5	0,8	-32,26	-116,12
B	0.96	67.2	-0.8	-0,5	0,8	-19,35	-103,22
D	0.96	67.2	+0.8	-0,5	0,8	83,87	0
E	0.96	67.2	-0.3	-0,5	0,8	12,90	-70,96

Tableau III.14

➤ (R+1) +3.24 :

ZONE	C_d	q_{dyn} (dan/m ²)	C_{Pe}	C_{Pi1}	C_{Pi2}	q_{j1} (daN/m ²)	q_{j2} (daN/m ²)
A	0.96	88.8	-1	-0,5	0,8	-42,62	-153,45
B	0.96	88.8	-0.8	-0,5	0,8	-25,57	-136,40
D	0.96	88.8	+0.8	-0,5	0,8	110,82	0
E	0.96	88.8	-0.3	-0,5	0,8	17,05	-93,77

Tableau III.15

➤ (R+2) +3.24 :

ZONE	C_d	q_{dyn} (dan/m ²)	C_{Pe}	C_{Pi1}	C_{Pi2}	q_{j1} (daN/m ²)	q_{j2} (daN/m ²)
A	0.96	99.6	-1	-0,5	0,8	-47,808	-172,1088
B	0.96	99.6	-0.8	-0,5	0,8	-28,6848	-152,9856
D	0.96	99.6	+0.8	-0,5	0,8	124,3008	0
E	0.96	99.6	-0.3	-0,5	0,8	19,1232	-105,1776

Tableau III.16

➤ (R+3) +3.24 :

ZONE	C_d	q_{dyn} (dan/m ²)	C_{Pe}	C_{Pi1}	C_{Pi2}	q_{j1} (daN/m ²)	q_{j2} (daN/m ²)
A	0.96	107.1	-1	-0,5	0,8	-51,41	-185,07
B	0.96	107.1	-0.8	-0,5	0,8	-30,8448	-164,50
D	0.96	107.1	+0.8	-0,5	0,8	133,6608	0
E	0.96	107.1	-0.3	-0,5	0,8	20,5632	-113,10

Tableau III.17

➤ **(R+4) +3.24 :**

ZONE	C _d	q _{dyn} (dan/m ²)	C _{Pe}	C _{Pi1}	C _{Pi2}	q _{j1} (daN/m ²)	q _{j2} (daN/m ²)
A	0.96	112.9	-1	-0,5	0,8	-54,20	-195,10
B	0.96	112.9	-0.8	-0,5	0,8	-32,52	-173,41
D	0.96	112.9	+0.8	-0,5	0,8	140,9	0
E	0.96	112.9	-0.3	-0,5	0,8	21,68	-119,22

Tableau III.18

➤ **(R+5) +3.24 :**

ZONE	C _d	q _{dyn} (dan/m ²)	C _{Pe}	C _{Pi1}	C _{Pi2}	q _{j1} (daN/m ²)	q _{j2} (daN/m ²)
A	0.96	117.6	-1	-0,5	0,8	-56,50	-203,21
B	0.96	117.6	-0.8	-0,5	0,8	-33,87	-180,63
D	0.96	117.6	+0.8	-0,5	0,8	146,76	0
E	0.96	117.6	-0.3	-0,5	0,8	22,58	-124,19

Tableau III.19

➤ **Toiture :**

ZONE	C _d	q _{dyn} (dan/m ²)	C _{Pe}	C _{Pi1}	C _{Pi2}	q _{j1} (daN/m ²)	q _{j2} (daN/m ²)
F	0.96	117.6	-1.58	-0,5	0,8	-121,93	-268,70
G	0.96	117.6	-1.08	-0,5	0,8	-65,48	-212,25
H	0.96	117.6	-0.7	-0,5	0,8	-22,58	-169,34
I	0.96	117.6	-0.2	-0,5	0,8	33,89	-112,90
	0.96	117.6	+0.2	-0,5	0,8	79,03	-67,74

Tableau III.20

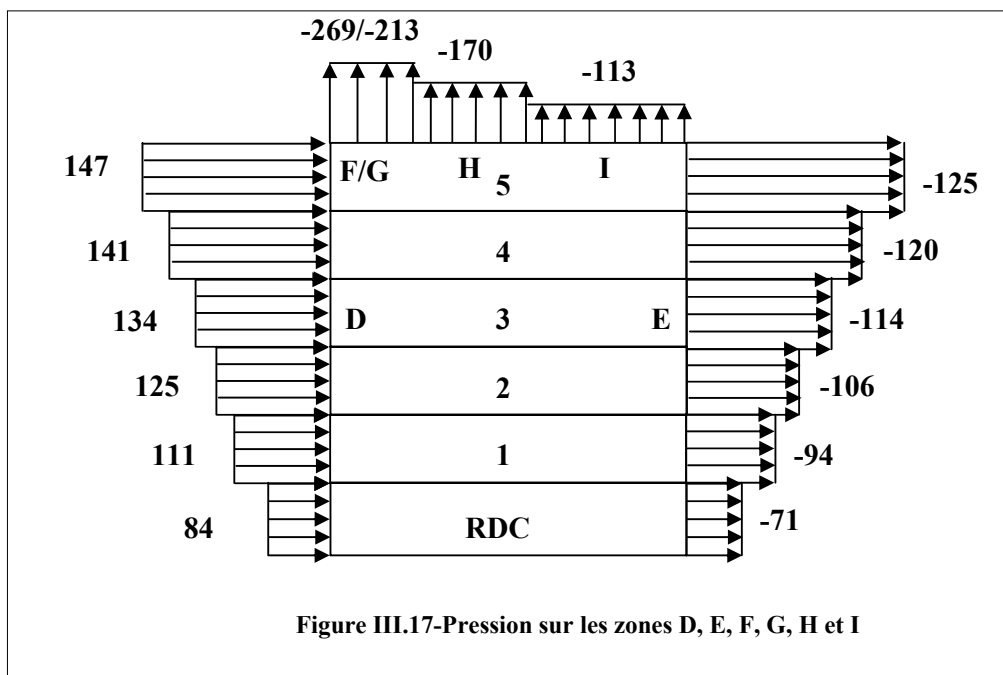


Figure III.17-Pression sur les zones D, E, F, G, H et I

Calcul de la force de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

j : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

z_j : La hauteur du centre de l'élément j .

$S_{fr,j}$: Aire de l'élément de surface j .

$C_{fr,j}$: Coefficient de frottement pour l'élément de surface j . $C_{fr} = 0,01$. (Tab 2.1 ; chap2)

• **Parois verticales :**

$$F_{fr} = 0.01[(67.2 + 88.8 + 99.6 + 107.1 + 112.9 + 117.6) \times 64.65]$$

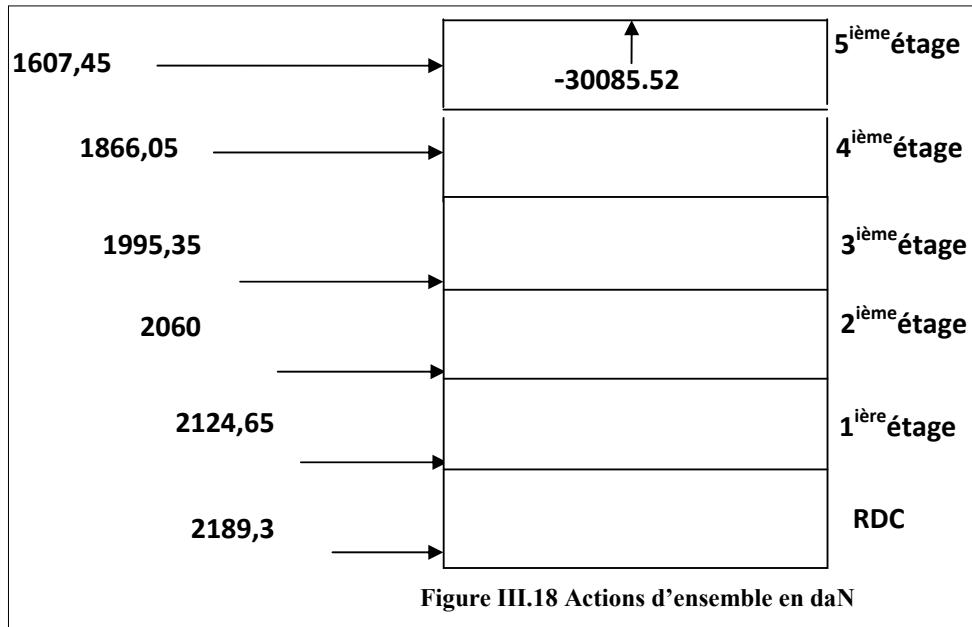
$$F_{fr} = 383,50 \text{ dan}$$

• **Toiture :**

$$F_{fr} = (q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) = (117.6 \times 0.01 \times 284.4) = 334.45 \text{ dan}$$

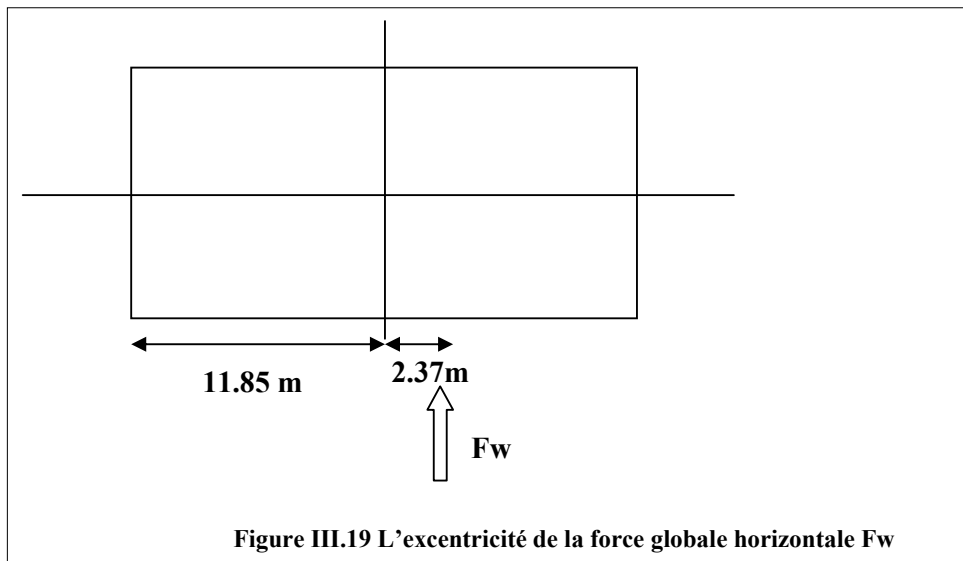
Zone	niveau	S	q _j	F _{fr} (daN)	F _w (daN)	F _u (daN)
D	RDC	64.65	84	383.5	2701,44	00.00
	1 ^{ere} étage	64.65	111	383.5	3452,54	00.00
	2 ^{iem} étage	64.65	125	383.5	3872,45	00.00
	3 ^{iem} étage	64.65	134	383.5	4164,05	00.00
	4 ^{iem} étage	64.65	141	383.5	4389,55	00.00
	5 ^{iem} étage	64.65	147	383.5	4572,29	00.00
E	RDC	64.65	-71	383.5	-2773,8	00.00
	1 ^{ere} étage	64.65	-94	383.5	-3538,08	00.00
	2 ^{iem} étage	64.65	-106	383.5	-3965,76	00.00
	3 ^{iem} étage	64.65	-114	383.5	-4276,8	00.00
	4 ^{iem} étage	64.65	-120	383.5	-4510,08	00.00
	5 ^{iem} étage	64.65	-125	383.5	-4782,24	00.00
F	Toiture	14,4	-260.3	334.5	00.00	-3413,87
G	Toiture	14,4	-205.6	334.5	00.00	-2626,19
H	Toiture	113.76	-81	334.5	00.00	-8880,11
I	Toiture	142.2	-109	334.5	00.00	-15165,35
				Niveau	$\sum F_w$	$\sum F_u$
				RDC	1607,45	-30085.52
				1 ^{ere} étage	1866,05	
				2 ^{iem} étage	1995,35	
				3 ^{iem} étage	2060	
				4 ^{iem} étage	2124,65	
				5 ^{iem} étage	2189,3	

Tableau III.21



Il faut tenir aussi compte d'une excentricité e de la composante horizontale

$$e = \pm b/10 \Rightarrow e = \pm 23.7/10 = 2.37 \text{ m} \quad (\text{formule 2.20 ;chap2}) [4]$$



3.2- Effet de la neige :

- charge de neige sur les toitures :

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toitures ou

de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu S_k$$

S_k (en KN/m²) est la charge de neige sur le sol, donnée au paragraphe 4 (RNV99), fonction de l'altitude et de zone de neige (cf. carte de neige).

μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donnée au paragraphe 6 (RNV99).

Notre bâtiment situé à la wilaya d'Alger c'est-à-dire en zone de neige : zone B

$$\mu = 0,8$$

$$S_k = \frac{((0.04 \times H) + 10)}{100}$$

H : l'altitude par rapport au niveau de la mer en (m)

$$H = 28 \text{ m.}$$

$$S_k = \frac{((0.04 \times 28) + 10)}{100} = 0,111 \text{ KN / m}^2 = 111 \text{ N / m}^2$$

$$S_k = 11.1 \text{ kg / m}^2$$

$$S = \mu S_k$$

$$S = 8.89 \text{ dan/ m}^2$$

Niveau	Actions permanents daN/m ²	Actions d'exploitation daN/m ²
Terrasse	537	100
Courant	480	150

Tableau III.22. Tableau récapitulative des résultats des actions

Niveau	Effet de vent		Effet de la neige
	Direction V1	Direction V2	
5	$\sum F_w = 3242,5$	$\sum F_w = 2189,3$	S = 8.89 dan/ m²
4	$\sum F_w = 3146,75$	$\sum F_w = 2124,65$	
3	$\sum F_w = 3051$	$\sum F_w = 2060$	
2	$\sum F_w = 2955,25$	$\sum F_w = 1995,35$	
1	$\sum F_w = 2763,75$	$\sum F_w = 1866,05$	
RDC	$\sum F_w = 2380,75$	$\sum F_w = 1607,45$	
	$\sum F_u = -79539,4$	$\sum F_u = -30085,52$	

Tableau III.23. Tableau récapitulative des résultats des actions variables

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Après avoir choisi la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaire et solives) on pré dimensionne chaque élément à partir de trois conditions :

- ✓ condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat
- ✓ puis la vérification faite selon la condition de résistance
- ✓ Et on termine avec la valeur limite de vibration

IV.1- Quelques notions relatives au règlement EUROCODE3 [7] :

1.1- Objectif :

Le règlement EUROCODE3 a pour objet la codification du dimensionnement par le calcul et des vérifications des structures des bâtiments à ossature en acier.

Ce document :

- Ne traite pas directement l'exécution des travaux de construction en acier.
- Ne définit que des exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.
- Il ne traite pas les exigences relatives à la sécurité parasismique
- Il ne traite pas les exigences relatives à la protection anti-feu

1.2- Domaine d'application :

Ce document contient des principes, des règles et des commentaires applicables principalement aux bâtiments courants respectant les limites imposées dans les sections ci-dessous.

-les bâtiments courants sont par convention ceux dans lesquels les charges d'exploitation sont modérées (bâtiments à usage d'habitation ou d'ébergement, à usage de bureaux, les constructions scolaires et hospitalières, les bâtiments à usage commercial tel que les magasins.

-les structures fabriquées à partir de produits de construction en acier laminés à chaud à l'exception des nuances d'acier à haute résistance.

1.3- Classification des sections transversales selon l'EUROCODE 3[7]

Pour les besoins de calcul l'Eurocode3 a proposé quatre classes de sections transversales qui sont définies comme suit :

a. Classe 1

Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

b. Classe 2

Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

c. Classe 3

Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.

d. Classe 4

Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

Les lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées sur la figure ci-dessous

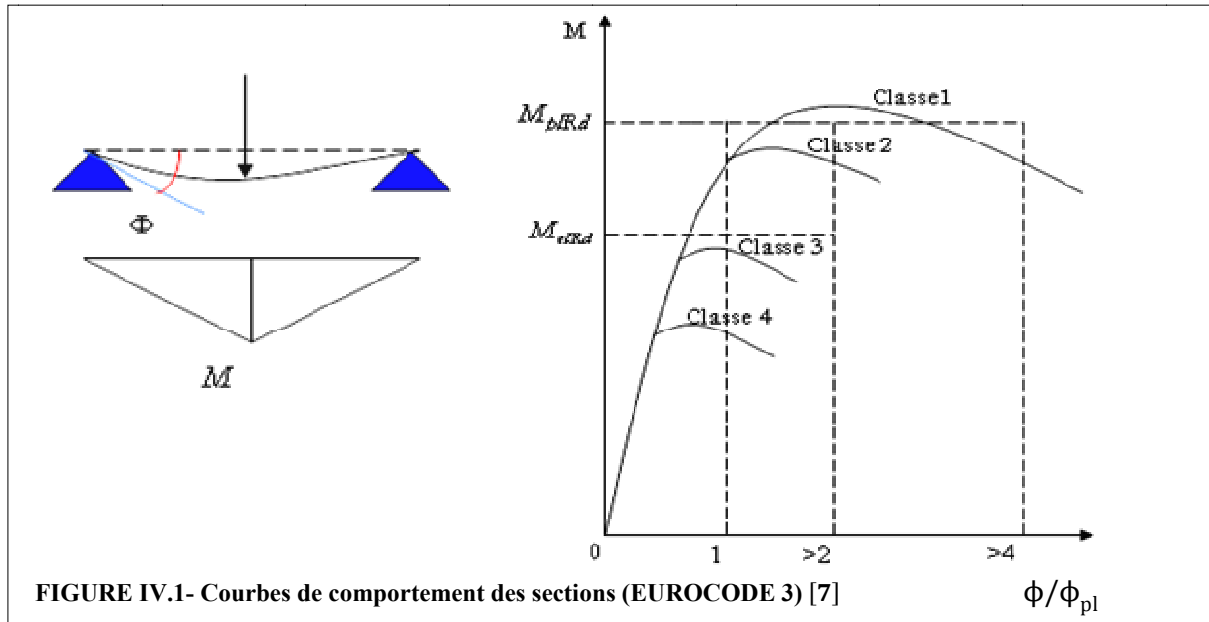


FIGURE IV.1- Courbes de comportement des sections (EUROCODE 3) [7]

M_{plRd} : moment à l'état plastique réduit.

M_{elRd} : moment à l'état élastique réduit

Φ_p : rotation

Φ_{pl} : rotation à l'état plastique

1.4- Coefficient partiel de sécurité

Le coefficient partiel de sécurité γ_M pour les matériaux doit être pris égal aux valeurs suivantes :

⇒ Section de classe (1, 2,3) → $\gamma_{M0} = 1,1$

⇒ Section de classe (4) → $\gamma_{M1} = 1,1$

⇒ Sections nettes au droit des trous → $\gamma_{M2} = 1,25$

⇒ Cas des états limites ultimes des éléments → $\gamma_{M1} = 1,10$

1.5- Valeurs limites des flèches

Les structures en acier doivent être dimensionnées de manière que les flèches ne restent dans les limites appropriées à l’usage et à l’occupation envisagés du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

Les valeurs limites recommandées de flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci-dessous (tableau 4.1 Eurocode 3) [7] :

Conditions	$\delta_{V\max}$ (flèche dans l’état final)
Toitures en générales	L/200
Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d’entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l’analyse globale de l’état limite ultime	L/400
Cas où $\delta_{V\max}$ peut nuire à l’aspect du bâtiment	L/250

IV.2- PREDIMENSIONNEMENT DES SOLIVES :

2.1- Solives de plancher terrasse

Au niveau terrasse, on définit trois types de solives suivant l’entraxe dont ce pré dimensionnement est décrit ci après:

2.1.1- Solive de longueur L=2,9m, L'entraxe entre les solives est de 1,3m

Combinaison de charge :

ELU :

$qu = (1,35.G + 1,5.(Q+S)) \times 1,3$

$qu = (1,35 \times 5,37 + 1,5 \times 1,09) \times 1,3$

$qu = 11,55 \text{ KN/m} = \mathbf{1155 \text{ daN/m}}$

ELS:

$qser = (G+Q+S) \times 1,3$

$qser = (5,37 + 1,0+0,09) \times 1,3$

$qser = 8,40 \text{ KN/m} = \mathbf{840 \text{ daN /m}}$

a- Condition de la Flèche :

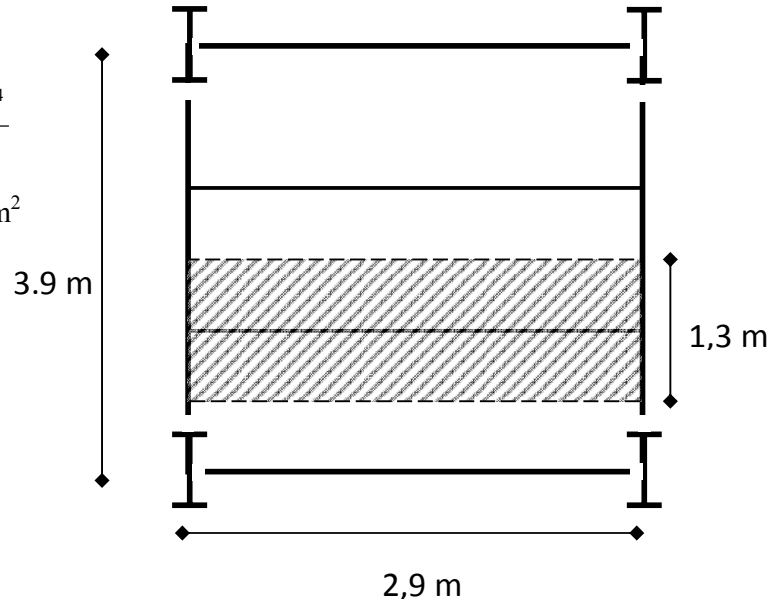
$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{250} \quad f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{(q) \times L^4}{E.I}$$

Le module d'élasticité $E=2.1 \times 10^6$ daN /cm²

$L=2.9\text{m}=290$ cm

$$I \geq \frac{5 \times Q \times l^3 \times 250}{384 \times E} = 317,57 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 317,57$$



⇒ On choisit un IPE140

FIGURE IV.3- répartition du plancher sur les solives

Profilé	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE140	12,9	16,4	140	73	6,9	541	44,9	77,3	12,3	5,7	1,6

Tableau IV.1

$$\frac{L}{250} = \frac{290}{250} = 1,16 \text{ mm} \quad \frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} = \frac{5 \times 8,4 \times (290)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 541,2} = 0.65 \text{ mm} \leq 1.16 \text{ mm}$$

✓ La condition de flèche avec un IPE 140 est vérifiée

La classe de la section transversale :

✓ La semelle

$$b=73\text{mm}$$

$$C=b/2=73/2=36,5\text{mm}$$

$$t_f=6,9\text{mm}$$

$$C/t_f=5,28 < 10\varepsilon \cong 10$$

donc la semelle est de **classe 1**.

✓ Ame fléchie

$$d=112,2\text{mm}$$

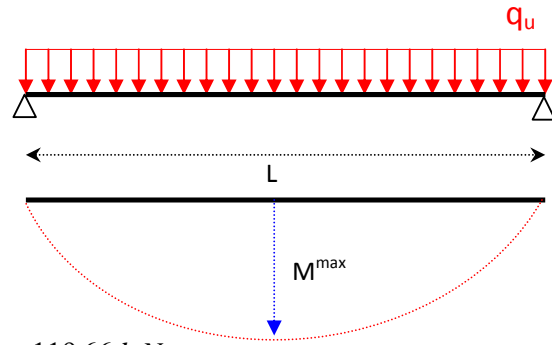
$$t_w=4,7\text{mm}$$

$$d/t_w=23.87 < 72\varepsilon \cong 72$$

donc l'âme est de **classe 1**.

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

b- Vérification de la condition de résistance :



FIGUREIV.4 – Les Moments

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{1155 \times (2,9)^2}{8} = 1196,58 \text{ kg.m} = 119,66 \text{ daN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_o} = \frac{23,5 \times 88,34}{1,1} = 1887,26 \text{ kg.m} = 188,72 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 119,66 \text{ daN.m} \quad ; \quad M_{pl.rd} = 188,72 \text{ daN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} < M_{pl.rd}$$

✓ La condition de résistance est bien vérifiée.

c- Vérification de la condition du cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_o}$$

Avec : A_v : l'aire de cisaillement

$$A_v = A - 2.b.tf + (tw + 2.r).tf$$

$$A_v = 1643 - 2.73.6,9 + (4,7 + 2.7).6,9$$

$$A_v = 686,7 \text{ mm}^2.$$

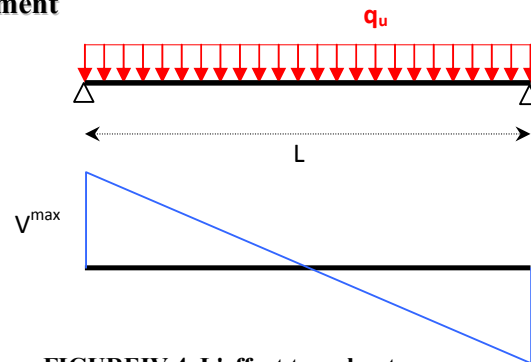
$$V_{pl.Rd} = 686,7 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 93,17 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{11,55 \times 2,9}{2} = 16,75 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = 16,75 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 93,17 \text{ KN}$$

✓ Donc la condition du cisaillement est vérifiée.



FIGUREIV.4-L'effort tranchant

d- Vérification de la valeur limite de vibration

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\alpha}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad \text{Tel que :}$$

$$\alpha = 22,37 \quad L = 2,9 \text{ m}$$

$$m = 37,41 \text{ kg} \quad I = 541 \text{ cm}^4$$

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{22,37}{(290)^2} \cdot \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6 \times 541}{37,41}} = 0,233 \text{ Hz} < 3 \text{ Hz}$$

✓ La condition de vibration est vérifiée.

2.1.2- Solive de longueur L=2,9m L'entraxe entre les solives est de 1,1m

$$q_u = (1,35.G + 1,5.(Q+S)) \times 1,1$$

$$q_{ser} = (G+Q+S) \times 1,1$$

$$q_u = (1,35 \times 5,37 + 1,5 \times 1,09) \times 1,1$$

$$q_{ser} = (5,37 + 1,0 + 0,09) \times 1,1$$

$$q_u = 9.773 \text{ KN/m} = \mathbf{977.3 \text{ daN/m}}$$

$$q_{ser} = 7.12 \text{ KN/m} = \mathbf{712 \text{ daN / m}}$$

a- Condition de la Flèche :

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{250} \quad f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{(q) \times L^4}{EI}$$

Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ daN / cm}^2$

$$L = 2.9 \text{ m} = 290 \text{ c}$$

$$Q = (q_{ser})$$

$$I \geq \frac{5 \times Q \times l^3 \times 250}{384 \times E} = 269.13 \text{ cm}^4$$

$I_x = 269.13 \Rightarrow$ **On choisit un IPE120**

Désignation Abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE120	10,4	13,21	120	64	6,3	317	27,6	60,7	13,5	4,9	1,4

Tableau IV.2

$$\frac{L}{250} = \frac{290}{250} = 1,16 \text{ mm} \quad \frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} = \frac{5 \times 7,12 \times (290)^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 317,8} = 0,98 \leq 1,16$$

✓ La condition de flèche est vérifiée

La classe de la section transversale :

✓ **La semelle**

$$b=64\text{mm}$$

$$C=b/2=64/2=32\text{mm}$$

$$t_f=6,3\text{mm}$$

$$C/t_f=5,08 < 10\varepsilon \cong 10$$

donc la semelle est de **classe 1**.

✓ **Ame fléchie**

$$d=93,4\text{ mm}$$

$$t_w=4,4\text{mm}$$

$$d/t_w=21,23 < 72\varepsilon \cong 72$$

donc l'âme est de **classe 1**.

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

b-Vérification de la condition de résistance :

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{977,3 \times (2,9)^2}{8} = 1127,38 \text{ kg.m} = 112,74 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_o} = \frac{23,5 \times 60,73}{1,1} = 1297,41 \text{ kg.m} = 129,74 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd}=112,74 \text{ daN.m} \quad ; \quad M_{pl,rd}=129,74 \text{ daN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} < M_{pl,rd}$$

✓ **La condition de résistance est bien vérifiée.**

c- Vérification de la condition du cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} = A_V \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_o}$$

Avec : A_V : l'aire de cisaillement

$$A_V = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f$$

$$A_V = 1321 - 2.64.6,3 + (4,4 + 2.7).6,3$$

$$A_V = 559,33 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl,Rd} = 559,33 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 75,88 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{977,3 \times 2,9}{2} = 14,17 \text{ KN} \quad V_{sd}^{\max} = 14,17 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 75,88 \text{ KN}$$

✓ **Donc la condition du cisaillement est vérifiée.**

d- Vérification de la valeur limite de vibration

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\alpha}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad \text{Tel que :}$$

$$\alpha = 22,37 \quad L = 2,9 \text{ m}$$

$$m = 30,16 \text{ kg} \quad I = 317,8 \text{ cm}^4$$

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{22,37}{(290)^2} \cdot \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6 \times 317,8}{30,16}} = 0,2 \text{ Hz} < 3 \text{ Hz}$$

✓ La condition de vibration est aussi vérifiée

2.1.3- Solive de longueur L=2,9m L'entraxe entre les solives est de 1,35 m

$$q_u = (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot (Q+S)) \times 1,35$$

$$q_{ser} = (G+Q+S) \times 1,35$$

$$q_u = (1,35 \times 5,37 + 1,5 \times 1,09) \times 1,35$$

$$q_{ser} = (5,37 + 1,0 + 0,09) \times 1,35$$

$$q_u = 12,0 \text{ KN/m} = 1200 \text{ daN/m}$$

$$q_{ser} = 8,715 \text{ KN/m} = 871,5 \text{ daN/m}$$

a- Condition de la Flèche :

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{250} \quad f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{(q) \times L^4}{E \cdot I}$$

$$\text{Le module d'élasticité } E = 2,1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$$

$$L = 2,9 \text{ m} = 290 \text{ cm}$$

$$2,7 \text{ m}$$

$$I \geq \frac{5 \times Q \times l^3 \times 250}{384 \times E} = 330,81 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 330,81 \text{ cm}^4$$

⇒ On choisit un IPE140 (voir annexe profilés)

$$\frac{L}{250} = \frac{290}{250} = 1,16 \text{ mm} \quad \frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} = \frac{5 \times 8,715 \times (290)^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 541,2} = 0,67 \leq 1,16$$

✓ La condition de flèche est vérifiée

La classe de la section transversale :

✓ La semelle

$$b=73\text{mm}$$

$$C=b/2=73/2=36,5\text{mm}$$

$$t_f=6,9\text{mm}$$

$$C/t_f=5,28 < 10\varepsilon \cong 10$$

donc la semelle est de **classe 1**.

✓ **Ame fléchie**

$$d=112,2\text{mm}$$

$$t_w=4,7\text{mm}$$

$$d/t_w=23,87 < 72\varepsilon \cong 72$$

donc l'âme est de **classe 1**.

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

b- Vérification de la condition de résistance :

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{1200 \times (2,9)^2}{8} = 1261,5 \text{ kg.m} = 126,15 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M_o}} = \frac{23,5 \times 88,34}{1,1} = 1887,26 \text{ kg.m} = 188,72 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd}=126,15 \text{ daN.m} \quad ; \quad M_{pl,rd}=188,72 \text{ daN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} < M_{pl,rd}$$

✓ **La condition de résistance est bien vérifiée.**

c- Vérification de la condition du cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M_o}}$$

Avec : A_v : l'aire de cisaillement

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f$$

$$A_v = 1643 - 2.73.6,9 + (4,7 + 2.7).6,9$$

$$A_v = 686,7 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl,Rd} = 686,7 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 93,17 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{12,00 \times 2,9}{2} = 17,4 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 17,4 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 93,17 \text{ KN}$$

✓ **Donc la condition du cisaillement est vérifiée.**

d- Vérification de la valeur limite de vibration

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\alpha}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad \text{Tel que :}$$

$$\alpha = 22,37 \quad L = 2,9 \text{ m}$$

$$m = 37,41 \text{ kg} \quad I = 541 \text{ cm}^4$$

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{22,37}{(290)^2} \cdot \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6 \times 541}{37,41}} = 0,233 \text{ Hz} < 3 \text{ Hz}$$

✓ La condition de vibration est vérifiée

2.2- SOLIVES DES PLANCHERS COURANTS :

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

$$G = 480 \text{ daN/m}^2$$

$$q = 150 \text{ daN /m}$$

$$S = 9 \text{ daN/m}^2$$

Avec les mêmes étapes de pré dimensionnement on résulte les profilés suivant :

2.2.1- TYPE1 : Solive de longueur L=2,9m L'entraxe entre les solives est de 1,3m **IPE120**

2.2.2- TYPE2 : Solive de longueur L=2,9m L'entraxe entre les solives est de 1,1m **IPE120**

2.2.3- TYPE3 : Solive de longueur L=2,9m L'entraxe entre les solives est de 1,35m **IPE140**

	Niveau	Entraxe	Profilé
Les solives	Terrasse	1,35m	IPE 140
		1,3m	IPE 140
		1,1m	IPE 120
	Étage	1,35m	IPE 140
		1,3m	IPE 120
		1,1m	IPE 120

Tableau IV.3

IV.3- PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES SECONDAIRES

4.1- On s'intéresse ici aux calculs des poutres de rives et les poutres intermédiaires.

⇒ **4.1.1- Poutre de rive de longueur 3,9m, entraxe 1,3m**

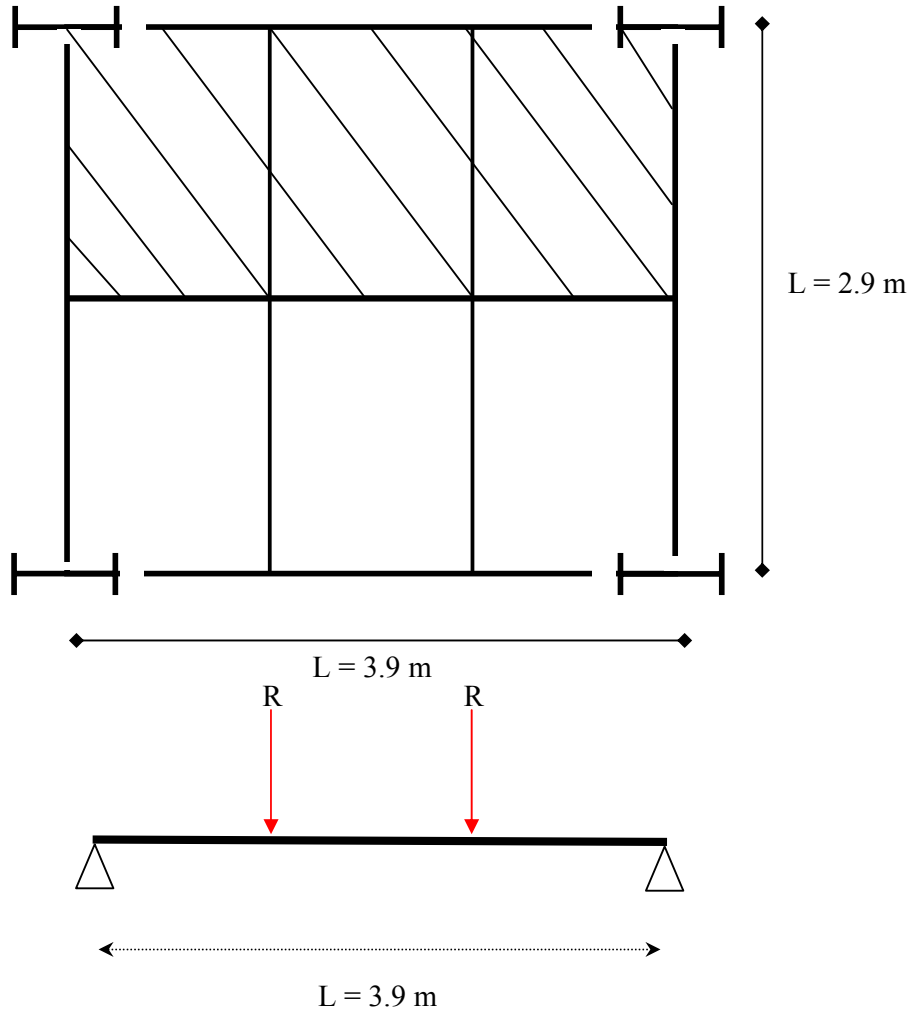


FIGURE IV.5 Schéma statique de la poutre principale

Combinaison de charge

ELU :

$$q_u = (1,35.G + 1,5.(Q+S)) \times 1,45$$

$$q_u = (1,35 \times 5,37 + 1,5 \times 1,09) \times 1,45$$

$$q_u = 12,88 \text{ KN/m} = \mathbf{1288 \text{ daN/m}}$$

ELS:

$$q_{ser} = (G+Q+S) \times 1,45$$

$$q_{ser} = (5,37 + 1,0 + 0,09) \times 1,45$$

$$q_{ser} = 9,37 \text{ KN/m} = \mathbf{937 \text{ daN/m}}$$

a- Condition de la Flèche :

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{250} \quad f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{(q) \times L^4}{EI}$$

Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$

$$L = 3.9 \text{ m} = 390 \text{ cm}$$

$$Q = Q_{ser} + Q_{solives}$$

$$Q_{solives} = 12,9 \text{ Kg/m}$$

$$Q = 9,37 + 0,129 = 9,5 \text{ KN/m}$$

$$I \geq \frac{5 \times Q \times l^3 \times 250}{384 \times E} = 873,5 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 873,5 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{On choisit un IPE180 (voir annexe profilés)}$$

$$\frac{L}{250} = \frac{390}{250} = 1,56 \text{ mm} \quad \frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} = \frac{5 \times 9,5 \times (390)^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1317} = 1,03 \leq 1,56$$

✓ La condition de flèche est vérifiée

La classe de la section transversale :

✓ **La semelle**

$$b = 91 \text{ mm}$$

$$C = b/2 = 91/2 = 45,5 \text{ mm}$$

$$t_f = 8 \text{ mm}$$

$$C/t_f = 5,68 < 10\varepsilon \cong 10$$

donc la semelle est de **classe 1**.

✓ **Ame fléchie**

$$d = 146 \text{ mm}$$

$$t_w = 5,3 \text{ mm}$$

$$d/t_w = 27,54 < 72\varepsilon \cong 72$$

donc l'âme est de **classe 1**.

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

b- Vérification de la condition de résistance :

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{950 \times (3,9)^2}{8} = 1806,2 \text{ kg.m} = 180,62 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{Mo}} = \frac{23,5 \times 166,4}{1,1} = 3555 \text{ kg.m} = 355,5 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 180,62 \text{ daN.m} \quad ; \quad M_{pl,rd} = 355,5 \text{ daN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} < M_{pl,rd}$$

✓ **La condition de résistance est bien vérifiée.**

c- Vérification de la condition du cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}}$$

Avec : A_v : l'aire de cisaillement

$$AV = A - 2.b.tf + (tw + 2.r).tf$$

$$AV = 2395 - 2.91.8 + (5,3 + 2.9).8$$

$$AV = 1004,6 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.Rd} = 1004,6 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 136,3 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{9,5 \times 3,9}{2} = 18,525 \text{ KN} \quad V_{sd}^{\max} = 18,52 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 136,3 \text{ KN}$$

✓ **Donc la condition du cisaillement est vérifiée.**

d- Vérification de la valeur limite de vibration

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\alpha}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad \text{Tel que :}$$

$$\alpha = 22,37 \quad L = 3,9 \text{ m}$$

$$m = 73,32 \text{ kg} \quad I = 1317 \text{ cm}^4$$

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{22,37}{(390)^2} \cdot \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6 \times 1317}{73,32}} = 0,143 \text{ Hz} < 3 \text{ Hz}$$

✓ **La condition de vibration est vérifiée**

4.1.2- Poutre intermédiaire de longueur 3,9 m

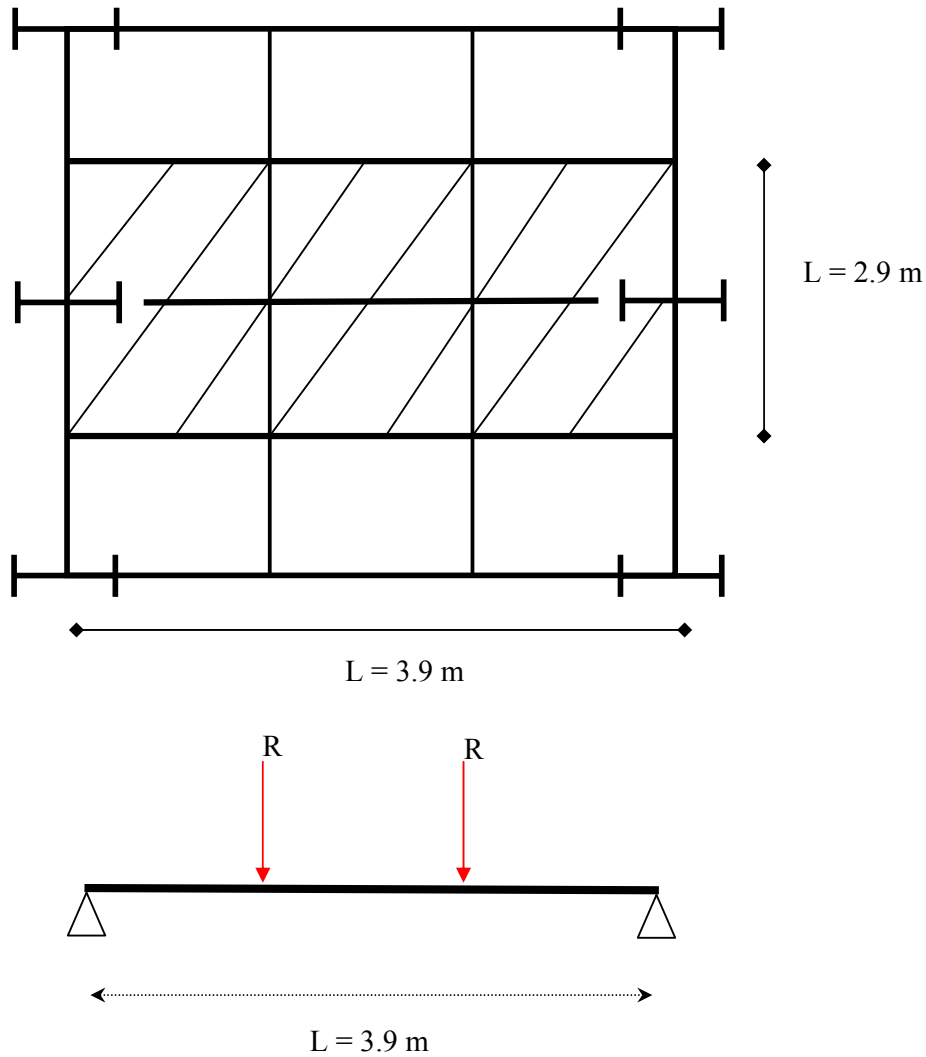


FIGURE IV.6 Schéma statique de la poutre principale

Combinaison de charge

ELU :

$$q_u = (1,35.G + 1,5.(Q+S)) \times 2,9$$

$$q_u = (1,35 \times 5,37 + 1,5 \times 1,09) \times 2,9$$

$$q_u = 25,76 \text{ KN/m} = \mathbf{2576 \text{ daN/m}}$$

ELS:

$$q_{ser} = (G+Q+S) \times 2,9$$

$$q_{ser} = (5,37 + 1,0 + 0,09) \times 2,9$$

$$q_{ser} = 18,74 \text{ KN/m} = \mathbf{1874 \text{ daN/m}}$$

a- Condition de la Flèche :

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{250} \quad f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{(q) \times L^4}{E.I}$$

Le module d'élasticité $E=2.1 \times 10^6$ daN/cm²

$L=3.9\text{m}=390$ cm

$Q= Q_{\text{ser}} + Q_{\text{solives}}$

$Q_{\text{solives}} = 12,9$ Kg/m

$Q= 18,74+0,258=19$ KN/m

$$I \geq \frac{5 \times Q \times l^3 \times 250}{384 \times E} = 1747 \text{ cm}^4$$

$I_x = 1747 \text{ cm}^4 \Rightarrow$ **On choisit un IPE200** (voir annexe profilés)

$$\frac{L}{250} = \frac{390}{250} = 1,56 \text{ mm} \quad \frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} = \frac{5 \times 19 \times (390)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1934} = 1,41 \leq 1.56$$

✓ **La condition de flèche est vérifiée**

La classe de la section transversale :

✓ **La semelle**

$b=100\text{mm}$

$C=b/2=100/2=50\text{mm}$

$t_f=8,5\text{mm}$

$C/t_f=5,88 < 10\varepsilon \cong 10$

donc la semelle est de **classe 1**.

✓ **Ame fléchie**

$d=159\text{mm}$

$t_w=5,6\text{mm}$

$d/t_w=28,4 < 72\varepsilon \cong 72$

donc l'âme est de **classe 1**.

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

b- Vérification de la condition de résistance :

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{1900 \times (3,9)^2}{8} = 36124 \text{ kg.m} = 361,24 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_o} = \frac{23,5 \times 220,6}{1,1} = 4712,8 \text{ kg.m} = 471,28 \text{ daN.m}$$

FIGURE IV.15

$M_{sd}=361,24$ daN.m ; $M_{pl,rd}=471,28$ daN.m

$$\Rightarrow M_{sd} < M_{pl,rd}$$

✓ **La condition de résistance est bien vérifiée.**

c- Vérification de la condition du cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_V \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}}$$

Avec : A_V : l'aire de cisaillement

$$A_V = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f$$

$$A_V = 2848 - 2.100.8,5 + (5,6 + 2.12).8,5$$

$$A_V = 1400 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 1400 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 190 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{19 \times 3,9}{2} = 37,05 \text{ KN} \quad V_{sd}^{\max} = 37,05 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 190 \text{ KN}$$

✓ **Donc la condition du cisaillement est vérifiée.**

d- Vérification de la valeur limite de vibration

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\alpha}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} \text{ Tel que :}$$

$$\alpha = 22,37 \quad L = 3,9 \text{ m}$$

$$m = 87,36 \text{ kg} \quad I = 1943 \text{ cm}^4$$

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{22,37}{(390)^2} \cdot \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6 \times 1943}{87,36}} = 0,16 \text{ Hz} < 3 \text{ Hz}$$

✓ **La condition de vibration est vérifiée**

⇒ **Type 1** : de longueur 3,9m

➤ Poutre de rive **IPE 180**

➤ Poutre intermédiaire **IPE 200**

⇒ **Type 2** : de longueur 3,3m

➤ Poutre de rive **IPE 140**

➤ Poutre intermédiaire **IPE 180**

⇒ **Type 3** : de longueur 2,7m

➤ Poutre de rive **IPE 120**

➤ Poutre intermédiaire **IPE 160**

Pour les poutres des planchers terrasse, J'ai choisit pour les poutres de rives un **IPE 180**, et pour les poutres intermédiaires un **IPE 200**.

La poutre principale de plancher étage courant

- ⇒ **Type 1 : de longueur 3,9m**
- Poutre de rive **IPE 180**
- Poutre intermédiaire **IPE 200**
- ⇒ **Type 2 : de longueur 3,3m**
- Poutre de rive **IPE 140**
- Poutre intermédiaire **IPE 180**
- ⇒ **Type 3 : de longueur 2,7m**
- **Poutre de rive IPE 120**
- **Poutre intermédiaire IPE 160**

Pour les poutres des planchers étage courant, J'ai choisit pour les poutres de rives un **IPE 180**, et pour les poutres intermédiaires un **IPE 200**.

	Niveau	Position	Profile
Poutres S	Terrasse	Rive	IPE 180
		Intermédiaire	IPE 200
	Etage	Rive	IPE 180
		Intermédiaire	IPE 200

Tableau IV.4

IV.4-PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES PORTEUSES:

Les poutres porteuses sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

Le même calcul se fait pour les planchers terrasses et les planchers courants.

On fait les calculs pour les poutres de rives et les poutres intermédiaires.

4.1- Poutres de rive de longueur 3,9m, entraxe 1,3m

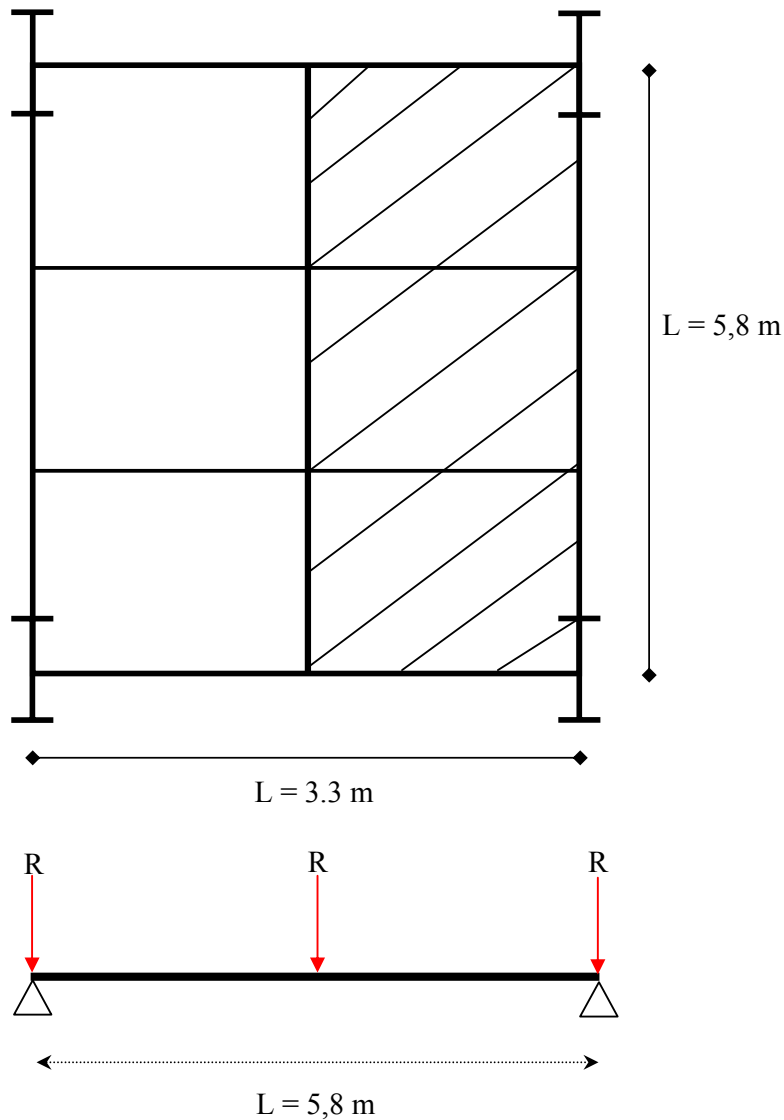


FIGURE IV.7 Schéma statique de la poutre principale

Combinaison de charge

ELU :

$$q_u = (1,35.G + 1,5.(Q+S)) \times 1,65$$

$$q_u = (1,35 \times 5,37 + 1,5 \times 1,09) \times 1,65$$

$$q_u = 14,65 \text{ KN/m} = 1465 \text{ daN/m}$$

ELS:

$$q_{ser} = (G+Q+S) \times 1,65$$

$$q_{ser} = (5,37 + 1,0 + 0,09) \times 1,65$$

$$q_{ser} = 10,66 \text{ KN/m} = 1066 \text{ daN/m}$$

a- Condition de la Flèche :

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{250} \quad f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{(q) \times L^4}{EI}$$

Le module d'élasticité $E=2.1 \times 10^6$ daN/cm²

$L=5,8\text{m}=580$ cm

$Q= Q_{\text{ser}} + Q_{\text{poutres}}$

$$Q_{\text{poutres}} = \frac{(2 \text{poids IPE 200} + \text{poids IPE 180})}{3} = 31,8 \text{Kg/m}$$

$Q= 10,66+0,318=11$ KN/m

$$I \geq \frac{5 \times Q \times l^3 \times 250}{384 \times E} = 3326,66 \text{cm}^4$$

$I_x= 3326,66 \text{cm}^4 \Rightarrow$ **On choisit un IPE240** (voir annexe profilés)

$$\frac{L}{250} = \frac{580}{250} = 2,32 \text{mm} \quad \frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} = \frac{5 \times 11 \times (580)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 3892} = 1,98 \leq 2,32$$

✓ La condition de flèche est vérifiée

La classe de la section transversale :

✓ **La semelle**

$b=120\text{mm}$

$C=b/2=120/2=60\text{mm}$

$t_f=9,8\text{mm}$

$C/t_f=6,12 < 10\epsilon \cong 10$

donc la semelle est de **classe 1**.

✓ **Ame fléchie**

$d=190,4\text{mm}$

$t_w=6,2\text{mm}$

$d/t_w=30,7 < 72\epsilon \cong 72$

donc l'âme est de **classe 1**.

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

b- Vérification de la condition de résistance :

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{1497 \times (5,8)^2}{8} = 6294,9 \text{ kg.m} = 629,49 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_o} = \frac{23,5 \times 366,8}{1,1} = 7836,2 \text{ kg.m} = 783,62 \text{ daN.m}$$

$M_{sd}=629,49$ daN.m ; $M_{pl,rd}=783,62$ daN.m

$$\Rightarrow M_{sd} < M_{pl,rd}$$

✓ La condition de résistance est bien vérifiée.

c- Vérification de la condition du cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_V \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}}$$

Avec : A_V : l'aire de cisaillement

$$A_V = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f$$

$$A_V = 3912 - 2.120.9,8 + (6,2 + 2.15).9,8$$

$$A_V = 1914,76 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.Rd} = 1914,76 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 259,8 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14,97 \times 5,8}{2} = 43,4 \text{ KN} \quad V_{sd}^{\max} = 43,4 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 259,8 \text{ KN}$$

✓ Donc la condition du cisaillement est vérifiée.

d- Vérification de la valeur limite de vibration

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\alpha}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad \text{Tel que :}$$

$$\alpha = 22,37 \quad L = 5,8 \text{ m}$$

$$m = 178,06 \text{ kg} \quad I = 3892 \text{ cm}^4$$

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{22,37}{(580)^2} \cdot \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6 \times 3892}{178,06}} = 0,07 \text{ hz} < 3 \text{ hz}$$

✓ La condition de vibration est vérifiée

4.2- Poutre intermédiaire de type 1

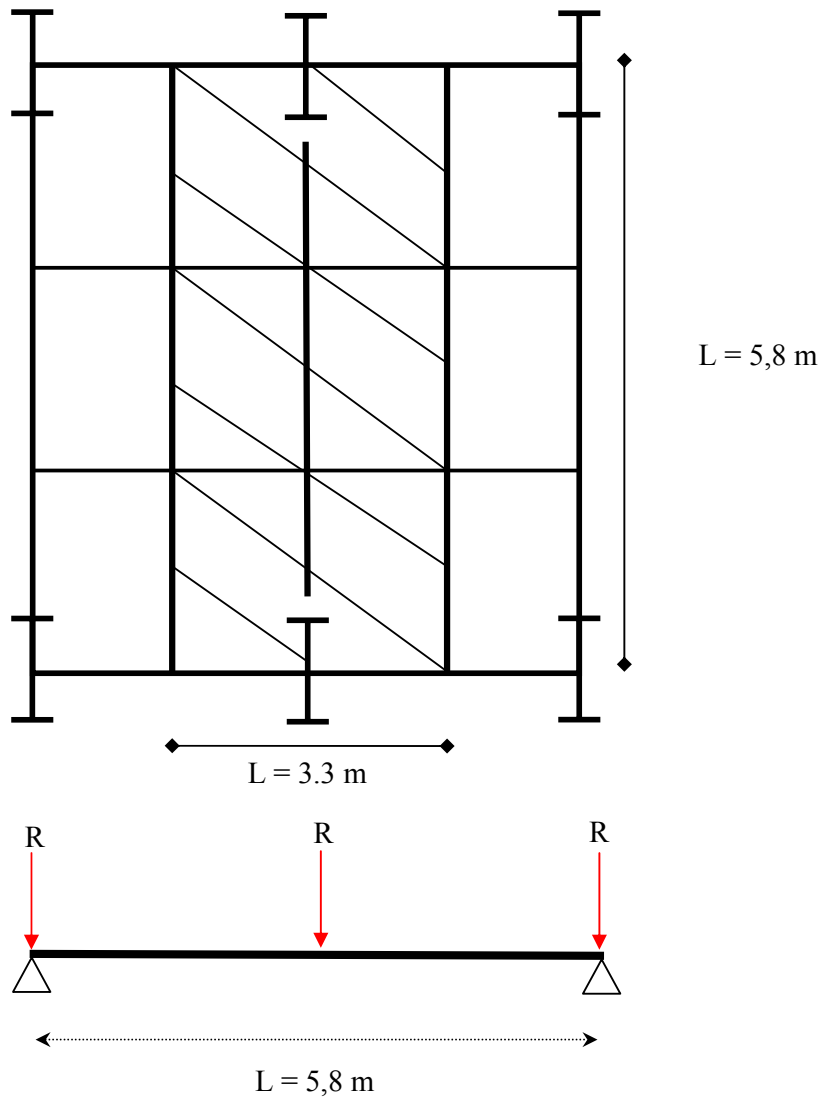


FIGURE IV.8 Schéma statique de la poutre principale

Combinaison de charge

ELU :

$$q_u = (1,35.G + 1,5.(Q+S)) \times 3,3$$

$$q_u = (1,35 \times 5,37 + 1,5 \times 1,09) \times 3,3$$

$$q_u = 29,32 \text{ KN/m} = \mathbf{2932 \text{ daN/m}}$$

ELS:

$$q_{ser} = (G+Q+S) \times 3,3$$

$$q_{ser} = (5,37 + 1,0 + 0,09) \times 3,3$$

$$q_{ser} = 21,32 \text{ KN/m} = \mathbf{2132 \text{ daN/m}}$$

a- Condition de la Flèche :

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{250} \quad f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{(q) \times L^4}{E.I}$$

Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$

$$L=5,8\text{m}=580 \text{ cm}$$

$$Q= Q_{\text{ser}} + Q_{\text{poutre}}$$

$$Q_{\text{poutres}} = \frac{(2 \text{poids IPE 200} + \text{poids IPE 180})}{3} = 31,8 \text{Kg/m}$$

$$Q= 21,32+0,318=21,638 \text{ KN/m}$$

$$I \geq \frac{5 \times Q \times l^3 \times 250}{384 \times E} = 6543,8 \text{cm}^4$$

$$I_x = 6543,8 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{On choisit un } \mathbf{IPE300} \text{ (voir annexe profilés)}$$

$$\frac{L}{250} = \frac{580}{250} = 2,32 \text{mm} \quad \frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} = \frac{5 \times 21,64 \times (580)^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 8356} = 1,82 \leq 2,32$$

✓ La condition de flèche est vérifiée

La classe de la section transversale :

✓ **La semelle**

$$b=150\text{mm}$$

$$C=b/2=150/2=75\text{mm}$$

$$t_f=10,7\text{mm}$$

$$C/t_f=7 < 10\varepsilon \cong 10$$

donc la semelle est de **classe 1**.

✓ **Ame fléchie**

$$d=248,6\text{mm}$$

$$t_w=7,1\text{mm}$$

$$d/t_w=35 < 72\varepsilon \cong 72$$

donc l'âme est de **classe 1**.

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

b- Vérification de la condition de résistance :

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{2932 \times (5,8)^2}{8} = 12329 \text{ kg.m} = 1232,9 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_o} = \frac{23,5 \times 628,4}{1,1} = 13425 \text{ kg.m} = 1342,5 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd}=1232,9 \text{ daN.m} \quad ; \quad M_{pl,rd}=1342,5 \text{ daN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} < M_{pl,rd}$$

✓ **La condition de résistance est bien vérifiée.**

c- Vérification de la condition du cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_V \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}}$$

Avec : A_V : l'aire de cisaillement

$$A_V = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

$$A_V = 5381 - 2 \cdot 150 \cdot 10,4 + (7,1 + 2 \cdot 15) \cdot 10,4$$

$$A_V = 2647 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 2647 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 359 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{29,32 \times 5,8}{2} = 85 \text{ KN} \quad V_{sd}^{\max} = 85 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 359 \text{ KN}$$

✓ **Donc la condition du cisaillement est vérifiée.**

d- Vérification de la valeur limite de vibration

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\alpha}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad \text{Tel que :}$$

$$\alpha = 22,37 \quad L = 5,8 \text{ m}$$

$$m = 244,76 \text{ kg} \quad I = 8356 \text{ cm}^4$$

$$\checkmark f_0 = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{22,37}{(5,80)^2} \cdot \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6 \times 8356}{244,76}} = 0,09 \text{ Hz} < 3 \text{ Hz}$$

✓ **La condition de vibration est vérifiée**

4.3- Poutre intermédiaire de type 2

Combinaison de charge

ELU :

$$q_u = (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot (Q+S)) \times 3,6$$

$$q_u = (1,35 \times 5,37 + 1,5 \times 1,09) \times 3,6$$

$$q_u = 30,98 \text{ KN/m} = \mathbf{3098 \text{ daN/m}}$$

ELS:

$$q_{ser} = (G+Q+S) \times 3,6$$

$$q_{ser} = (5,37 + 1,0 + 0,09) \times 3,6$$

$$q_{ser} = 23,26 \text{ KN/m} = \mathbf{2326 \text{ daN/m}}$$

a- Condition de la Flèche :

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{250} \quad f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{(q) \times L^4}{EI}$$

Le module d'élasticité $E=2.1 \times 10^6$ daN /cm²

$L=5,8\text{m}=580$ cm

$Q= Q_{\text{ser}} + Q_{\text{poutre}}$

$$Q_{\text{poutres}} = \frac{(2 \text{ poids IPE 200} + \text{ poids IPE 180})}{3} = 31,8 \text{ Kg/m}$$

$Q= 23,26+0,318=23,578$ KN/m

$$I \geq \frac{5 \times Q \times l^3 \times 250}{384 \times E} = 7130,5 \text{ cm}^4$$

$I_x= 7130,5 \text{ cm}^4 \Rightarrow$ **On choisit un IPE300** (voir annexe profilés)

$$\frac{L}{250} = \frac{580}{250} = 2,32 \text{ mm} \quad \frac{5 \times Q \times L^4}{384 EI} = \frac{5 \times 23,26 \times (580)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 8356} = 1,98 \leq 2,32$$

✓ La condition de flèche est vérifiée

La classe de la section transversale :✓ **La semelle**

$b=150\text{mm}$

$C=b/2=150/2=75\text{mm}$

$t_f=10,7\text{mm}$

$C/t_f=7 < 10\epsilon \cong 10$

donc la semelle est de **classe 1**.

✓ **Ame fléchie**

$d=248,6\text{mm}$

$t_w=7,1\text{mm}$

$d/t_w=35 < 72\epsilon \cong 72$

donc l'âme est de **classe 1**.

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

b- Vérification de la condition de résistance :

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{3098 \times (5,8)^2}{8} = 13027 \text{ kg.m} = 1302,7 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_o} = \frac{23,5 \times 628,4}{1,1} = 13425 \text{ kg.m} = 1342,5 \text{ daN.m}$$

$M_{sd}=1302,7\text{daN.m}$; $M_{pl,rd}=1342,5 \text{ daN.m}$

$$\Rightarrow M_{sd} < M_{pl.Rd}$$

✓ La condition de résistance est bien vérifiée.

c- Vérification de la condition du cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}}$$

Avec : A_v : l'aire de cisaillement

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f$$

$$A_v = 5381 - 2.150.10,4 + (7,1 + 2.15).10,4$$

$$A_v = 2647 \text{mm}^2.$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{2647 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1}}{1} = 359 \text{KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{30,98 \times 5,8}{2} = 89,85 \text{KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 89,85 \text{KN} < V_{pl.Rd} = 359 \text{KN}$$

✓ Donc la condition du cisaillement est vérifiée.

d- Vérification de la valeur limite de vibration

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\alpha}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad \text{Tel que :}$$

$$\alpha = 22,37 \quad L = 5,8 \text{ m}$$

$$m = 244,76 \text{kg} \quad I = 8356 \text{cm}^4$$

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{22,37}{(5,80)^2} \cdot \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6 \times 8356}{244,76}} = 0,09 \text{hz} < 3 \text{hz}$$

✓ La condition de vibration est vérifiée

	Position	Profilé
Poutres Porteuses	Rives	IPE 240
	Intermédiaires	IPE 300

Tableau IV.5

IV.5- PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les surcharges, et qui transmettent ces derniers aux fondations, ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.

Calcul les sollicitations au niveau du RDC :

On calcul la sollicitation à l'ELU

$$N_{sd} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

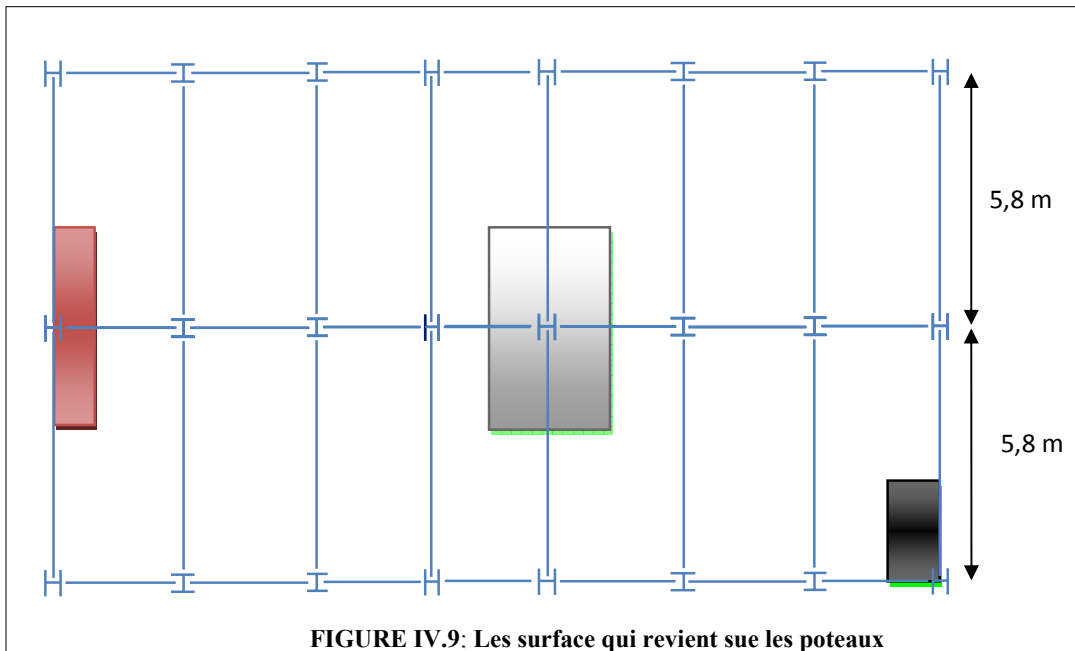
Où :

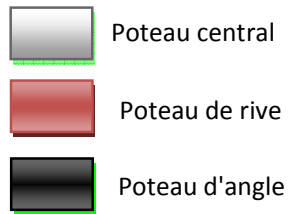
$$G = G_{(\text{plancher terrasse})} + 5 \times G_{(\text{plancher courant})} + 6 \times 4 \times G_{(\text{poutre S})} + 6 \times 4 \times G_{(\text{Solives})}$$

$$Q = Q_{(\text{plancher terrasse})} + 5 \times Q_{(\text{plancher courant})}$$

5.1- Les surfaces qui reviennent aux poteaux

Poteau central 01	$3,3 \times 5,8 = 19,14 \text{ m}^2$.
Poteau central 02	$3,6 \times 5,8 = 20,88 \text{ m}^2$
Poteau de rive 01	$3,3 \times 2,9 = 9,57 \text{ m}^2$.
Poteau de rive 02	$3,6 \times 2,9 = 10,44 \text{ m}^2$.
Poteau de rive 03	$1,65 \times 5,8 = 9,57 \text{ m}^2$.
Poteau d'angle 01	$1,65 \times 2,9 = 4,785 \text{ m}^2$.





5.1.1- Poteaux centraux de type1:

- Les charges permanentes

Poids du plancher terrasse	$5,37 \times 19,14 = 102,78 \text{ KN}$
Poids du plancher courant.....	$4,8 \times 19,14 = 91,87 \text{ KN}$
Poids des poutres porteuses	$0,224 \times 4 = 0,896 \text{ KN}$
Poids des solives (terrasse)	$0,104 \times 4 = 0,416 \text{ KN}$
Poids des solives (étage).....	$0,104 \times 4 = 0,416 \text{ KN}$

Les charges d'exploitation

Plancher terrasse	$1,0 \times 19,14 = 19,14 \text{ KN}$
Plancher courant	$1,5 \times 19,14 = 28,71 \text{ KN}$

Calcul des sollicitations au niveau du RDC

On calcule les sollicitations à l'ELU

$$N_{sd} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

Où :

$$G = 102,78 + 5 \times 91,87 + 6 \times 0,896 + 6 \times 0,416 = 570 \text{ KN}$$

$$Q = 19,14 + 5 \times 28,71 = 162,7 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1,35 \times 570 + 1,5 \times 162,7 = 1013,55 \text{ KN}$$

5.1.2- Poteaux centraux type2:

- Les charges permanentes

Poids du plancher terrasse	$5,37 \times 20,88 = 112,12 \text{ KN}$
Poids du plancher courant.....	$4,8 \times 20,88 = 100,22 \text{ KN}$
Poids des poutres porteuses	$0,224 \times 4 = 0,896 \text{ KN}$

Poids des solives (terrasse)..... (0,129 ×2 +0,104 ×2) =0,466 KN

Poids des solives (étage)..... 0,104 × 4 = 0,416 KN

- Les charges d'exploitation

Plancher terrasse 1,0 × 19,14 = 19,14 KN

Plancher courant 1,5 × 19,14 = 28,71 KN

On calcul la sollicitation à l'ELU

$$N_{sd} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

Où :

$$G = 112,12 + 5 \times 100,22 + 6 \times 0,896 + 5 \times 0,416 + 0,466 = 621,16 \text{ KN}$$

$$Q = 19,14 + 5 \times 28,71 = 162,7 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1,35 \times 621,16 + 1,5 \times 162,7 = 1082,61 \text{ KN}$$

5.1.3- Poteaux de rive type 01 :

Les charges permanentes

Poids du plancher terrasse 5,37 × 9,57 = 51,4 KN

Poids du plancher courant..... 4,8 × 9,57 = 46 KN

Poids des poutres porteuses 0,307 × 2 = 0,614 KN

Poids des poutres secondaires..... 0,224 × 2 = 0,448 KN

Poids des solives (terrasse) 0,104 × 2 = 0,208 KN

Poids des solives (étage)..... 0,104 × 2 = 0,208 KN

Les charges d'exploitation

Plancher terrasse 1,0 × 9,57 = 9,57 KN

Plancher courant 1,5 × 9,57 = 14,35 KN

Calcul des sollicitations au niveau du RDC

On calcule la sollicitation à l'ELU

$$N_{sd} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

Où :

$$G = 51,4 + 5 \times 46 + 6 \times 0,448 + 6 \times 0,208 + 6 \times 0,614 = 289 \text{ KN}$$

$$Q = 9,57 + 5 \times 14,35 = 81,32 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1,35 \times 289 + 1,5 \times 81,32 = 512,12 \text{ KN}$$

5.1.4- Poteaux de rive type 02 :

Les charges permanentes

Poids du plancher terrasse $5,37 \times 10,44 = 56,06 \text{ KN}$

Poids du plancher courant..... $4,8 \times 10,44 = 50,11 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuses $0,307 \times 2 = 0,614 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires..... $0,224 \times 2 = 0,448 \text{ KN}$

Poids des solives (terrasse) $0,104 \times 1 = 0,104 \text{ KN}$

Poids des solives (étage)..... $0,129 \times 1 = 0,129 \text{ KN}$

Les charges d'exploitation

Plancher terrasse $1,0 \times 10,44 = 10,44 \text{ KN}$

Plancher courant $1,5 \times 10,44 = 15,66 \text{ KN}$

Calcul les sollicitations au niveau du RDC

On calcul la sollicitation à l'ELU

$$N_{sd} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

Où :

$$G = 56,06 + 5 \times 50,11 + 6 \times 0,448 + 5 \times 0,104 + 1 \times 0,129 + 6 \times 0,614 = 313,63 \text{ KN}$$

$$Q = 10,44 + 5 \times 15,66 = 88,74 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1,35 \times 313,63 + 1,5 \times 88,74 = 556,5 \text{ KN}$$

5.1.5- Poteaux d'angles :

Les charges permanentes

Poids du plancher terrasse $5,37 \times 4,785 = 51,4 \text{ KN}$

Poids du plancher courant..... $4,8 \times 4,785 = 46 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuses $0,224 \times 2 = 0,448 \text{ KN}$

Poids des solives (terrasse) $0,104 \times 2 = 0,208 \text{ KN}$

Poids des solives (étage)..... $0,104 \times 2 = 0,208 \text{ KN}$

Les charges d'exploitation

Plancher terrasse $1,0 \times 4,785 = 4,785 \text{KN}$

Plancher courant $1,5 \times 4,785 = 7,17 \text{KN}$

Calcul des sollicitations au niveau du RDC

On calcule la sollicitation à l'ELU

$$N_{sd} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

Où :

$$G = 51,4 + 5 \times 46 + 6 \times 0,448 + 6 \times 0,208 = 285,34 \text{ KN}$$

$$Q = 4,785 + 5 \times 7,17 = 40,66 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1,35 \times 285,34 + 1,5 \times 40,66 = 446,2 \text{ KN}$$

5.2- Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments sollicités en compression axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{c.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} \dots\dots\dots (5.16)$$

Section de classe 1

$$\Rightarrow A_{nec} \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{Mo}}{f_y} \quad \text{Avec :}$$

Profilé de classe 1 $N_{c.Rd} = N_{plRd}$

N_{sd} : Effort de compression.

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2.$$

$$\gamma_{Mo} = 1,0.$$

Pour tenir compte de l'effet du séisme on fait une majoration, en multipliant A_{nec} par 1,5.

Niveau	Type de poteau	N _{sd} (KN)	A _{nec} (cm ²)	Profilé choisi	A _{Choisi} (mm ²)	Profilé adopté
RDC	Poteau central 1	1013,55	44,13	HEA 180	45,25	HEA 240
	Poteau central 2	1082,61	46,07	HEA 200	53,83	HEA 240
	Poteau de rive 1	512,12	24,23	HEA 120	25,34	HEA 220
	Poteau de rive 2	556,5	22,06	HEA 120	25,34	HEA 220
	Poteau d'angle	446,2	19	HEA 100	21,24	HEA 220

Tableau IV.6- Profilé adopté

5.3- Vérification des poteaux

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et la flexion, et comme les moments sont faibles devant l'effort normal on possède à la vérification de la résistance au flambement.

Remarque

Les vérifications concernent les éléments du RDC ou les efforts à prendre en charge sont les plus défavorables.

On doit vérifier que : $N_{sd} \leq N_{b,Rd}$

Avec :

N_{sd} : Effort de compression.

$N_{b,Rd}$: la résistance de calcul d'un élément comprimé au flambement, elle être prise égale à :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$\beta_A = 1$ Classe 1.

$$\chi = 1 / \left(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2} \right) \leq 1 \quad \text{Où : } \phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda} = (\lambda / \lambda_1) \cdot \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = 1$$

Les sollicitations sont données par l tableau ci-dessous :

	Emplacement	0,8.G + E (KN)	G + Q + 1,2.E (KN)	1,35.G + 1,5.Q (KN)
RDC	Poteau central	719,23	1142,77	1193,77
	Poteau de rive	411,57	599,55	451,23

Tableau IV.7- Les sollicitations par les poteaux

3.1- Poteau de rive

a- Niveau RDC

On a un profilé HEA 220

→ Classification du profilé : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

➤ Classification de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w) / 2}{t_f} = \frac{(220 - 7) / 2}{11} = 9,68 < 10 \varepsilon \Rightarrow \text{La semelle est de classe 1}$$

➤ Classification de l'âme

$$\frac{d}{t_w} = \frac{152}{7} = 21,71 < 72 \varepsilon \Rightarrow \text{L'âme est de classe 1.}$$

Donc le profilé HEA 220 est de classe 1.

→ Longueur de flambement :

$$L_{fy} = L_{fz} = 0,7 \cdot L_0 = 0,7 \times 3,80 = 2,66 \text{ m}$$

→ Détermination de l'élançement réduit :

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z)$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A} \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon, \quad \lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \quad \text{et} \quad \lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z}$$

Pour HEA 220 on a : $i_y = 9,17 \text{ cm}$; $i_z = 5,51 \text{ cm}$.

$$\left. \begin{aligned} \lambda_y &= \frac{266}{9,17} = 29,01 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{29,01}{93,91} = 0,309 \\ \lambda_z &= \frac{266}{5,51} = 48,28 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{48,28}{93,91} = 0,514 \end{aligned} \right\} \bar{\lambda}_z > \bar{\lambda}_y \Rightarrow \text{plan de flambement (y-y).}$$

$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,514 > 0,2 \Rightarrow$ Donc il est nécessaire de vérifier le flambement.

→ Détermination de la courbe de flambement :

HEA 220 est un profilé laminé

$$\frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0,95 < 1,2$$

$$t_f = 11 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

⇒ La courbe de flambement est (b).

Plan de flambement (y-y)

→ Détermination de coefficient de flambement χ :

Facteur d'imperfection α : La courbe (b) $\Rightarrow \alpha = 0,34$.

$$\phi = 0,5 \left[1 + 0,34 \cdot (0,514 - 0,2) + 0,514^2 \right] = 0,6855$$

$$\chi = 1 / \left(0,6855 + \sqrt{0,6855^2 - 0,514^2} \right) = 0,8779$$

→ Vérification :

$$N_{sd} = N_{max} = 1193,77 \text{ KN}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,8779 \times 1 \times 64,34 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 1206,71 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1193,77 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 1206,71 \text{ KN}$$

Donc le poteau central au niveau de RDC est stable.

3.2- Poteau central

a) Niveau RDC

On a un profilé HEA 240

→ Classification du profilé : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

➤ Classification de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w) / 2}{t_f} = \frac{(140 - 12) / 2}{12} = 5,33 < 10 \cdot \varepsilon \Rightarrow \text{La semelle est de classe 1}$$

➤ Classification de l'âme

$$\frac{d}{t_w} = \frac{164}{7,5} = 21,87 < 72,8 \Rightarrow \text{L'âme est de classe 1.}$$

Donc le profilé HEA 240 est de classe 1.

→ Longueur de flambement :

$$L_{fy} = L_{fz} = 0,7 \cdot L_0 = 0,7 \times 3,35 = 2,35 \text{ m}$$

→ Détermination de l'élanement réduit :

Pour HEA 240 on a : $i_y = 10,05 \text{ cm}$; $i_z = 6 \text{ cm}$.

$$\left. \begin{aligned} \lambda_y &= \frac{235}{10,05} = 23,4 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{23,4}{93,91} = 0,25 \\ \lambda_z &= \frac{235}{6} = 6,53 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{6,53}{93,91} = 0,07 \end{aligned} \right\} \bar{\lambda}_z > \bar{\lambda}_y \Rightarrow \text{Plan de flambement (y-y).}$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,25 > 0,2 \Rightarrow \text{Donc il est nécessaire de vérifier le flambement.}$$

→ Détermination de la courbe de flambement :

HEA 240 est un profilé laminé.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{b} &= \frac{230}{240} = 0,96 < 1,2 \\ t_f &= 12 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{La courbe de flambement est (b).}$$

Plan de flambement (y-y)

→ Détermination de coefficient de flambement χ :

Facteur d'imperfection α : La courbe (b) $\Rightarrow \alpha = 0,34$.

$$\phi = 0,5 \left[1 + 0,34 \cdot (0,938 - 0,2) + 0,938^2 \right] = 1,065$$

$$\chi = 1 / \left(1,065 + \sqrt{1,065^2 - 0,938^2} \right) = 0,637$$

→ Vérification :

$$N_{sd} = N_{\max} = 599,55 \text{ KN}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,637 \times 1 \times 76,84 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 1045,7 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 599,55 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 1045,7 \text{ KN}$$

⇒ Donc le poteau central au niveau de RDC est stable.

3.3- Remarque

Il est facile de vérifier, dans les catalogues donnant les caractéristiques géométriques des profilés laminés normalisés, que pour tous les profils IPE, HEA, HEB (h=600mm maximum), qui constituent l'essentiel des profils utilisés en bâtiment on a bien ($d/tw < 69\epsilon$), ce qui signifie qu'une vérification au voilement n'est pas nécessaire. (Structures métalliques selon Eurocode3[7])

Niveau	Type de poteau	Profilé adopté	N _{sd} (KN)	N _{b,Rd} (KN)
RDC	Poteau central 1	HEA 240	599,55	1045,7
	Poteau de rive	HEA 220	1193,77	1206,71

Tableau IV.8

3.4- Conclusion :

Pour les poteaux on va adopter des HEA240 pour les poteaux centraux, et des HEA220 pour les poteaux de rives et d'angles.

VI.6- VERIFICATION DU SYSTEME DE CONTREVENTEMENT

Les types des palées triangulées utilisés dans cette étude et qui sont autorisées par le règlement parasismique algérienne RPA99/2003 sont

- Les palées en X : dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature.
- Les palées en V : dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. la résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendues et des barres comprimées.

Le comportement dissipatif global de ce type de palée est de moindre efficacité.

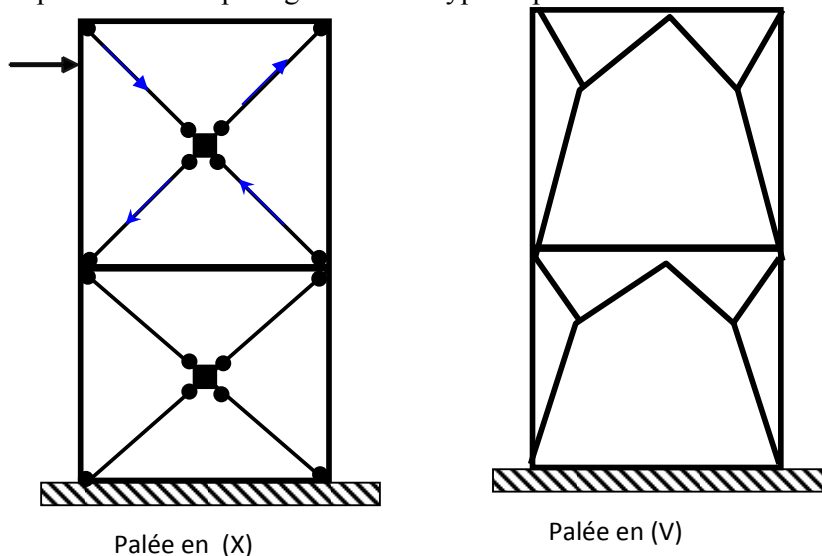


FIGURE IV.10- les systèmes de contreventements

Dans le cadre de cette étude on utilise des sections en 2UPN200et UPN200 qui sont de forme représentées ci-dessous tel que :

UPN200 ⇒palée en (V) ; 2UPN200 ⇒palée en(X)

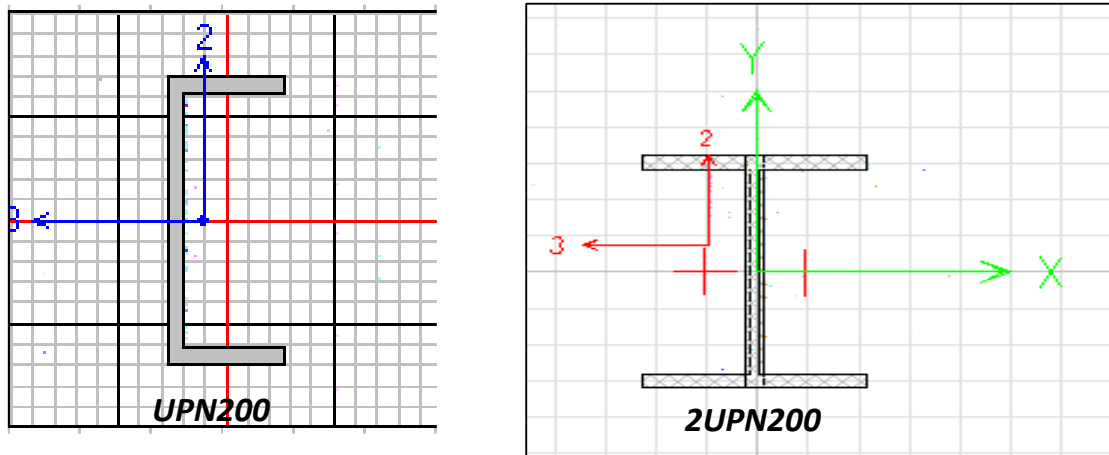


FIGURE IV.11- la section UPN 200 et 2UPN 200

a- Vérification des palées en (x) 2UPN200

Contreventement de file A

caractéristique profilé	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	I _t cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{pl z} cm ³	A _{brute} cm ²	P _p kg/ml	i _y cm	i _z cm
2 UPN200	3822.16	968.52	11.9	458.31	119.40	64.38	58.8	7.7	3.9

Tableau IV.8- caractéristique du profilé 2UPN200

• **Vérification a la traction**

Longueur d'une barre

$$l = \sqrt{(3.35)^2 + (5.8^2)} = 6.7 \text{ m}$$

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle de niveau RDC

$$N = N_{t_{sd}} = 298.66 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 64.38 \times \frac{23.5}{1.1} = 1375.4 \text{ KN}$$

$$N = N_{t_{sd}} = 298.66 \text{ KN} < N_{pl} = 1375.4 \text{ KN}$$

La condition de traction est bien vérifiée

- **Vérification à la compression**

On doit vérifier la condition suivante

$$N < N_R = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$\lambda_{LT} = \left(\frac{\beta_W \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}} \right)^{0.5}$$

$$\beta_w = 1 \text{ (section de classe 1)}$$

$$W_{pl} = 458.315 \text{ cm}^2$$

$$M_{cr} = 95.07 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad \lambda_{LT} = 1.32 \text{ risque de flambement}$$

D'après le tableau de choix de la courbe (tab 5.5.3 EC3) \Rightarrow courbe C $\chi = 0.4$

$$N_R = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0.4 \times 1 \times 64.38 \times \frac{23.5}{1.1} = 550.15 > N_{Sd} = 298.661 \text{ KN}$$

La condition de compression est bien vérifiée

- **b- Vérification des palées en (V) UPN200**

Comme on a dit que la RPA exige la vérification à la traction et à la compression

- **Vérification à la traction :**

Effort axial de traction $N_{Sd} = 317,901 \text{ KN}$

Type de section : section brute

$$N_{pl} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$A = 32.19 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 23,5 \text{ KN/cm}^2 \quad N_{pl} = 804.75 \text{ KN} \quad \gamma_{M0} = 1.1$$

$N_{Sd} < N_{Rd} \Rightarrow$ **La condition de traction est bien vérifiée**

- **Vérification à la compression :**

La barre qui travaille à la compression doit vérifier la condition suivante

$$N < N_R = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$\lambda_{LT} = \left(\frac{\beta_W \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}} \right)^{0.5}$$

$$\beta_w = 1 \text{ (section de classe 1)}$$

$$W_{pl} = 233.5 \text{ cm}^2$$

$$M_{cr} = 5837.5 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad \lambda_{LT} = 1.04 > 0.2 \text{ risque de flambement simple}$$

D'après le tableau 5.5. 3 Courbe C de flambement $\chi = 0.55$

$$N_R = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0.55 \times 1 \times 32.19 \times \frac{23.5}{1.1} = 378.23 > N_{sd} = 298.661 \text{ KN}$$

La condition de compression est bien vérifiée

VI.7- PRE DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS METALLIQUE

- ↪ Contre marche..... h = 17 cm.
- ↪ Largeur de la marche g = 30 cm.
- ↪ Nombre de contre marches $n = \frac{3,06/2}{0,17} = 9$ contre marche.
- ↪ Nombre de marches m = n - 1 = 9 - 1 = 8 marche.

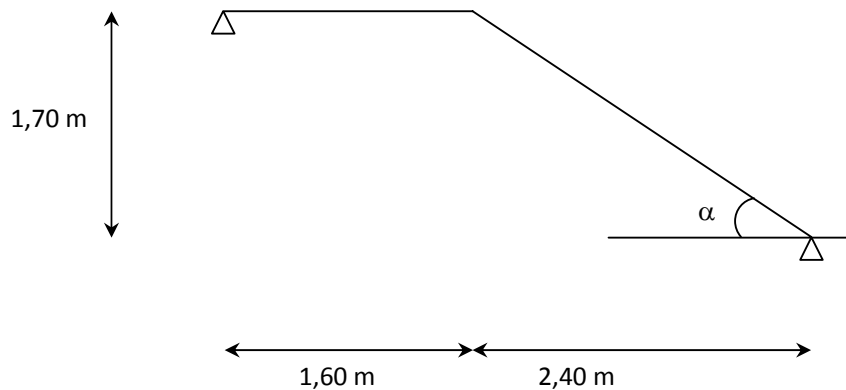


FIGURE IV.12- Les escaliers

- ↪ Angle d'inclinaison $\alpha = \text{actg} \left(\frac{170}{240} \right) = 35^{\circ}31'$

1.1- Vérification de la relation de Blondel :

On doit vérifier que : $59 \leq g + 2.h \leq 66 \text{ cm.}$

$$G * 2.h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm.}$$

Conception d'une marche

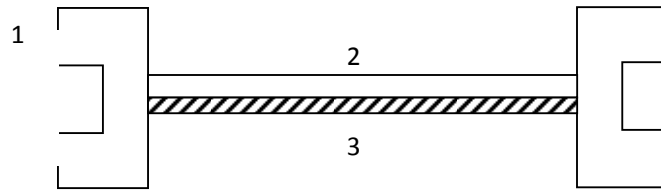


FIGURE IV.13- Escalier

1 : Limon UAP.

2 : La tôle.

3 : Cornière.

1.2- Évaluation des charges

1) Charges permanentes :

- ➔ Garde corps 0,02×78,5 1,57 KN/m².
- ➔ Tôle (4 cm)..... 0,36 KN/m².

$$G = 1,93 \text{ KN/m}^2$$

2) Charges d'exploitation : Q = 2,5 KN/m²

A. Cornière

Les cornières sont sollicitées par :

$$G = 1,93 \text{ KN/m}^2.$$

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

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

Combinaison de charge :

ELU :

$$q_u = (1,35.G + 1,5.Q) \times 0,3/2$$

$$q_u = (1,35 \times 1,93 + 1,5 \times 2,5) \times 0,3/2$$

$$q_u = 0,95 \text{ KN/m}.$$

ELS :

$$q_{ser} = (G+Q) \times 0,3/2$$

$$q_{ser} = (1,93 + 2,5) \times 0,3/2$$

$$q_{ser} = 0,6645 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Condition de la flèche : } f_{max} < \bar{f} = \frac{L}{300}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{(q_{ser})^* \times L^4}{E.I} \quad \Rightarrow \quad I > 2,14 \text{ cm}^4$$

On prend une cornière L 40×40×4

Condition de la résistance :

$$(q_u)^* = 0,95 + 1,35 \times 0,024 = 0,98 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Le moment appliqué : } M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{0,98 \times 1^2}{8} = 0,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{c.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{2,51 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 58,99 \text{ KN.m} > M_{sd} = 0,12 \text{ KN.m}$$

✓ **Donc la condition de la résistance est vérifiée.**

B. Limon

1) Charges permanentes :

- Garde corps (0,02×78,5)/cosα..... 1,92 KN/m².
- Tôle (4 cm)..... 0,36/cosα..... 0,44 KN/m².
- Poids de la cornière 2×(0,024×1,2)/cosα..... 0,071 KN/m².

$$G = 2,43 \text{ KN/m}^2.$$

2) Charges d'exploitation : Q = 2,5 KN/m²

Combinaison de charge :

ELU :

$$q_u = (1,35.G + 1,5.Q)/2$$

$$q_u = (1,35 \times 2,43 + 1,5 \times 2,5)/2$$

$$q_u = 3,52 \text{ KN/m.}$$

ELS :

$$q_{ser} = (G+Q)/2$$

$$q_{ser} = (2,43 + 2,5)/2$$

$$q_{ser} = 2,47 \text{ KN/m.}$$

Condition de la flèche : $f_{max} < \bar{f} = \frac{L}{300}$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{(q_{ser})^* \times L^4}{E.I} \Rightarrow I > 1115,76 \text{ cm}^4$$

On prend un UAP 175

$$I_y = 1270 \text{ cm}^4; W_{pl} = 145,1 \text{ cm}^3; g_p = 21,2 \text{ Kg/ml}$$

Condition de la résistance :

$$q_u = 3,52 + 1,35 \times 0,212 = 3,81 \text{ KN/m.}$$

Le moment appliqué : $M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{3,81 \times 1^2}{8} = 0,48 \text{ KN.m}$

$$M_{c.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_o}} = \frac{145,1 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 3409,85 \text{ KN.m} > M_{sd} = 0,48 \text{ KN.m}$$

✓ **Donc la condition de la résistance est vérifiée.**

On résume tout nos calculs dans le tableau suivant :

<i>Elément</i>	<i>Niveau</i>	<i>Entraxe</i>	<i>Profilé</i>
solives	Terrasse	1,35m	IPE 140
		1,3m	IPE 140
		1,1m	IPE 120
	Etage	1,35m	IPE 140
		1,3m	IPE 120
		1,1m	IPE 120
Poutres secondaires	Rive		IPE 180
	Intermédiaire		IPE 200
Poutres principales	Rive		IPE 240
	Intermédiaire		IPE 300
poteaux	Centraux		HEA 240
	De rive		HEA 220
	D'angle		HEA 220
Contreventements	En X		2UPN 200
	En V		UPN 200
Escaliers	cornière		L 40×40×4
	Limon		UAP 175

Tableaux IV.9- tableau récapitulative

ETUDE SISMIQUE

V.1- INTRODUCTION:

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations, les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements, ce qui entraîne bien entendu des efforts dans les structures.

Le but de l'étude sismique est la détermination des efforts induits et leur distribution dans le système de stabilité.

Dans cette partie nous allons analyser l'effet des deux sens parasismiques qui définies:

- sens I: perpendiculaire à la façade principale (ossature contreventée par palées triangulées en X).
- sens II : parallèle à la façade principale (ossature contreventée par palées triangulées en V)

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par les deux méthodes suivantes :

- ✓ méthode statique équivalente.
- ✓ méthode d'analyse modale spectrale.

V.2- METHODES STATIQUES EQUIVALENTES[3]:

2.1- Principe de la méthode :

Dans cette méthode le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par le séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure. Pour appliquer la méthode statique il faut que la méthode présente une régularité en plan qui est le cas pour ma structure

2.2- Calcul de l'effort tranchant V à la base :

$$V = \frac{AQD}{R} W$$

- A : coefficient d'accélération de zone.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone III} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right. \quad \Longrightarrow \quad A = 0.25$$

- D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

(T) période fondamentale de la structure.

(T₂) : période caractéristique associée à la catégorie du site. **T₂(S3) = 0.5 sec**

(η) facteur de d'amortissement $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$.

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

Portique en acier avec remplissage dense $\implies \xi = 5\% \implies \eta = 1$

T : période fondamentale $T = C_T h_N^{4/5}$

C_T : est un coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Portiques auto-stables en acier avec remplissage en maçonnerie $C_T = 0.05$

h_N : hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_N = 20.2 \text{ m} \implies T = 0.05 \times (20.2)^{3/4} = 0.47 \leq T_2$$

$$D = 2.5 \eta = 2.5 \times 1 = 2.5$$

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

➤ **Pour sens I :**

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 du RPA 99/ version 2003 art 4.2.3[3] en fonction du système de contreventement. Structure en acier + ossature contreventée par palées triangulées en X. $RI = 4$

➤ **Pour sens II :**

Sa valeur est donnée par (le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003 art 4.2.3) en fonction du système de contreventement palées triangulées en V. $R_{II} = 3$

Remarque: le RPA exige dans le cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans

Les deux directions concéderaient il ya lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

Donc on prend la valeur de R=3 pour notre structure.

- Q : est le facteur de qualité et est fonction de :
 - La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
 - La régularité en plan et en élévation.
 - La qualité de contrôle de la construction.

Sa valeur est déterminé par la formule : $Q = 1 + \Sigma Pa$

A partir du (tableau 4.4 de RPA 99 version 2003) on trouve : $Q = 1+0,1 = 1,15$

- **W : Poids total de la structure :**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5[3] $\Rightarrow \beta = 0,2$.

➤ **Niveau terrasse :**

Poids du plancher :

$$W_G = 5,37 \times (11,6 \times 23,7) = 1476 \text{ KN}$$

$$W_Q = 1 \times (11,6 \times 23,7) = 275 \text{ KN}$$

Poids des poteaux :

$$W_G = [(18 \times 0,505) + (6 \times 0,603)] \times (3,35) = 42,57 \text{ KN}$$

Poids des poutres principales :

$$W_G = (4 \times 0,307 \times 5,8) + (12 \times 0,422 \times 5,8) = 36,5 \text{ KN}$$

Poids des poutres secondaires :

$$W_G = 0,188 (4 \times 3,9 + 8 \times 3,3 + 2 \times 2,7) + 0,224 \times (2 \times 3,9 + 4 \times 3,3 + 1 \times 2,7) = 14,22 \text{ KN}$$

Poids des solives :

$$W_G = 48 \times 0,104 \times 2,9 + 3 \times 0,129 \times 2,9 = 15,6 \text{ KN}$$

➤ Etage courant :

Poids du plancher :

$$W_G = 4,8 \times (11,6 \times 23,7) = 1319,6 \text{ KN} \quad W_Q = 1,5 \times (11,6 \times 23,7) = 412,38 \text{ KN}$$

Poids des poteaux :

$$W_G = [(18 \times 0,505) + (6 \times 0,603)] \times (3,35) = 42,57 \text{ KN}$$

Poids des poutres principales :

$$W_G = (4 \times 0,307 \times 5,8) + (12 \times 0,422 \times 5,8) = 36,5 \text{ KN}$$

Poids des poutres secondaires :

$$W_G = 0,188 (4 \times 3,9 + 8 \times 3,3 + 2 \times 2,7) + 0,224 \times (2 \times 3,9 + 4 \times 3,3 + 1 \times 2,7) = 14,22 \text{ KN}$$

Poids des solives :

$$W_G = 32 \times 0,104 \times 2,9 + 19 \times 0,129 \times 2,9 = 16,76 \text{ KN}$$

Le Tableau ci-dessous donne les valeurs des éléments de chaque niveau :

Niveau	Planchers	Murs	Poutres	Poteaux	Escaliers	Acrotère	W_G
RDC	132	13.9	6,63	4,26	2.43	0	159,518
1	132	13.9	6,63	4,26	2.43	0	159,518
2	132	13.9	6,63	4,26	2.43	0	159,518
3	132	13.9	6,63	4,26	2.43	0	159,518
4	132	13.9	6,63	4,26	2.43	0	159,518
5	147,6	13.9	6,75	4,26	0	5.658	178,168

Tableau V.1-poids de chaque type d'éléments en tonne

NIVEAU	$W_G(t)$	$W_Q(t)$	$W(t) = W_G + 0.2W_Q$
RDC	159,518	27,5	1677,68 KN
1	159,518	27,5	1677,68 KN
2	159,518	27,5	1677,68 KN
3	159,518	27,5	1677,68 KN
4	159,518	27,5	1677,68 KN
5	178,168	41,24	1836,68 KN
ΣW_i			10225,08 KN

Tableau V.2- Le total des charges par niveau

On calcule la force sismique totale :

$$V = \frac{0,25 \times 2,5 \times 1,1}{3} \times 10225,08 = 2343,25 \text{ KN}$$

V.3- Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à $0,7$ secondes.

$$T = 0,47s < 0,7s \Rightarrow F_t = 0$$

La partie restante de V doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{V \cdot Wh_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

L'application de cette formule permet de trouver les résultats suivants

Niveau	h_i (m)	W_i (KN)	$h_i \cdot W_i$	F_i (KN)
RDC	3,35	2132,96	8105,25	111,26
1 ^{er} étage	6,59	2077,37	14250,76	218,86
2 ^{ème} étage	9,83	2072,47	20558,90	326,46
3 ^{ème} étage	13,07	2067,58	26837,19	434,07
4 ^{ème} étage	16,31	2067,58	33163,98	541,67
5 ^{ème} étage	19,55	2044,09	39042,12	710,93
La somme			141958,20	2343,25

Tableau V.3- La distribution de la résultante des forces sismiques

V.4- Distribution horizontale des forces sismiques :

$$F_k = \frac{F_i \cdot K_k}{\sum_{j=1}^n K_j}$$

Dans le cas de structures comportant des planchers rigides dans leur plan, est distribué aux éléments verticaux de contreventement proportionnellement à leurs rigidités relatives.

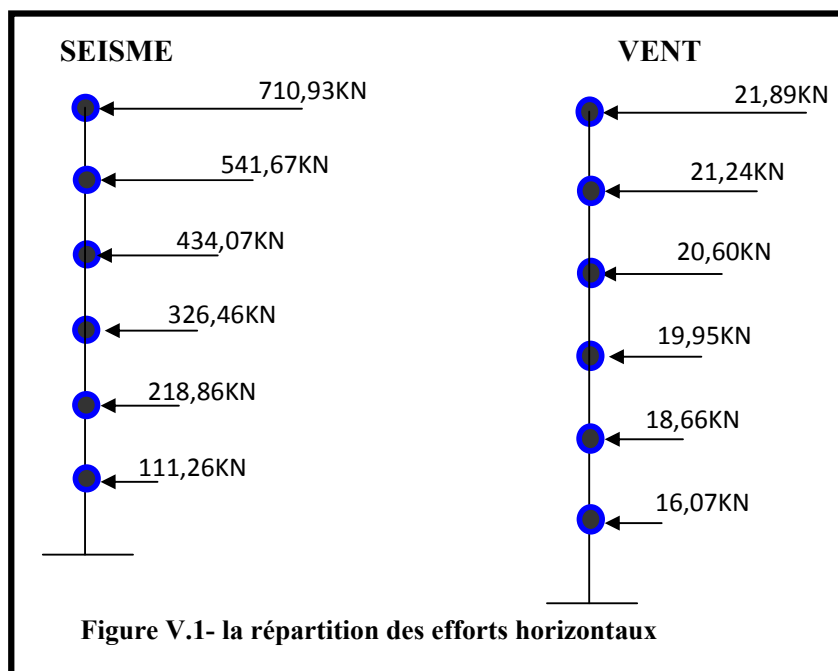
La file	K_k	F_k	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}
1	$5.K_p$	$0,2.F_i$	22,25	43,77	65,3	86,81	108,33	142,18
2	$5.K_p$	$0,2.F_i$	22,25	43,77	65,3	86,81	108,33	142,18
3	$5.K_p$	$0,2.F_i$	22,25	43,77	65,3	86,81	108,33	142,18
4	$5.K_p$	$0,2.F_i$	22,25	43,77	65,3	86,81	108,33	142,18
5	$5.K_p$	$0,2.F_i$	22,25	43,77	65,3	86,81	108,33	142,18
Σ	$25.K_p$	F_i	111,26	118,86	326,46	434,07	541,67	710,93

Tableau V.4- Distribution horizontale des forces sismiques

V.5- Effet de torsion d'axe vertical :

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte.

Donc il n'y a pas de l'effet de torsion car l'excentricité est nulle c'est à dire le centre du gravité et le centre de rigidité sont au même point.

V.6- Comparaison entre les forces sismiques et celles due au vent :

Après la comparaison entre les forces sismiques et les forces due au vent on conclut que le séisme est le plus prépondérant, donc pour les charges horizontales on ne tient compte que des forces sismiques.

V.7- Calcul de centre de masse :

Le centre de masse $C_G(X_G, Y_G)$ est donné par la formule suivante :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum m_i \times X_i}{\sum m_i} \\ Y_G = \frac{\sum m_i \times Y_i}{\sum m_i} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_G = 11,85 \text{ m} \\ Y_G = 5,8 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Pour l'étage courant et l'étage terrasse}$$

V.8- Centre de torsion :

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum I_{xi} \times X_i}{\sum I_{xi}} \\ Y_t = \frac{\sum I_{yi} \times Y_i}{\sum I_{yi}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_t = 11,85 \text{ m} \\ Y_t = 5,93 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Pour l'étage courant} \quad \begin{cases} X_t = 11,85 \text{ m} \\ Y_t = 6,07 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Pour l'étage terrasse}$$

V.9- L'excentricité :

$$\begin{cases} e_x = 00.00\text{m} \\ e_y = 0.13\text{m} \end{cases} \quad \text{Pour l'étage courant} \quad \begin{cases} e_x = 00.00\text{m} \\ e_y = 0.27\text{m} \end{cases} \quad \text{Pour l'étage terrasse}$$

Le RPA limité l'excentricité accidentelle à une valeur maximale de 5% de la plus grande dimension de la structure.

$$e = \max(e_{théorique}; e_{RPA}) = 5\%[L_{\max} = 23.7] = 1.18 \Rightarrow \begin{cases} e_x = 1.18\text{m} \\ e_y = 1.18\text{m} \end{cases}$$

Donc l'excentricité reste bien inférieur à 5% de la plus grande dimensions.

ETUDE DE PLANCHER COLLABORANT

VI - METHODE DE CONSTRUCTION (REALISATION) :

Le calcul de plancher collaborant se en deux phases :

- phase de construction
- phase finale

1.1- Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul

Les charges de la phase de construction :

- poids propre du profilé
- poids propre du béton frais
- surcharge de construction (ouvrier)

1.2- Phase finale

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

Les charges de la phase finale :

- poids propre du profilé
- poids propre du béton (sec)
- surcharge d'exploitation
- finition

a- Largeur de la dalle collaborant (largeur effective) :

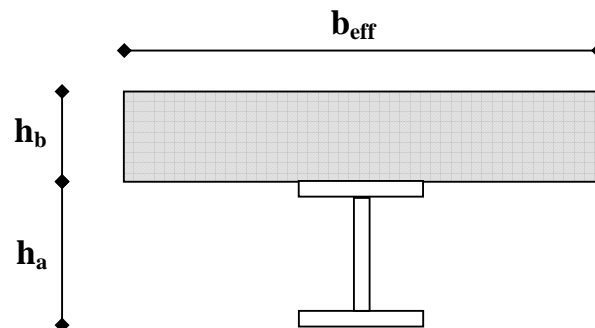


Figure VI.1- largeur de la dalle collaborante

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque coté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

Largeur effective :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2.L_o/8 \dots\dots\dots L_o : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie.} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

b- Solives de plancher terrasse

On a un IPE 140 ($W_{pl} = 88,34 \text{ cm}^3$).

➤ **Phase de construction**

Le profilé d'acier travaille seul

Les charges de la phase de construction :

- poids propre du profilé $g_p = 0,129 \text{ KN/m}$.
- poids propre du béton frais $G_b = 0,10.25 = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,50 \text{ KN/m}^2$

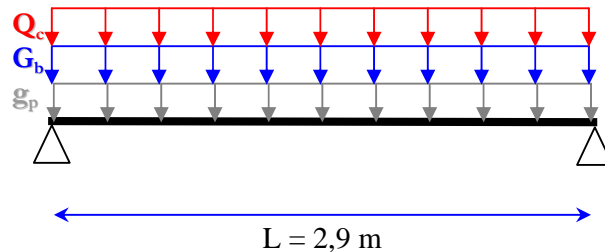


Figure VI.2- Schéma statique de la solive à la phase de construction

L'entraxe entre les solives est de 1,35 m.

Combinaison de charge :

ELU :

$$q_u = 1,35.g_p + (1,35.G_b + 1,5.Q) \times 1,35$$

$$q_u = 1,35.0,129 + (1,35 \times 2,5 + 1,5 \times 0,5) \times 1,35$$

$$q_u = 5,74 \text{ KN/m.}$$

ELS :

$$q_{ser} = g_p + (G_b + Q) \times 2,0$$

$$q_{ser} = 0,129 + (2,5 + 0,5) \times 1,35$$

$$q_{ser} = 4,18 \text{ KN/m.}$$

- Vérification

a- Vérification de résistance à la flexion

Le moment appliqué : $M_{MAX} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{5,74 \times (2,9)^2}{8} = 6,03 \text{ KN.m}$

$$M_{PLRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{88,34 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 20,76 \text{ KN.m} \gg M_{sd} = 6,03$$

La condition de la résistance est vérifiée.

b- Vérification à l'effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M_0}} \dots\dots\dots (5.20)$$

Avec :

A_V : l'aire de cisaillement

$$AV = A - 2.b.tf + (tw + 2.r).tf$$

$$AV = 1643 - 2.73.6,9 + (4,7 + 2.7).6,9$$

$$AV = 686,7 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.Rd} = 686,7 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 93,17 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

La réaction :

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{5,74 \times 2,9}{2} = 8,32 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad V_{sd}^{max} = 8,32 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 93,17 \text{ KN}$$

La condition du cisaillement est vérifiée.

c- **Vérification de la condition de la flèche :**

$$f_{max} < \bar{f} = \frac{L}{250} \quad f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} \times L^4}{EI}$$

Avec :

$$q_{ser} = 4,18 \text{ KN/m.}$$

$$L = 2,9 \text{ m.}$$

$$E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_y = 1943 \text{ cm}^4.$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{5,74 \times (2900)^4}{2,1 \times 10^5 \times 541,2 \times 10^4} = 4,65 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{2900}{250} = 11,6 \text{ mm}$$

$$f_{max}^c = 4,65 \text{ mm} < \bar{f} = 11,6 \text{ mm}$$

La condition de flèche est Vérifiée

➤ Phase finale

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

Les charges de la phase finale :

- poids propre du profilé $g_p = 0,129 \text{ KN/m.}$
- surcharge d'exploitation..... $Q = 1,0 \text{ KN/m}^2.$
- poids propre du béton (sec) $G_b = 25 \times 0,10 = 2,5 \text{ KN/m}^2.$
- finition :
- Protection de gravillon $0,85 \text{ KN/m}^2.$
- Étanchéité multicouche $0,12 \text{ KN/m}^2.$
- Forme de pente $1,54 \text{ KN/m}^2.$
- Isolation thermique..... $0,16 \text{ KN/m}^2.$
- TN40 $0,10 \text{ KN/m}^2.$

↘ Faux plafond.....0,10KN/ m²

$$G_{\text{finitions}} = 2,87 \text{ KN/m}^2.$$

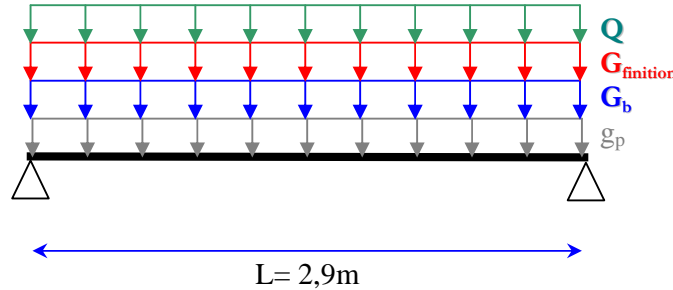


Figure VI.3- Schéma statique de la solive a la phase finale

- L'entraxe entre les solives est de 2,0 m.

Combinaison de charge :

ELU :

$$q_u = 1,35 \cdot g_p + (1,35 \cdot G_b + 1,35 \cdot G_{\text{finition}} + 1,5 \cdot Q) \times 1,35$$

$$q_u = 1,35 \cdot 0,129 + (1,35 \times 2,5 + 1,35 \times 2,87 + 1,5 \times 1,0) \times 1,35$$

$$q_u = 12 \text{ KN/m.}$$

ELS :

$$q_{\text{ser}} = g_p + (G_b + G_{\text{finition}} + Q) \times 1,35$$

$$q_{\text{ser}} = 0,129 + (2,5 + 2,87 + 1,0) \times 1,35$$

$$q_{\text{ser}} = 8,73 \text{ KN/m.}$$

Largeur de la dalle collaborant (largeur effective) :

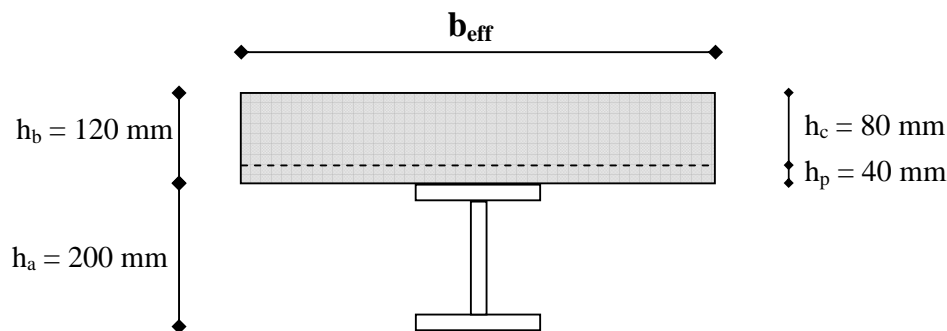


Figure VI.4

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \cdot L_o / 8 \dots\dots\dots L_o : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie.} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases}$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2.2,9/8 = 0,725 \text{ m} \\ 1,35 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow b_{\text{eff}} = 0,725 \text{ m}$$

- Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{Béton}} = 0,45 \cdot f_{\text{cu}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_c \quad f_{\text{cu}} = 30 \text{ Mpa.}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,45 \times 30 \times 1000 \times 80) \cdot 10^{-3}$$

$$R_{\text{Béton}} = 1080 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \cdot f_y \cdot A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 235 \times 2848) \cdot 10^{-3}$$

$$R_{\text{Acier}} = 635,82 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Béton}} = 1080 \text{ KN} > R_{\text{Acier}} = 635,82 \text{ KN} \Rightarrow \text{Axe neutre se trouve dans la dalle de béton.}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{\text{pl.Rd}} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{Acier}}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

- Vérification

a) Vérification de résistance à la flexion

Il faut que : $M_{\text{sd}} \leq M_{\text{pl.Rd}}$

$$\text{Le moment appliqué : } M_{\text{max}} = M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{20,39 \times (2,9)^2}{8} = 40,78 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{\text{pl.Rd}} = 635,82 \left[\frac{200}{2} + 80 + 40 - \left(\frac{635,82}{1080} \cdot \frac{80}{2} \right) \right] \cdot 10^{-3} = 124,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 40,78 \text{ KN.m} < M_{\text{pl.Rd}} = 124,91 \text{ KN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

b) Vérification à l'effort tranchant

$$V_{\text{sd}} \leq V_{\text{pl.Rd}} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} \dots\dots\dots (5.20)$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 2848 - 2 \cdot 100 \cdot 8,5 + (5,6 + 2 \cdot 12) \cdot 8,5$$

$$A_v = 1399,6 \text{ mm}^2.$$

$$V_{\text{pl.Rd}} = 1399,6 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 189,89 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

La réaction :

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{20,39 \times 4}{2} = 40,78 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 40,78 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 189,89 \text{ KN}$$

La condition du cisaillement est vérifiée.

c) Vérification de la condition de la flèche : $f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{250}$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} \times L^4}{E.I}$$

Avec :

$$q_{ser} = 13,88 \text{ KN/m.}$$

$$L = 2,9 \text{ m.}$$

$$E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_c = \frac{A_a \cdot (h_c + 2.h_p + h_a)^2}{4.(1 + m\nu)} + \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12.m} + I_a$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$\nu = \frac{A_a}{A_b} = \frac{2848}{1000 \times 80} = 0,0356$$

$$I_c = \frac{2848.(80 + 2.40 + 200)^2}{4.(1 + 15 \times 0,0356)} + \frac{1000 \times 80^3}{12 \times 15} + 1943.10^4 = 8,24.10^7 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{14,88 \times (2900)^4}{2,1 \times 10^5 \times 8,24 \times 10^7} = 2,87 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad f_{\max}^f = 2,87 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{2900}{250} = 11,6 \text{ mm}$

Calcul de la flèche totale :

$$f_t = f_c + f_f = 5,90 + 2,87 = 8,77 \text{ mm} < \bar{f} = 20 \text{ mm} \quad \text{La flèche est Vérifiée}$$

1.3- Calcul des connecteurs :

Type goujon : Hauteur : h = 120 mm;

Diamètre : d = 19 mm.

1. On détermine P_{rd} :

$$P_{rd} = \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_v} \dots \text{Résistance dans le béton qui entour le goujon} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \dots \text{Force dans le goujon.} \end{array} \right.$$

f_{ck} : résistance caractéristique de béton.. 25 N/mm²

E_c : module de Young de béton 30,5 KN/mm

f_u : résistance caractéristique des connecteurs 400 N/mm²

$\gamma_v = 1,25$.

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \leq 1 \Rightarrow \alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{120}{19} + 1 \right) = 1,46 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{rd} = \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot \frac{\sqrt{25 \cdot 30,5 \cdot 10^3}}{1,25} = 73133,29 \text{ N} \\ 0,8 \cdot 400 \cdot \frac{\pi \cdot 19^2}{4 \cdot 1,25} = 72583,36 \text{ N.} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow P_{rd} = 72,58 \text{ KN.}$$

2. On détermine R_L :

$$R_L = \text{Inf} (R_{\text{Béton}}; R_{\text{Acier}}) = \text{Inf} (1080 \text{ KN}; 635,82 \text{ KN}) = 635,82 \text{ KN.}$$

- **Nombre de connecteurs :**

$$N^{bre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{635,82}{72,58} = 8,76 \dots \text{On prend 9 connecteurs pour 2,0 m}$$

L'espace minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre :

$$e_{\min} \geq 5 \cdot d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{200}{9 - 1} = 25 \text{ cm} \Rightarrow esp = 25 \text{ cm}$$

On prend 18 connecteurs pour toute la poutre.

1.4- Conclusion :

Toutes les conditions de résistances sont vérifiées pour notre plancher, pour les deux phases

- Résistance à la flexion
- Résistance l'effort tranchant
- Condition de la flèche

On prend 18 connecteurs pour toute la poutre.

Analyse dynamique

VII.1- OBJECTIFS DE L'ETUDE DYNAMIQUE :

L'objectif initial 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- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

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

VII.2- MODELISATION DE LA STRUCTURE ETUDIEE :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux.etc), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis ETABS est utilisé.

2.1- Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde.

De plus de part ça spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un certain avantage par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment.

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

2.2- Etapes de la modélisation de la structure sous ETABS:

- 1) opter pour un système d'unités (KN/m).
- 2) définition de la géométrie de base.
- 3) définition des matériaux.
- 4) définition des sections.
- 5) définition de l'élément dalle (Shell).
- 6) ajouter différents groupes pour faciliter la localisation des éléments.
- 7) définition des charges à appliquer.
- 8) introduction du spectre de réponse à appliquer.
- 9) définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes :

- C1** : G+Q
C2 : 1,35 G+1,5Q
C12 : G+Q+EX
C13 : G+Q+EY
C14 : 0,8G+EX
C15 : 0,8G+EY
C16 : G+Q+1,2EX.
C17 : G+Q+1,2EY.

- 10) affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.
- 11) ajouter un diaphragme à chaque plancher.
- 12) Définir les conditions aux limites :
 - a) pour les fondations en choisissant un type d'appui.
 - b) pour les palées de stabilités en ajoutant des articulations et en rigidifiant les zones qui doivent l'être selon la conception choisie au départ.
- 13) lancer l'analyse.
- 14) ouvrir le fichier résultat dont l'extension est **.OUT** afin de vérifier les déplacements, la période de la structure, le taux de participation de la masse pour voir si le nombre de modes choisis est suffisant.
- 15) visualisation des efforts trouvés (**M, N, T**) et du taux de travail des sections.

2.3- Analyse modale

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme. Sur une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Pour le comportement global, celui ci peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tout types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisant à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Il est caractérisé par les données suivants :

Groupe d'usage : 2

- Facteur de qualité : $Q=1.15$
- Zone de sismicité : III
- Pour le coefficient de comportement comme on a deux types de contreventements selon les deux directions il y a lieu d'adopter pour R la valeur la plus petite ($R=3$) donc le choix est porté sur ossature contreventée par palées triangulaire en V

Le spectre de réponse de calcul donné par **RPA99/2003(§4.3.3)** est le :

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

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

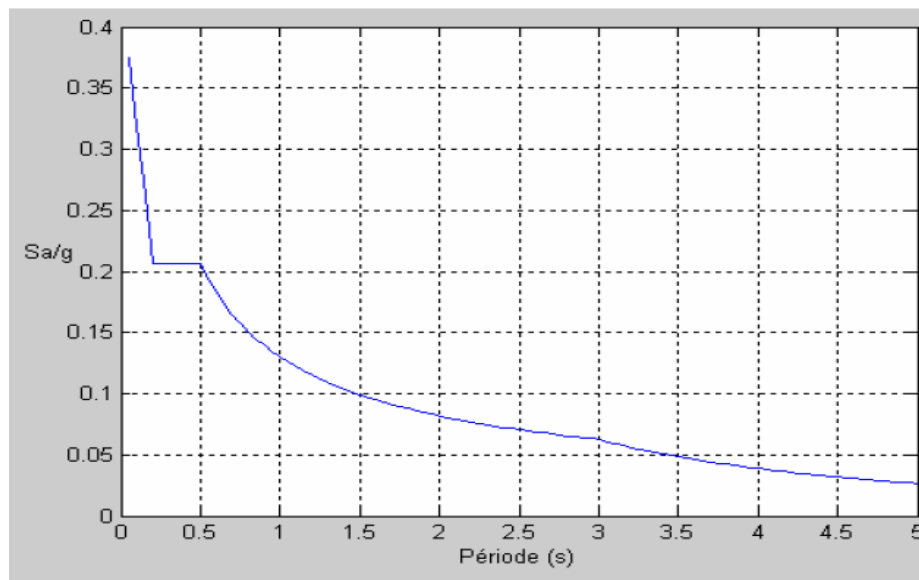
T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

Q : facteur de qualité (tableau 4.4)

La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des (12) premiers modes considérés dans le calcul de la réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données, la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

Le spectre de réponse obtenu est représenté à la figure suivante :



Spectre de réponse d'accélération

Figure VII.1- spectre de réponse d'accélération

Le Nombre de modes de la structure et les facteurs de participation modales sont données sur le tableau ci-dessous

Mode	Période	αX (%)	αY (%)
1.00	0.569	76.07	0
2.00	0.425	0	76.35
3.00	0.343	0.015	0
4.00	0.199	17.84	0
5.00	0.124	0	17.64
6.00	0.107	0.002	0
7.00	0.106	4.038	0
8.00	0.076	0	0
9.00	0.065	0	1.078
10.00	0.061	0	0
11.00	0.058	0	0.012
12.00	0.054	0	0

2.4- Vérification de la structure selon le RPA99/V2003

a- La période :

Selon l'article 4.2.4.4[3] La valeur de **T** calculée à partir de **logiciel ETABS** ne doit pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques (**T=0,47s**) appropriées de plus de 30%.

La période obtenue à partir du **calcul numérique** est **T= 0.57s**.

Il faut que la condition suivante soit vérifiée.

$$T + T \times 30\% = 0.47 + 0.47 \times 0.3 = 0.61 > 0.57$$

Donc la condition est vérifiée.

b- Les déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'k' est calculé de la manière suivante :

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

Avec R : coefficient de comportement égal à 3.

δ_{ek} = déplacement dû aux forces sismiques F_i .

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

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

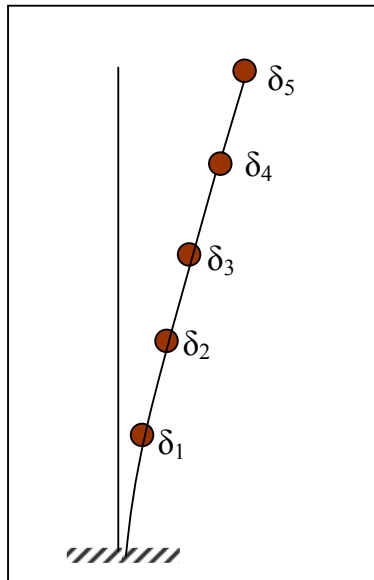


Figure VII.2-les déplacements horizontaux

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à l'article 5.10, c'est à dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Pour notre cas nous avons des hauteurs d'étages qui sont de 3.45m et de 3.4m, donc le déplacement relatif doit être inférieur à 3.45 cm et 3.4cm.

Sens	Sens longitudinale		Sens transversal	
	$\delta_k(\text{cm})$	$\Delta_k(\text{cm})$	$\delta_k(\text{cm})$	$\Delta_k(\text{cm})$
Niveau				
Terrasse	5.44	$\Delta_6=1.14$	5.95	$\Delta'_6=1.29$
4eme étage	4.30	$\Delta_5=0.72$	4.66	$\Delta'_5=0.84$
3eme étage	3.58	$\Delta_4=0.4$	3.82	$\Delta'_4=0.57$
2eme étage	3.18	$\Delta_3=0.43$	3.25	$\Delta'_3=0.54$
1eme étage	2.75	$\Delta_2=0.88$	2.71	$\Delta'_2=1$
RDC	1.87	$\Delta_1=1.87$	1.71	$\Delta'_1=1.71$

Tableau VII.2

D'après le tableau ci-dessus on observe bien que les déplacements relatifs ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage.

VII.3- L'EFFORT TRANCHANT

D'après l'article du **RPA99/2003 (4.3.6)** « La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$. »

On a :

➤ **Pour le sens X**

$V_t = 2210.3 \text{ KN}$ (résultat ETABS)

$V = 2343 \text{ KN}$ (CHAP. étude sismique)

$V \cdot 80\% = 0,8 \cdot 2343 = 1874.4 \text{ KN} \leq V_t = 2210.3 \text{ KN}$

➤ **Pour le sens y**

$V_t = 2431.4 \text{ KN}$ (résultat ETABS)

$V = 2343 \text{ KN}$ (CHAP. étude sismique)

$V \cdot 80\% = 0,8 \cdot 2343 = 1874.4 \text{ KN} \leq V_t = 2431.4 \text{ KN}$

VII.4- Comparaison du centre de rigidité et de torsion

D'après logiciel ETABS, on a les valeurs suivantes pour le centre de rigidité et centre de torsion :

ETAGE	Masse X	Masse Y	XCM	YCM	XCR	YCR
ETAGE 5	128.1265	128.1265	11.85	5.8	11.85	5.98
ETAGE 4	159.4076	159.4076	11.85	5.8	11.85	5.94
ETAGE 3	159.4076	159.4076	11.85	5.8	11.85	5.90
ETAGE 2	159.4076	159.4076	11.85	5.8	11.85	5.85
ETAGE 1	159.4076	159.4076	11.85	5.8	11.85	5.82
RDC	159.4731	159.4731	11.85	5.8	11.85	5.79

Tableau VII.3-

D'après le calcul manuel on a les résultats suivants :

ETAGE	Masse X	Masse Y	XCM	YCM	XCR	YCR
ETAGE 5	128	128	11.85	5.8	11.85	6.04
ETAGE 4	159.8	159.8	11.85	5.8	11.85	5.85
ETAGE 3	159.8	159.8	11.85	5.8	11.85	5.85
ETAGE 2	159.8	159.8	11.85	5.8	11.85	5.85
ETAGE 1	159.8	159.8	11.85	5.8	11.85	5.85
RDC	159.8	159.8	11.85	5.8	11.85	5.85

Tableau VII.4

Les résultats indiqués dans les deux tableaux sont sensiblement identique .

L'excentricité

$$\begin{cases} e_x = 00.00m \\ e_y = 0.13m \end{cases} \quad \text{Pour l'étage courant}$$

$$\begin{cases} e_x = 00.00m \\ e_y = 0.27m \end{cases} \quad \text{Pour l'étage terrasse}$$

	Excentricité théorique		Excentricité par calcul automatique		Différence	
	E _x (cm)	E _y (cm)	E _x (cm)	E _y (cm)	dE _x (cm)	dE _y (cm)
Terrasse	0.13	0.27	00	0.18	0.13	0.09
Etage 4	0.13	0.27	00	0.14	0.13	0.09
Etage 3	0.13	0.27	00	0.10	0.13	0.09
Etage 2	0.13	0.27	00	0.05	0.13	0.09
Etage 1	0.13	0.27	00	0.02	0.13	0.09
RDC	0.13	0.27	00	- 0.01	0.13	0.09

Tableau VII.5

VII.5- Conclusion :

D'après l'analyse dynamique de la structure, et la comparaison avec le code algérien [3] on peut dire que notre structure résiste bien à l'action sismique malgré qu'elle soit implantée en zone de forte sismicité ce qui explique bien le rôle des systèmes de contreventements utilisées.

GENERALITES

I.1- INTRODUCTION

C'est seulement à partir de 1997 que l'on a commencé à se préoccuper en Algérie des questions d'isolation thermique, Il est indispensable avant de construire un bâtiment d'étudier ses échanges thermiques avec le milieu extérieur et ceci en vue d'assurer le confort thermique à ses occupants d'où l'intérêt de faire une étude **thermique** détaillée.

Pour tenir compte de ces deux facteurs à la fois (caractéristiques thermiques et coût) il est impératif de faire une **optimisation des remplissages pour différentes variantes de murs de remplissage**.

Les méthodes de calcul présentés dans le (D.T.R.C3-2)[2] sont suffisantes pour trouver des solutions admissibles.

1.1- Définition de l'isolation thermique:

On peut définir l'isolation thermique d'une manière simple comme une protection de la structure contre des facteurs climatiques (variation de température, courant d'air...) qui peuvent influencer sur le confort des usagers soit dans la période d'été (climatisation) ou bien l'hiver (chauffage)

1.2- Définition de l'isolant thermique:

Ce sont des matériaux généralement légers avec une grande résistance à la transmission de la température. Ils jouent un rôle de séparation entre de ambiances de température différente pour empêcher les pertes de chaleur entre elles.

Plusieurs critères peuvent intervenir dans le choix d'un isolant thermique comme la résistance thermique, la masse volumique, et le coût.

1.3- Définition du confort thermique:

Le choix des caractéristiques thermiques de la construction et de ces équipements a pour but de réaliser le confort thermique de l'occupant. Ce confort est défini par un certain nombre d'exigences que nous allons analyser dans mon étude.

Lors de l'installation d'un chauffage dans une structure il faut d'abord déterminer la puissance nécessaire pour assurer une température ambiante suffisante à l'utilisateur (car l'analyse se fait en fonction d'échange thermique entre l'intérieur et l'extérieur) et prendre en considération l'économie d'énergie.

1.4- Objet de l'étude thermique:

- Détermination des déperditions calorifiques des bâtiments;
- Vérification de la conformité des bâtiments à la réglementation thermique ;

- Dimensionnement des installations de chauffage des bâtiments; on introduit alors la notion de déperditions calorifiques de 'base' ;
- Conception thermique des bâtiments.

I.2- BASE DE CALCUL ET EXIGENCES[2] :

2.1- Principes généraux

2.1.1- Méthodologie :

Sur la base du dossier technique, le concepteur doit effectuer les opérations suivantes :

- Définir les volumes thermiques ;
- Calculer pour chaque volume thermique les pertes par transmissions et les pertes par renouvellement d'air ;
- Vérifier que les déperditions par transmission du logement sont inférieures aux déperditions de références ;
- Calculer éventuellement les déperditions de base qui expriment les besoins de chauffage.

2.1.2- Définitions :

- Un volume thermique est un volume d'air supposé homogène en température, susceptible d'être chauffé par un corps de chauffe dimensionné à cet effet.
- Un local peut être divisé en plusieurs volumes thermiques.

Un local peut être considéré comme un volume unique lorsqu'il est chauffé à partir d'une seule source de chaleur. Plusieurs volumes thermiques peuvent être considérés si on dispose, par exemple, des radiateurs au niveau des pièces du logement (cas des systèmes de chauffage centralisés) ; dans ce cas, on effectue un calcul dit « pièce par pièce ».

I.3- EXPRESSION GENERALE DES DEPERDITIONS [2] :

3.1- Déperditions totales d'un logement :

Les déperditions totales D pour un logement, contenant plusieurs volumes thermiques sont données par :

$$D = \sum D_i \quad [W/^\circ C] \text{ Ou}$$

- D_i (en $W/^\circ C$) représente les déperditions totales du volume i .

3.2- Déperditions totales d'un volume

Les déperditions totales D_i d'un volume i (figure 2.1) sont donnés par :

$$D_i = (D_T)_i + (D_R)_i \quad (\text{en } W/^\circ C) \text{ ou :}$$

- D_T (en $W/^\circ C$) représente les déperditions par transmission du volume i ,

- DR (en W/°C) représente les déperditions par renouvellement d'air du volume i.

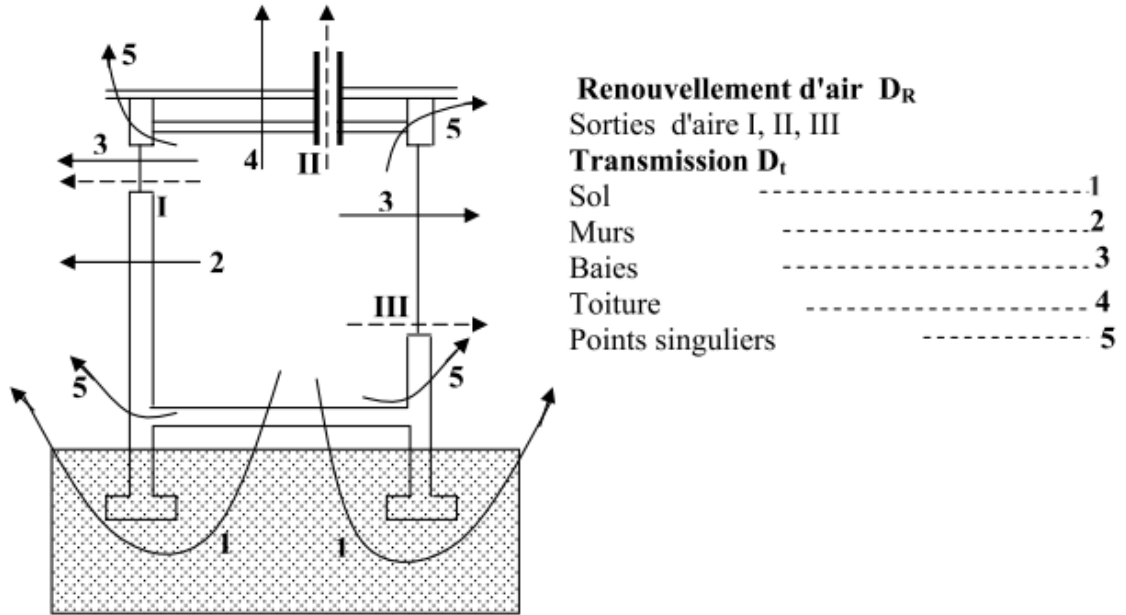


figure 2.1- les différents postes de déperdition

3.3- Déperditions par transmission d'un volume[2]

Les déperditions par transmission (D_T)_i sont données par :

$$(D_T)_i = (D_s)_i + (D_{li})_i + (D_{sol})_i + (D_{inc})_i \quad [W / ^\circ C]$$

Où

- D_s (en W/°C) représente les déperditions surfaciques à travers les parties courantes des parois en contact avec l'extérieure (D.T.R.C 3-2 ; cf.chapitre3).
- D_{li} (en W/°C) représente les déperditions à travers les liaisons (D.T.R.C 3-2 ; cf. Chapitre4).
- D_{sol} (en W/°C) représente les déperditions à travers les parois en contact avec le sol (D.T.R.C 3-2 ; cf. Chapitre5).
- D_{inc} (en W/°C) représente les déperditions à travers les parois en contact avec les locaux non chauffés (D.T.R.C 3-2 ; cf. Chapitre6).

3.4- Déperditions par renouvellement d'air d'un volume :

Les déperditions par renouvellement d'air d'un volume i (D_R)_i sont donnés par :

$$(D_R)_i = (D_{RV})_i + (D_{RS})_i \quad [W / ^\circ C] \quad \text{ou :}$$

- D_{RV} (en W/°C) représente les déperditions due au fonctionnement normal des dispositifs de ventilation (cf. chapitre 7)
- D_{RS} (en W/°C) représente les déperditions supplémentaires dues au vent (cf. chapitre 7) [2]

3.5- Relation entre les déperditions du logement et les déperditions des volumes :

- Les déperditions par transmission DT (en W/°C) du logement sont égales à la somme des déperditions par transmission des différents volumes i, soit $D_T = \sum(D_T)_i$.

- Les déperditions par renouvellement d'air DR (en W/°C) du logement sont égales à la somme des déperditions par renouvellement d'air des différents volumes i, soit $D_R = \sum(D_R)_i$

I.4- VERIFICATION ET DEPERDITIONS DE REFERENCE[2]

4.1- Vérification réglementaire.

Les déperditions par transmission D_T du logement doivent vérifier:

$$D_T \leq 1,05 \times D_{ref} \quad [W/°C]$$

où :

- D_T (en W/°C) représente les déperditions par transmission du logement,
- D_{ref} (en W/°C) représente les déperditions de référence.

4.2- Calcul des déperditions de référence.

Les déperditions de référence D_{ref} sont calculées par la formule suivante

$$D_{ref} = axS_1 + bxS_2 + cxS_3 + dxS_4 + exS_5 \quad [W/°C]$$

où

- les S_i (en m^2) représentent les surfaces des parois en contact avec l'extérieur, un comble, un vide sanitaire, un local non chauffé ou le sol. Elles concernent respectivement S_1 la toiture, S_2 le plancher bas, y compris les planchers bas sur locaux non chauffés, S_3 les murs, S_4 les portes, S_5 les fenêtres et les portes-fenêtres. S_1, S_2, S_3 sont comptées de l'intérieur des locaux, S_4 et S_5 sont comptées en prenant les dimensions du pourtour de l'ouverture dans le mur ;

- les coefficients a, b, c, d et e , (en $W/m^2°C$), sont donnés dans le tableau 2.1[2]. Ils dépendent de la nature du logement et de la zone climatique (cf annexe I)[2].

I.5- CALCUL DES DEPERDITIONS DE BASE[2] .

5.1- Exigence réglementaire.

Le calcul de la puissance de chauffage d'un logement doit comporter le calcul des déperditions de base selon la méthode décrite dans le DTR. Pour cela, on doit prendre en compte un écart de température entre les ambiances intérieure et extérieure, dit écart de température de base.

5.2- Déperditions de base totales.

Les déperditions de base totales pour un local D_B , contenant plusieurs volumes thermiques, ont pour expression :

$$D_B = \sum(D_B)_i \quad [W]$$

où $(D_B)_i$ (en W) représente les déperditions de base de chaque volume thermique

5.3- Déperditions de base pour un volume.

Les déperditions de base pour un volume thermique $(D_B)_i$ ont pour expression :

$$(D_B)_i = D_i \times (t_{bi} - t_{be}) \quad [W]$$

où

- D_i (en $W/^\circ C$) représente les déperditions totales du volume thermique i ;
- t_{bi} (en $^\circ C$) est la température intérieure de base du volume considéré;
- t_{be} (en $^\circ C$) est la température extérieure de base du lieu d'implantation de la construction.

5.4- La température intérieure de base

La température intérieure de base est la température de l'air que l'on désire obtenir au centre de la pièce en absence de tout apport de chaleur autre que celui fourni par l'installation de chauffage.

Dans le cas où des locaux ne sont pas chauffés en continu, ils doivent être considérés comme des locaux non chauffés. (cf chapitre 6.1)[2].

5.5- Température extérieure de base.

- a) La température extérieure de base est une température telle que les températures minimales quotidiennes ne lui sont inférieures que cinq jours par an.
- b) La température extérieure de base est fonction de l'altitude et de la zone climatique où est implanté le projet.
- c) L'annexe I[2] donne la zone climatique à considérer pour le projet.
- d) Les valeurs de la température extérieure de base sont données en fonction de la zone climatique et de l'altitude[2] .

I.6- PUISSANCE DE CHAUFFAGE A INSTALLER[2] .

6.1- Calcul de la puissance de chauffage.

- a) La puissance de chauffage Q nécessaire pour un logement est donnée par :

$$Q = [t_{bi} - t_{be}] \times [[1 + \text{Max}(c_r ; c_{in})] D_T] + [(1 + c_r) \times D_R] \quad [W]$$

où

- t_{bi} (en $^\circ C$) représente la température intérieure de base,
- t_{be} (en $^\circ C$) représente la température extérieure de base,
- D_T (en $W/^\circ C$) représente les déperditions par transmission du logement,
- D_R (en $W/^\circ C$) représente les déperditions par renouvellement d'air du logement,
- c_r (sans dimension) est un ratio estimé des pertes calorifiques dues au réseau de tuyauteries éventuel.
- c_{in} (sans dimension) représente un coefficient de surpuissance.

Le coefficient c_{in} est appliqué aux seules déperditions par transmission. Il est introduit pour diminuer le temps nécessaire à l'obtention de la température désirée lors d'une mise en route ou d'une relance.

Pour un immeuble pourvu d'un chauffage commun, la puissance Q est calculée en effectuant la somme des puissances à fournir pour chaque logement.

La puissance de chauffage Q_i nécessaire pour un volume thermique s'obtient en utilisant la formule (15 – a) et en remplaçant les termes D_T par $(D_T)_i$ et D_R par $(D_R)_i$.

b) Le coefficient c_{in} prend les valeurs suivantes :

- 0,10 en cas de chauffage continu,
- 0,15 en cas de chauffage discontinu, et dans le cas d'une construction dont la classe d'inertie est "faible" ou "moyenne",
- 0,20 en cas de chauffage discontinu, et dans le cas d'une construction dont la classe d'inertie est "forte".

c) Le coefficient c_r prend les valeurs suivantes :

- 0 pour les installations de type "chauffages individuel",
- 0,05 pour les installations de type "chauffage central" dans lesquelles toutes les tuyauteries sont calorifugées,
- 0,10 pour les installations de type "chauffage central" dans lesquelles les tuyauteries sont calorifugées seulement dans les zones non chauffées,
- 0,20 pour les installations de pipe "chauffage central" dont le réseau de tuyauteries n'est pas calorifugé.

6.2- Répartition de la puissance de chauffage :

Le surplus de puissance provenant des coefficients c_{in} et c_{ir} devra être réparti au niveau des différents volumes thermiques proportionnellement aux déperditions de base $(D_b)_i$ calculer pour chacun des volumes.

CALCUL DES DEPERDITIONS THERMIQUES

II.1- CALCUL DES TERMES INTERVENANT DANS LE CALCUL THERMIQUE:

Le calcul des déperditions et des puissances de chauffage se faisant par appartement, nous choisissons d'étudier un des appartements du dernier étage car il s'agit du cas le plus défavorable.

1.1- Principe de calcul:

Pour déterminer la résistance thermique des murs et plancher et les ouvertures qui est donnée par la formule:

$$R_i = \frac{e_i}{\lambda_i} \quad \text{Où :}$$

- R_i (en $m^2 \cdot ^\circ C/W$) représente la résistance thermique de la couche i .

- e_i : (m) l'épaisseur de la couche de matériau

λ_i : ($W/m \cdot ^\circ C$) la conductivité thermique du matériau. Les valeurs sont soit tirées des tableaux données en (annexe2)[2], soit fournies par le document d'Avis Technique, ou par le fabricant.

1.2- Calcul de la résistance superficielle intérieure et extérieure

Par convection et rayonnement, une paroi échange de la chaleur avec les deux milieux (intérieur, extérieur). Cet échange est pris en compte dans les calculs grâce à un coefficient d'échange dit superficiel noté (h)

Dans le cas des murs qui sont positionnés verticalement les résistances thermiques d'échange superficiels intérieure et extérieure $r_i = \frac{1}{h_i}$ $r_e = \frac{1}{h_e}$ sont données le tableau 1.2. [2]

La résistance thermique est donnée par : $R = \sum R_i + \frac{1}{h_i} + \frac{1}{h_e}$ (en $m^2 \cdot ^\circ C/W$)

1.3- Calcul de coefficient de transmission thermique K

C'est un coefficient qui donne le degré de perte de température à travers les parois en fonction de l'épaisseur et la conductivité des matériaux constituant les parois; et en fonction d'ambiants qui sont séparés par cette paroi.

$$\frac{1}{K} = \sum R_i + \frac{1}{h_i} + \frac{1}{h_e} \quad (\text{en } m^2 \cdot ^\circ C/W)$$

1.4- Définition des volumes thermiques :

Pour notre bâtiment on a choisi de faire les calculs pour un des logements du cinquième étage qui représente un seul volume thermique à étudier, car on considère que toutes les chambres sont chauffées à la même température.

- La hauteur d'étage $h_e = 3,24m$.

- le seul local non chauffé est bien la cage d'escalier.

1.5- Coefficient de conductance K pour les ouvrants :

- Porte vitrée en bois donnant vers l'extérieur $K = 4.5 \text{ W/m}^2\text{°C}$
- Porte opaque de bois donnant vers un local non chauffé: $K = 2 \text{ W/m}^2\text{°C}$
- Porte avec une proportion de vitrage < 30% donnant vers l'extérieur: $K = 4 \text{ W/m}^2\text{°C}$
- Parois avec occultation $R_{occ} = 0.16 + e_{occ}/\lambda_{occ} = 0.17 \text{ m}^2 \cdot \text{°C/W}$
- Parois vitrées nues $K_{vn} = 5 \text{ W/m}^2\text{°C}$
- Pour une fenêtre $\frac{1}{K_f} = \frac{1}{K_{vn}} + R_v + R_{rid} + R_{occ}$
 $K_f = 1.94 \text{ W/m}^2 \cdot \text{°C}$

Avec :

$$R_{rid} = 0.030 \text{ m}^2 \cdot \text{°C/W}$$

$$R_v = 0.025 \text{ m}^2 \cdot \text{°C/W}$$

1.6- Coefficient de conductance K pour le plancher étage vers l'extérieur :

Eléments constitutifs	Epaisseur e[m]	Conductivité thermique λ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m ² . °C/W]
Protection en gravillon roulés	0.05	1,20	0.041
Etanchéité multicouches	0.02	0.23	0.087
Béton de pente	0.1	1,75	0.057
Polystyrène expansé	0.04	0,046	0.87
Dalle en béton arme	0.1	1,75	0.057
TN40	-	52	0
Faux plafond	0,02	0,35	0.057
Résistance d'échange superficiel	-	-	0.14
			$\Sigma R=1,252[\text{m}^2 \cdot \text{°C/W}]$

$$K = 1/R = 0,8 \text{ [W/m. °C]}$$

Tableau II.1

II.2- PRESENTATION DES VARIANTES DES MURS:

Nous avons étudié 3 variantes pour les murs :

- Un double cloisement en brique
- Brique+ (5cm) de polystyrène expansé + Carreaux de plâtre
- parpaing +(5cm) de polystyrène expansé + plaque de plâtre

Les variantes choisies pour les murs de remplissages sont :

- La variante A :

Eléments constitutifs	Epaisseur e [m]	Conductivité thermique λ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m ² . °C/W]
Mortier	0.02	1.15	0.017
Brique	0.10	0.20	0.500
Lame d'air	0.05	-	0.11
Brique	0.10	0.20	0.500
Enduit de plâtre	0.02	0.35	0.087
Résistance d'échange superficiel	-	-	0.170
			$\Sigma R=1.384$ [m ² . °C/W]

$K = 0,722$ [W/m. °C]

Tableau II.2

- La variante B :

Eléments constitutifs	Epaisseur e [m]	Conductivité thermique λ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m ² . °C/W]
Mortier	0.02	1.15	0.017
Brique	0.10	0.20	0.500
polystyrène expansé	0.05	0,046	1.087
Carreaux de plâtre	0.07	0.35	0.200
Résistance d'échange superficiel	-	-	0.170
			$\Sigma R=1,974$ [m ² . °C/W]

$K = 1/R = 0,5$ [W/m. °C]

Tableau II.3

- La variante C :

Eléments constitutifs	Epaisseur e [m]	Conductivité thermique λ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m ² . °C/W]
Parpaing	0.15	1,05	0,143
Polystyrène expansé	0.03	0,046	0,652
Plaque de plâtre	0.013	0.35	0.037
Résistance d'échange superficiel	-	-	0.170
			$\Sigma R=1,00$ [m ² . °C/W]

$K = 1/R = 1$ [W/m. °C]

Tableau II.4

II.3- CALCUL DES DEPERDITIONS DE REFERENCE :

$D_{ref} = a \times S_1 + b \times S_2 + c \times S_3 + d \times S_4 + e \times S_5$ [W/°C]

Le projet est implantée à Alger (zone climatique A)Annexe 1 [2] on à donc:

Zone	a	b	c	d	e
A	1,10	2,40	1,20	3,50	4,50

Tableau II.5voir le tableau 2.1 [2]

$$S_1 = A_{TERRASSE} = 121.8 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 0$$

$$S_3 = 95,17 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 6,4 \text{ m}^2$$

$$S_5 = 6,6 \text{ m}^2$$

Désignation	La toiture	Plancher bas	Les murs	Les portes	Les fenêtres
Surfaces	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
Valeurs (m ²)	121.8	0	95,17	6,4	6,6

$$D_{\text{réf}} = 300,3 \text{ [W/°C]} \Rightarrow 1.05D_{\text{réf}} = 315.315 \text{ [W/°C]}$$

Tableau II.6

II.4- CALCUL DES DEPERDITIONS PAR TRANSMISSION D_T:

➤ **Variante A :**

Car les planchers courants séparent deux niveaux chauffés à la même température les déperditions par transmission à travers ce plancher sont confédérés nulles.

Les déperditions par transmission D_T pour un local, sont données par:

$$D_T = D_S + D_{LI} + D_{SOL} + D_{LNC} \quad (\text{W/°C})$$

a- Calcul de déperdition surfacique à travers les parties courantes des parois en contact avec l'extérieur (D_S):

Les déperditions surfaciques par transmission à travers une paroi, pour une différence de température de 1°C entre les ambiances que sépare cette paroi, sont données par la formule:

$$D_S = K \times A \quad \text{Ou :}$$

K (w/m.°C) est le coefficient de transmission surfacique (appelé aussi conductance);

A(en m²) est la surface intérieure de la paroi.

$$D_S = K_{MURS} \times A_{MURS} + K_{VIT} \times A_{VIT} + K_{PORT} \times A_{PORT} + A_{TERRASSE} \times K_{TERRASSE}$$

	Murs	Portes	Vitres	Toiture
Surface (m ²)	95,17	6,4	6,6	121,8
K (w/m.°C)	0,722	4,5	1,94	0,8

Tableau II.7

$$\Rightarrow D_S = 207,76 \text{ W/°C.}$$

b- (D_{li})_i (en W/°C) représente les déperditions à travers les liaisons;

$\Rightarrow D_{LIN} = 0,2 \times D_S = 41,55 \text{ W/}^\circ\text{C}$. Voire (chapitre 4.2) [2]

$\Rightarrow D_{SOL} = 0$

c- Calcul de la déperdition a paroi en contact avec un local non chauffé:

$D_{LNC} = \tau \times [\sum(K \times A) + \sum(K_l \times L)]$

$D_{LNC} = 0,35 \times 1,2 \times [\sum(0,722 \times 37,58) + (1 \times 2 \times 2)]$

$\Rightarrow D_{LNC} = 13,07 \text{ W/}^\circ\text{C}$

Alors : $D_T = D_S + 0,2D_S + D_{LNC} = 1,2D_S + D_{LNC}$

$D_T = 1,2(207,76) + 13,07 = 262,386 \text{ W/}^\circ\text{C}$

- Vérification :

$D_T = 262,386 \text{ W/}^\circ\text{C} < 1,05 D_{REF} = 315,32 \text{ W/}^\circ\text{C}$

✓ **Donc la condition réglementaire dans ce logement est vérifiée pour la variante A.**

➤ **Variante B :**

$D_T = D_S + D_{LI} + D_{SOL} + D_{LNC} \quad (\text{W/}^\circ\text{C})$

a- Pour D_S on a :

	Murs	Portes	Vitres	Toiture
Surface (m ²)	95,17	6,4	6,6	121,8
K (w/m.°C)	0,5	4,5	1,94	0,8

Tableau II.8

$\Rightarrow D_S = 195,63 \text{ W/}^\circ\text{C}$.

b- Pour D_{LIN} on a :

$\Rightarrow D_{LIN} = 0,2 \times D_S = 71 \text{ W/}^\circ\text{C}$.

$\Rightarrow D_{SOL} = 0$

c- Pour D_{LNC} :

$D_{LNC} = 0,35 \times 1,2 \times [\sum(0,6 \times 37,58) + (1 \times 2 \times 2)]$

$\Rightarrow D_{LNC} = 19,571,15 \text{ W/}^\circ\text{C}$

- Vérification :

$D_T = 244,32 \text{ W/}^\circ\text{C} < 1,05 D_{REF} = 315,32 \text{ W/}^\circ\text{C}$

✓ **Pour la variante B la condition réglementaire est vérifiée.**

➤ **Variante C:**

$D_T = D_S + D_{LI} + D_{SOL} + D_{LNC} \quad (\text{W/}^\circ\text{C})$

	Murs	Portes	Vitres	Toiture
Surface (m ²)	95,17	6,4	6,6	121,8
K (w/m.°C)	1	4,5	1,94	0,8

Tableau II.9

⇒ D_S= 234,214 W/°C.

d- Pour D_{LIN} on a :

⇒ D_{LIN}= 0,2 × D_S= 46,84 W/°C.

⇒ D_{SOL}= 0

e- Pour D_{LNC} :

D_{LNC}= 0,35 × 1,2 × [Σ(0,87 × 37,58) + (1 × 2 × 2)]

⇒ D_{LNC}= 15,4 W/°C

- Vérification :

D_T= 296,457 W/°C < 1,05 D_{REF} = 315,320W/°C

✓ Pour la variante C la condition réglementaire est aussi vérifiée.

Variante	DT (W/°C)	1.05×D _{REF} (W/°C)	Vérification
A	262,386	315,32	Vérifié
B	244,32	315,32	Vérifié
C	296,457	315,32	Vérifié

Tableau II.10- Vérification des déperditions par transmission D_T

II.5- CALCUL DES DEPERDITIONS PAR RENOUVELLEMENT D'AIR:

Les déperditions par renouvellement d'air sont données par la formule suivant:

$$D_R = 0.34 \times (Q_v + Q_s) \quad (W/°C)$$

Avec

0.34 : [W . h/m³ . °C] est la chaleur volumique de l'air.

Q_v : [m³/h] est le débit spécifique de ventilation.

Q_s : [m³/h] est le débit supplémentaire par infiltrations dues au vent.

- Le débit spécifique de ventilation Q_v est donné par la formule suivante:

$$Q_v = \text{Max}[0.6 \times V_h; Q_{vréf}] \quad (m^3/h)$$

Avec

V_h: [m³] désigne le volume habitable.

Q_{vréf}: [] le débit extrait de référence.

$$V_h = 394,6 \text{ m}^3 \rightarrow 0.6 \times V_h = 236,78 \text{ m}^3$$

$$Q_{vref} = (5 \times Q_{vmin} + Q_{vmax})/6 \quad (\text{m}^3/\text{h})$$

$$Q_{vmin} = 100 \text{ m}^3/\text{h} \text{ (Nombre des piéces principales) tableau (7.1) [2]}$$

$$Q_{vmax} = 120 \text{ m}^3/\text{h} \text{ Tableau (7.2) [2]}$$

$$\rightarrow Q_{vref} = 103,33$$

$$Q_v = \text{Max}[0.6 \times V_h; Q_{vref}] = 236,78 \quad (\text{m}^3/\text{h})$$

• Le débit spécifique supplémentaire par infiltrations dues au vent Q_s est donné par la formule suivante:

$$Q_s = \sum (P_{pi} \times e_{vi}) \quad (\text{m}^3/\text{h})$$

P_{pi} : [m^3/h] Sous : $\Delta P = 1 \text{ Pa}$] est la perméabilité à l'air de la paroi i;

e_{vi} : [sans dimension] est le coefficient d'exposition au vent affecté à la paroi i;

❖ La perméabilité à l'air P_{pi} est donnée par la formule :

$$P_{pi} = \sum (P_{oj} \times A_j) \quad [\text{m}^3/\text{h} \text{ sous : } \Delta P = 1 \text{ Pa}]$$

P_{oj} : [m/h Sous : $\Delta P = 1 \text{ Pa}$] est la perméabilité surfacique de l'ouvrant j;

A_j : [m^2] Surface de l'ouvrant j;

On définit aussi :

H_i : [m] La distance entre la mi-hauteur de l'ouverture et la surface libre du sol.

Les ouvertures vers l'extérieur ou un L.N.C:

Parois	$A_j [\text{m}^2]$	e_{vi}	$H_i [\text{m}]$	$P_{oj} [\text{m}/\text{h}]$	$P_{pi} [\text{m}^3/\text{h}]$	$Q_{si} [\text{m}^3/\text{h}]$
Porte vers l'extérieur	6,4	4,8	18	6	38,4	184,32
Porte vers LNC	2	4,8	18	6	12	57,6
Fenêtre	6,6	4,8	18,1	4	26,4	126,72

Tableau II.11

$$Q_s = \sum (P_{pi} \times e_{vi}) = 368,64 \quad (\text{m}^3/\text{h})$$

$$Q_{si} = 368,64 \quad [\text{m}^3/\text{h}]$$

$$D_R = 0.34 \times (Q_v + Q_s) \quad (\text{W}/^\circ\text{C})$$

$$D_R = 0.34 \times (236,78 + 368,84) = 205,9 \quad (\text{W}/^\circ\text{C})$$

II.6- CALCUL DES DEPERDITIONS DE BASE :

Les déperditions de base pour un volume thermique $(D_B)_i$ ont pour expression :

$$(D_B)_i = D_i \times (t_{bi} - t_{be}) \quad [W]$$

Où

- D_i (en $W/°C$) représente les déperditions totales du volume thermique i ;
- t_{bi} (en $°C$) est la température intérieure de base du volume considéré;
- t_{be} (en $°C$) est la température extérieure de base du lieu d'implantation de la construction.

Dans notre cas on a $\begin{cases} t_{bi} = 21°C \\ t_{be} = 6°C \end{cases} \rightarrow (D_B)_i = 15 \times D_i \quad [W]$

$$D_i = D_T + D_R$$

Variante	D_T	D_R	D_i [W]	D_B [W]
A	262,386	205,9	476,62	7149,3
B	244,32	205,9	463,22	6948,3
C	296,457	205,9	502,36	7535,4

Tableau II.12- résultats des déperditions de base pour chaque variante.

II.7- CALCUL DE LA PUISSANCE DE CHAUFFAGE :

a) La puissance de chauffage Q nécessaire pour un logement est donnée par :

$$Q = [t_{bi} - t_{be}] \times [(1 + \text{Max}(c_r ; c_{in})) D_T] + [(1 + c_r) \times D_R] \quad [W]$$

où

- t_{bi} (en $°C$) représente la température intérieure de base,
- t_{be} (en $°C$) représente la température extérieure de base,
- D_T (en $W/°C$) représente les déperditions par transmission du logement,
- D_R (en $W/°C$) représente les déperditions par renouvellement d'air du logement,
- c_r (sans dimension) est un ratio estimé des pertes calorifiques dues au réseau de tuyauteries éventuel.
- c_{in} (sans dimension) représente un coefficient de surpuissance.

on a $\begin{cases} t_{bi} = 21°C \\ t_{be} = 6°C \end{cases}$

a) La valeur adoptée pour le coefficient c_{in} est :

- 0,15 en cas de classe d'inertie faible ou moyenne (structure métallique)

b) La valeur adoptée pour le coefficient c_r est :

- 0,05 pour les installations de type "chauffage central" dans lesquelles toutes les tuyauteries sont calorifugées,

$$\begin{cases} c_{in} = 0.15 \\ c_r = 0.10 \end{cases}$$

$$Q = [t_{bi} - t_{be}] \times [[1 + \text{Max}(c_r ; c_{in})] D_T] + [(1 + c_r) \times D_R]$$

$$\Rightarrow Q = 17,25 \times D_T + 1.10 \times D_R \quad [W]$$

II.8- INTERPRETATIONS ET RESULTATS :

Variante	D _T [W]	D _R [W]	Q [W]	D _B [W]
A	262,386	205,9	4896,41	8215,65
B	244,32	205,9	4665,26	6948,3
C	296,457	205,9	5340,425	7459,65

Tableau II.13

Après avoir fait une comparaison entre les variantes on peut dire que la variante B donne la meilleure isolation thermique par rapport aux deux autres. C'est-à-dire que les constituants de cette variante ont des caractéristiques thermiques qui permettent de minimiser les déperditions calorifiques, et donc d'économiser l'énergie de chauffage.

D'après cette étude et les résultats calculés, on a vu l'intérêt de faire une étude thermique, pour des variantes de murs, ceci pour économiser les besoins de chauffage.

CONCLUSION GENERALE

Les structures en charpente métallique, présentent en général de nombreux avantages à savoir :

- La bonne tenue au séisme du fait de la ductilité de l'acier.
- L'industrialisation totale.
- Des possibilités architecturales plus étendues par rapport au béton.
- La possibilité du transport en raison de sa légèreté.

Le bâtiment sur lequel on a réalisé notre étude présente certains avantages à savoir la régularité en plan et en élévation. Il comporte des systèmes de contreventements en X et en V qui permettent d'augmenter sa rigidité structurale. Ces qualités lui permettent d'offrir un bon comportement face au séisme.

Dans la réalisation de ce projet on a remarqué l'intérêt de faire une étude thermique. « Variante B » associant (briques creuse et polystyrène expansé), pour les murs de remplissage donne une isolation thermique importante. Elle minimise les déperditions calorifiques ; et permet donc d'économiser l'énergie de chauffage.

Dans ce projet, l'étude d'optimisation est faite uniquement sur les murs. Il reste encore à faire une étude thermique détaillée puisqu'elle influence les objectifs qu'on a fixés, qui sont le confort des occupants et l'économie de l'énergie de chauffage. Cette étude détaillée doit porter sur l'optimisation de des autres paramètres intervenant dans l'isolation thermique telle que l'isolation des toitures, menuiseries, etc...

Bibliographie.

- [1] D.T.R-B.C.2.2 : « Charges permanentes et charges d'exploitations »
- [2] D.T.R-B.C.3.2 : « Réglementation thermique des bâtiments d'habitation »
- [3] D.T.R-B.C.2.48 : « Règles Parasismique Algériennes » (RPA 99/ version 2003).C.G.S.
- [4] D.T.R-C.2.47 : « Règlement neige et vent » (RNV 1999)
- [5] D.T.R-B.C.2.44 : « Règles de conception et de calcul des structures en acier » (CCM97)
- [6] EUROCODE 3 partie 1-1 : « Calcul des structures en acier- Règles générales et règles pour les bâtiments » publiée par l'AFNOR en septembre 1994
- [7] EUROCODE 4 partie 1-1 : « conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton-Règles générales et règles pour les bâtiments » publiée par l'AFNOR en septembre 1994
- [8] Manfred A. Hirt Rolf Bez « Construction métallique » volume 10
- [9] Jean Morel « Construction Métallique ». Éditions Eyrolles, 1995
- [10] Jean Morel : « structure métallique selon Eurocode 03 » Éditions Eyrolles, 1996,

Logiciels

- Etabs version 9.00
- Auto CAD 2006

Sites Internet

http://www.desitherm.it-immagini-fra_comparazione_png.htm

<http://www.acierconstruction.com>

<http://www.ale-grenoble.org/25-batiments.htm>

<http://www.btonet.com.tn/>

a- Annexe vent

4. FACTEURS DE SITE

4.1. Catégories de terrain :

Les catégories de terrain sont données dans le tableau 2.4 ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

- K_T , facteur de terrain,
- z_0 (en m), paramètre de rugosité,
- z_{min} (en m), hauteur minimale,
- ϵ , coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_g (cf. chapitre 3).

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0,17	0,01	2	0,11
II Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0,19	0,05	4	0,26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0,22	0,3	8	0,37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,24	1	16	0,46

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Lorsqu'il subsiste un doute quant au choix entre deux catégories de terrain, il y a lieu de retenir celui pour lequel les valeurs des paramètres associés sont les plus défavorables (catégorie de terrain la plus faible dans l'échelle de I à IV).

4.2. Coefficient de rugosité

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{pour } z < z_{min} \end{cases} \quad (2.15)$$

où :

- K_T est le facteur de terrain (tableau 2.4),
- z_0 (en m) est le paramètre de rugosité (tableau 2.4),
- z_{min} (en m) est la hauteur minimale (tableau 2.4),
- z (en m) est la hauteur considérée.

ANNEXES

ZONES DE VENT

Pour l'obtention des zones de vent, on a recours à la notion de vitesse de référence du vent. Celle-ci est définie de la manière suivante :

La vitesse de référence du vent, V_{ref} , est la vitesse moyenne sur dix minutes mesurée dans les conditions conventionnelles avec une probabilité annuelle de dépassement égale à 0,02 (ce qui correspond à une période de retour de 50 ans).

Trois zones de vent ont été définies (zones I, II et III), et les valeurs correspondantes de la vitesse de référence qui ont servi à leur détermination sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Zone	V_{ref} (m/s)
I	25
II	28
III	31

Tableau A1.1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

ZONE I

AIN DEFLA	EL OUED	SETIF
AIN TEMOUCHENT	GUELMA	SIDI BEL ABBES
ALGER	ILLIZI	SKIKDA
ANNABA	JIJEL	SOUK AHRAS
BATNA	KHENCHELA	TAMANGHASSET
BEDJAIA	MASCARA	TARF
BISKRA	MEDEA	TEBESSA
BLIDA	MILA	TISSEMSILT
BORDJ BOU ARIRIDJ	MOSTAGANEM	TIPAZA
BOUIRA	ORAN	TIZI OUZOU
BOUMERDES	OUM EL BOUAGUI	TLEMCEN
CHLEF	RELIZANE	
CONSTANTINE	SAIDA	

ZONE II

ADRAR	GHARDAIA	OUARGLA
BECHAR	M'SILA*	TIARET
EL BAYADH	NAAMA	TINDOUF

ZONE III

DJELFA
LAGHOUAT
M'SILA : communes de Ain El Malh, Djebel Messad et Slim.

* Communes autres que celles de la zone III

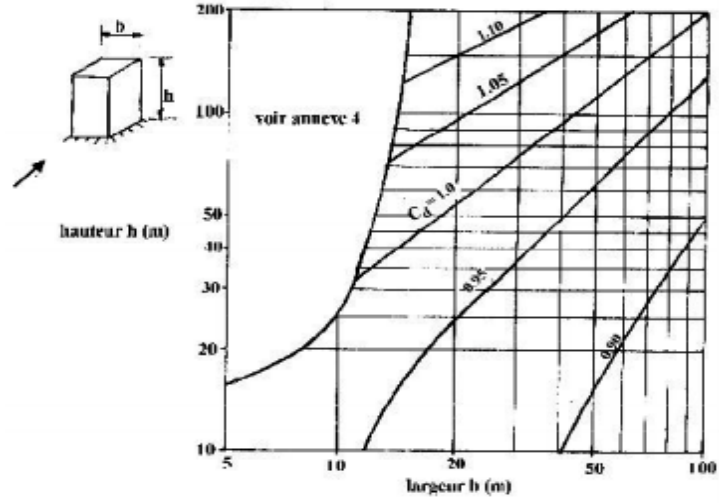


Figure 3.2 : Valeurs de C_d pour les structures métalliques

ANNEXE B

NUANCES ET QUALITES D'ACIERS

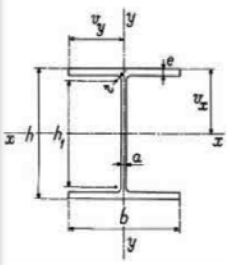
Tableau 3 – Laminés marchands et poutrelles (1) : caractéristiques mécaniques (suivant NF A 35-501)												
Nuance	Qualité	Limite d'élasticité R_e mini (2) (N/mm ²)		Résistance à la rupture R (N/mm ²)	Allongement A mini (%)		Pliage à 180° (3)		Résilience mini (daJ/cm ²)			
		$e \leq 30$	$30 < e \leq 100$		$e \leq 30$	$30 < e \leq 100$	$e \leq 16$	$16 < e \leq 100$	KCV +20 °C (3) (4) $e < 50$	KCV 0 °C (4)	KCV -20 °C (4)	
A 33		175	–	300 à 540	18 (5)		3 e	(e ≤ 30) 3 e				
E 24	2 (8)	235	215	} 340 à 440 (6)	28	27	1 e	1,5 e	3,5			
	3	235	215		28 (6)	27	0,5 e	1 e	3,5		
	4	235	215		28 (6)	28	0,5 e	1 e	3,5	
E 28	2	275	255	} 400 à 540 (6)	24	22	1,5 e	2 e	3,5			
	3	275	255		24 (6)	23	1 e	1,5 e	3,5		
	4	275	255		24 (6)	25	1 e	1,5 e	3,5	
E 36	2 (9)	355 (7)	335	} 490 à 630	22	21	2 e	2,5 e	3,5			
	3	355 (7)	335		22	21	2 e	3 e	3,5		
	4	355 (7)	355		23	22	2 e	3 e	5	
A 50	2	295	275	490 à 610	21	20	3,5 e	4,5 e				
A 60	2	335	315	590 à 710	16	15						
A 70	2	365	345	690 à 830	11	10						

(1) Les poutrelles ne sont fabriquées que dans les nuances E 24, E 28 et E 36.
(2) Si la limite d'élasticité apparente est difficile à saisir, on a alors recours à la limite conventionnelle d'élasticité à 0,2 % ($R_{0,002}$).
(3) Essai effectué seulement s'il est spécifié à la commande.
(4) Moyenne de trois essais, aucun résultat individuel ne devant être inférieur à :
- 2,6 daJ/cm² pour une valeur minimale moyenne de 3,5 daJ/cm² ;
- 3,5 daJ/cm² pour une valeur minimale moyenne de 5 daJ/cm².
(5) Pour les laminés marchands d'épaisseur inférieure ou égale à 5 mm, l'allongement minimal garanti est porté à 20 %.
(6) Pour les ronds il peut être garanti sur demande à la commande que le produit RA sera supérieur ou égal à 10 500. Dans ce cas les produits seront désignés par E 24-3 P, E 24-4 P, E 28-3 P et E 28-4 P.
(7) Pour les épaisseurs supérieures à 25 mm, mais inférieures à 30 mm, la valeur de limite d'élasticité est de 345 N/mm².
(8) Les qualités E 24-2 et E 24-2 E ne sont livrées qu'en produits d'épaisseur inférieure ou égale à 16 mm dans le cas des poutrelles et cornières, et 30 mm dans le cas des autres laminés marchands.
(9) La qualité E 36-2 n'est livrée qu'en produits d'épaisseur inférieure ou égale à 50 mm.
Pour les normes, se reporter à l'article [Doc. C 2 700].

Annexes

Tableau 9 – Poutrelles HE A : caractéristiques dimensionnelles et d'inertie (suivant NF A 45-201)

Profil	Caractéristiques rapportées à l'axe neutre											
	I_x	$\frac{I_x}{v_x}$	i_x	Moment statique S	Distance des centres	η_x	I_y	$\frac{I_y}{v_y}$	i_y			
	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ³)	(cm)		(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)			
100	349	73	4,06	41,5	8,4	4,37	134	27	2,51			
120	606	106	4,89	59,7	10,1	5,35	231	38	3,02			
140	1 033	155	5,73	86,7	11,9	6,27	389	56	3,52			
160	1 673	220	6,57	123	13,6	7,24	616	77	3,98			
180	2 510	294	7,45	162	15,5	8,28	925	103	4,52			
200	3 692	389	8,28	215	17,2	9,20	1 336	134	4,98			
220	5 410	515	9,17	284	19,0	10,20	1 955	178	5,51			
240	7 763	675	10,1	372	20,9	11,19	2 769	231	6,00			
260	10 460	836	11,0	460	22,7	12,26	3 668	282	6,50			
280	13 670	1 010	11,9	556	24,6	13,22	4 763	340	7,00			
300	18 260	1 260	12,7	692	26,4	14,27	6 310	421	7,49			
320	22 930	1 480	13,6	814	28,2	15,16	6 985	466	7,49			
340	27 700	1 680	14,4	925	29,9	16,00	7 436	496	7,46			
360	33 090	1 890	15,2	1 040	31,7	16,87	7 887	526	7,43			
400	45 070	2 310	16,8	1 280	35,2	18,48	8 564	571	7,34			
450	63 720	2 900	18,9	1 610	39,6	20,71	9 465	631	7,29			
500	86 980	3 550	21,0	1 970	44,1	22,90	10 370	691	7,24			
550	111 900	4 150	23,0	2 310	48,4	25,00	10 820	721	7,15			
600	141 200	4 790	25,0	2 680	52,8	26,91	11 270	751	7,05			
Profil	Moment d'inertie de torsion J	Module de raideur d	Dimensions						Masse linéique P	Section A	Surface de peinture	
			h	b	a	e	r	h ₁			(m ² /m)	(m ² /t)
	(cm ⁴)	(cm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(kg/m)	(cm ²)	(m ² /m)	(m ² /t)
100	4,69	0,83	96	100	5	8	12	56	16,7	21,2	0,562	33,7
120	5,63	0,84	114	120	5	8	12	74	19,9	25,3	0,677	34,1
140	7,97	0,89	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4	0,794	32,2
160	10,9	0,95	152	160	6	9	15	104	30,4	38,8	0,896	29,8
180	14,2	1,00	171	180	6	9,5	15	122	35,5	45,3	1,02	28,9
200	18,6	1,05	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8	1,14	26,8
220	27,1	1,15	210	220	7	11	18	152	50,5	64,3	1,26	24,9
240	38,2	1,25	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8	1,37	22,7
260	46,3	1,30	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8	1,48	21,8
280	56,5	1,35	270	280	8	13	24	196	76,4	97,3	1,60	21,0
300	75,3	1,45	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5	1,72	19,4
320	102	1,50	310	300	9	15,5	27	225	97,6	124,4	1,76	18,0
340	123	1,50	330	300	9,5	16,5	27	243	105	133,5	1,79	17,1
360	147	1,50	350	300	10	17,5	27	261	112	142,8	1,83	16,4
400	191	1,46	390	300	11	19	27	298	125	159,0	1,91	15,3
450	257	1,43	440	330	11,5	21	27	344	140	178,0	2,01	14,4
500	336	1,41	490	300	12	23	27	390	155	197,5	2,11	13,6
550	386	1,33	540	300	12,5	24	27	438	166	211,8	2,21	13,3
600	440	1,27	590	300	13	25	27	486	178	226,5	2,31	13,0



Pour les normes, se reporter à l'article [Doc. C 2 700].

Annexes

Tableau 12 – Poutrelles UPN : caractéristiques dimensionnelles et d'inertie (suivant NF A 45-202)

Profil	Position du centre de gravité G		Caractéristiques rapportées à l'axe neutre									
	d_1	$d_2 = v_y$	I_x	$\frac{I_x}{v_x}$	i_x	Moment statique S	Distance des centres	η_x	I_y	$\frac{I_y}{v_y}$	i_y	
	(cm)	(cm)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ³)	(cm)		(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	
80	1,45	3,05	106	26,5	3,10	15,9	6,65	3,07	19,4	6,36	1,33	
100	1,55	3,45	206	41,2	3,91	24,5	8,42	3,89	29,3	8,49	1,47	
120	1,60	3,90	364	60,7	4,62	36,3	10,0	4,53	43,2	11,1	1,59	
140	1,75	4,25	605	86,4	5,45	51,4	11,8	5,40	62,7	14,8	1,75	
160	1,84	4,66	925	116	6,21	68,8	13,3	6,17	85,3	18,3	1,89	
180	1,92	5,08	1 350	150	6,95	89,6	15,1	6,82	114	22,4	2,02	
200	2,01	5,49	1 910	191	7,70	114	16,8	7,55	148	27,0	2,14	
220	2,14	5,86	2 690	245	8,48	146	18,5	8,33	197	33,6	2,26	
240	2,23	6,27	3 600	300	9,22	179	20,1	9,03	248	39,6	2,42	
260	2,36	6,64	4 820	371	9,99	221	21,8	9,79	317	47,7	2,56	
300	2,70	7,30	8 030	535	11,7	316	25,4	11,58	495	67,8	2,90	

Profil	Moment d'inertie de torsion J	Distance du centre de flexion pure C à la face externe de l'âme δ	Dimensions							Masse linéique P	Section A	Surface de peinture	
			h	b	a	e	r	r_1	h_1			(m ² /m)	(m ² /t)
			(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)				
80	2,20	1,24	80	45	6	8	8	4	46	8,64	11,0	0,312	36,1
100	2,91	1,40	100	50	6	8,5	8,5	4,5	64	10,6	13,5	0,372	35,1
120	4,22	1,44	120	55	7	9	9	4,5	82	13,4	17,0	0,434	32,4
140	5,91	1,63	140	60	7	10	10	5	98	16,0	20,4	0,489	30,6
160	7,67	1,74	160	65	7,5	10,5	10,5	5,5	115	18,8	24,0	0,546	29,0
180	9,80	1,84	180	70	8	11	11	5,5	133	22,0	28,0	0,611	27,8
200	12,35	1,94	200	75	8,5	11,5	11,5	6	151	25,3	32,2	0,661	26,1
220	16,67	2,07	220	80	9	12,5	12,5	6,5	167	29,4	37,4	0,718	24,4
240	20,42	2,20	240	85	9,5	13	13	6,5	184	33,2	42,3	0,775	23,3
260	26,62	2,31	260	90	10	14	14	7	200	37,9	48,3	0,834	22,0
300	39,86	2,72	300	100	10	16	16	8	232	46,2	58,8	0,950	20,6

Pour les normes, se reporter à l'article [Doc. C 2 700].

Annexes

Tableau 2 – Aciers de construction d'usage général : composition chimique (suivant NF A 35-501)											
Nuance	Qualité	Mode de désoxydation	C maxi (%)		P maxi (%)		S maxi (%)		N ₂ maxi (4) (%)		Élément d'alliage (coulée) (%)
			coulée	produit	coulée	produit	coulée	produit	coulée	produit	
Composition non précisée dans la norme											
A 33											
A 34	2	0,16	0,20	0,045	0,055	0,045	0,055	0,008	0,009	
	2	NE	0,16	0,18	0,045	0,050	0,045	0,050	0,008	0,009	
E 24	2	(1)	0,17 (5)	0,21	0,045	0,055	0,045	0,055	0,008	0,009	
	2	E (1)	0,17 (5)	0,21	0,045	0,055	0,045	0,055	0,007	0,008	
	2	NE	0,17 (6)	0,19	0,045	0,050	0,045	0,050	0,008	0,009	
	3	NE	0,16	0,18	0,040	0,045	0,040	0,045			
	4	CS	0,16	0,18	0,035	0,040	0,035	0,040	Al ≥ 0,02 (9)
E 28 (2)	2	NE	0,20	0,23	0,045	0,050	0,045	0,050	0,008	0,009	
	3	NE	0,18	0,20	0,040	0,045	0,040	0,045			
	4	CS	0,18	0,20	0,035	0,040	0,035	0,040	Al ≥ 0,02 (9)
E 36 (3)	2	NE	0,24	0,27	0,045	0,050	0,045	0,050			
	3	NE	0,20 (7)	0,22	0,040	0,045	0,040	0,045			
	4	CS	0,20 (8)	0,22	0,035	0,040	0,035	0,040	Al ≥ 0,02 (9)
A 50	2	NE			0,045	0,050	0,045	0,050			
A 60	2	NE			0,045	0,050	0,045	0,050			
A 70	2	NE			0,045	0,050	0,045	0,050			

E = effervescent NE = non effervescent CS = calmage spécial

(1) Les qualités E 24-2 et E 24-2 E sont livrées exclusivement en produits d'épaisseur inférieure ou égale à 16 mm dans le cas des poutrelles et cornières, et à 30 mm pour les autres laminés marchands.

(2) E 28 : les teneurs en manganèse et silicium ne doivent pas dépasser respectivement 1,30 % et 0,40 % sur coulée et 1,40 % et 0,45 % sur produit.

(3) E 36 : la teneur en manganèse ne doit pas dépasser 1,60 % sur coulée comme sur produit. La teneur en silicium ne doit pas dépasser 0,55 % sur coulée et 0,60 % sur produit.

(4) La teneur en azote peut être augmentée de 0,001 % pour chaque diminution de 0,005 % de la teneur en phosphore sans pour autant dépasser 0,010 % à la coulée et 0,012 % sur produit. Toutefois cette prescription de teneur en azote ne s'applique pas lorsque les aciers sont élaborés au four électrique ou lorsque l'analyse sur produit met en évidence la présence d'éléments fixant l'azote.

(5) Pour les produits d'épaisseur supérieure à 16 mm il est admis une teneur maximale en carbone de 0,19 % sur coulée et 0,24 % sur produit.

(6) Pour les produits d'épaisseur supérieure à 30 mm il est admis une teneur maximale en carbone de 0,19 % sur coulée et 0,21 % sur produit.

(7) Pour les produits d'épaisseur supérieure à 16 mm il est admis une teneur maximale en carbone de 0,22 % sur coulée et 0,24 % sur produit.

(8) Pour les produits d'épaisseur supérieure à 30 mm il est admis une teneur maximale en carbone de 0,22 % sur coulée et 0,24 % sur produit.

(9) Cette prescription ne s'applique qu'aux produits d'épaisseur inférieure à 5 mm ; de plus, après accord entre acheteur et producteur, d'autres éléments de calmage peuvent être utilisés.

Pour les normes, se reporter à l'article [Doc. C 2 700].

Annexes

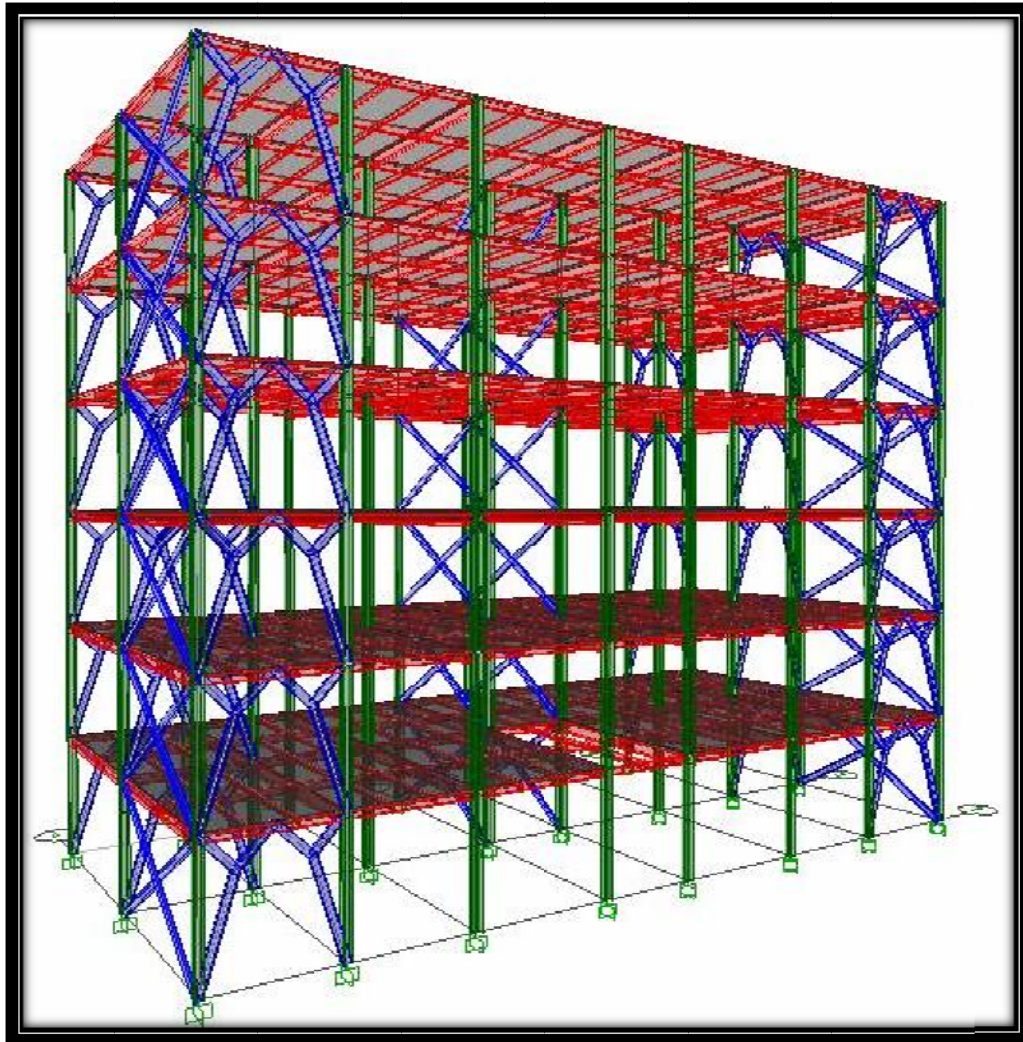
Profil	Caractéristiques rapportées à l'axe neutre								
	I_x	$\frac{I_x}{v_x}$	i_x	Moment statique S	Distance des centres	η_x	I_y	$\frac{I_y}{v_y}$	i_y
	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ³)	(cm)		(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)
80	80,1	20,0	3,24	11,6	6,9	3,33	8,49	3,69	1,05
100	171	34,2	4,07	19,7	8,7	4,22	15,9	5,79	1,24
120	318	53,0	4,90	30,4	10,5	5,10	27,7	8,65	1,45
140	541	77,3	5,74	44,2	12,2	5,99	44,9	12,3	1,65
160	869	109	6,58	61,9	14,0	6,90	68,3	16,7	1,84
180	1 317	146	7,42	83,2	15,9	7,76	101	22,2	2,05
200	1 943	194	8,26	110	17,6	8,66	142	28,5	2,24
220	2 772	252	9,11	143	19,4	9,62	205	37,3	2,48
240	3 892	324	9,97	183	21,2	10,55	284	47,3	2,69
270	5 790	429	11,2	242	24,2	11,88	420	62,2	3,02
300	8 356	557	12,5	314	26,6	13,20	604	80,5	3,35
330	11 770	713	13,7	402	29,3	14,52	788	98,5	3,55
360	16 270	904	15,0	510	31,9	15,83	1 043	123	3,79
400	23 130	1 160	16,5	654	35,4	17,50	1 318	146	3,95
450	33 740	1 500	18,5	849	39,7	19,33	1 676	176	4,12
500	48 200	1 930	20,4	1 100	43,9	21,28	2 142	214	4,31
550	67 120	2 440	22,3	1 390	48,2	23,02	2 668	254	4,45
600	92 080	3 070	24,3	1 760	52,4	25,16	3 387	308	4,66

Profil	Moment d'inertie de torsion J	Module de raideur d	Dimensions						Masse linéique P	Section A	Surface de peinture	
			h	b	a	e	r	h_1			(m ² /m)	(m ² /t)
	(cm ⁴)	(cm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(kg/m)	(cm ²)	(m ² /m)	(m ² /t)
80	0,70	0,299	80	46	3,8	5,2	5	60	6,0	7,64	0,329	54,8
100	1,10	0,313	100	55	4,1	5,7	7	75	8,1	10,3	0,401	49,5
120	1,71	0,336	120	64	4,4	6,3	7	93	10,4	13,2	0,474	45,6
140	2,54	0,359	140	73	4,7	6,9	7	112	12,9	16,4	0,550	42,6
160	3,53	0,379	160	82	5,0	7,4	9	127	15,8	20,1	0,622	39,4
180	4,90	0,404	180	91	5,3	8,0	9	146	18,8	23,9	0,698	37,1
200	6,46	0,425	200	100	5,6	8,5	12	159	22,4	28,5	0,768	34,3
220	8,86	0,460	220	110	5,9	9,2	12	178	26,2	33,4	0,848	32,4
240	11,60	0,490	240	120	6,2	9,8	15	190	30,7	39,1	0,921	30,0
270	14,93	0,510	270	135	6,6	10,2	15	220	36,1	45,9	1,04	28,8
300	19,47	0,535	300	150	7,4	10,7	15	249	42,2	53,8	1,16	27,5
330	25,70	0,558	330	160	7,5	11,5	18	271	49,1	62,6	1,25	25,5
360	36,20	0,600	360	170	8,0	12,7	18	299	57,1	72,7	1,35	23,6
400	46,80	0,607	400	180	8,6	13,5	21	331	66,3	84,5	1,47	22,2
450	63,80	0,616	450	190	9,4	14,6	21	379	77,6	98,8	1,61	20,7
500	89,00	0,640	500	200	10,2	16,0	21	426	90,7	116	1,74	19,2
550	118,40	0,657	550	210	11,1	17,2	24	468	106	134	1,88	17,7
600	166,20	0,697	600	220	12,0	19,0	24	514	122	156	2,02	16,6

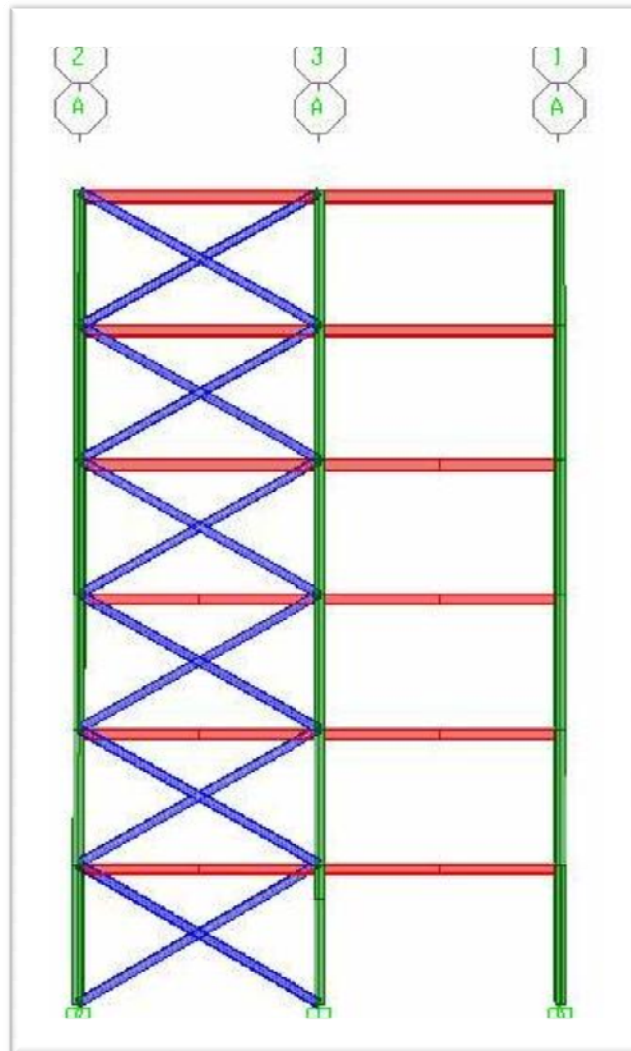
Pour les normes, se reporter à l'article [Doc. C 2 700].

c- Annexe dessin

VUE 3D



PORTIQUE TRANSVERSEAUX



PORTIQUES LONGITUDINAUX

